



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTERACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9) étages
à usage d'habitation**

Présenté par :

-Mr BELARBI Mohamed Yassin

Soutenu le 11/09/2022 devant le jury composé de :

President: Dr MEHALA Tewfik

Examinatrice: Dr BAHAR Sadek

Encadrant : Pr. LAREDJ Nadia

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciement

Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" (I) qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à:

- ❁ Pr **Laredj Nadia**, pour m'avoir encadré et m'orienté tout au long de cette recherche.
- ❁ Mes très chers **parents** qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage pour continuer à progresser dans mes études.
- ❁ Ma très chère **sœur**.
- ❁ Ma chère **femme** pour leur soutien moral, l'encouragement et l'aide qu'elle m'a toujours accordée.
- ❁ Je remercie vivement tout ma Famille et mes Amis.
- ❁ Mes remerciements les plus sincères aux membres de jury pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail en l'occurrence **Dr Mehala Tewfik** président du jury et Examineur **Dr Bahar Sadek**,
- ❁ Et aussi mes remerciements à tous les enseignants de la faculté FST ainsi que tout le personnel de la faculté.
- ❁ Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion M2 2021-2022 de génie civil de l'université **Abdel Hamid Ibn Badis** tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.

Pour tous ceux qui n'ont pas été cité**MERCI**

Belarbi

Mohamed

**Mohamed
Yassin**



SOMMAIRE

resumer

CHAPITRE I : Présentation du projet

I.1 Introduction.....	01
I.2 Le but.....	01
I.3 Choix d'une structure	01
I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment	01
I.5 Caractéristiques géométriques du sol	01
I.6 Les éléments d'une construction	03
I.7 Les charges	02
I.8 Conception de la structure	03
I.9 Les caractéristiques mécaniques des matériaux	06
I.10 Combinaison de calcul	10
I.11 Les règlements utilisent.....	10
I.12 Les logiciels utilisent.....	11

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1 Introduction	12
II.2 Pré dimensionnement des éléments résistants	12
II.2.1 Pré dimensionnement des planchers	12
II.3 Descente des charges	12
II.3.1 Charge Permanente.....	12
II.3.2 Surcharge d'exploitation	14
II.3.3 Evaluation des charges	15
II.4 Pré dimensionnement des éléments porteurs	15
II.4.1 Pré dimensionnement des poutres.....	15
II.5 Pré dimensionnement des poteaux	17
II.5.1 Méthode de calcul.....	18
II.5.2 Calcul de la section du poteau.....	20
II.6 Pré dimensionnement des voiles.....	23
II.6.1 Voiles du contreventement.....	24

CHAPITRE III : Etude des planchers

III.1 Introduction	25
--------------------------	----

III.1.1 Définition	25
III.1.2 Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher	25
III.2 Etude de plancher	26
III.2.1 Plancher en corps creux.....	26
III.2.2 Étude des poutrelles	27
III.3 méthode de calcul	29
III.3.1 la méthode de Caquot	29
III.3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U)	30
III.4 Calcul du ferrailage	41
III.4.1 E.L.U	41
III.4.2 Vérification à E.L.S	44
III.4.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant.....	44
III.4.4 Diamètre des armatures transversales.....	45
III.4.5 Ancrage des barres	45
III.4.6 Ancrage des armatures.....	46
III.5 Calcul de la flèche.....	48
III.5.1 Vérification de la flèche.....	48
III.5.2 Vérification des conditions	48
III.5.3 Calcul des moments fléchissant	49
III.6 Calcul des contraintes suivant les sollicitations.....	50
III.6.1 Calcul de μ_g, μ_p, μ_j	50
III.6.2 Calcul des moments d'inertie fictifs.....	51
III.7 Calcul de flèche (total et admissible)	52
III.7.1 La flèche totale.....	52
III.7.2 La flèche admissible.....	52

CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

IV.1 Les escalier:	53
IV.1.1 Introduction.....	53
IV.1.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire.....	54
IV.2 Acrotère.....	66

IV.2.1 Introduction.....	66
IV.2.2 <i>Ferraillage</i>	66
IV.3 Ascenseur	70
IV.3.1 Introduction.....	70
IV.3.2 Calcul des Charges.....	70
IV.3.3 Ferraillage de la Dalle d'Ascenseur.....	77

CHAPITRE V: Etude sismique

V.1 Introduction	82
V.2 Méthode de calcul	82
V.2.1 Méthode statique équivalente	82
V.2.2 Méthode dynamique modale spectrale	83
V.3 Spectre de réponse de calcul.....	84
V.3.1 Calcul du poids total de chaque plancher	84
V.3.2 Préparation des données de Robot.....	84
V.3.3 Évaluation de la force sismique	86
V.4 Vérification des déplacements	89
V.4.1 Vérification des modes	91
V.5 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$	92
V.6 L'efforts tranchant à la base	94

CHAPITRE VI: Etudes des éléments structuraux

VI.1 Introduction	95
VI.2 Ferraillage des portiques	95
VI.2.1 Ferraillage des poteaux.....	95
VI.2.2 Ferraillage des poutres.....	102
VI.3 Etudes des voiles.....	109
VI.3.1 Introduction.....	109
VI.3.2 Le système de contreventement.....	109
VI.3.3 Ferraillage des voiles.....	112

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Calcul des fondations.....	115
VII.1.1 Introduction.....	115
VII.1.2 Définition.....	116
VII.2 Calcul du radier.....	116
VI .3 Ferrailage du radier.....	119
VII.3.1 Ferrailage des dalles.....	119
VI.4 Ferrailage des poutres des libages	121

Conclusion

Biographie

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Charge permanente de plancher terrasse.....	10
Tableau II.2 : Charge permanente de plancher étage courant.....	10
Tableau II.3 : Dégression des Surcharges d'Exploitation.....	11
Tableau II.4 : Evaluation des charges.....	12
Tableau II.5 : Les sections des poutres sont résumées	13
Tableau II.6 : Récapitulatif des sections des poteaux des différents étages	23
Tableau II.7 : Tableau de vérification des poteaux au flambement.....	24
Tableau III.1 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.....	41
Tableau IV.1 : Descente de charge (volée)	55
Tableau IV.2 : Descente de charge (palier)	56
Tableau IV.3 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)	58
Tableau IV.4 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)	60
Tableau IV.5 : Les Dimensions des ascenseurs.....	70
Tableau IV.6 : Des Sollicitations à différentes des charges (E.L.U et E.L.S)	74
Tableau IV.7 : Les valeurs des moments et des contraintes	79
Tableau IV.8 : Les valeurs des moments d'inerties	80
Tableau V.1 : Facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q	87
Tableau V.2 : L'effort tranchant	89
Tableau V.3 : Vérification des déplacements.....	90
Tableau V.4 : Vérification des modes.....	91
Tableau V.5 : Justification vis à vis de l'effet P^{Δ} sens x	93
Tableau V.6 : Justification vis à vis de l'effet P^{Δ} sens	93
Tableau V.7 : Vérification L'efforts tranchant à la base	94
Tableau VI.1 : Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux	97
Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux.....	102
Tableau VI.3 : les moments maximums (en travée et en appui)	103
et des efforts tranchants en (KN)	108
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	108

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Dalle à corps creux	03
Figure I.2: voiles	04
Figure I.3: Mur simple cloison.	05
Figure I.4 : Mur extérieur et Mur intérieur.....	05
Figure I.5: isolation	06
Figure I.6: Diagramme contrainte- déformations du béton (E.L.U)	07
Figure I.7: Diagramme contraintes- déformations d'acier (E.L.U).....	08
Figure II.1: Coupe d'un plancher à corps creux	09
Figure II.2: Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.....	10
Figure II.3: Schéma des poutrelles	15
Figure II.4: Dimensions adoptées des poutrelles	15
Figure II.5: Section afférente d'un poteau sollicité	15
Figure II.6: Hauteur libre de poteau	17
Figure II.7: Coupe de Voile.....	21
Figure III.1: Schéma de poutrelle.....	24
Figure III.2: Schéma statique des poutrelles	24
Figure III.3: Diagramme des moments fléchissant (Type1: plancher étage)	27
Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants (Type1: plancher étage)	27
Figure III.5: Diagramme des moments fléchissant (Type 1:plancher terrasse)	29
Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants (Type 1:plancher terrasse)	30
Figure III.7: Schéma statique des poutrelles	30
Figure III.8: Diagramme des moments fléchissant (Type 2)	31
Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants (Type 2)	32
Figure III.10: Diagramme des moments fléchissant (Type 3)	34
Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants (Type 3).....	34
Figure III.12: Dimensions des poutrelles	35
Figure III.13: Schéma de l'ancrage	39
Figure III.14: Ferraillage de poutrelle	40
Figure IV.1: Schéma d'un escalier	46
Figure IV.2: Schéma statique d'un escalier	

Figure IV.3: Diagrammes des sollicitations(E.L.U)	49
Figure IV.4: Diagramme des moments retenus (E.L.U)	51
Figure IV.5 : Diagrammes des sollicitations(E.L.S).	51
Figure IV.6: Diagramme des moments retenus (E.L.S)	53
Figure IV.7: Diagrammes des (M et T) de la poutre palière (E.L.U)	53
	57

Figure IV.8: Diagrammes des (M et T) de la poutre palière (E.L.S)	58
Figure IV.9: Coupe de poutre palière.....	61
Figure IV.10: Coupe de l'acrotère.....	63
Figure IV.11: Ferraillage de l'acrotère.....	66
Figure VI.1 : Direction des moments et efforts sur un poteau	88
Figure VI.2: Ferraillage des poteaux	93
Figure VI.3: Schéma de la zone nodale	94
Figure VI.4: Schéma d'une section de calcul	96
Figure VI.5 : Schéma de ferraillage de la poutre principale	101
Figure VI.6: Schéma de ferraillage de la poutre secondaire	102
Figure VI.7: Dimensions de voile.....	106
Figure VI.8: Disposition des armatures verticales dans les.....	107
Figure VI.9: Disposition du ferraillage du voile.....	108
Figure VII.1: Schéma du Radier	112
Figure VII.2: Schéma de voile	115
Figure VII.3: Répartition des charges sur les poutres	117
Figure VII.4: Répartition des charges sur les poutres	119
Figure VII.5: Répartition armatures dans les poutres	121

Annexe

Plans :

- Etage courant
- Etage terrasse
- Poteau
- Poutre
- Radie

Logiciel utilise :

- Autocad version2016
- Robot structurel analyses 2016

BEBLIOGRAPHIQUES

Les livres:

- 📖 *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI-*
**office des publications universitaires 1991;*
- 📖 *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-*
**EYROLLES 1992*;*
- 📖 *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-*
**3^{eme} édition 99*;*
- 📖 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;*
- 📖 *Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99***
- 📖 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*
- 📖 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.***
- 📖 *Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;*

A.MEDJBER/M.HAFIAN/H.AÏMER

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel ROBOT
- Logiciel EXCEL

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
If : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures
Lp : longueur en plan
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l : masse linéaire
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
 M_w : moment fléchissant de la gauche
 M_x : moment fléchissant du sens x-x
 M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
 M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_{33} : moment suivant le sens 3-3
 N : effort normal
 N_e : effort normal au centre de la section
 N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
 P : poids propre ; périmètre
 P_r : poids propre du radier
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 S_r : surface du radier
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y
 U_c : périmètre du contour
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_t : effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_o : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux
 h_d : hauteur de la dalle
 h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau

i : rayon de giration
j : nombre des jours
l : longueur ; distance
l_f : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l_o : longueur libre
q_b : charge linéaire induite par les marches
q_{eq} : charge linéaire équivalente
q_l : charge linéaire
q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
q_P : charge linéaire du palier
s : espacement
t : espacement ; période
x : abscisse
y : ordonnée
y₁ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
α : Angle, coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
ε : Coefficient de réponse
η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
λ : Élançement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
μ : Moment réduit
ν : Coefficient de poisson
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : contrainte de béton ou d'acier
τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
ψ : Coefficient de pondération
ξ : Pourcentage d'amortissement critique
δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
Σ : Sommation
φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

RESUME

الخلاصة الغرض من هذه الدراسة هو تصميم هيكل للاستخدام السكني والتجاري من طوابق R + 09 التي ستقع في ولاية غليزان ، المصنفة في المنطقة الثانية وفقًا للوائح الجزائرية لمكافحة التطفل (RPA 99 ، الإصدار 2003). يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الحزم والأعمدة والجدران. تم إنشاء دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة البرنامج (نسخة الروبوت 2016). يتوافق حساب الأبعاد وتقوية جميع العناصر المقاومة مع القواعد المعمول بها ، وهي (BAEL91 معدل 99 ، RPA99 الإصدار 2003). تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة ، الحزم) بواسطة برنامج التعزيز ROBOT ، بينما تم تقوية الجدران يدويًا. يتكون أساس المبنى من بلاطة مضلعة.

Résumé Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R+09 étages qui sera implantée dans la wilaya de Relizane , classée en zone II selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ROBOT. version.2016). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003). Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage ROBOT, alors que celui des voiles et a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of G+09 floors which will be located in the Wilaya of Relizane,, classified in zone II according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (ROBOT. Version .2016). The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003). Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software ROBOT, while the shell element was done manually. The foundation system is consisted by rib raft foundation.

I.1 Introduction

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui' a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

Présentation de l'ouvrage :

On a étudié un bâtiment à usage habitation (R+9) Contreventé par voile, situé au niveau de la wilaya de relizane (zone IIa) dans le groupe d'usage 3 et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

I.2 But

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié .Vu que l'influence majeure sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

I.3 Choix d'une structure

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

I.4 caractéristiques géométriques du bâtiment

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m.
- Hauteur de RDC $h_{RDC} = 3,57$ m.
- Hauteur totale de bâtiment $H = 31,11$ m.
- Cage d'escaliers : $3,30 \times 5,05$ m².
- Cage d'ascenseur : $2 \times (1,05 \times 1,425)$ m².
- Largeur du bâtiment $B = 13,45$ m.
- Longueur du bâtiment $L = 26,23$ m.

I.5 Caractéristiques géomécaniques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5$ bars pour un ancrage $D = 1,50$ m.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I.6 Les éléments d'une construction

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers mécaniques, escaliers.
- l'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare l'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc. Elle joue un rôle fondamental dans les économies d'énergie.

I.7 les charges

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.8 Conception de la structure

1. Planchers

Nous avons utilisé un seul type de plancher ; plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

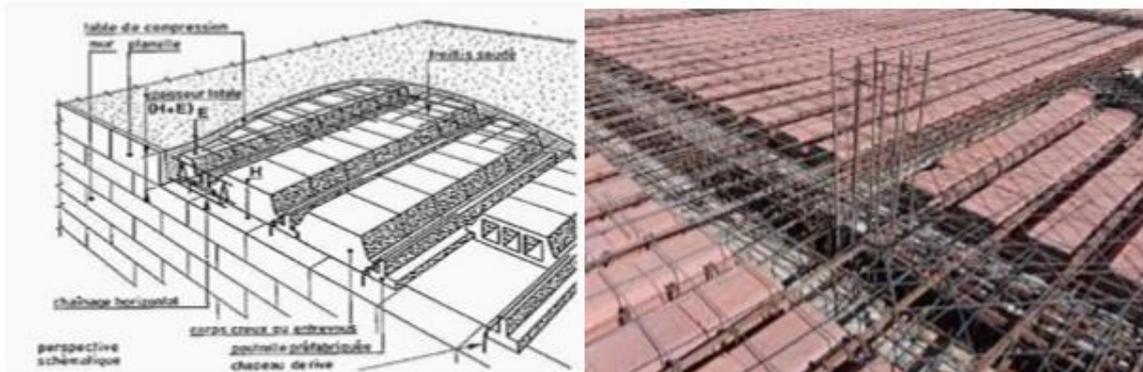


Figure I.1 Dalle à corps creux.

2. Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constitué par des poteaux et des poutres.



Figure I.2 les voiles

3. Escaliers

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

4. Ascenseur

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi deux ascenseurs d'un seul type.

5. Maçonnerie

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

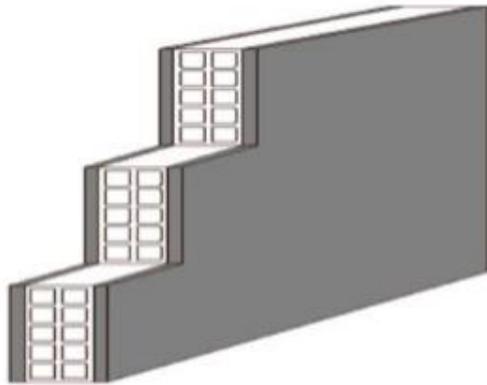


Figure I.3 Mur simple cloison.

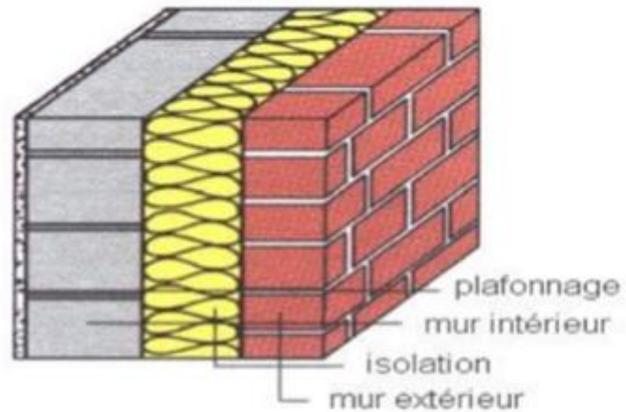


Figure I.4 Mur extérieur et Mur intérieur

6. Revêtement

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

7. Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sol éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

8. Type de coffrage utilisé

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

9. Isolation

L'isolation acoustique est garantie par le vide du corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau des murs extérieurs, l'isolation est garantie par le vide d'air entre les deux parois qui composent ce dernier, et par la minimisation des ponts thermiques en cours.



Figure I.5 Isolation.

I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux

1. Le Béton

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

- **Composition du béton :**

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA325.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

- **Résistance caractéristique :**

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section.

- Compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

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

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ Mpa}$.

• **Contrainte de calcul de béton comprimé :**

a. Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » :

ζ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

$$\text{Si : } 0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]} \dots\dots\dots \text{I 1}$$

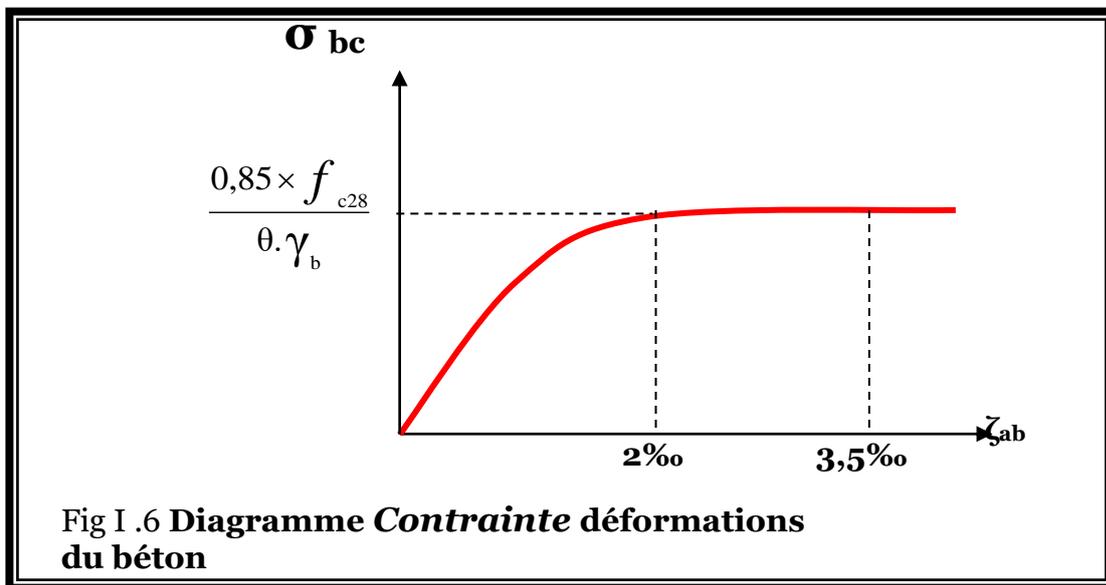
La courbe est sous forme d'une parabole.

$$\text{Si } 2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots\dots\dots \text{I 2}$$

La courbe est sous forme d'un rectangle.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases} \dots\dots\dots \text{I 3}$$

Avec :



b. Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

2. Les Armatures

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

- **Type d'acier utilisé :**

- Barres lisses  FeE 235
- Barres à haute adhérence  FeE400
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence  FeE520

- **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

a. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400$ Mpa.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5$ Mpa.

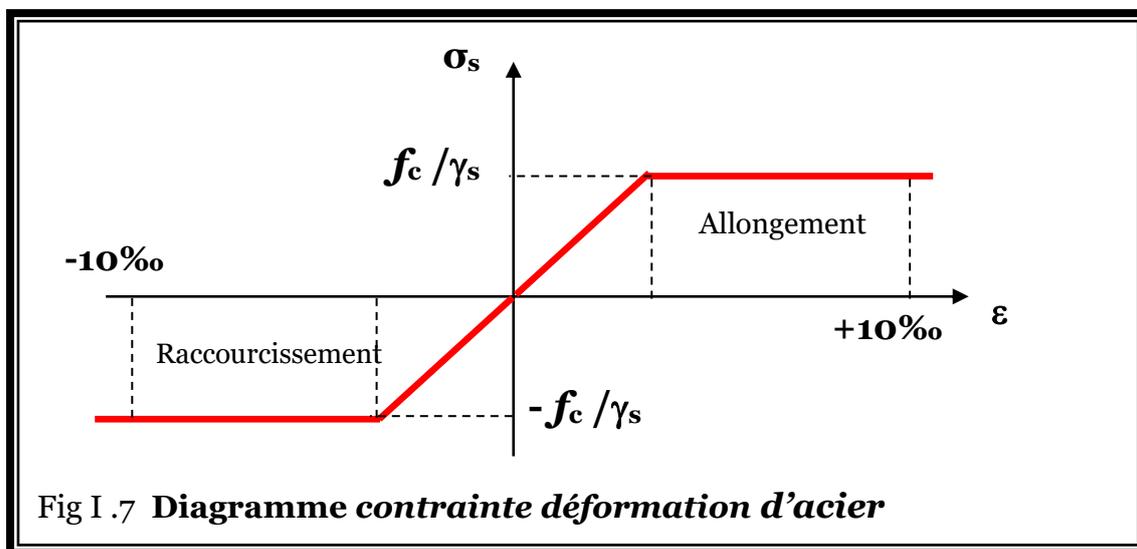
$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}.$$

Si $\zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s$.

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$$



b. Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

☀ Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

☀ Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e \cdot 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right) \dots\dots\dots \text{I 4}$$

☀ Fissuration très préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e \cdot 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right) \dots\dots\dots \text{I 5}$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

Les principaux avantages du béton armé sont :

* **Économie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec des armatures en acier lui permet de résister aux efforts de traction.

* **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

* **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité appropriée du béton.

* **Résistance au feu** : le béton armé résiste aux effets des incendies dans de bonnes conditions.

I.10 Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

☀ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P4 = 0,8 G \pm E.$$

☀ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P5 = G + Q.$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.11 Les règlements utilisent

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99.

- R.P.A 99 Version2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R.

Chapitre III

*Prédimensionnement
des éléments résistants*

II.1 Introduction

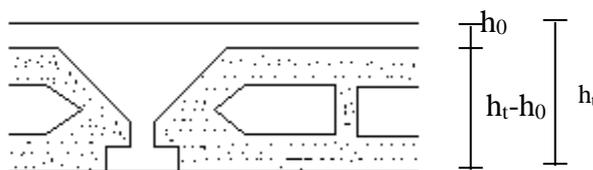
Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivante: RPA99, BAEL91, DTRB.2.2.

II.2 Pré dimensionnement des éléments résistants

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

- La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage :
 - Terrasse non accessible : $P = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
 - Plancher étage habitation : $P = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- Dans notre structure, on utilise de types de planchers :
 - Plancher à corps creux FigureII.1



FigureII.1 coupe d'un plancher à corps

- h_t : L'épaisseur totale du plancher.
- L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

II.3 Descente des charges

II.3.1 Charge Permanente

a. Plancher (Corps Creux,)

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité selon le **RPA** :

$$h_t > \frac{L}{22,5} ; \quad L = 4,24 \text{ m.}$$

$$h_t = 0,188 \text{ m} \Rightarrow \text{Plancher (16 + 4).}$$

Avec : 4cm : épaisseur de la table de compression.

16cm : épaisseur du corps creux.

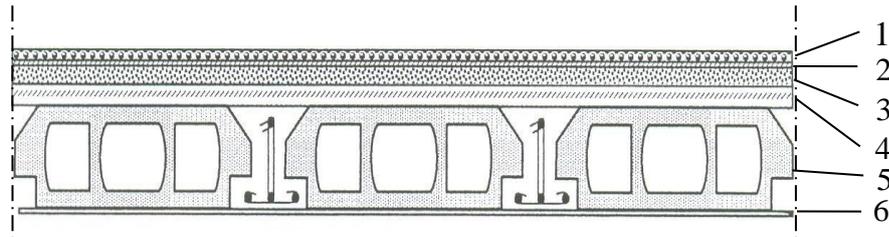


Figure II.2 détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

a.1 Plancher terrasse

Tableau II.1 charge permanente de plancher terrasse

Plancher	P (KN/m ²)
1. Gravillon de Protection (4 cm).	0,96
2. Etanchéité Multicouche (2 cm).	0,12
3. Béton en Forme de Pente (1%).	2,20
4. Isolation thermique en liège (4cm)	0,16
5. Corps Creux (16+4).	2,80
6. Enduit en plâtre	0,27
	G_t = 6,51

a.2 plancher étage courant

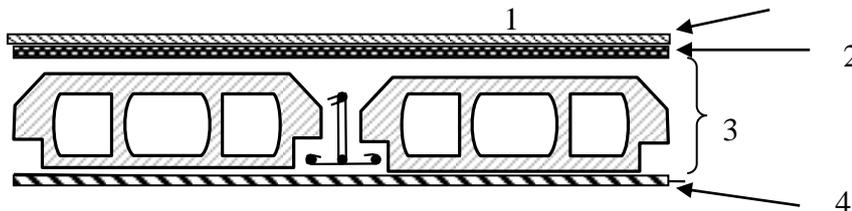


Figure II.3 détail des constituants du plancher d'étage courant

Tableau II.2 charge permanente de plancher étage courant

Plancher	P (KN/m ²)
1. Cloison légère	1,00
2. Carrelage + mortier	1,00
3. - Dalle à corps creux (ep = 16+4) cm	2,80
4. - Enduit au ciment (ep = 1,5 cm)	0,40
	G_e = 5,20

II.3.2 Surcharge d'exploitation

Le bâtiment est a usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1,000 \text{ KN/m}^2$ Terrasse Non Accessible.

$Q_1 = 1,500 \text{ KN/m}^2$ Etage Courant.

a.1 Dégression des Surcharges d'Exploitation

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 Q_0+Q_1 .

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

a.2 Dégression des Surcharges d'Exploitation

Tableau II.3 Dégression des Surcharges d'Exploitation

		$Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$
La Terrasse	Q_0	1,000
8 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2,500
7 ^{ème} étage	$Q_0 + 1.9Q_1$	3,850
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 2.7Q_1$	5,050
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 3.4Q_1$	6,100
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 4 Q_1$	7,000
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 4.5Q_1$	7,750
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 5 Q_1$	8,500
1 ^{ère} étage	$Q_0 + 5.5Q_1$	9,250
RDC	$Q_0 + 6 Q_1$	10,000
	$Q =$	10,000

II.3.3 évaluation des charges

Tableau II.4 évaluation des charges

valeur cumulée des charges		Valeur non cumulée des charges	
et sur charges		et sur charges	
Q(kN/m ²)	G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	G(kN/m ²)
1,00	6,51	1,00	6,51
2,50	11,71	1,50	5,20
3,85	16,91	1,50	5,20
5,05	22,11	1,50	5,20
6,10	27,31	1,50	5,20
7,00	32,51	1,50	5,20
7,75	37,71	1,50	5,20
8,455	42,91	1,50	5,20
9,16	48,11	1,50	5,20
9,91	53,31	1,50	5,20

II.4 Pré dimensionnement des éléments porteurs

II.4.1 Pré dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

a. Pré dimensionnement des poutres principales [p.p]

a.1 Critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,8h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

$$\text{Pour } L = 505 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 33,66 \leq h \leq 50,5 \rightarrow h = 40 \text{ cm.} \\ 20 < b \leq 40 \rightarrow b = 35 \text{ cm.} \end{cases}$$

a.2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ (40/35) = 1,14 \leq 4 \end{cases}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(40 \times 35) \text{ cm}^2$.

b. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S]

b .1 Critère de rigidité :

$$\text{Pour } L = 454 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 30,26 \leq h \leq 45,4 \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 14 < b \leq 28 \rightarrow b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

b.2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ (h/b) = 1,00 \leq 4 \end{cases}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.5 Les sections des poutres sont résumées

poutres	Section cm^2
Principales	(40x35)
Secondaires	(35x35)

c.Poutrelle :

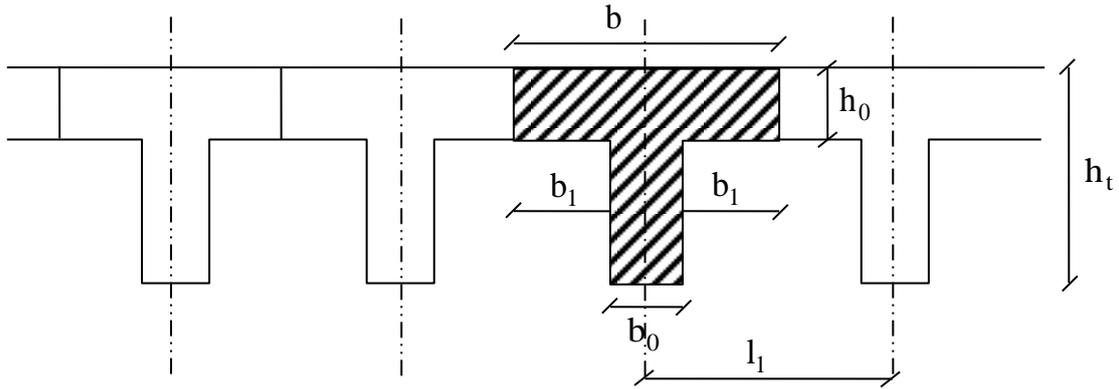


Figure II.4 Schéma des poutrelles

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

$$\text{Selon le B.A.E.L 83[1]} \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

Avec : L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

- Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale à 60 cm.

Donc pour $L_n = 60 \text{ cm}$ et $L = 424 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{424}{10} = 42,4 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 42,4 ; 32)$ On prendra donc $b_1 = 24 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_o = 60 \text{ cm.}$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II 4).

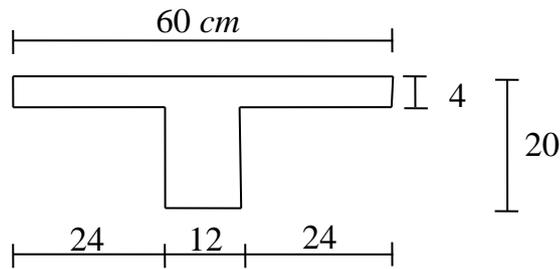


Figure II.5 **Dimensions adoptées des poutrelles**

II.5 Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau (figure).

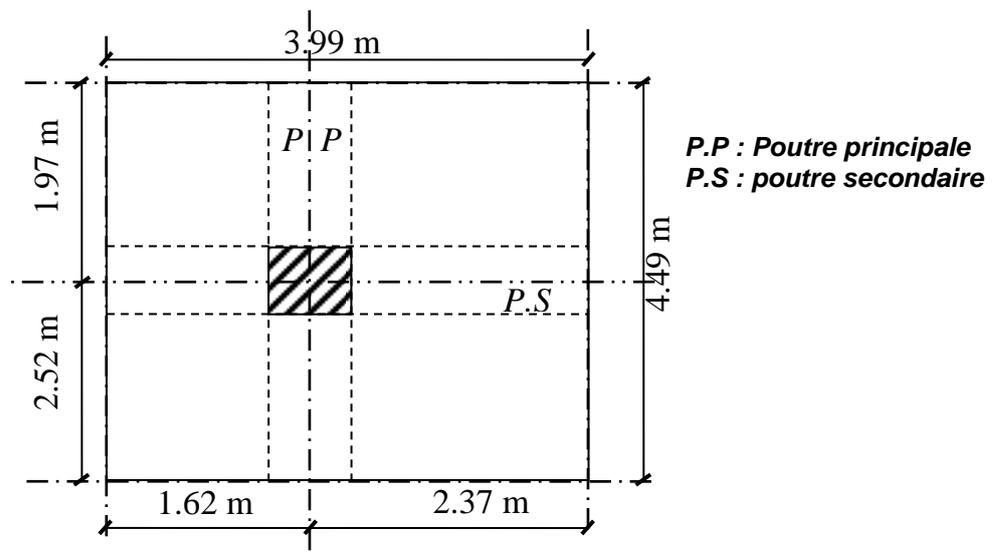


Figure II.6 **Section afférente d'un poteau sollicité.**

- La section afférente de plancher : $S_{aff(Plancher)} = 17,915m^2$.
- La longueur afférente de poutre principale (P.P) : $L_{aff(P.P)} = 4,49m$
- La longueur afférente de poutre secondaire (P.S) : $L_{aff(P.S)} = 3,99m$

II.5.1 Méthode de calcul

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes:

- a. condition de résistance
- b. condition de stabilité
- c. condition imposée par le RPA99

a. condition de résistance:

On sait que :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \dots\dots\dots (*)$$

D'après BAEL 91 on prend $\frac{A}{Br} = 1\% = 0.01$ avec

Br: Section nette du béton ; [Br = (a-0,02)(b -0,02)m²]

θ : facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$)

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges K =1, les charges étant appliquée généralement après 90jours

σ_{bc} :résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

N_g : Effort normal du aux charges permanentes

N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations

Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations

β : coefficient qui dépend de l'élanement du poteaux.

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

Pour toutes les armatures participe on prend $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{MPa} : \text{résistance de calcul des aciers à L'ELU}$$

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r \geq (1,2 \cdot N_u) / \left[\left(\frac{14,20}{0,90} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{1}{100} \right) \cdot \left(\frac{348}{1,15} \right) \right]$$

Donc $Br \geq 0,64 \times Nu$

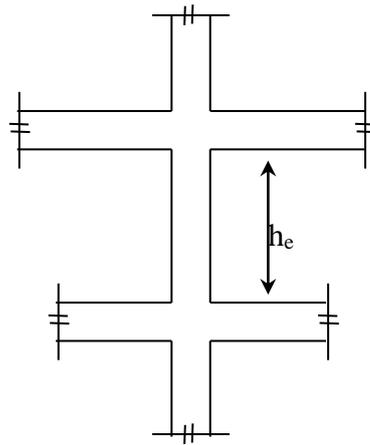
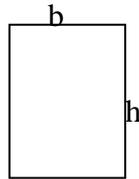
b. condition de stabilité de forme :

Figure II.7 hauteur libre de poteau

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{I/B}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton

λ : l'élanement $\frac{L_f}{bi}$

$$i = b/\sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0.7 \times L_0.$$

c. conditions imposées par le RPA99 :

Pour zone IIa : on a

1- $\min (h_1, b_1) \geq 25\text{cm}$

2- $\min (h_1, b_1) = h_e / 20$

3- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Avec h_e : la hauteur libre d'étage

II.5.2 Calcul de la section du poteau

II.5.2.1.Exemples de calcul

a. Calcul de la section du poteau : (9^{ème} étage)

1. Effort normal ultime P_u :

$$P_u = N_1 (\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{Plancher})} + N_2 (P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3 (P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)}$$

$$\bullet : (9^{\text{ème}} \text{étage}) \rightarrow \begin{cases} G = 6,51 \text{ KN/m}^2. \\ P = 1,00 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1.35 G + 1.5 P$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 10,2885 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,35 \cdot 0,40) = 4,7250 \text{ KN/m.l}$$

$$\bullet N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,35 \cdot 0,35) = 4,134 \text{ KN/m.l}$$

$$m = 1 \text{ Étages}$$

Donc :

$$P_u = 10,288 \times 17,915 + 4,725 \times 4,49 + 4,134 \times 3,99$$

$$P_u = 222,00 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 222,00 = 255,3053 \text{ KN}$$

$$\text{On sait bien que : } B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 163,3954 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc on prend : } B = (35 \times 35)$$

2. Vérification suivant R.P.99 :

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(35, 35) \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

b. Calcul de la section du poteau : (8^{ème} étage)**1. Effort normal ultime P_u :**

$$\bullet P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)} + N_2 \text{ poteau} (9^{\text{EME}} \text{ etage}) \times L_p$$

$$\text{8^{ème} étage} \rightarrow \begin{cases} G = 11,71 \text{ KN/m}^2. \\ P = 2,50 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{plancher})} = 1,35 G + 1,5 P$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{plancher})} = 19,5585 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,35 \cdot 0,40)2 = 9,45 \text{ KN/ml}$$

$$\bullet N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,35 \cdot 0,35)2 = 8,26 \text{ KN/ml}$$

$$m = 2 \text{ Étages}$$

$$\bullet N_{\text{POTEAU}} = 1,35(25 \cdot 0,35 \cdot 0,35)2 \cdot 86 = 11,8243 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$P_u = 19,55 \times 17,915 + 9,45 \times 4,49 + 8,26 \times 3,99 + 11,82$$

$$P_u = 437,4374 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 437,4374 = 503,0530 \text{ KN}$$

$$\text{On sait bien que : } B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 321,9539 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc on prend : } B = (35 \times 35)$$

2. Vérification suivant R.P.99 :

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(35, 35) \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

	P (kg)	G (kg)	Nu(Poutre Principal(kg))	Nu(Poutre Secondaire(kg))	Nu (plancher(kg))	ρ_u (kg)	$N_u = 1,15 \rho_u$ (kg)	$B_r = 0,0064 \cdot N_u$ (cm ²)	h₁ * b₁
9 ^{ème} étage	100	651	472,50	413,43	1028,85	22200,00	25530,00	163,39	35*35
8 ^{ème} étage	250	1171	945,00	826,87	1955,85	43743,74	50305,30	321,95	35*35
7 ^{ème} étage	385	1691	1417,50	1240,31	2860,35	63711,60	73268,34	468,91	40*40
6 ^{ème} étage	505	2211	1890,00	1653,74	3742,35	83662,57	96211,95	615,75	40*40
5 ^{ème} étage	610	2731	2362,50	2067,18	4601,85	102816,35	118238,80	756,72	40*40
4 ^{ème} étage	700	3251	2835,00	2480,62	5438,85	121582,22	139819,55	894,84	45*45
3 ^{ème} étage	775	3737	3307,50	2894,05	6252,50	140343,45	161394,96	1032,92	45*45
2 ^{ème} étage	846	4291	3780,00	3307,49	7060,35	158569,96	182355,45	1167,07	45*45
1 ^{ère} étage	916	4811	4252,50	3720,93	7868,85	176832,84	203357,76	1301,48	50*50
RDC	991	5331	4752,00	4134,37	8683,35	195644,70	224991,40	1439,94	50*50

Tableau II.6 **Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.**

Niveau	$(a,b)cm^2$	$l_0(m)$	$b(m)$	$l_f = 0,7l_0(m)$	λ	$\lambda \leq 35$
RDC	(50,50)	3,57	0,50	2,499	17,35	C.V
Etage 1	(50,50)	3,06	0,50	2,142	14,87	C.V
Etage 2 ,3,4	(45,45)	3,06	0,45	2,142	16,60	C.V
Etage 5,6,7	(40,40)	3,06	0,40	2,142	18,62	C.V
Etage 8,9	(35,35)	3,06	0,35	2,142	21,20	C.V

Tableau II.7 **Tableau de vérification des poteaux au flambement**

$$6\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0,7 \times L_0.$$

II.6 Pré dimensionnement des voiles

II.6.1 Voiles du contreventement

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition

$$L \geq 4a$$

a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a \geq h_e / 20$$

1. RDC :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{3,57}{20} = 17,850 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

2. Étage courant :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{3,06}{20} = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

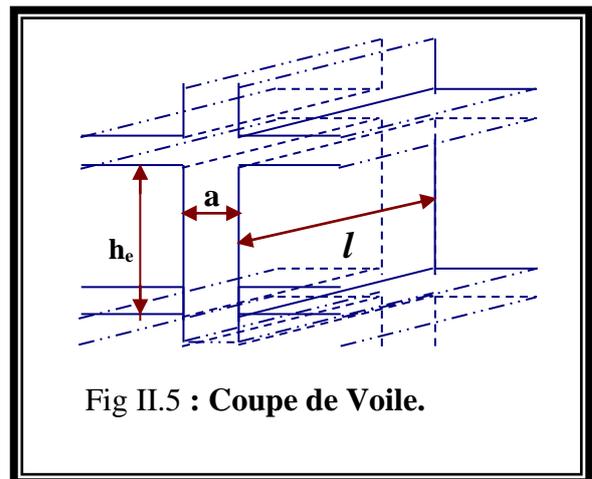


Fig II.5 : Coupe de Voile.

Chapitre III

Étude des planchers

 *Plancher corps creux.*

III.1 Introduction

III.1.1 Définition

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction; leurs rôles essentiels sont :

- Plate forme porteuse pour l'étage considéré (résistance aux charges permanentes et sous charges mobiles, circulation : possible entre étage par trémies pour l'escalier et pour ascenseur)
- Toit pour l'étage sous-jacent : support des plafonds : l'adhérant et le suspendus.
- Ecran permettant le confort de l'habitant (acoustique et thermique)
- Élément de stabilité : par chaînage.

Dans notre projet, nous avons utilisés deux types de planchers :

- plancher dalle pleine au milieu de la structure, reposant sur le noyau central pour l'ensemble des niveaux ; pour le sous-sol réalisé avec pré dalles.
- plancher corps creux pour les autres étages, avec un plancher terrasse comportant un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

III.1.2 Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher

- La flèche.
- L'équipement de l'entreprise.
- La nature d'exploitation.

Dans notre projet, nous avons utilisés un plancher corps creux, avec un plancher terrasse qui aura une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

Il est composé :

- Corps creux en ciment ou en céramique, se servant du coffrage perdu pour le coulage des poutrelles.

- Dalle de compression, une dalle de faible épaisseur 4 à 6 cm, en béton armé de quadrillage de treillis soudé (FeE240).
- Poutrelles, elles sont armées par des armatures principales et constructives reliée par des étriers.

III.2 Etude de plancher

III.2.1 Plancher en corps creux

III.2.1.1 Étude de la dalle de compression

-La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
 - 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).
- La section minimale des armatures doit être :
- Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :
- $$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$

est : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

a. Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{520} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend } 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1,41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend } 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on adoptera un treillis soudés de : $\phi 6 (200 \times 200) \text{ mm}^2$.

III.2.2 Étude des poutrelles

a. Dimensions : Comme on a vu dans le chapitre précédent, les dimensions de poutrelle sont :

$$h_t = 20 \text{ cm};$$

$$h_0 = 4 \text{ cm};$$

$$b = 60 \text{ cm};$$

$$b_0 = 12 \text{ cm};$$

$$b_1 = 24 \text{ cm}.$$

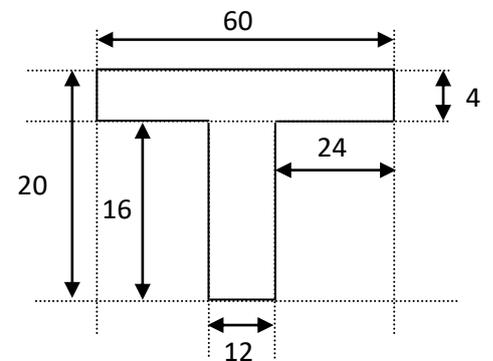


Figure III.1 Schéma de poutrelle.

b. Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

1. Terrasse :

✚ **E.L.U:**

$$(1,35G + 1,5P) \times 0,60 = (1,35 \times 6510 + 1,5 \times 1000) \times 0,60 = 6173,10 \text{ N/ml.}$$

✚ **E.L.S:** $(G + P) \times 0,6 = (6510 + 1000) \times 0,6 = 4506 \text{ N/ml.}$

2. Étage courant :

✚ **E.L.U:**

$$(1,35G + 1,5P) \times 0,60 = (1,35 \times 5200 + 1,5 \times 1500) \times 0,60 = 5562 \text{ N/ml.}$$

✚ **E.L.S:** $(G + P) \times 0,6 = (5200 + 1500) \times 0,6 = 4020 \text{ N/ml.}$

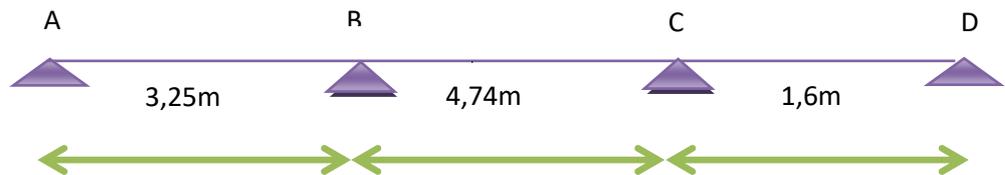
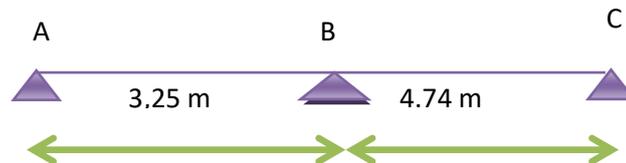
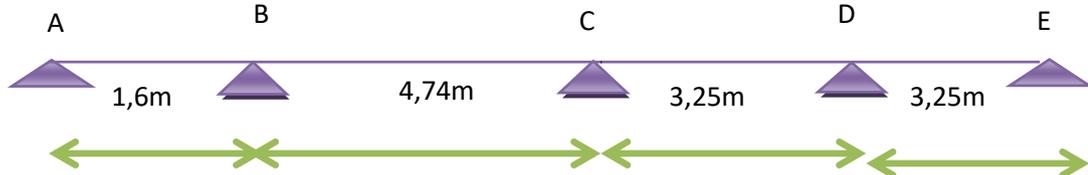
c. Type des poutrelles :**Type 1 :****Type 2 :****Type 3 :**

Figure.III.2 schéma statique des poutrelles.

III.3 Méthode de calcul

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99

Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérer : $P \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8 et 1,25.
4. la fissuration est peu nuisible.

-La troisième condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de CAQUOT pour les cas (étages courants et terrasse).

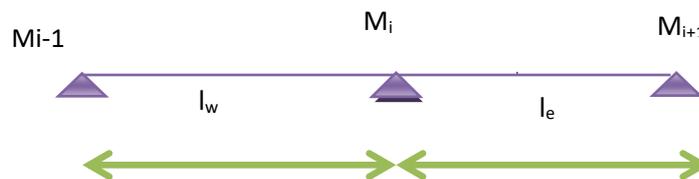
III.3.1 la méthode de Caquot

$$M_{\text{ap}} = K \left\{ \frac{G_w \times l_w'^3 + G_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} + \frac{P_w l_e'^3 + P_e l_w'^3}{8,5(l_e' + l_w')} \right\}$$

Avec $K = \frac{2}{3} = 0.6666$

$l = l$ (pour les travées de rives)

$l = 0,8l$ (pour les travées de intermédiaire)



$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

III.3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U)

a. Type 1 :

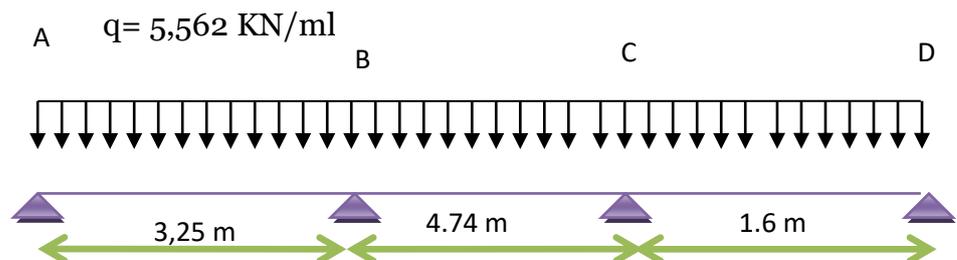
a.1 Plancher étage : Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 5,20 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$$q = 5,562 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$



- **Partie AB :**

$$M_{oAB} = ql^2/8 = 7,34 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{oBC} = ql^2/8 = 15,62 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{oCD} = ql^2/8 = 1,77 \text{ KN.m}$$

- **les moments sur appuis sont :**

$$M_{Aapp} = 0$$

$$M_{Bapp} = 0,66 \left\{ \frac{5,56 \times (3,25)^3 + 5,56 \times (3,79)^3}{8,5(3,25 + 3,79)} + \frac{1,5 \times (3,25)^3 + 1,5 \times (3,79)^3}{8,5(3,25 + 3,79)} \right\} = 6,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{Capp} = 5,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dapp} = 0$$

✚ **les moments en travée**

$$X = \frac{3,25}{2} + \left(\frac{6,64}{5,562 \times 3,25} \right) = 1,99\text{m}$$

$$M_t = 11,03\text{KNm}$$

$$X = 2,33\text{m}$$

$$M_t = 15,16\text{KNm}$$

$$X = 0,15\text{m}$$

$$M_t = 0,06\text{KNm}$$

✚ **Calcul de l'effort tranchant T :**

- **L'effort tranchant est donnée par :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

• **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4} = 6,99\text{KN}$$

$$T_e = -11,07\text{KN}$$

• **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{4,05} = 13,37\text{KN}$$

$$T_e = -12,98\text{KN}$$

• **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{3,28} = 8,02\text{KN}$$

$$T_e = -0,87\text{KN}$$

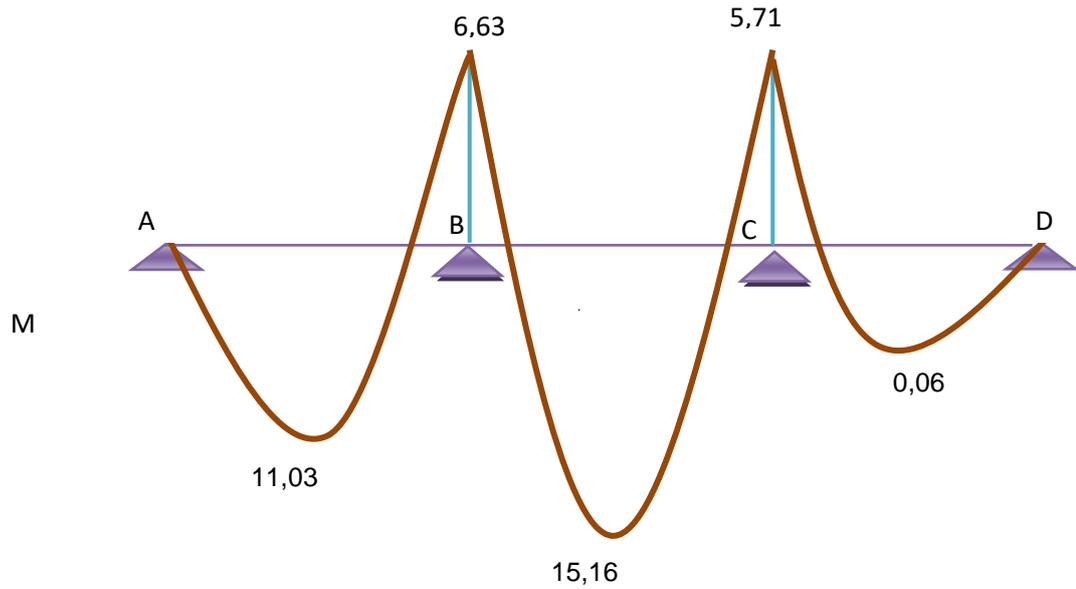


Figure III.3 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

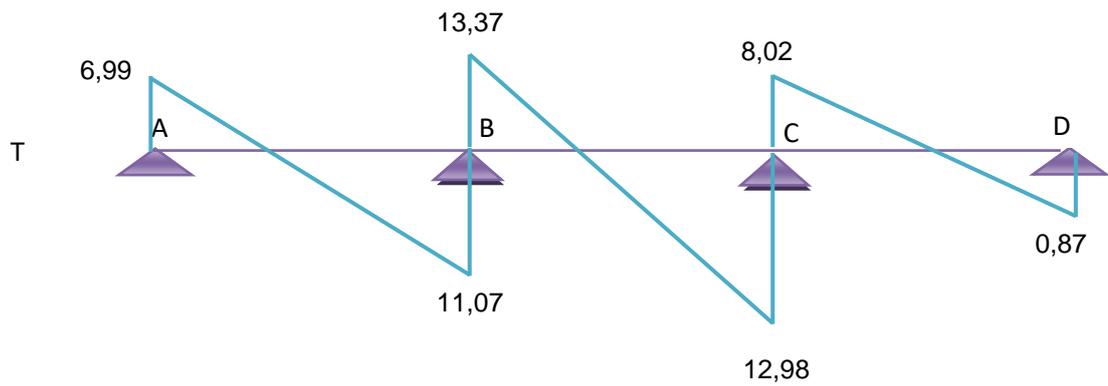


Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants

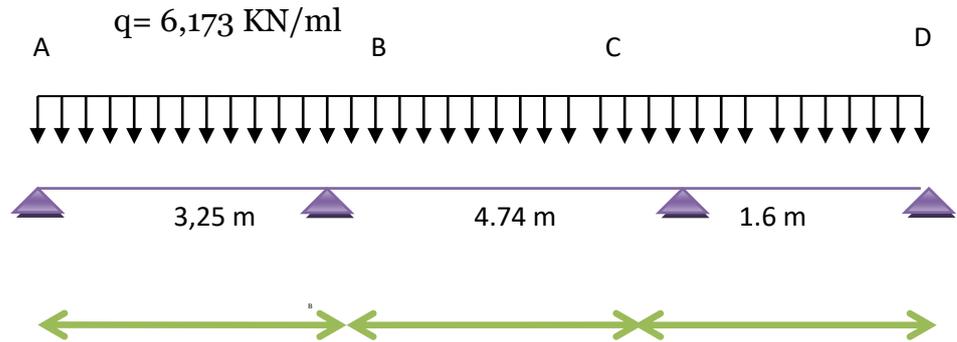
a.2 Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 6,51 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$$q = 6,173 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$



- **Partie AB :**

$$M_{oAB} = ql^2/8 = 8,15 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{oBC} = ql^2/8 = 17,33 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{oCD} = ql^2/8 = 1,97 \text{ KN.m}$$

✚ **les moments sur appuis sont :**

$$M_{Aapp} = 0$$

$$M_{Bapp} = 0,66 \left\{ \frac{6,17 \times (3,25)^3 + 6,17 \times (3,79)^3}{8,5(3,25 + 3,79)} + \frac{1,00 \times (3,25)^3 + 1,00 \times (3,79)^3}{8,5(3,25 + 3,79)} \right\} (= 7,43 \text{ KNm})$$

$$M_{Capp} = 6,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dapp} = 0$$

✚ **les moments en travée**

$$X = \frac{3,25}{2} + \left(\frac{7,43}{6,173 \times 3,25} \right) = 1,99 \text{ m}$$

$$M_t = 12,29 \text{ KNm}$$

$$X = 2,33 \text{ m}$$

$$M_t = 16,82 \text{ KNm}$$

$$X = 0,15 \text{ m}$$

$$M_t = 0,07 \text{ KNm}$$

- ✚ **Calcul de l'effort tranchant T :**
 - l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q \cdot l}{2}$$

- **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4} = 7,74 \text{KN}$$

$$T_e = -12,31 \text{KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{4,05} = 14,84 \text{KN}$$

$$T_e = -14,41 \text{KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{3,28} = 8,94 \text{KN}$$

$$T_e = -0,93 \text{KN}$$

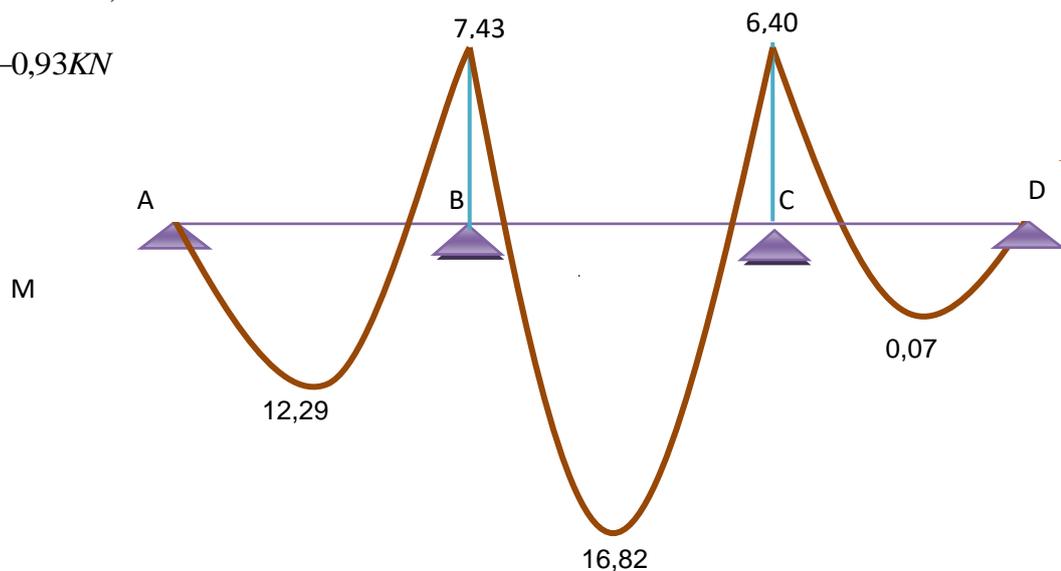


Figure III.5 **Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]**

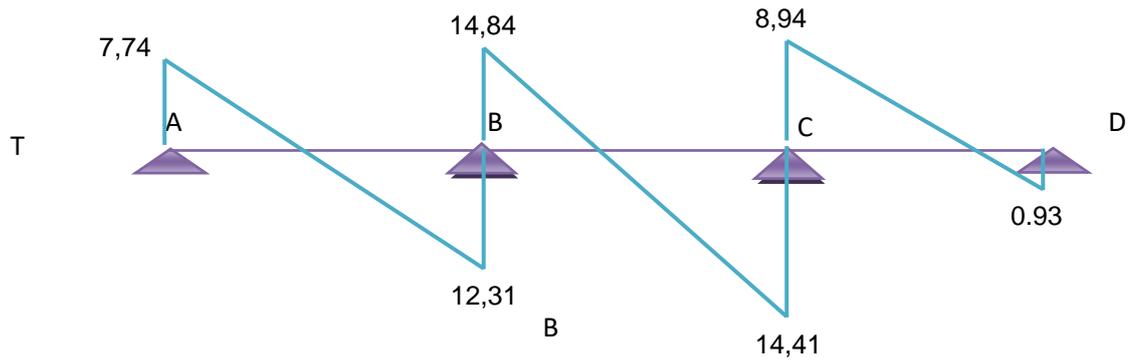


Figure III.6 Diagramme des efforts tranchants

b. Type 2 :

b.1)Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$G = 6,51 \text{ KN/m}^2$

$P = 1,00 \text{ KN/m}^2$

$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$

$q = 6,173 \text{ KN/ml}$ à E.L.U.R

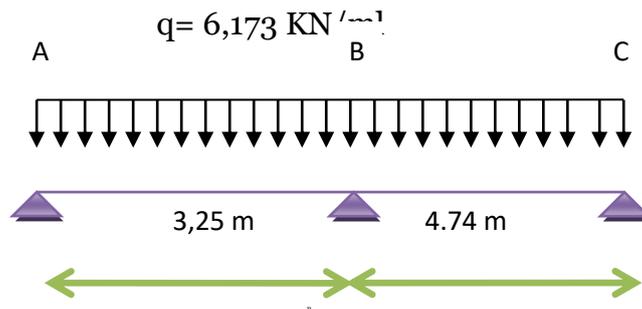


Figure III.7 schéma statique des poutrelles.

Partie AB :

$M_{OAB} = ql^2/8 = 8,15 \text{ KN.m}$

• Partie BC :

$M_{OBC} = ql^2/8 = 17,33 \text{ KN.m}$

✚ les moments sur appuis sont :

$$M_{Aap}=0$$

$$M_{Bap}=0,66 \left\{ \frac{6.17 \times (3,25)^3 + 6.17 \times (4,74)^3}{8,5(3,25+4,74)} + \frac{1,00 \times (3,25)^3 + 1,00 \times (4,74)^3}{8,5(3,25+4,74)} \right\} = 10,38 \text{KNm}$$

$$M_{capp}=0$$

✚ les moments en travée

$$X = \frac{3,25}{2} + \left(\frac{10,38}{6,173 \times 3,25} \right) = 2,14 \text{m}$$

$$M_t = 14,16 \text{KNm}$$

$$X = 2,01 \text{m}$$

$$M_t = 12,53 \text{KNm}$$

✚ Calcul de l'effort tranchant T :

- l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

• Travée AB :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4} = 6,83 \text{KN}$$

$$T_e = -13,22 \text{KN}$$

• Travée BC :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{4,05} = 16,82 \text{KN}$$

$$T_e = -12,44 \text{ KN}$$

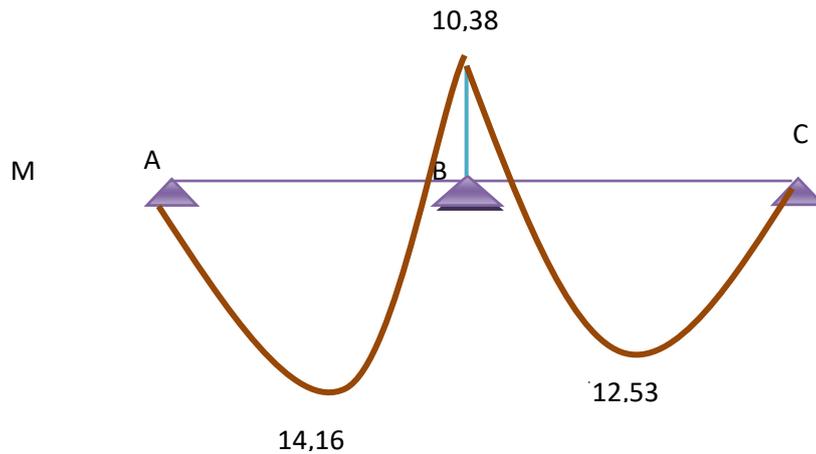


Figure III.8 **Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]**

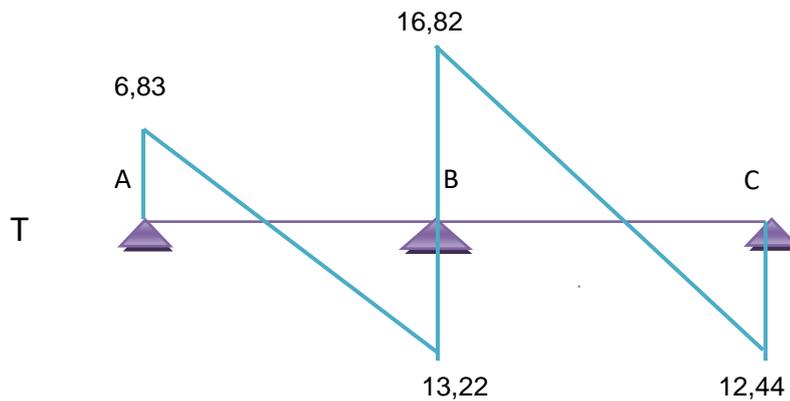


Figure III.9 **Diagramme des efforts tranchants**

c. Type 3 :

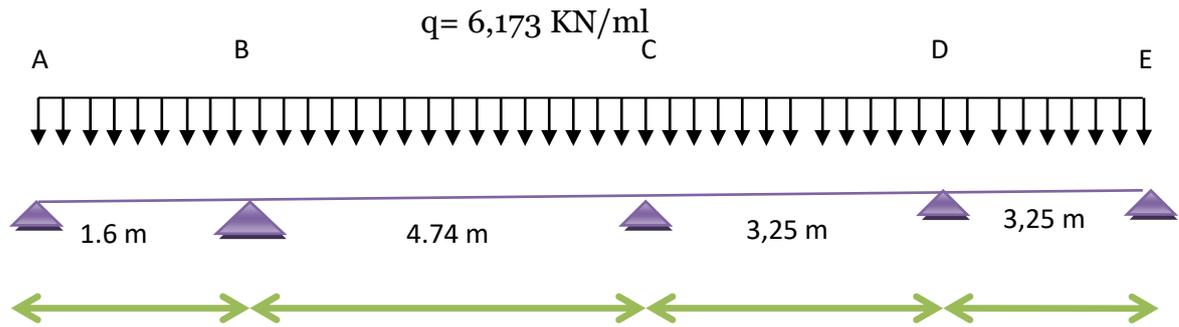
c.1 Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 6,51 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,6$$

$$q = 6,173 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$



- **Partie AB :**

$$M_{oAB} = ql^2/8 = 1,97 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{oBC} = ql^2/8 = 17,33 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{oCD} = ql^2/8 = 8,15 \text{ KN.m}$$

- **Partie DE :**

$$M_{oDE} = ql^2/8 = 8,15 \text{ KN.m}$$

✚ **les moments sur appuis sont :**

$$M_{Aapp} = 0$$

$$M_{Bapp} = 0,66 \left\{ \frac{6,17 \times (1,6)^3 + 6,17 \times (3,79)^3}{8,5(1,6 + 3,79)} + \frac{1,00 \times (1,6)^3 + 1,00 \times (3,79)^3}{8,5(1,6 + 3,79)} \right\} = 6,40 \text{ KNm}$$

$$M_{Capp} = 6,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dapp} = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{Eapp} = 0$$

✚ **les moments en travée**

$$X = \frac{1,6}{2} + \left(\frac{6,40}{6,173 \times 1,6} \right) = 1,44 \text{ m}$$

$$M_t = 6,47 \text{ KNm}$$

$$X = 2,37\text{m}$$

$$M_t = 17,45\text{KNm}$$

$$X = 1,55\text{m}$$

$$M_t = 7,45\text{KNm}$$

$$X = 1,36\text{m}$$

$$M_t = 5,74\text{KNm}$$

✚ Calcul de l'effort tranchant T :

- l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

• Travée AB :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4} = 0,93\text{KN}$$

$$T_e = -8,94\text{KN}$$

• Travée BC :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{4,05} = 14,57\text{KN}$$

$$T_e = -14,68\text{KN}$$

• Travée CD :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{3,28} = 10,46\text{KN}$$

$$T_e = -9,59\text{KN}$$

• Travée DE :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{3,28} = 11,63 \text{KN}$$

$$T_e = -8,42 \text{KN}$$

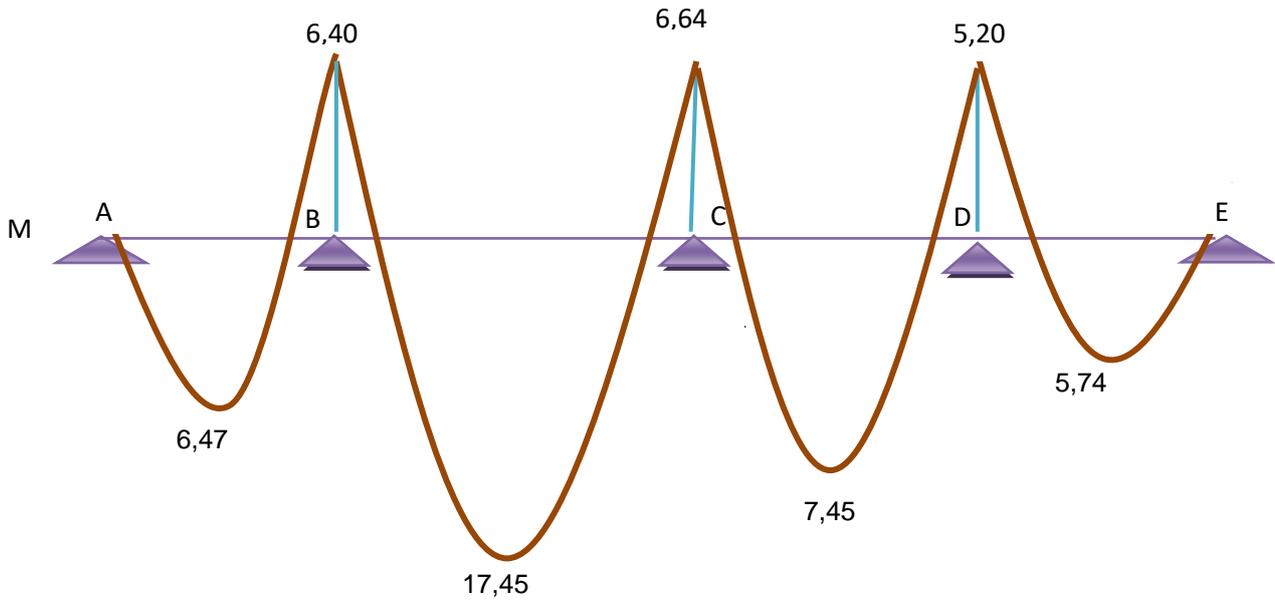


Figure III.10 Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]

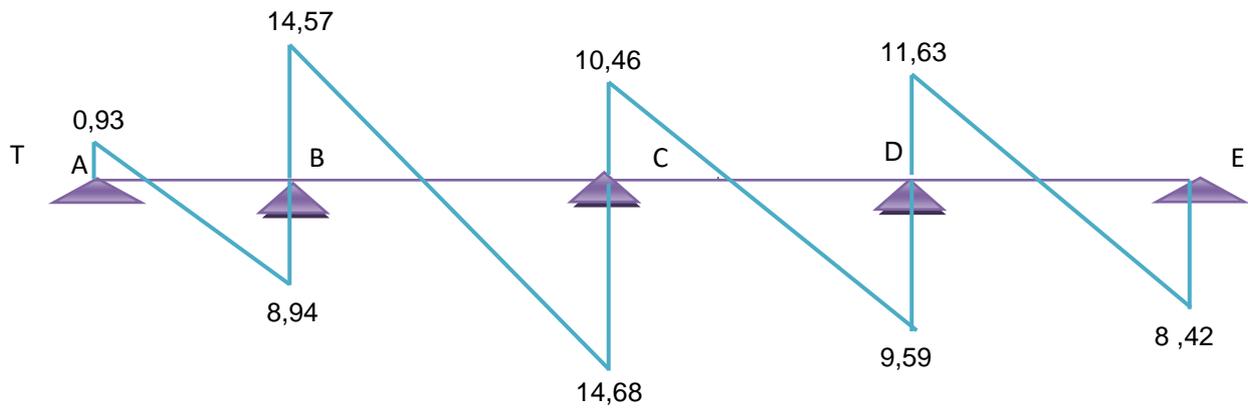


Figure III.11 Diagramme des efforts tranchants

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
9Etage courante	1	15,16	10,83	6,63	6,63	13,37	9,72
	2	12,70	10,94	9,26	9,26	15,13	11,48
	3	15,72	11,39	5,92	5,92	13,13	9,48
terrasse	1	16,82	12,14	7,43	7,43	14,84	10,89
	2	14,16	12,27	10,38	10,38	16,82	13,58
	3	17,45	12,77	6,64	6,64	14,57	10,62

Tableau III. 1 récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux :

III.4 Calcul du ferrailage

III.4.1 E.L.U :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

✚ En travée :

•Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

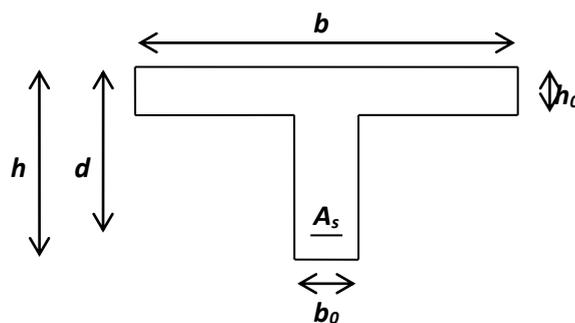


Figure III.12 Dimensions des poutrelles

$$\text{Avec ; } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25MPa \\ ft28 = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,2MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa. ; } b = 60 \text{ cm ; } h_0 = 4 \text{ cm ; } d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = 54528 \text{ N.m} > M_t^{\max} = 17450 \text{ N.m.}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension :

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17450}{60 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,063 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0816$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,967$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17450}{0,967 \times 18 \times 348} = 2,88 \text{ cm}^2$$

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,88 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 \longrightarrow $A = 3,39 \text{ cm}^2$

✚ **En appui :**

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10380}{12 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,188 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,24$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,904$$

$$\beta = 0,904$$

$$A = \frac{10380}{0,904 \cdot 18 \cdot 348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min} , A_{\text{cal}}) = 1,83 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T16 \longrightarrow $A = 2,26 \text{ cm}^2$

III.4.2 Vérification à E.L.S

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

✚ En travée :

$$\gamma = \frac{17450}{12770} = 1,36$$

$$\alpha = 0,0816 < \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,0816 < 0,43 \rightarrow c.v$$

✚ En appui :

$$\gamma = \frac{10380}{10380} = 1$$

$$\alpha = 0,24 < 0,25 \rightarrow c.v$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

III.4.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne.

D'après le B.A.E.L 83, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16820}{120 \times 180} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{c.v}$$

III.4.4 Diamètre des armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

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

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (0,571; 1,2; 1,2)$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE215

$$\text{Choix : } 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

III.4.5 Ancrage des barres

III.4.5.1 Contrainte d'adhérence limite

Pour assurer un ancrage correct d'empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{fj}$$

$$\begin{cases} 1 \dots \dots \dots RL \\ 1,5 \dots \dots \dots HA \end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 1,8 = 2,43 \text{ MPa.}$$

III.4.5.2 Longueur de scellement droit

C'est la largeur pour assurer un ancrage droit :

$$L_s = \phi \cdot \frac{f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = 1 \cdot \frac{400}{4 \cdot 2,43} = 41,15 \text{ cm}$$

III.4.6 Ancrage des armatures

III.4.6.1 Rayon de courbe minimal

$r = 5,5\phi$ Pour la barre a haute adhérence feE400

$$L_1 = 35 - \frac{\phi}{2} - c - r$$

$$L_1 = 35 - 0,5 - 3 - 5,5 = 26 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow L_1 + 2,56L_3 > L_s - 3,92 \cdot 5,5$$

$$\Rightarrow L_3 = \frac{41,15 - 3,82 \cdot 5,5 - 26}{2,56} = 2,28$$

On prend :

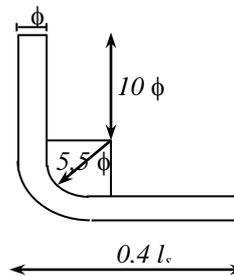


Figure III.13 Schéma de l'ancrage

III.4.6.2 Calcul de l'espacement des armatures transversales

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

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

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 66 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{At \cdot fe}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \cdot 215}{12 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 25,53 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min ((16,2); (25,53), (66))$$

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

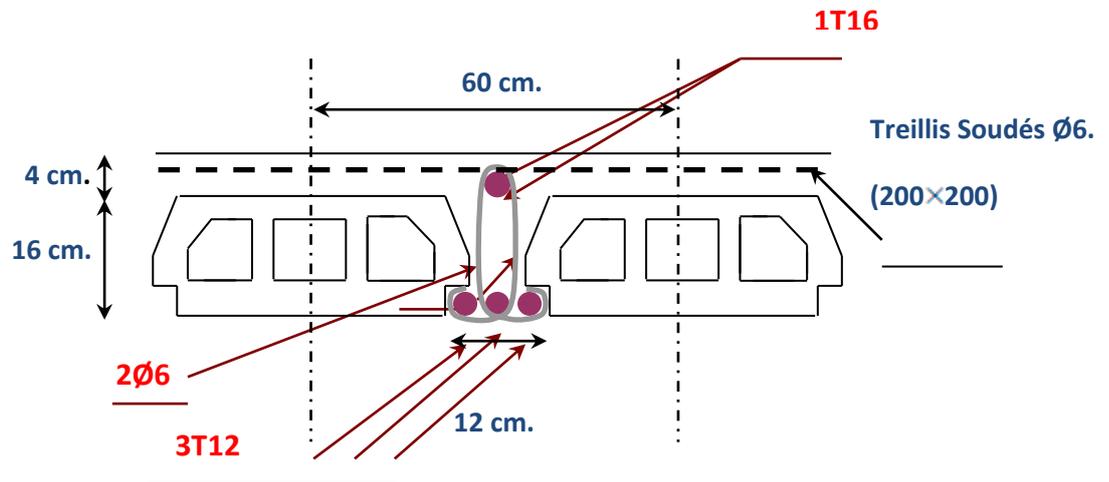


Figure III.14 ferrailage de poutrelle

III.5 Calcul de la flèche

III.5.1 Vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t,service}}{M_{a,service}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t,service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a,service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

III.5.2 Vérification des conditions

$$a. \frac{h}{L} = \frac{20}{474} = 0,042 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$b. \frac{h}{L} = \frac{20}{474} = 0,042 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{12,77}{10,38} = 0,123 \rightarrow C.N.V$$

$$c. \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{CN..V}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 520 \text{ Kg}/m^2 \\ P = 520 + 150 = 670 \text{ Kg}/m^2 \\ J = 520 - 75 = 445 \text{ Kg}/m^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } b = 0,60 \text{ m } \begin{cases} G = 5200 \times 0,60 = 3120 \text{ N/ml} \\ P = 6700 \times 0,60 = 4020 \text{ N/ml} \\ J = 4450 \times 0,60 = 2670 \text{ N/ml} \end{cases}$$

III.5.3 Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{3120 \times (4,74)^2}{8} = 6221,27 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,71 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{4020 \times (4,74)^2}{8} = 8015,87 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,71 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{2670 \times (4,74)^2}{8} = 5323,97 \text{ N.m.} \end{cases}$$

 **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

✚ Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(60 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 3,39 \cdot 3}{(60 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 3,39}$$

$$y_G = 12,84$$

✚ Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{60 \cdot (12,84)^3}{3} - \frac{(60-12) \cdot (12,84-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20-12,84)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18-12,84)^2$$

$$I_g = 45018,20 \text{ cm}^4$$

✚ Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

D'après le B.A.E.L 83 : $\rho_1 = \rho \cdot 100 = 1,5 \longrightarrow \beta_1 = 0,837$

III.6 Calcul des contraintes suivant les sollicitations

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6221,27}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 121,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8015,87}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 156,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5323,97}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 104,24 \text{ MPa}$$

III.6.1 Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 121,80 + 2,1} \right] = 0,390$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 156,94 + 2,1} \right] = 0,319$$

$$\mu_J = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 104,24 + 2,1} \right] = 0,439$$

III.6.2 Calcul des moments d'inertie fictifs

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,015} = 2,69$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \times 0,015} = 1,07$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 2,69 \times 0,390)} = 24166,71 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 1,07 \times 0,390)} = 34939,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 2,69 \times 0,319)} = 26650,74 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 2,69 \times 0,439)} = 22706,12 \text{ cm}^4$$

III.7 Calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{6221,27 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 24166,71} = 0,17 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{6221,27 \times (474)^2}{10 \times 10818,86 \times 34939,68} = 0,36 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{5323,97 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 22706,12} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{8015,87 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 26650,74} = 0,21 \text{ cm}$$

III.7.1 La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,36 - 0,16) + (0,21 - 0,17)$$

$$\Delta f_t = 0,24 \text{ cm}$$

III.7.2 La flèche admissible

$$\text{Pour } L = 474 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{474}{500} = 0,948 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 0,24 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,948 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

Chapitre IV

Étude des éléments non structuraux

 *Escaliers.*

 *Acrotère.*

 *Ascenseurs.*

IV.1 escaliers

IV.1.1 Introduction

Un escalier se compose d'un certains nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

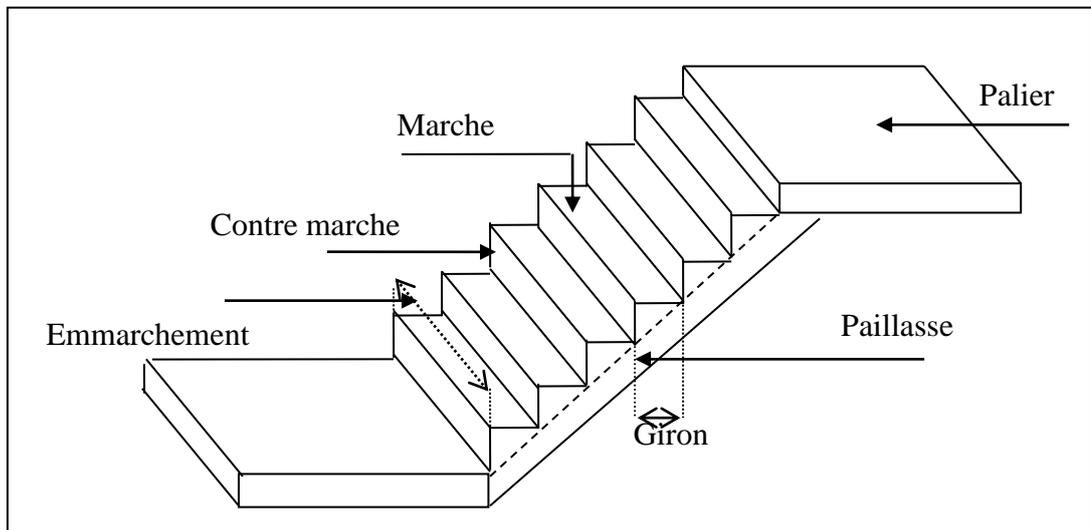
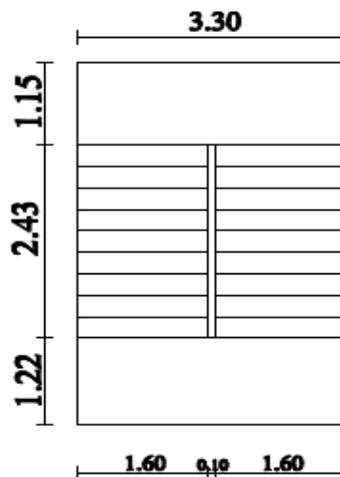


Figure IV-1 : schéma d'un escalier



Vue en plan des escaliers

IV.1.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

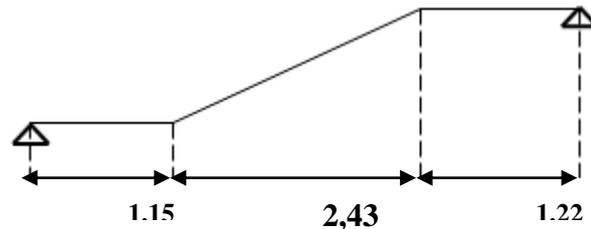


Schéma statique

IV.1.2.1 Calcul de nombre des marches

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm} , \text{ on prend } h = 17 \text{ cm}.$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$n-1 = 8 \text{ (nombre de marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{243}{8}$$

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

D'après la formule de Blondel, on a :

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

$$2 \times 17+30 = 64 \text{ cm} \text{ et que } 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}.$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arctg } \alpha = 29,54^\circ.$$

IV.1.2.2 Epaisseur de la paillasse et de palier

a. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{243}{\cos \alpha} = 2,79 \text{ cm.}$$

$$9,31 \leq ep \leq 13,96 \quad \text{on prend } ep = 15.$$

b. Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$$

$$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$$

On adopte $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm.}$

IV.1.2.3 Descente de charge

a. volée Tableau IV.1 Descente de charge (volée)

désignation	Ep (m)	densité é KN/m ³	poïds KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches h/2 x 22	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre ep/cos α	0,02	10,00	0,23

-charge permanente : $G=7,61 \text{ KN/m}^2$.

-Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$$q_{\text{uvol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 14,02 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser vol}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,11 \text{ KN/ml.}$$

b. Palier Tableau IV.2 Descente de charge (palier)

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier $ep \times 25$	0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
nduit de plâtre	0,02	10,00	0,2

- charge permanente : $G=4,86 \text{ KN/m}^2$.

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$q_{upal} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,31 \text{ KN/ml}$.

$q_{serpal} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7,36 \text{ KN/ml}$.

IV.1.2.4 Détermination des sollicitations

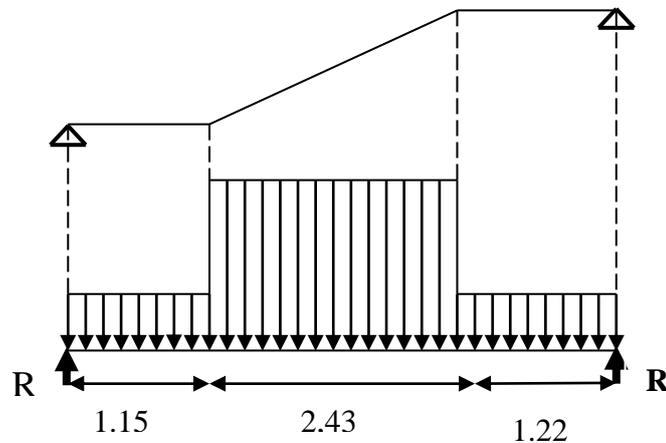


Figure IV.2 Schéma statique de l'escalier

a. E.L.U :

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,15) + (q_1 \times 2,43) + (q_2 \times 1,22)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 58.50 \text{KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,22)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,22 \right) q_1 + 1,15 \left(\frac{(1,15)}{2} + 2,43 + 1,22 \right) q_2 \right] / 4,80$$

$$\Rightarrow R_A = 29.31 \text{KN}$$

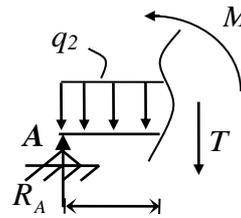
$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1,15)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,15 \right) q_1 + 1,22 \left(\frac{(1,22)}{2} + 2,43 + 1,15 \right) q_2 \right] / 4,80$$

$$\Rightarrow R_B = 29.18 \text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

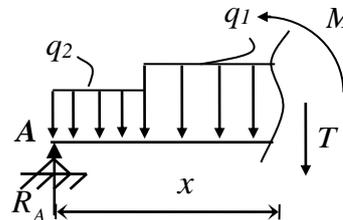
- $0 \leq x \leq 1.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



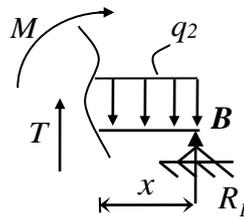
- $1.15 \leq x \leq 3.58$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.15q_2 - q_1(x - 1.15) \\ M(x) = R_A x - 1.15 \left(x - \frac{1.15}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.15)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1.22$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



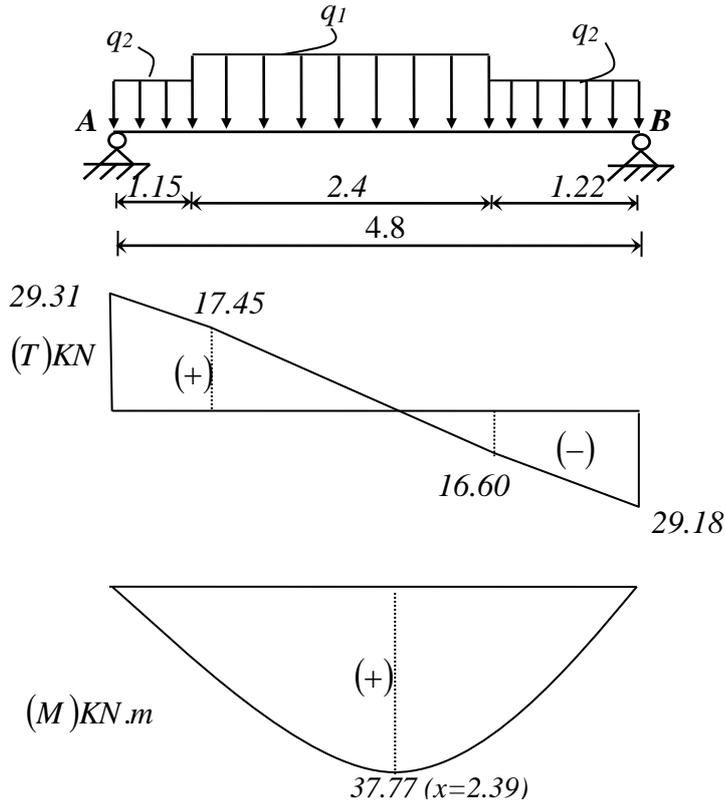


Fig IV-3 Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.3 Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	29.31	29.31	0	29.31	37.77	11.33	30.21
1.15	-	17.45	26.88				
2.39	-	0	37.77				
3.58	-	-16.60	27.92				
4.8	29.18	-29.18	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

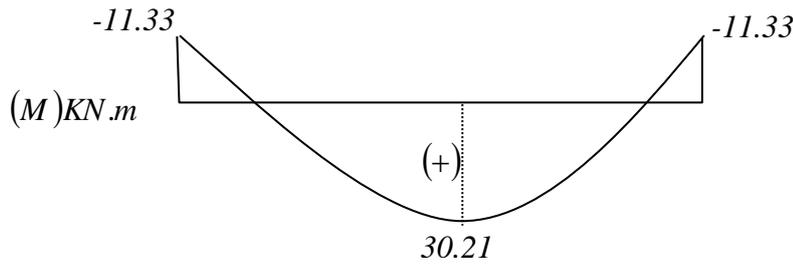


Fig IV. 4 Diagramme des moments retenus

b. E.L.S

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,15) + (q_1 \times 2,43) + (q_2 \times 1,22)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 42.01 \text{KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,22)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,22 \right) q_1 + 1,15 \left(\frac{(1,15)}{2} + 2,43 + 1,22 \right) q_2 \right] / 4,8$$

$$\Rightarrow R_A = 21.05 \text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1,15)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,15 \right) q_1 + 1,22 \left(\frac{(1,22)}{2} + 2,43 + 1,15 \right) q_2 \right] / 4,8$$

$$\Rightarrow R_B = 20.95 \text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

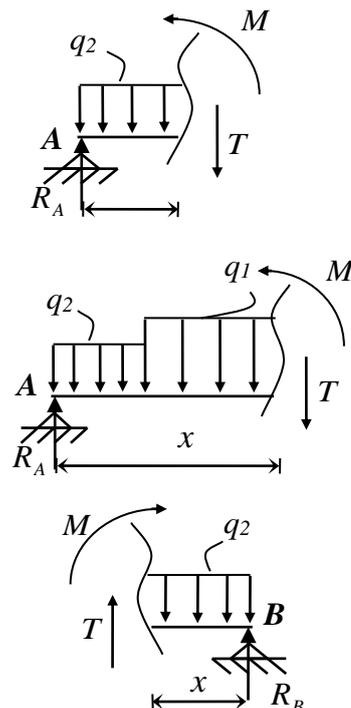
- $0 \leq x \leq 1.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1.15 \leq x \leq 3.58$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.15 q_2 - q_1 (x - 1.15) \\ M(x) = R_A x - 1.15 \left(x - \frac{1.15}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.15)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.22$



$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

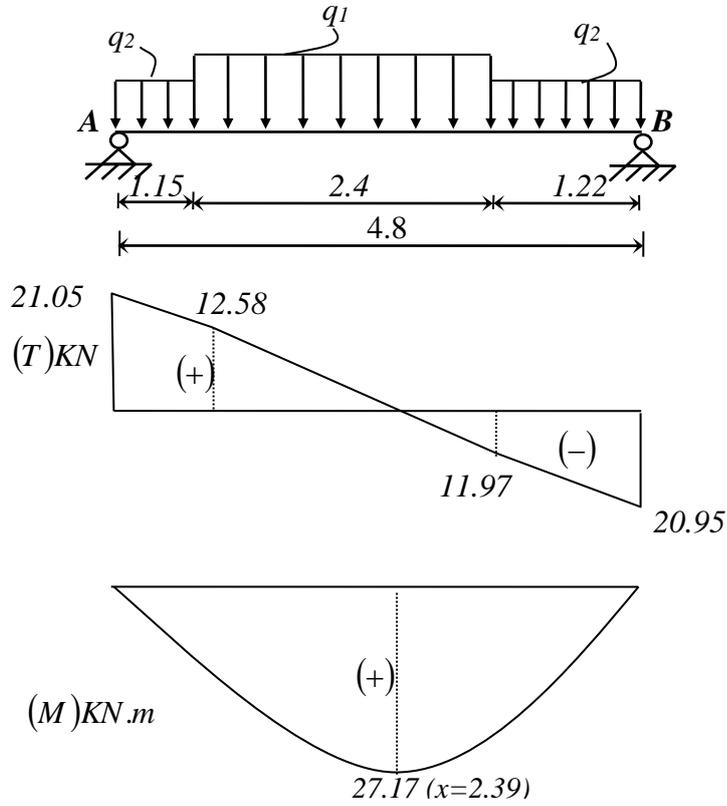


Fig IV-5 Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.4 Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_o$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_o$)
0	21.05	21.05	0	21.05	27.17	8.15	21.73
1.15	-	12.58	19.34				
2.39	-	0	27.17				
3.58	-	-21.62	20.08				
4.8	20.95	-20.95	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

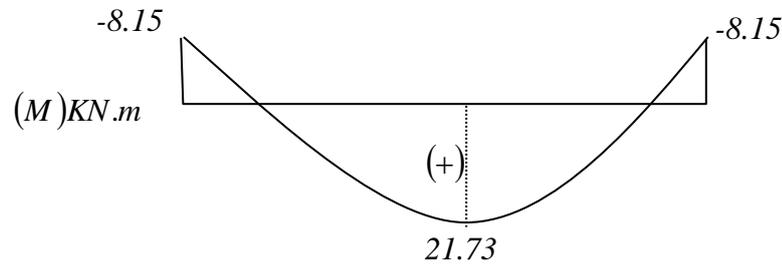


Fig IV-6 Diagramme des moments retenus

Conclusion :

(E.L.U) :

$$M_t \text{ max} = 30,21 \text{ kn.m}$$

$$M_a \text{ max} = 11,33 \text{ kn.m}$$

$$T_{\text{max}} = 29,31 \text{ kn}$$

(E.L.S) :

$$M_t \text{ max} = 21,73 \text{ kn.m}$$

$$M_a \text{ max} = 8,15 \text{ kn.m}$$

$$T_{\text{max}} = 21,05 \text{ kn}$$

IV.1.2.5 calcul de ferrailage

a. E.L.U

a.1 En travée

$$\mu = \frac{30,21 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,116 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,154$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\text{max}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30210}{0,93 \times 13,5 \times 348} = 6,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 6,91 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14 esp 20.

T14 → e = 20cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [45 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Ar : 4T8 → Ar = 2,01 cm²/ml

T8 → e = 25cm ≤ min [4h ; 45cm] = min [60 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

a.2 En appui

$$\mu = \frac{11,33 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,051 \quad ; \quad \beta = 0,97$$

$$A = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 esp 25.

Ar : 2T8 → Ar = 1,01 cm²/ml

T8 → e = 25cm.

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{30,21}{21,73} = 1,39$$

$$\alpha = 0,154 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,051 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

• **vérification les efforts tranchants**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 29,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Remarque :** Les marches ferrailent constructivement avec T10 et $\phi 8$.

IV.1.2.6.Étude de la poutre palière :

1. Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \text{ on prend } h_t = 30\text{cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ on prend } b = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

2. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Suivant R.P.A : min (h, b) > 25 cmC.

3. Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_{BU} = 21.52 \text{ KN/m.}$

$R_{BS} = 15.44 \text{ KN/m.}$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}$

On a: $q_u = 1,35 \times 1.87 + 1,5 \times 2,5 + 21.52 = 27.79 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 1.87 + 2,5 + 15.44 = 19.87 \text{ KN/m}$

4. Calcul des sollicitations

a. E.L.U

$$M_o = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 37.82 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_o = 30.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 11.34 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_l / 2 = (27.79 \times 3.3) / 2 = 45.85 \text{ KN}$$

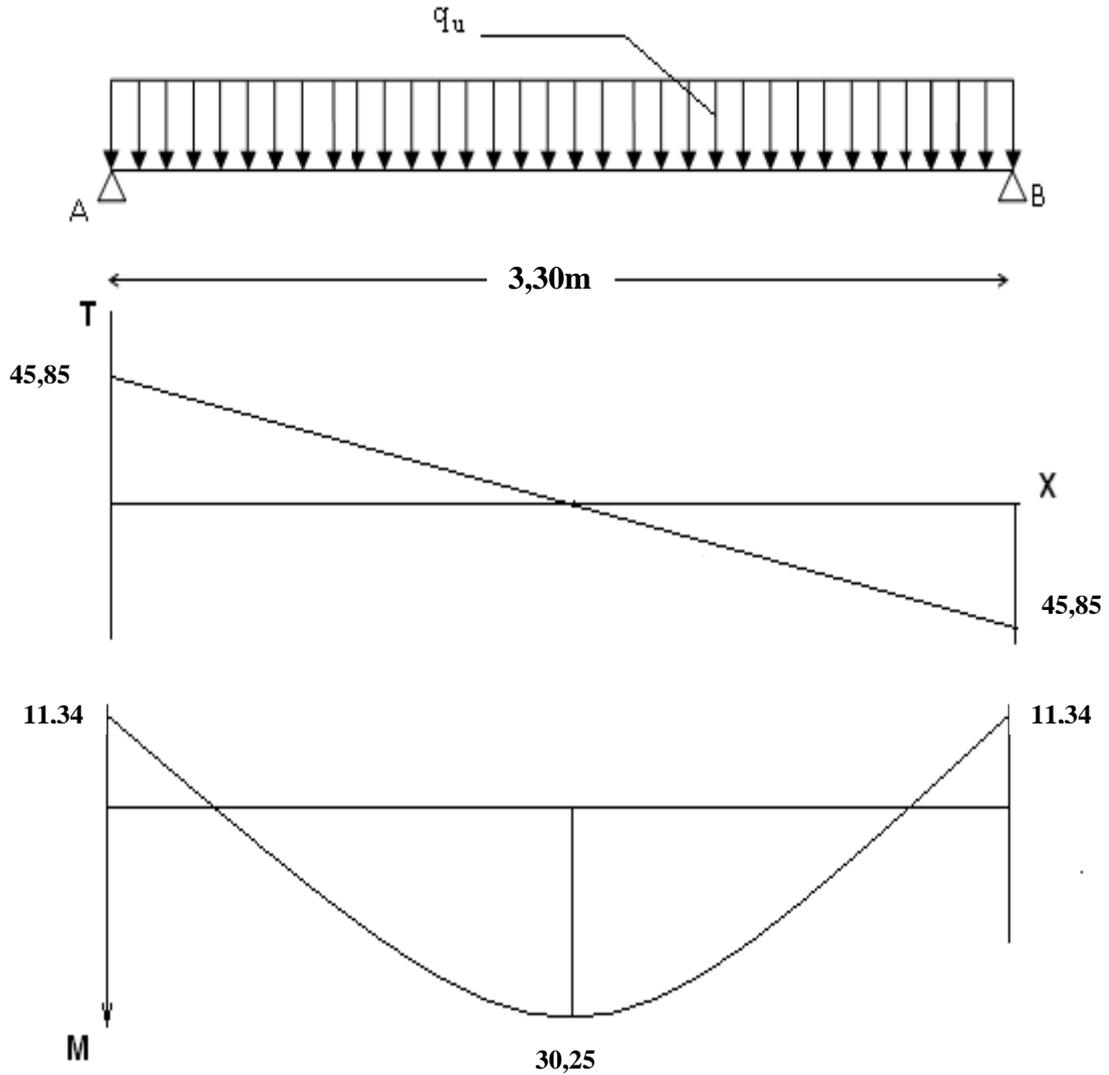


Figure IV.7 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

b.2 E.L.S

$$M_o = \frac{q_{us} \cdot l^2}{8} = 27.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_o = 21.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 8.11 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_{us} l / 2 = (19.87 \cdot 3.3) / 2 = 32.78 \text{ KN}$$

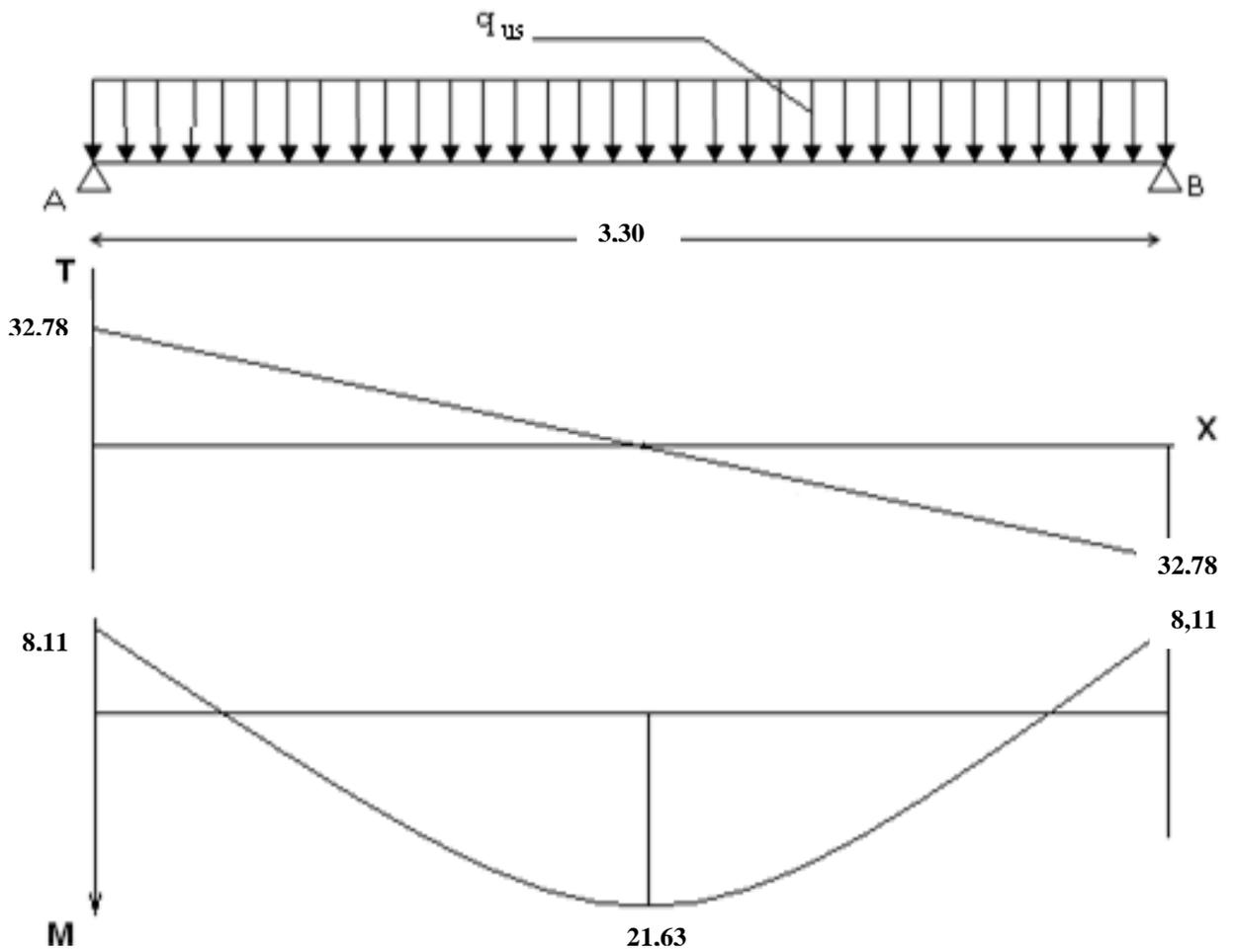


Figure IV.8 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

IV.1.2.7. Calcul du ferrailage :**a. E.L.U :****a.1 En travée**

$$\mu = \frac{30,25 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,11 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,15$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30250}{0,93 \times 13,5 \times 348} = 6,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 6,86 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{11,34 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,97$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11340}{0,97 \times 13,5 \times 348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,48 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = 1,39$$

$$\alpha = 0,15 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,05 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- **Vérification l'effort tranchant:**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 45,85 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,33 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi = \min \left\{ \begin{array}{l} h/35 = 128,5 \text{ mm} \\ b/10 = 35 \text{ mm} \\ \phi_\ell = 14 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2T8 $\rightarrow 1,00 \text{ m}^2$

• **Calcul de l'espacement :**

$$\delta_t \leq \min \begin{cases} \min (0,9 d , 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 16,78 \text{ cm.} \\ \frac{A_t \cdot 0,3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 23,88 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

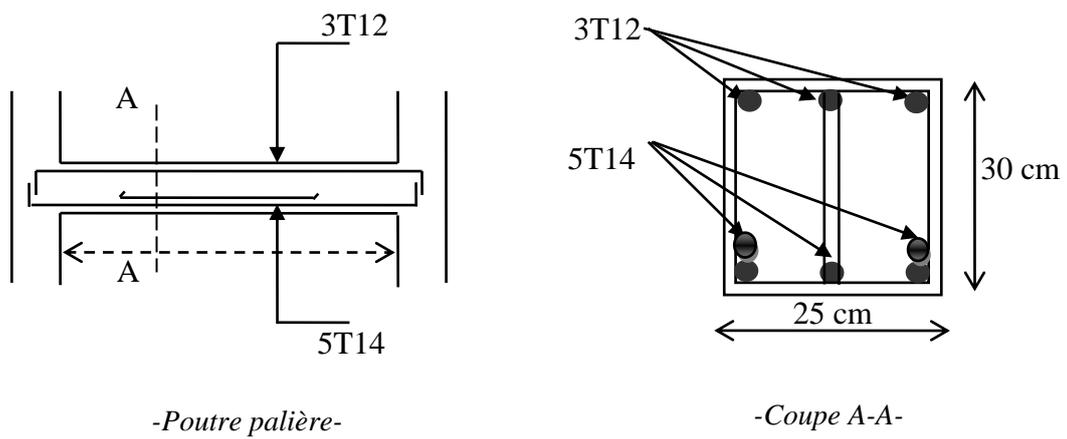


Figure IV.9 coupe de poutre palière

IV.2 Acrotère

IV.2.1 Introduction

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la chaussée du vent d'où la forme en écran.

$$S = \frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15)$$

$$S = 0.1 \text{ m}^2$$

Géométrie	
La hauteur h	60cm
L'épaisseur h_0	15cm
L'enrobage c	2cm
La surface S	0.1m ²
L'enrobage $C = C'$	2cm

Matériaux	
Béton de résistance f_{c28}	25MPa
Acier de limite élastique f_e	400MPa

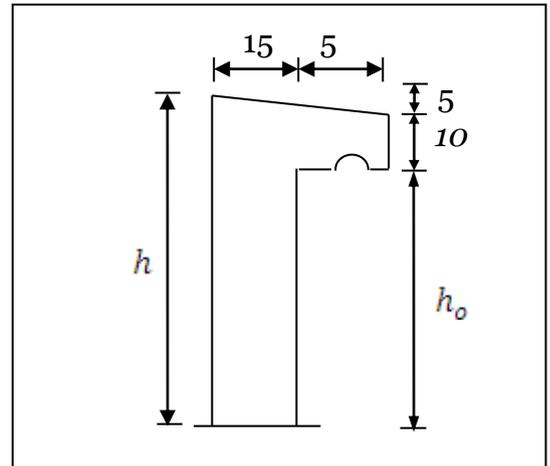


Fig. IV.10: Coupe de l'acrotère

IV.2.2 Ferrailage

IV.2.2.1. Sollicitation

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumise au poids propre et la surcharge d'exploitation. le calcul se fait par un bande de 1 m.

*Selon R.P.A on a :

WP : Le Poids Propre de l'Acrotère.

A : Coefficient d'Accélération «Groupe d'Usage 2 ;

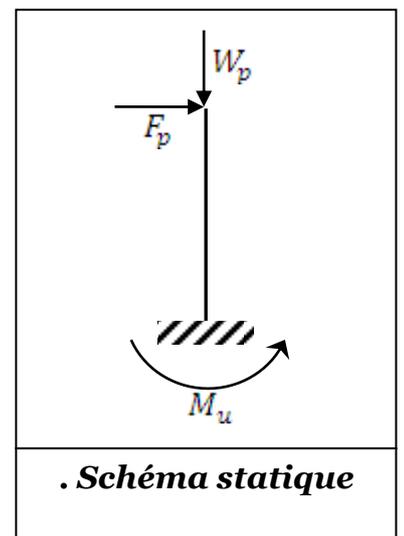
Zone IIa» $\Rightarrow A = 0,15$

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 ;

CP = 0,8.

WP = $25 \times 0,1 = 2,5 \text{ KN/ml}$.

$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,5 \Rightarrow F_P = 1,2 \text{ KN/ml}$.



. Schéma statique

E.L.U		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	3,375 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	1,8KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	1,08 KN.m

E.L.S		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	2,5 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1,2 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0,72 KN.m

IV.2.2.2 Calcul de l'excentricité

- **L'excentricité de 1^{er} ordre :**

$$e_1 = M_u / N_u = 0,32m$$

- **L'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \text{Max}(2cm; l/250) = 2cm$$

- **L'excentricité de 2^{ème} ordre :**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$l_f = 2l = 1,2m ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0,00144m$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0,341m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = 0,341m \\ \frac{h_o}{2} - C' = 0,08m \end{array} \right. \Rightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{La section partiellement comprimé}$$

IV.2.2.3 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

- **E.L.U :**

$$e_{uA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0,386m$$

$$M_{uA} = N_u e_{uA} = 1,3KN.m$$

- **E.L.S :**

$$e_o = M_{sgr} / N_{sgr} = 0,288m$$

$$e_{sA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 0,333m$$

$$M_{sA} = N_s e_{sA} = 0.83KN.m$$

IV.2.2.4 Calcul de ferrailage

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : ➤ $\mu \leq \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » ➤ $\mu \geq \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = 0.006$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0.007$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y = 0.0008m$
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0.4\alpha)$	$Z_b = 0.119m$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{uA} / Z_b f_{su}$	$A_u = 0.313 cm^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1.665 cm^2$
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
6T6 $\Rightarrow A_s = 1.70 cm^2$		
Les armatures de répartition	$A/4$	$0.425 cm^2$
3T6 $\Rightarrow A_s = 0.85 cm^2$		

IV.2.2.5 Vérification à L'ELS

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u = 0.1 MPa$
Contrainte tangente limite	$Min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa)$	$2.50 MPa$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq Min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa)$	$0.1 < 2.5$ vérifiée

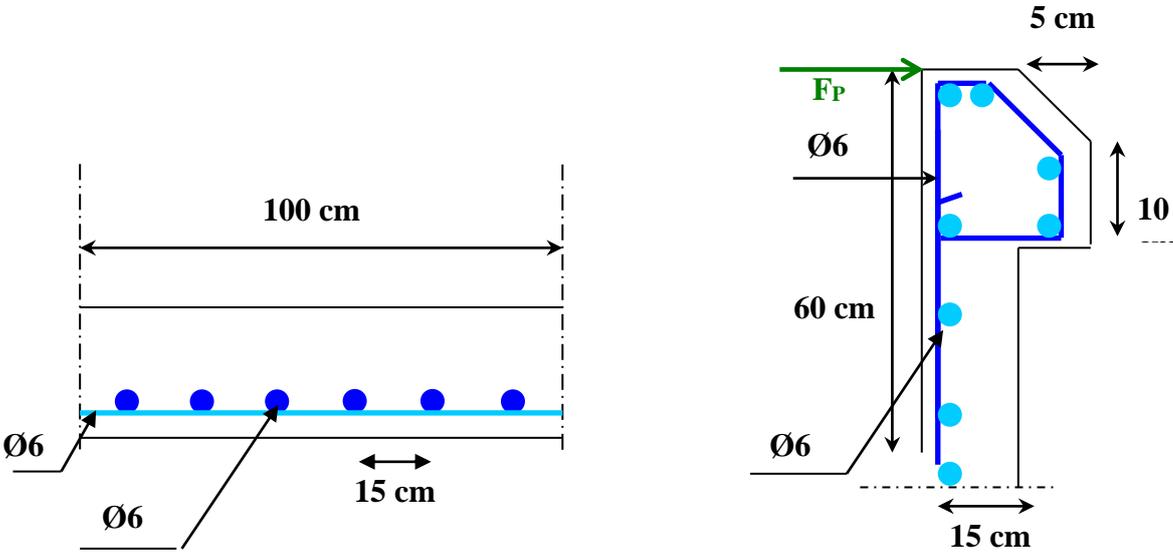


Figure IV.11 coupe de l'acrotère

IV.3 Ascenseur

IV.3.1 Introduction

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 3 étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

- D'après les normes françaises NF P82-208 pour une surface de 1,045 m² on a une charge nominale égale à 400 kg.
- La dalle en béton armé d'épaisseur $e = 20$ cm supporte la machine.
- La vitesse adoptée pour l'ascenseur $v = 0,63$ m/s.
- Notre bâtiment comporte deux ascenseurs identiques, dont les dimensions des cabines sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau : IV.5 **Les Dimensions des ascenseurs**

Les Caractéristiques	Les Dimensions
La Surface utile.	0,70 m ²
La Largeur.	1,10 m
La Hauteur.	2,20 m
La Profondeur.	0,95 m
La Largeur du passage libre.	0,80 m
La Hauteur du passage libre.	2,00 m

IV.3.2 Calcul des Charges

IV.3.2.1 La Charge Permanente

- Masse de surface totale des cotes :

$$S = (0,95 \times 2 + 1,10) \times 2,20 = 6,60 \text{ m}^2.$$

$$P = 11,50 \text{ kg/ m}^2.$$

$$M_1 = 11,50 \times 6,60 \times 1,10 = 83,49 \text{ kg.}$$

- Masse du plancher :

$$S = 0,95 \times 1,10 = 1,045 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 1,045 \times 110 = 114,95 \text{ kg.}$$

- Masse du toit :

$$M_3 = 20 \times 1,045 = 20,9 \text{ kg.}$$

- Masse de l'arcade :

$$M_4 = 60 + 80 \times 1,10 = 148,0 \text{ kg.}$$

- Masse de parachute a prise amortie :

$$M_5 = 100 \text{ kg.}$$

- Masse des accessoires :

$$M_6 = 80 \text{ kg.}$$

- Masse des poulies de mouflage « 30kg par poulie » : $M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg.}$

- Masse de la porte de la cabine :

$$S = 2,0 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2.$$

$$M_8 = 1,6 \times 25 + 80 = 120,0 \text{ kg.}$$

- Le poids mort = le poids de cabine + le poids des accessoires + le poids de revêtement :

$$P_m = \sum M_i = 727,340 \text{ kg.}$$

- Masse des câbles : On a deux poulies ; donc on aura 4 câbles :

$$D_{\text{poulie}} / d_{\text{câble}} = 45.$$

$$500 / d_{\text{câble}} = 45 \Rightarrow d_{\text{câble}} = \frac{500}{45} = 11,111 \text{ mm.}$$

$$L_{\text{câble}} = H_{\text{total}} - H_{\text{cabine}} = 34,17 - 2,2 = 31,97 \text{ m.}$$

$$M_9 = n \times L \times \text{masse de câble} / m = 4 \times 31,97 \times 0,396 = 50,640 \text{ kg.}$$

- Masse de contre poids :

$$P_p = P_m + Q/2 = 727,34 + 400/2 = 927,34 \text{ kg.}$$

- Masse de treuil en haut + moteur TR :

$$M_{11} = 1200 \text{ kg.}$$

Finalement, la charge permanente totale de l'ascenseur est égale :

$$\mathbf{G = P_m + P_{\text{câble}} + TR + P_p.}$$

$$\mathbf{G = 727,34 + 50,64 + 1200 + 927,34.}$$

$$\mathbf{G = 2905,32 \text{ kg.}}$$

IV.3.2.2 La Charge d'Exploitation

$$Q = 400 \text{ kg.}$$

IV.3.2.3 Combinaisons de Charge

- **ELU :** $Q_U = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 45,222 \text{ KN.}$
- **ELS :** $Q_S = G + Q = 33,053 \text{ KN.}$

IV.3.2.4 Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appuis prend un carre ($\frac{1}{4}$) de la charge totale.

$$Q_{U\text{appui}} = Q_U / 4 = 11,305 \text{ KN.}$$

$Q_{U\text{appui}}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le **BAEL91**; on vérifier :

$$\tau_u \leq 0,045 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}.$$

$$\tau_u = \frac{Q_U}{U_c \times h} \text{ avec : } \begin{cases} U_c = 0,3 \times 4 = 1,20 \text{ m.} \\ h = 0,2 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{11,305}{1,20 \times 0,2} = 47,104 \text{ KN/m}^2.$$

$$\tau_u = 0,047 \text{ Mpa} \leq 0,045 \times \frac{25}{1,5} = 0,750 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

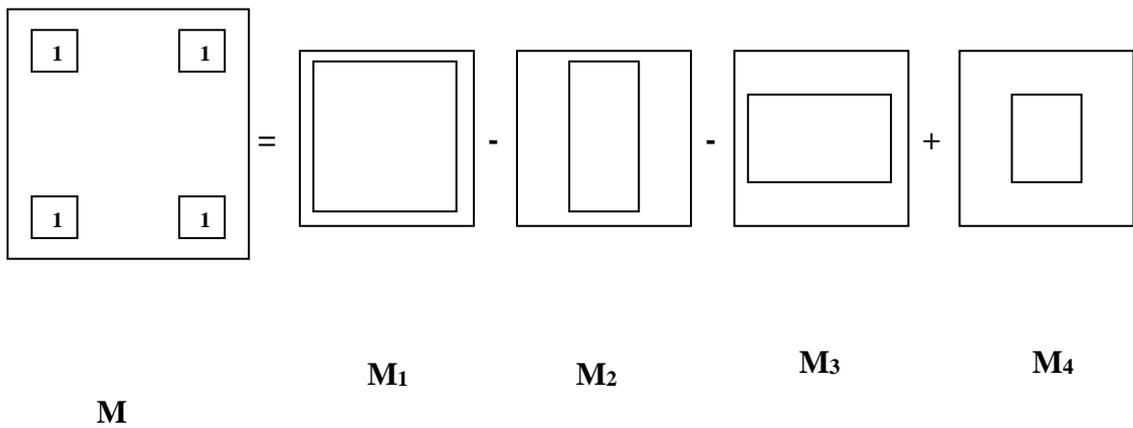
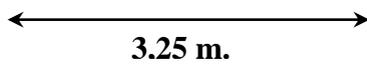
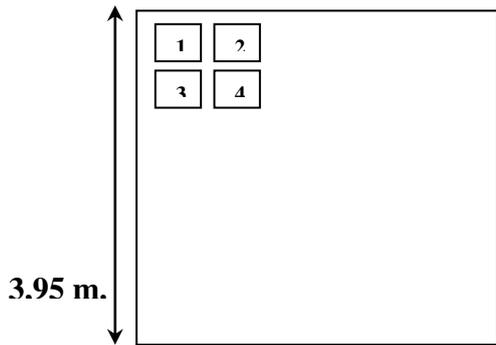
Donc la Dalle Résiste au Poinçonnement.

IV.3.2.5 Calcul des Sollicitations

a. Etude de la Dalle Sous la Charge Concentrée

Les Moments M_1 et M_2 sont en fonction de :

- $\rho = l_x / l_y$.
- u / l_x .
- v / l_y .



Par les abaques de PIGEAUD :

$$M_x = (M_1 + u \times M_2) \times P \times S.$$

$$M_y = (M_2 + v \times M_1) \times P \times S.$$

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4.$$

1. CHARGE o1 :

- **En ELU :**

$$v = 0.$$

$$M_X = M_1 \times P \times S.$$

$$M_Y = M_2 \times P \times S.$$

- $\rho = l_x / l_y = 3,25 / 3,95 = 0,822.$
- $P = q_U / (u \times v) = 11,305 / (0,3 \times 0,3) = 125,55 \text{ KN/m}^2.$

Tableau : IV.6

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0,846	0,924	0,058	0,033	10,040	1260,61	73,110	41,600
2	0,661	0,924	0,066	0,038	7,850	985,65 0	65,050	37,450
3	0,846	0,772	0,063	0,040	8,390	1053,45	66,370	42,140
4	0,661	0,772	0,075	0,045	6,560	823,36 0	61,750	37,050

$$M_{XU} = 3,44 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = - 0,94 \text{ KN.m.}$$

- **En ELS : v = 0,2.**

$$M_{XS} = (M_1 + 0,2 \times M_2) \times p \times S.$$

$$M_{YS} = (M_2 + 0,2 \times M_1) \times p \times S.$$

- $q_s = 33,053 / 4 = 8,263.$
- $P = q_s / (u \times v) = 8,263 / (0,3 \times 0,3) = 91,814 \text{ KN/ m}^2.$

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁ + 0.2×M ₂	M ₂ + 0.2×M ₁	P × S	M _{XS}	M _{YS}
1	0,846	0,924	0,065	0,045	921,37	59,890	41,460
2	0,661	0,924	0,074	0,051	720,39	53,310	36,740
3	0,846	0,772	0,071	0,053	769,95	54,670	40,810
4	0,661	0,772	0,084	0,060	602,01	50,570	36,120

$$M_{XS} = 2,48 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YS} = 0,03 \text{ KN.m.}$$

2. CHARGE o2 :• **En ELU :**

Rectang le	u / lx	v / ly	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0.354	0.924	0.088	0.044	4.20	527.35	46.41	23.20
2	0.169	0.924	0.103	0.046	2.01	252.37	25.99	11.61
3	0.354	0.772	0.100	0.052	3.51	440.71	44.07	22.92
4	0.169	0.772	0.116	0.054	1.68	210.63	24.43	11.37

$$M_{XU} = 0,78 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = 0,04 \text{ KN.m.}$$

• **En ELS :**

Rectan gle	u / lx	v / ly	M ₁ + 0,2×M ₂	M ₂ + 0,2×M ₁	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,354	0,924	0,097	0,062	385,43 0	37,380	23,890
2	0,169	0,924	0,112	0,067	184,460	20,660	12,360
3	0,354	0,772	0,110	0,072	322,110	35,430	23,190
4	0,169	0,772	0,127	0,077	154,170	19,580	11,870

$$M_{Xs} = 0,87 \text{ KN.m.}$$

$$M_{Ys} = 0,21 \text{ KN.m.}$$

3. CHARGE o3 :• **En ELU :**

Rectangle	u / lx	v / ly	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0,846	0,519	0,075	0,055	5,64	708,16	53,11	38,95
2	0,661	0,519	0,088	0,064	4,41	553,72	48,73	35,44
3	0,846	0,367	0,080	0,067	3,98	499,73	39,98	33,48
4	0,661	0,367	0,095	0,076	3,12	391,43	37,18	29,75

$M_{XU} = 1,58 \text{ KN.m.}$

$M_{YU} = - 0,22 \text{ KN.m.}$

- En ELS :

Rectangle	u / lx	v / ly	$M_1 + 0,2 \times M_2$	$M_2 + 0,2 \times M_1$	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,846	0,519	0,086	0,070	517,580	44,510	36,230
2	0,661	0,519	0,101	0,082	404,700	40,870	33,180
3	0,846	0,367	0,093	0,083	365,240	33,970	30,310
4	0,661	0,367	0,110	0,095	286,320	31,490	27,200

$M_{Xs} = 1,16 \text{ KN.m.}$

$M_{Ys} = - 0,06 \text{ KN.m.}$

4. CHARGE o4 :

- En ELU :

Rectangle	u / lx	v / ly	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0.354	0.519	0.123	0.074	2.36	296.32	36.45	21.93
2	0.169	0.519	0.150	0.079	1.13	141.88	21.28	11.21
3	0.354	0.367	0.135	0.093	1.67	209.68	28.31	19.50
4	0.169	0.367	0.170	0.100	0.80	100.13	17.02	10.01

$M_{XU} = 3,88 \text{ KN.m.}$

$M_{YU} = 1,23 \text{ KN.m.}$

- En ELS :

Rectangle	u / lx	v / ly	$M_1 + 0,2 \times M_2$	$M_2 + 0,2 \times M_1$	P × S	M _{Xs}	M _{Ys}
1	0,354	0,519	0,138	0,099	216,580	29,880	21,440
2	0,169	0,519	0,166	0,109	103,700	17,210	11,300
3	0,354	0,367	0,154	0,120	153,250	23,600	18,390
4	0,169	0,367	0,190	0,134	73,420	13,940	9,840

$M_{Xs} = 3,01 \text{ KN.m.}$

$M_{Ys} = 1,59 \text{ KN.m.}$

b. Etude de la Dalle sous la Charge Repartie

$$G = 8,690 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,822.$$

- **ELU : $v = 0$.**

$$Q_U = 13,23 \text{ KN/m}^2$$

$$M_X = \mu_x \times Q_U \times (L_x)^2.$$

$$M_Y = \mu_y \times M_X.$$

$$\mu_x = 0,0539 ; \mu_y = 0,6313.$$

$$M_X = 7,53 \text{ KN.m.}$$

$$M_Y = 4,75 \text{ KN.m.}$$

- **ELS : $v = 0,2$.**

$$Q_S = 9,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,0607 ; \mu_y = 0,7381.$$

$$M_X = 6,21 \text{ KN.m.}$$

$$M_Y = 4,58 \text{ KN.m.}$$

Finalemment :

- Moments de la dalle en **ELU** :

$$M_{XU} = 9,68 + 7,53 = 17,21 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = 0,11 + 4,75 = 4,86 \text{ KN.m.}$$

- Moments de la dalle en **ELS** :

$$M_{XS} = 6,21 + 7,52 = 13,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YS} = 4,58 + 1,77 = 6,35 \text{ KN.m.}$$

IV.3.3 Ferrailage de la Dalle d'Ascenseur**a. Suivant L_x :**

- En Travée : $M_{TX} = 0,85 \times M_{XU} = 14,63 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 0,036 ; \alpha = 0,045 ; z = 0,167 \Rightarrow A = 2,96 \text{ cm}^2.$$

- En Appuis : $M_{AX} = -0,5 \times M_{XU} = -8,60 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 0,0209 ; \alpha = 0,026 ; z = 0,168 \Rightarrow A = 1,47 \text{ cm}^2.$$

b. Suivant Ly :

- En Travée : $M_{TY} = 0,85 \times M_{YU} = 4,13 \text{ KN.m.}$
 $\mu = 0,0103$; $\alpha = 0,0126$; $z = 0,169 \Rightarrow A = 0,70 \text{ cm}^2.$
- En Appuis : $M_{AY} = - 0,5 \times M_{YU} = - 2,43 \text{ KN.m.}$
 $\mu = 0,0059$; $\alpha = 0,0074$; $z = 0,169 \Rightarrow A = 0,41 \text{ cm}^2.$

Le Ferrailage Adopté :

- En Travée : $A = 2,96 \Rightarrow 5T10 \text{ /ml.}$
- En appuis : $A = 1,47 \Rightarrow 4T10 \text{ /ml.}$

C. Vérification en ELS

Il faut Vérifier la Condition Suivante : $\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha.$
 Avec : $\gamma = \frac{M_U}{M_S}.$

- Dans le Sens **XX** : $\gamma = 1,253.$
 $\frac{(1,253 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,377 > 0,045$
- Dans le Sens **YY** : $\gamma = 1,080.$
 $\frac{(1,080 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,290 > 0,0126$

c. Vérification de la Flèche :

1. $h/L \geq 1/16 \Rightarrow 20/395 = 0,0506 < 0,0625$ **C.N.V.**
2. $h/L \geq 1/10 \times M_t / M_0 \Rightarrow 0,0506 < 0,085$**C.N.V.**
3. $A / b_0 \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0017 < 0,012$ **C.V.**

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche de dalle.

e. Calcul de flèche :

- Centre de gravite de la section : $X_g = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} ; Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$.

$$(X_g, Y_g) = (0 ; 10,01)$$

Tableau IV.7

Les valeurs des moments et des contraintes

Charge	Valeur (KN/ml)	Moment	Valeur (KN.m)	Contrainte	σ (Mpa)	μ	Valeur
G	8,690	M_g	8,600	σ_g	379,200	μ_g	0
P	9,690	M_p	9,590	σ_p	422,840	μ_p	0,03
j	8,690	M_j	8,600	σ_j	379,200	μ_j	0

- Les Moments d’Inertie :

$$I_x = I_{xg} + A \times (Y_g)^2.$$

$$I_x = 66666,87 \text{ cm}^4.$$

- Le Pourcentage des Armatures

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = 0,0017.$$

$$\lambda_i = 0,05 \times \frac{f_{c28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = 21,00 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 8,40.$$

$$M_g = 0,75 \times \frac{g L_x^2}{8} ; M_p = 0,75 \times \frac{p L_x^2}{8} ; M_j = 0,75 \times \frac{j L_x^2}{8}.$$

$$\sigma = \frac{M}{k} ; k = A \times \left(d - \frac{y}{3} \right).$$

$$\mu = 1 - \left[175 \times \frac{f_{c28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} \right].$$

$$I_f = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + (\mu \times \lambda)}.$$

$$f = \frac{M \times L^2}{10 \times E \times I_f}.$$

- Module de Déformation :

$$\text{Module Instantané: } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c25}} = 32164,195 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Module Différé: } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c25}} = 10818,866 \text{ Mpa.}$$

Les valeurs des moments d'inerties et des flèches sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8
Les valeurs des moments d'inerties

[If] ji	<i>73333,560</i>
[If] gi	<i>73333,560</i>
[If] gv	<i>73333,560</i>
[If] pi	<i>44989,910</i>
F gv	<i>0,00110</i>
F ji	<i>0,00038</i>
F pi	<i>0,00069</i>
F gi	<i>0,00038</i>
ΔFt	<i>0,00100</i>

Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$\Delta Ft = F_{gv} - F_{ji} + F_{pi} - F_{gi} = 0,0010 < L / 500 = 0,065 \dots\dots\dots C.V.$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = Qu / (2 \times Lx + Ly)$$

$$T_{\max} = 13,23 / (2 \times 3,25 + 3,95) = 1,27 \text{ KN/ml .}$$

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0,0074 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4,0 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots C.V.$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 2,05 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{A} \geq \mathbf{A}_{\min} \dots\dots\dots C.V.$$

Chapitre V

Etude sismique

V.1. Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

V.2 Méthode de calcul

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1 méthode statique équivalente

a. Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. conditions d'application : [RPA99/4.1.2]

- Régularité en plan : [RPA99/3.5.1.a]
- Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1.b]

c. vérification des conditions d'application

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

d. Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans ce cas là, on va appliquer la méthode dynamique. [RPA99/4.1.3]

V.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.2.2.1 Modélisation

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

-Détermination des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton (voir chapitre I) .

-Détermination des caractéristiques géomécaniques des elles utilisées:(voir chapitre II).

-Détermination les conditions aux limites :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]

-Détermination de la descente des charges :

-Détermination des forces sismiques E :

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (X et Y)

-Détermination des combinaisons des charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8G + E$
- 4) $0.8G - E$
- 5) $G + Q + E$
- 6) $G + Q - E$
- 7) $G + Q + 1.2E$

V.3 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

V.3.1 Calcul du poids total de chaque plancher

Poids totale = charge permanente + $\beta\%$ × surcharge

β : Coefficient donné par le tableau 4-5-RPA99

- Pour les locaux d'habitation $\beta = 20\%$

V.3.2 Préparation des données de Robot

a. Calcul de la masse sismique dans chaque niveau

Méthode de calcul :

G= charge permanente (Kg/m²) **P**= charge d'exploitation (Kg/m²)

Surface : **S**

Périmètre : Pér

Terrasse :

Plancher: G x S

Acrotère : S Acrotère X 2500 x Pér

Poutres principales : S_{pp} X 2500 x n x L

Poutres secondaires : S_{ps} X 2500 x n x L

1/2 poteaux : 0,5 x (S_{pot}X 2500 x H_{hauteur pot} x n)

1/2 murs de façade : 0,5x(γ_{mur} x h_e x L x 0,7)

1/2 murs voiles : 0,5 x Hvoile x 2500 x pér x épaisseur

Etage courant :

Plancher: G x S

Poutres principales : S_{pp} X 2500 x n x L

Poutres secondaires : S_{ps} X 2500 x n x L

Poteaux : S_{pot} X 2500 x H_{hauteur pot} X n

murs de façade : γ_{mur} x h_e x L x 0,7

murs voiles : Hvoile x 2500 x pér x épaisseur

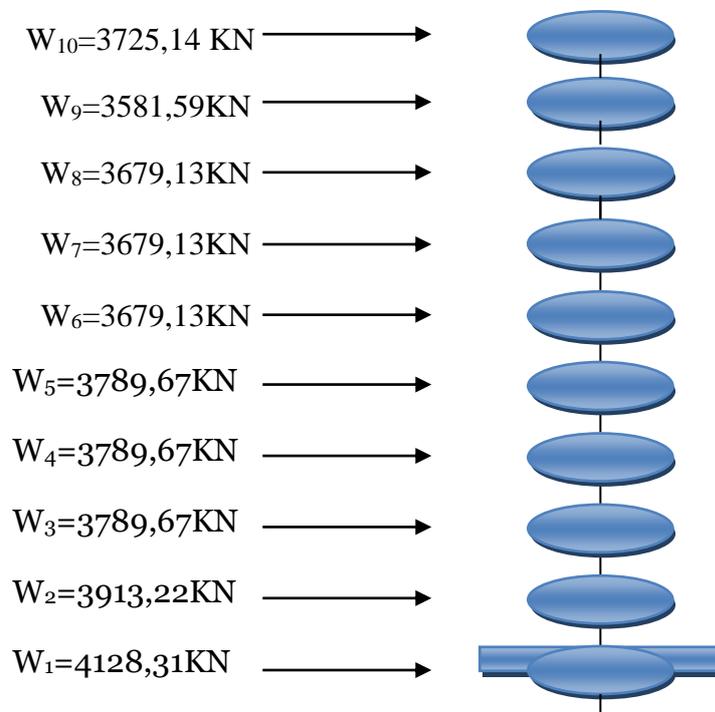
b. W : Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_G + \beta W_Q \quad (4-5)$$

- W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_Q : Charges d'exploitation.

Par conséquent, le bâtiment sera représenté par le système suivant



$$W \text{ total} = \sum W_i = 37754,66 \text{ KN}$$

V.3.3 Évaluation de la force sismique

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique .

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

V.3.3.1 résultante de la force sismique

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

V.3.2.2 Définitions de la valeur des coefficients

1. coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre bâtiment est implanté dans la région de Relizane (zone IIa) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : $A = 0,15$.

2. coefficient de comportement globale de structure(R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3.RPA99 en fonction du système de contreventement, $R = 3,5$

3. facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots \text{article 4-4-RPA99/03}$$

Tableau V.1 : Q : facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$.(RPA 99 révisée en 2003)

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,15.$$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20.$$

4. le pourcentage d'amortissement critique

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7 \%$; (tableau 4.2.RPA99)

5. la période fondamentale T

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.RPA99.

$$C_t = 0,05$$

$$T = 0,05 \times 33,11^{3/4} = 0,690 \text{ sec}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

Suivant x-x : $L_x = 26,23 \text{ m}$.

$$T_x = \frac{0,09h}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 33,11}{\sqrt{26,23}} = 0,581 \text{ s}$$

Suivant y-y : $L_y = 13,45 \text{ m}$.

$$T_y = \frac{0,09 \times 33,11}{\sqrt{13,45}} = 0,812 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0,581 ; 0,690) \implies T_x = 0,580 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0,812 ; 0,690) \implies T_y = 0,690 \text{ s}$$

6. période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble

$$T_1 = 0,15\text{s} \quad T_2 = 0,50\text{s} \dots\dots\dots (\text{tableau 4.7.RPA99}).$$

7. facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0,8819 \geq 0,7$$

8. facteur d'amplification dynamique :Donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Sens x :

$$T_2 < T_x < 3s \implies 0,50 < 0,581 < 3s$$

donc : $D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1,99$

Sens y : $T_2 < T_y < 3s \implies 0,50 < 0,690 < 3s$

donc : $D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1,77$

V.3.3.3 La force sismique totale sera :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,99 \times 1,15}{3,5} \times 37754,66 = 3702,92 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,77 \times 1,20}{3,5} \times 37754,66 = 3436,75 \text{ KN}$$

V.3.3.4 Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \dots\dots\dots \text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

Ft : la force contenue au somme de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T V \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} T_x \leq 0,7s \\ T_y > 0,7s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_{tx} = 0 \\ F_{ty} = 0.07 V_y T_y \leq 0,25 V_y \end{cases}$$

$$F_{ty} = 0.07 \times 0,690 \times 3436,75 = 165,99 \text{KN} \leq 0,25 \times 3436,75 = 859,18 \text{KN}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j W_j h_j} \dots\dots\dots \text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i h_i : le niveau ou s'exerce la force F_i
 W_i W_j : poids revenant aux planchers i, j . h_j : niveau d'un plancher quel conque

Tableau V.2 **effort tranchant :**

Etage	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \times h_i$	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	$V_x - F_{tx}$ (KN)	$V_y - F_{ty}$ (KN)
Terrasse	3725,14	33,11	118586,44	608.63	536.40	3702,92	3270.76
08	3581,59	30,05	110557,85	566.54	500.42	3702,92	3270.76
07	3679,13	26,99	99299,71	509.64	450.05	3702,92	3270.76
06	3679,13	23,93	88041,58	451.86	399.03	3702,92	3270.76
05	3679,13	20,87	79090,41	405.84	358.47	3702,92	3270.76
04	3789,67	17,81	67494,02	346.40	305.81	3702,92	3270.76
03	3789,67	14,75	55897,63	286.89	253.15	3702,92	3270.76
02	3789,67	11,69	45745,54	234.78	207.36	3702,92	3270.76
01	3913,22	8,63	33771,08	173.32	153.07	3702,92	3270.76
R.D.C	4128,31	5,57	22994,68	118.01	104.01	3702,92	3270.76
Σ	37754,66		721478,94				

V.4 Vérification des déplacements

Selon la RPA99(v2003), les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec :

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-1" avec :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement $R = 3,5$

h_e : hauteur de l'étage

δ_K : déplacement horizontale à chaque niveau K.

δ_{ek} : déplacement du aux forcessismiques F_i (y compris l'effet de torsion). D'après les résultats donnés par ROBOT

Les déplacements relatifs des noeuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	$\delta_{ek} \text{ max (cm)}$		$\Delta k_{MAX} \times R \text{ (cm)}$		0.01 h_e (cm)	RPA
	δ_x	δ_y	Δx	Δy		
Terasse	2,8	3,2	1,4	1,4	3.06	C.V
8	2,4	2,8	1,4	1,4	3.06	C.V
7	2,0	2,4	1,4	1,05	3.06	C.V
6	1,6	2,1	1,05	1,4	3.06	C.V
5	1,3	1,7	1,05	1,4	3.06	C.V
4	1,0	1,3	1,05	1,4	3.06	C.V
3	0,7	0,9	0,7	1,05	3.06	C.V
2	0,5	0,6	0,7	1.05	3.06	C.V
1	0,3	0,3	0,7	0,7	3.06	C.V
RDC	0,1	0,1	0,35	0,35	3.06	C.V

Tableau V.3 vérification des déplacements

V.4.1 Vérification des modes ;

Tableau V.4 Vérification des modes

Mode	Participation de Mass. UX (%)	Participation de Mass. UY (%)	Observation
1	0,00	66,82	
2	65,32	66,82	
3	65,33	66,83	
4	65,33	85,66	
5	84,75	85,66	
6	84,75	91,29	
7	84,75	91,97	
8	84,76	91,98	
9	84,76	92,00	
10	84,77	92,00	
11	84,77	92,01	
12	84,80	92,01	
13	84,83	92,01	
14	84,88	92,02	
15	84,89	92,02	
16	85,05	92,02	
17	85,09	92,02	
18	85,10	92,02	
19	85,10	92,02	
20	85,11	92,03	
21	85,12	92,03	
22	85,12	92,03	
23	85,17	92,03	
24	85,18	92,03	
25	85,32	92,03	
26	85,53	92,03	
27	85,54	92,03	
28	85,59	92,03	
29	85,59	92,10	
30	85,60	92,10	
31	85,60	92,10	
32	85,62	92,10	
33	85,62	92,10	
34	85,62	92,11	
35	85,63	92,11	
36	85,63	92,18	
37	85,63	93,68	
38	85,64	93,88	
39	85,93	93,88	
40	91,51	94,10	Vérifie

V.5 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce Phénomène est appelé « effet $P\Delta$ ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2^o ordre (ou effet $P\Delta$.) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au Niveau «k-1»

h_k : hauteur de l'étage « k »

Pour le sens X

Niveau	Wi (KN)	V	Hi(cm)	$\Delta k \times R$	θ
terrasse	3725,14	601.6	306	1,4	0,082
8	3581,59	1129.9	306	1,4	0,043
7	3679,13	1558.7	306	1,4	0,031
6	3679,13	1904.82	306	1,05	0,019
5	3679,13	2188.74	306	1,05	0,016
4	3789,67	2436.26	306	1,05	0,015
3	3789,67	2642.62	306	0.7	0,009
2	3789,67	2795.34	306	0.7	0,008
1	3913,22	2890.5	306	0.7	0,008
RDC	4128,31	2962.33	357	0,35	0,003

Tableau V.5 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens x**Pour le sens y :**

Niveau	Wi (Kn)	V	Hi(cm)	$\Delta k \times R$	θ
terrasse	3725,14	609.84	306	1,4	0,080
8	3581,59	1157.24	306	1,4	0,042
7	3679,13	1608.62	306	1,05	0,023
6	3679,13	1982.9	306	1,4	0,023
5	3679,13	2290.76	306	1,4	0,021
4	3789,67	2549.5	306	1,4	0,019
3	3789,67	2749.5	306	1,05	0,013
2	3789,67	2915.12	306	1.05	0,012
1	3913,22	3022.04	306	0.7	0,008
RDC	4128,31	3089.86	357	0,35	0,003

Tableau V.6 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens y

V.6.L'efforts tranchant à la base

La résultante des forces à la base 'F' obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques Déterminées par la méthode statique équivalente 'V (RPA99 ; 2003 Article. 4.3.6)

Sens	V (spec) (kn)	V (stat.eq)	80%V stat.eq	0.8Vstat≤V(spec)
X	2962.33	3702.92	2961.33	Oui
Y	3089.86	3270.76	2616.60	Oui

Tableau V.7 **vérification L'efforts tranchant à la base**

Chapitre VI

Etude des éléments Structuraux

- *Introduction*
- *Poteaux*
- *Poutres.*
- *Voiles.*

VI.1. Introduction

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

- **Poteaux**

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

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- **Poutres**

Se sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (Robot).

VI.2. Ferrailage des portiques

VI.2.1. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions (M_{22} , M_{33} donnés par le Robot).

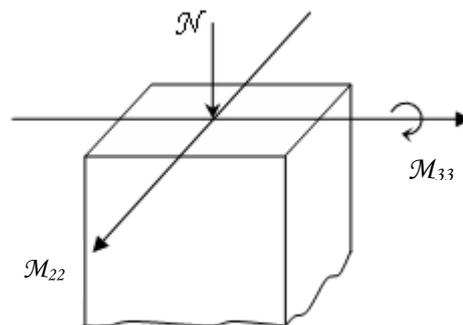


Figure VI.1 Direction des moments et efforts sur un poteau

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes [3] :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P + 1,2 E \\ 0,8 G + E \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes :

$$1^{\text{ier}} \text{ Cas : } N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$2^{\text{ième}} \text{ Cas : } M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

- Pour ces armatures on doit respecter les conditions suivantes :
 - La section d'acier minimale donnée par le B.A.E.L.
 - Les pourcentages extrêmes d'acier (A_{\min} et A_{\max}) données par le RPA 99.
 - Le diamètre minimum des armatures longitudinales $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.
 - La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40\phi$ en zone II a.
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\delta_t < 25 \text{ cm}$.
- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 4 types de poteaux à ferrailer :
 - Poteaux $(50 \times 50) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (R.D.C – 1^{ier} Étage).
 - Poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (2^{ier} – 3^{ième} – 4^{ième} Étage).
 - Poteaux $(40 \times 40) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (5^{ième} – 6^{ième} – 7^{ième} Étage).
 - Poteaux $(35 \times 35) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (8^{ième} – 9^{ième} Étage).

	Sollicitation <i>KN ou KN · m</i>	Poteaux (50×50) <i>cm</i> ²	Poteaux (45×45) <i>cm</i> ²	Poteaux (40×40) <i>cm</i> ²	Poteaux (35×35) <i>cm</i> ²
Combinaison 1,35 <i>G</i> + 1,5 <i>P</i> 1 ^{ier} cas	N_{\max}	2878.98	1863.11	1158.43	481.47
	M_{corr}	9.984	28.19	31.181	28.89
	T_{\max}	29.67	34.6	36.42	39.87
Combinaison <i>G</i> + <i>P</i> + 1,2 <i>Ex</i> 2 ^{ième} cas	M_{\max}	174.001	121.931	92.184	51.845
	N_{corr}	1388.62	879.82	590.97	285.1
	T_{\max}	95.62	81.66	62.32	35.69

Tableau VI .1 *Récapitulation des moments fléchissant et des efforts*

VI.2.1.1 Exemple de calcul

- **Armatures longitudinales :**

1^{ier} Cas : Combinaison fondamentale (1,35 *G* + 1,5 *P*)

$$\begin{cases} N_{\max} = 2878.98 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 9.984 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{9,984}{2878,98} = 0,346 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16$$

$e_1 < (h/12)$ → Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

- **E.L.U.R :**

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{2878,98 \times 10^3 - (50 \times 50) \times 14,2 \times 100}{348}$$

$$A'_1 = -1925,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_1 = 0$$

- **E.L.U.S.F :**

$$L_f = 0,7 h_e = 0,7(357) = 249,9 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,5}{\sqrt{12}} = 0,144 \Rightarrow \lambda = \frac{2,499}{0,144} = 17,35$$

$$\lambda = 17,35 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,810$$

Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{2878,98 \cdot 10^3}{0,810} - \frac{2304 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -19,94 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

2^{ème} Cas : Combinaison accidentelle ($G + P + 1,2 E_x$)

$$\begin{cases} M_{\max} = 174,001 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 1388,62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{174,001 \times 100}{1388,62} = 12,53 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \rightarrow$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

\Rightarrow La section sera sollicitée à flexion composé

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué \Rightarrow les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\left(\frac{l_f}{h} : \text{Élanement géométrique}\right) \quad \lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max\left[15,20 \frac{e_1}{h}\right] \quad \text{Dans tous les cas} \Rightarrow \text{le poteau est peut élané.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée :

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{1388,62 \cdot 100}{0,81} - \frac{2304 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -114,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 0$$

- **Armatures minimales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b+h)}{100}\right] \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_{\min} = 0,8\% b \cdot h = 20 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 125 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] : $\begin{cases} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 100 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 150 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$

- **Ferraillage adopté :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_1 ; A_2 ; A_{\min(2)}) = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 4T20 + 4T16 = 20,61 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

$$N_{\max} = 2878,98 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 9,984 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{9,984}{2878,98} = 0,346 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 95,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{95,62 \times 10^3}{50 \times 45 \times 100} = 0,424 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot \delta_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e}$$

- ♦ **Calcul des espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t \leq \min(10 \phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ \delta'_t \leq 10 \phi_L \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec : ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend : $\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$$\delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$$

φ_a : est en fonction de λ :

$$\lambda = 17,35 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 2,5$$

$$T_{\max} = 95,62 \text{ KN.}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 95,62 \times 10^3}{50 \times 235 \times 100} = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 50 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit deux cadres.}$

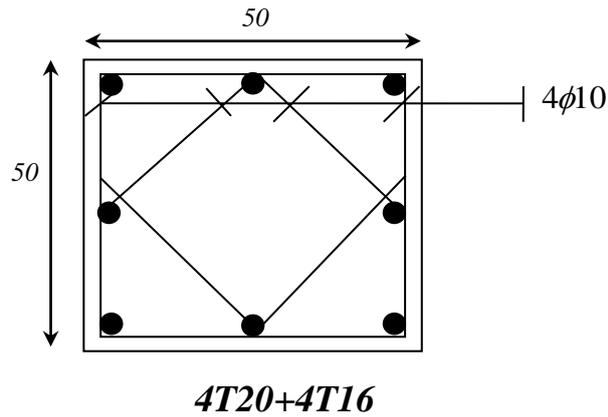


Figure.VI.2 Ferrailage des poteaux

• **Longueur de recouvrement :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 40\phi \text{ en zone I}$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

• **Détermination de la zone nodale :**

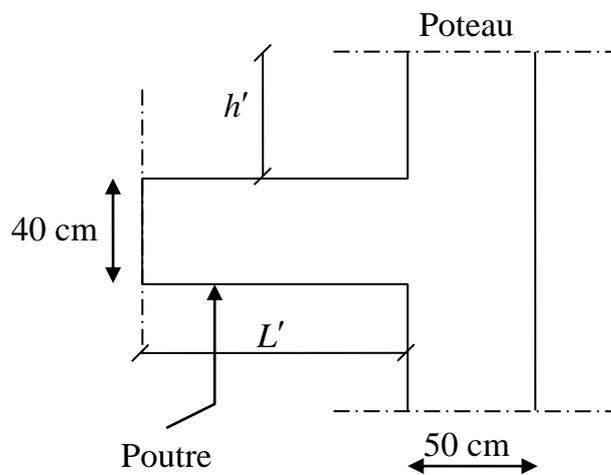


Figure VI .3 Schéma de la zone nodale.

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b ; h_i ; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \\ h' = \max\left(\frac{357}{6} ; 50 ; 50 ; 60\right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}. \end{cases}$$

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ($50 \times 50 \text{ cm}^2$). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 [2] et le R.P.A 99 [3].

Poteau (cm^2)	A_{calcul}	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Section corresp (cm^2)	A_{trans} (cm^2)	Section corresp (cm^2)	δ_t (cm)	δ'_t (cm)
50×50	20	4T20 +4T16	20,61	4φ10	3,14	10	15
45×45	16,2	4T20 +4T14	18,73	4φ10	3,14	10	15
40×40	12,8	8T14	12,32	4φ10	3,14	10	15
35×35	9,8	4T14 +4T12	10,68	4φ10	3,14	10	15

Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

VI.2.2 Ferrailage des poutres

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc fait en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 [3] pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P \mp E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales \longrightarrow P.P $(40 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires \longrightarrow P.S $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

VI.2.2.1 Étude des poutres principales P.P $(40 \times 35) \text{ cm}^2$

a. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \cdot 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \cdot 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \cdot 40 \times 35 = 84 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

	En appui		En travée		Effort tranchant T_{\max} (KN)
	$M_a \text{ max}$ (KN · m)	M_{as} (KN · m)	$M_t \text{ max}$ (KN · m)	M_{ts} (KN · m)	
Poutre principale P.P $(35 \times 40) \text{ cm}^2$	106,891	77,892	75,862	55,533	128,67
Poutre secondaire P.S $(35 \times 35) \text{ cm}^2$	78,009	56,868	69,626	50,719	111,33

Tableau VI.3 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)

b. Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale du sous sol.

b1. En travée

- **E.L.U :**

$$M_t = 75862 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{75862}{14,20 \times 35 \times (36)^2} = 0,11 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,15 \rightarrow \beta = 0,937$$

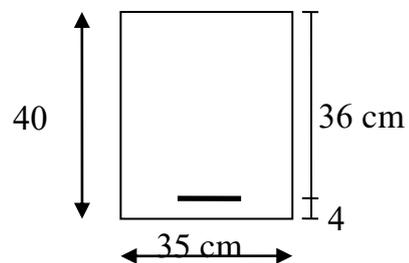


Figure VI.4 Schéma d'une section de calcul

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{75862}{348 \times 36 \times 0,937} = 6,46 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{\min})$$

$$A = \max(6,46, 8,75, 1,52)$$

$$A = 3T16 + 2T14 = 9,11 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{75862}{55533} = 1,36$$

$$\alpha = 0,15 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

b2. En appui :

- **E.L.U.R :**

$$M_{au} = 106891 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{106891}{14,20 \times 35 \times (36)^2} = 0,16 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = 0,21 \rightarrow \beta = 0,91$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{106891}{348 \times 36 \times 0,91} = 9,35 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{106891}{77892} = 1,37$$

$$\alpha = 0,21 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 128670 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{128670}{350 \times 360} = 1,02 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les cadres et les étriers seront perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 98$).

c. Calcul des armatures transversales

1. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, Q_{L_{\min}}, \frac{b}{10} \right) \quad \text{Selon le B.A.E.L 91 [2]}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}, 1,6, \frac{35}{10}\right) = 1,14 \text{ cm.}$$

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

2. Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times Q_L\right) \quad \text{Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6\right) = 10 \text{ cm.}$$

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

- **En zone courante**

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.} \quad \text{Selon le R.P.A 99 [3]}$$

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

3. Section des armatures transversales

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \quad \text{Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

4. Vérification des espacements

- $\delta_{t1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}) \quad \text{Selon le B.A.E.L 83 [1]}$

$$\delta_{t1} \leq \min(36, 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

- $\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)} \quad \text{Selon le B.A.E.L 83 [1]}$

$$\delta_{t2} \leq \frac{2,01 \times 235}{35 \times 0,31} = 43,53 \text{ cm}$$

- $\delta_{t3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)} \quad \text{Selon le B.A.E.L 83 [1]}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{t_3} \leq 17,31 \text{ cm}$$

$$\delta_{t_4} \leq \min(\delta_{t_1}, \delta_{t_2}, \delta_{t_3}) = 17,31 \text{ cm.}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t_{RPA}}, \delta_{t_4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Recouvrement des barres longitudinales

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre

$$L_r = 40\phi$$

$$L_r = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

d.1 Ancrage des armatures tendues

- Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ barres à H. A courantes.}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

- Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

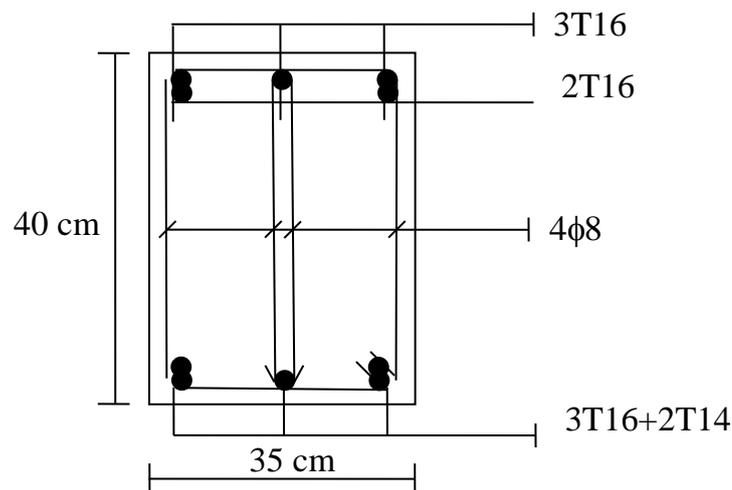


Figure VI.5 Schéma de ferrailage de la poutre principale

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	8,75	3T16 + 2T14	9,11	φ8	15	10
	Appui	9,35	5T16	10,05	φ8	15	10

Tableau VI.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

VI.2.2.2 Étude des poutres secondaires P.S (30×35) cm²

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage (Tableau 6.5) :

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres secondaires	Travée	5,89	3T14 + 2T12	6,88	φ8	15	10
	Appui	6,65	3T14 + 2T12	6,88	φ8	15	10

Tableau VI.5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

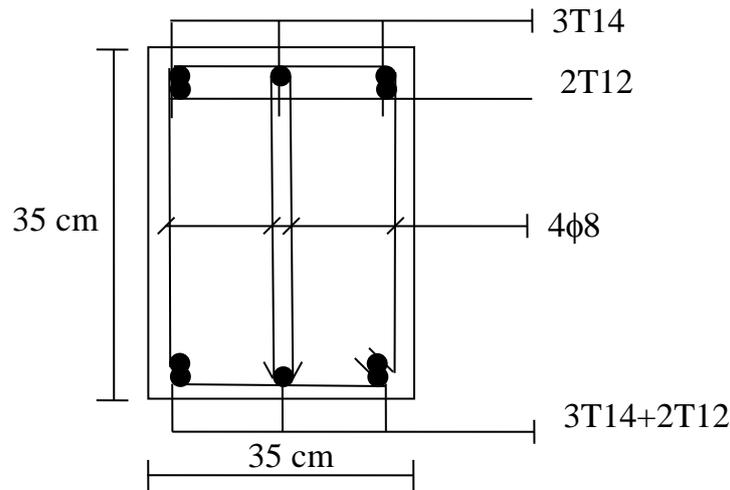


Figure VI.6 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

VI.3 Etude des voiles

VI.3.1 Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

VI.3.2 Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les

voiles dan leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

1. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2. Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

3. principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

4. La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticales

Il sont disposées on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

b. Armatures horizontales

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

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm.Les armatures

transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI3.3 ferrailage des voiles

• Exemple de calcul

a. Voile intermédiaire

$$A = 0,96 \text{ m}^2$$

$$I = 0,0022 \text{ m}^4$$

$$V = 1,65 \text{ m}$$

$$N = 609,616 \text{ t}$$

$$M = 25,046 \text{ t.m}$$

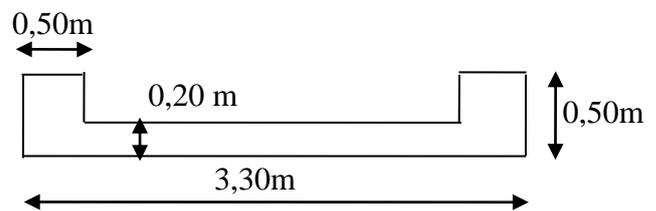


Figure VI.7 Dimensions de voile

1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 194,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = 181,49 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

2. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

On adopte : $D = 12$ mm

4. L'espacement

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ - Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$ Donc : $St \leq \min\{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

5. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

6. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

b. Disposition des armatures**1. Armatures verticales**

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ vérifiée

$$L = 370 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 37 \text{ cm}$$

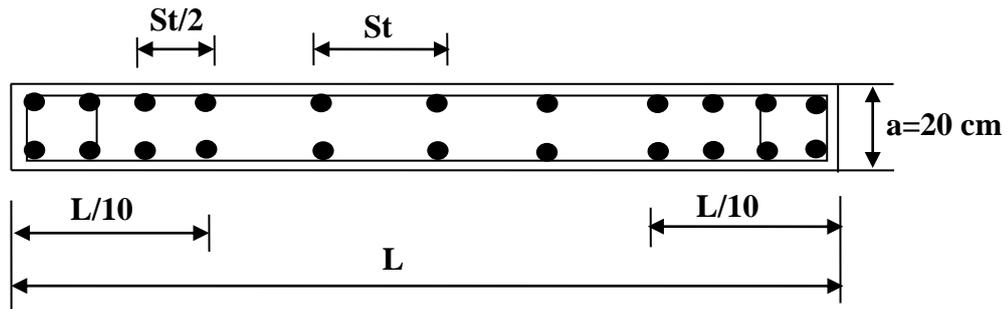


Figure VI.8 Disposition des armatures verticales dans les voiles

2. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournée aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

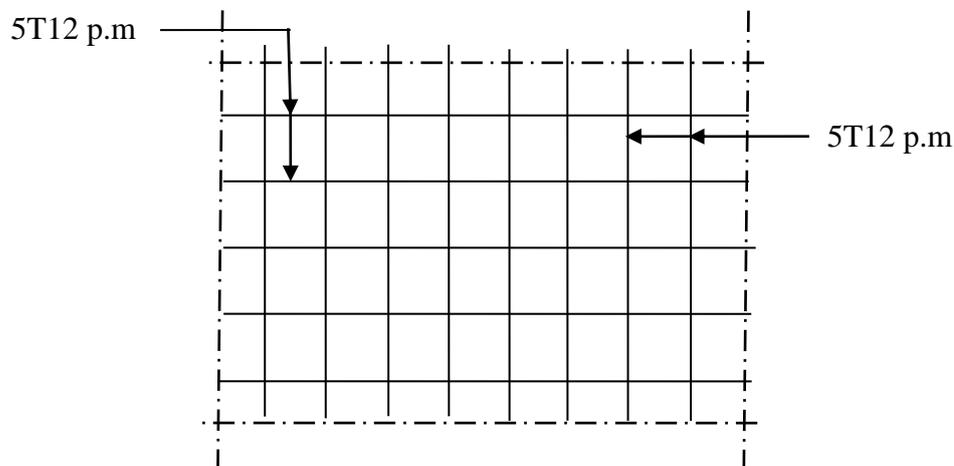


Figure VI.9 disposition du ferrailage du voile

Chapitre VIII

*étude de
l'infrastructure*

VII.1. Calcul des fondations

VII.1.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 1,50 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U. $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

VII.1.2 Définition

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

VII.2 Calcul du radier

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

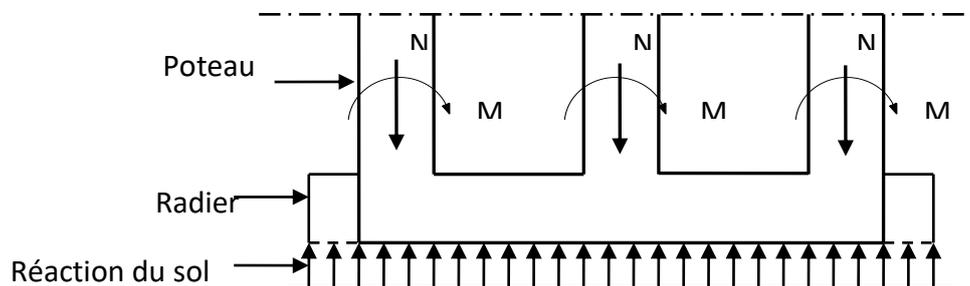


Figure VII.1 Schéma du Radier

1. Pré dimensionnement du radier

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{11} G_i = 37754.66 \text{ KN}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{11} Q_i = 5115,50 \text{ KN}$$

2. Combinaison d'actions

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 58642.04 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 42870.16 \text{ KN}$$

3. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 42870.16 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 315,41 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 401,84 \text{ m}^2$.

4. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminé à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 f_{c28}$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande 1m} ; L = 5,05 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 58642.04/401,84 = 145,93 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 145,93.1\text{ml} = 145,93 \text{ KN/ml.}$$

$$V_u = 145,93 \times 5,05 / 2 = 368,47 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{368,47 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,25\text{m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 5,05\text{m}$$

$$0,20 \leq d \leq 0,25 \text{ m}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30\text{cm} ; \text{ on prend : } h = 35\text{cm} ; d = 30\text{cm}$$

5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimilé le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \quad \Leftrightarrow \quad 56 \text{ cm} \leq h \leq 84 \text{ cm}$$

On prend : $d=72 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm.}$

6. Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[(0,35 \times 401,84) + (0,80 \times 0,45 \times 218,22)] = 5479,85 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = 5479,85 + 42870,16 = 48350,01 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{48350,01}{401,84} = 120,32 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Inerties du radier :

$$I_{\text{XG}} = 20227,20 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{YG}} = 5318,43 \text{ m}^4$$

La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,80)^3 / 12 = 0,0192 \text{ cm}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,45 \text{ m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 5000 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0,0192}{5000 \times 0,45}} = 5,756 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,60 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,037 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

7. Evaluation des charges pour le calcul du radier

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 145,93 - 0,875 = 145,05 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 145,05 \text{ KN/m}^2.$$

VII.3 Ferrailage du radier

VII.3.1 Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,35M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{ appuis intermédiaire.}$$

2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

VII.3.1.1 Exemple de calcul

$$\alpha = L_x/L_y = 4,29/4,60 = 0,93 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,93 \Rightarrow \mu_x = 0,0428 ; \mu_y = 0,841 .$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0428 \times 145 \cdot 05 \times (4,29)^2 = 114.25 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,841 \times 114.25 = 96.08 \text{KN.m}$$

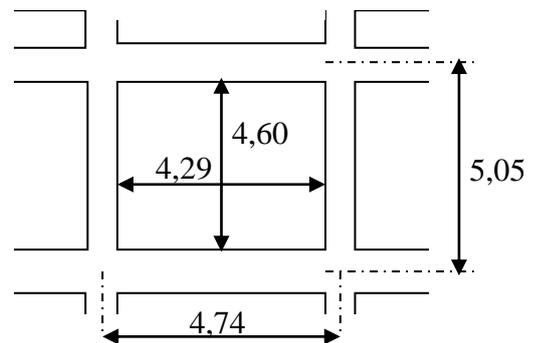


Figure VII.2 Cheema de voile

En travée :**Sens x :**

$$M_{tx} = 107,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,083 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,108. \quad Z = 0,956 \text{ m} \quad A = 10,74 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T14 $A = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 14,2 \text{ cm}$

Sens y :

$$M_{ty} = 89,35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,069 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,089. \quad Z = 0,964 \text{ cm} \quad A = 8,87 \text{ cm}^2$$

On adopte 8T12 ... $A = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 12,5 \text{ cm}$

-En appuis :**Sens x:**

$$M_{ax} = 63,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,049 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,062. \quad Z = 0,975 \text{ cm} \quad A = 6,19 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 $A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 16,6 \text{ cm}$

Sens y:

$$M_{ay} = 52,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,041 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,052. \quad Z = 0,979 \text{ cm} \quad A = 5,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T12 $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier

VII.4. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a. Sens longitudinal (y)

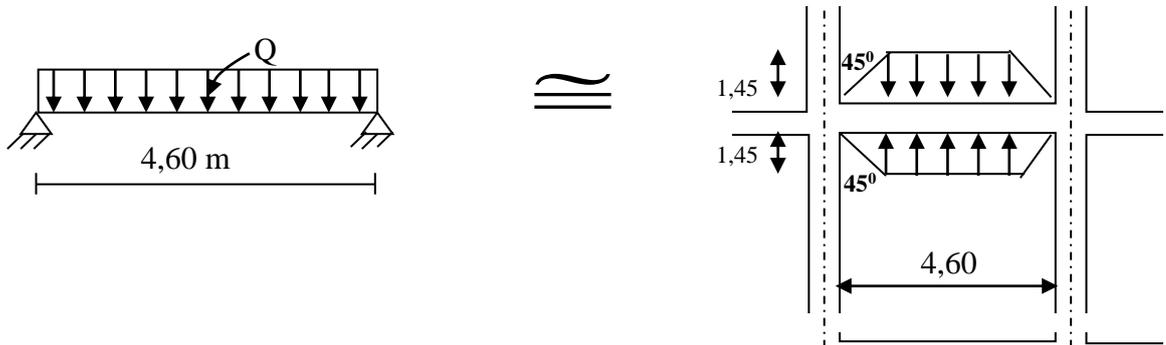


Figure VII.3 Répartition des charges sur les poutres

Les lignes de rupture

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 4,29m$

$Ly_1 = 4,60m$

$Lx_2 = 4,29m$

$Q = 145.05 \text{ KN/m}^2$

$$Q' = \frac{145.05}{2} \left[\left(1 - \frac{4,29^2}{3 \times 4,60^2} \right) . 4,29 + \left(1 - \frac{4,29^2}{3 \times 4,60^2} \right) . 4,29 \right] = 441.85 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{441.85 \times 5,05^2}{8} = 1408,53 \text{ KN.m}$$

a.1 Calcul du ferrailage**En travée :**

$$M_t = 0,80M_0 = 1134,83 \text{ KN.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{1134,83.10^3}{45.(72)^2.14,2} = 0,342 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe.pas.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,548$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,78.$$

$$A_t = \frac{M_t}{b.d.\sigma_s} = \frac{1134,83.10^3}{0,78.72.348} = 58,02 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit 4T25} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit 4T25 ; } A = 58,91 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit 4T25} \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 1408,53 = 704,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{704,26.10^3}{45.(72)^2.14,2} = 0,212 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe.pas.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,30$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,88.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b.d.\sigma_s} = \frac{704,26.10^3}{0,88.72.348} = 31,94 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T25) Fil+ (4T20) chap. ; A = 31,94 cm².

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2.1408.53 = 281,706 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,085 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,11; \beta = 0,95; A_s = 11,87 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) Fil+ (2T16) chap. ; A = 11,83 cm².

b. Sens transversal(x)

$$L_{\max} = 4,29\text{m.}$$

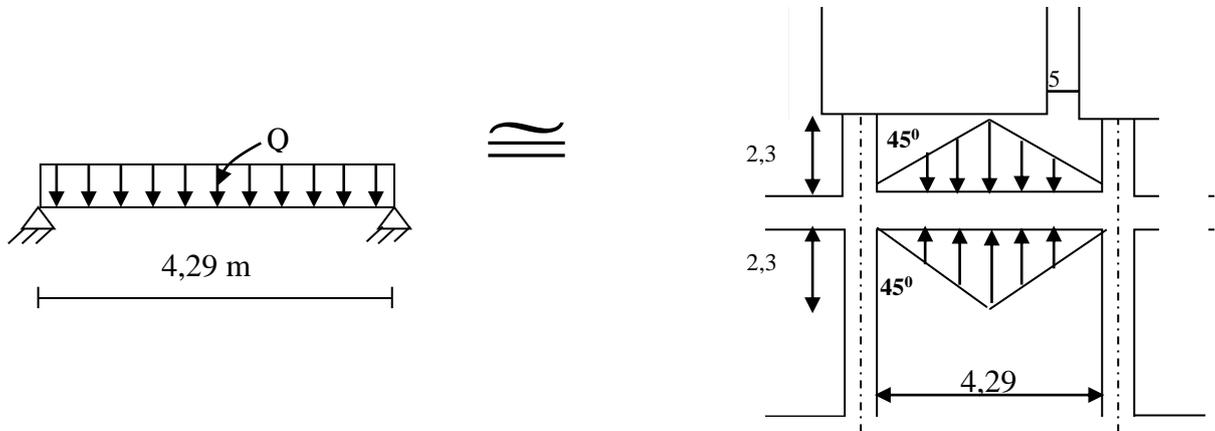


Figure VII.4 Répartition des charges sur les poutres

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 145.05 \text{ KN/m}^2$

$$Lx_1 = 4,29 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 145.05 \times 4,29 = 414.84 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = QL^2 / 8 = 954.34 \text{ KN.m}$$

b.1 Calcul du ferrailage**En travée :**

$$M_t = 0,80M_0 = 763.47 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,254 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,37$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,85.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 35.84 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 5\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \end{cases} ; A = 40,84 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 954,34 = 477,17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,15 < \mu = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,21$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,91.$$

$$A_a = 20,92 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil+ (4T20) chap. ; A =25,13 cm²

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \cdot 954,34 = 190,86 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,063 < \mu = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,081; \beta = 0,96; A_s = 7,93 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) Fil+ (2T16) chap. ; A =12,06 cm².**c. Armature de peau**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 fe) = 80 \text{ cm}$
 Dans notre cas $h_a = 80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elle sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,45) \text{ m}^2$,

$$\text{on a : } - A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$- A_{sp} = 3 \times 2 (0,45 + 0,80) = 7,5 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T 16 Fil ; A = 8,04cm².

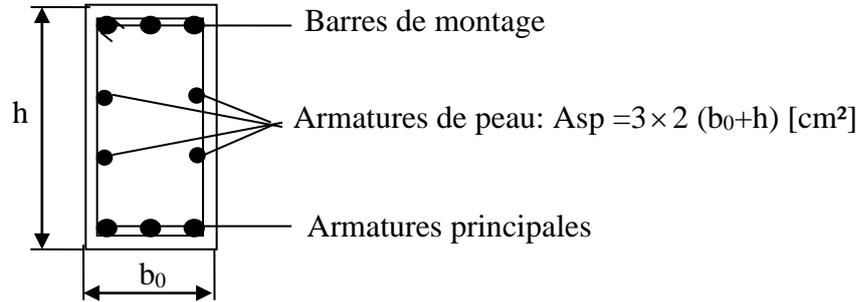


Figure VII.5 Répartition armatures dans les poutres

c.1 Contrainte de cisaillement

$$T_{max} = 287,60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{287,60}{0,45 \times 0,72 \times 100} = 0,89 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c.2 Armatures transversales

Diamètre: $\phi_t \leq \min(h/35; \phi_l; b/10) = \min(22,86; 12; 50) = 12 \text{ mm}$
 on prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) = \min(20, 14, 4) = 14,4 \text{ cm}$$

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

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b (\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b (\tau_u - 0,3f_{c28}) S_t}{0,8 A_t}$$

$$f_e \geq \frac{45 \cdot (0,89 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 3,14} = 69,86 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures, Fe325, soit 4T10, A= 3,14cm².

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,44; 0,4 \text{ MPa}) = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 325}{45 \cdot 15} = 1,51 > 0,44 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d. calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0.6m$ et d'épaisseur $h = 35cm$

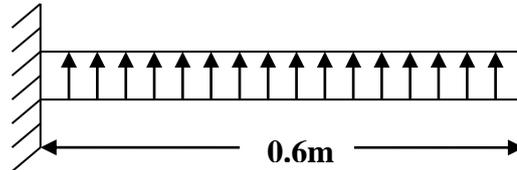


Figure VII.6 schéma statique de débord

- **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N}{S} \cdot 1 \Rightarrow M_u = \frac{58642.02}{401,84} \cdot (0.6)^2 \cdot 1 = 52.53 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_u = 26.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = \frac{42870.16}{401,84} \cdot (0.6)^2 \cdot 1 = 38.40 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{ser} = 19.2 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de ferrailage :**

$$\mu_u = 0,034 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\alpha = 0,08 \quad ; \quad \beta = 0,96$$

$$A_s = 2,53 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,53}{4} \Rightarrow A_r = 0,63 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 2,28 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **4T10** $\Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartitions.

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

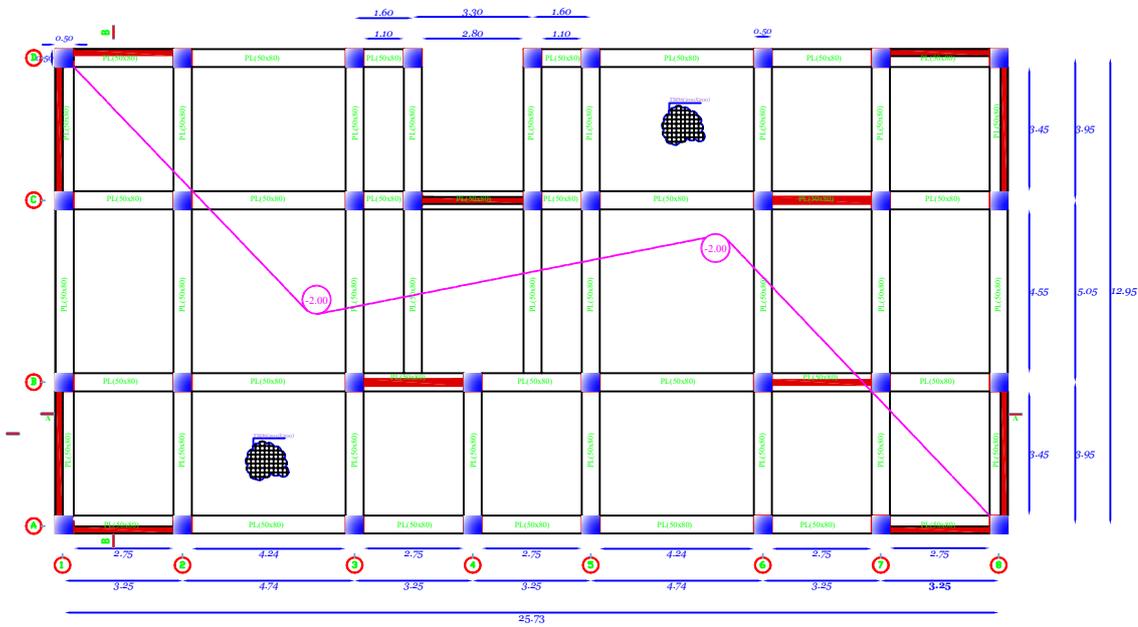
- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels ROBOT, AUTOCAD Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

Les plan



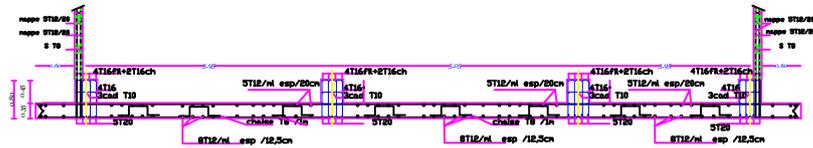
PLAN DE FERRAILAGE ET COFFRAGE FONDATION
 NIV:-2.00M

Ech:1/50

FERRAILAGE et COFFRAGE RADIER
 Coupe A-A Ech:1/25



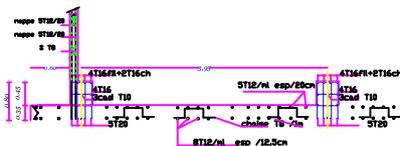
FERRAILAGE et COFFRAGE RADIER
 Coupe B-B Ech:1/25



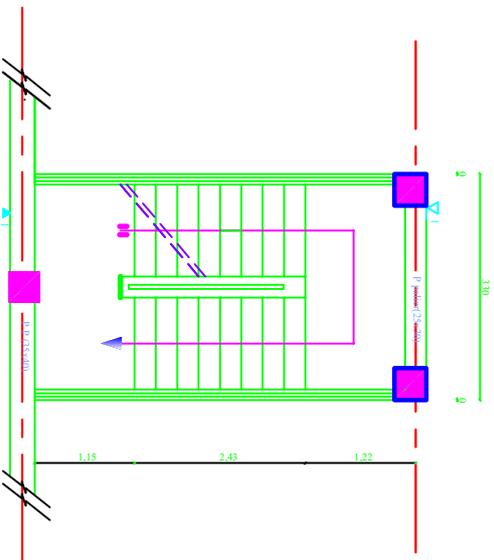
FERRAILAGE et COFFRAGE RADIER



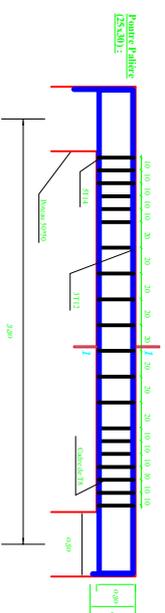
FERRAILAGE et COFFRAGE RADIER
 longitudinal Ech:1/25



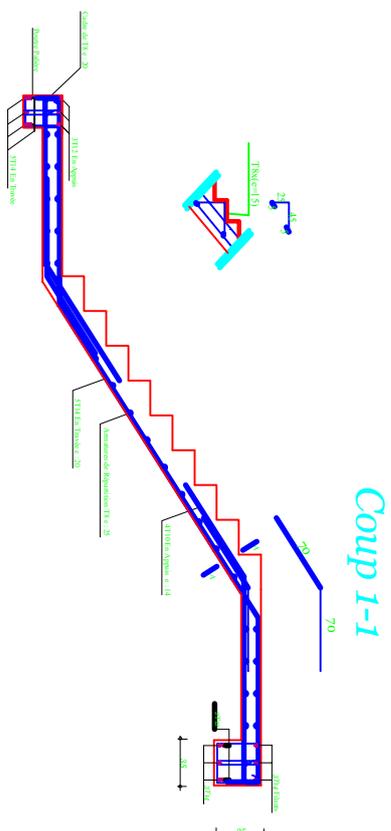
Ferrailage d'Escalier :



VUE EN PLAN
D'ESCALIER



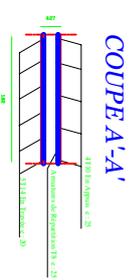
Ferrailage de la Poutre
Palière (25x30)



Coup 1-1



Coup 1-1



COUPE A-A'