

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Ahmed Draia Adrar
Faculté Des Sciences et de Technologies
Département Des Sciences et Technologie



Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme :

Master En Génie Civil

Option :Structure

Présenté Par :

Benseghir Nadjla

Moumou Djamaa

THEME

Etude d'un bâtiment R+10 avec 2sous-sol en

Béton Armé

Soutenu Le 20/06/2018 Devant un membre de jury composé de :

Mr.Bennacer.ly

Univ. Adrar

Président

Mr.Bassoud.A

Univ. Adrar

Examineur

Mr.Balegh.b

Univ. Adrar

Encadreur

Année Universitaire 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ

Remerciements

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

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur :

Mr. BALEGH BEN AMER... pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont Contribué à notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

Rem Dieu tout .puissant pour son aide pour compléter

Cette rêche, qui a donné des fruits qui m'a donné tout ce qu'il

*Avait pour réaliser ses espoirs .à ceux qui me poussaient à atteindre l'objectif
à ceux qui veillent sur mon éducation avec de grands sacrifices traduits en me
donnant la science .*

pour ma première école dans la vie mon père que oie prolonge sa vie .

à qui m'a donné tout l'amour et toute la tendresse . à qu' ai été patient en tout ,

*Elle était mon aide dans l'adversité et ses prières m'ont accompagné dans toutes
mesdémarches .*

*A qui j'ai appris chaque fois que je me souviens de son sourire sur mon visage . la
source de compassion ma chère mère. C'est le plus précieuse sur mon cœur . Dieu l'a
récompensée dans ce monde et dans l'au-delà.*

*Pour eux, c'est le don de l'amour et les sources de l'accomplissement. À ceux qui
m'ont accompagné en bien et en mal .Qui m'a montré ce qui vaut mieux que la vie mes
sœurs et mes frères et leurs enfants*

*A toute ma famille, mes oncles, mes tantes et leurs enfants qui ne comptent pas leur
faveur sur moi.*

*Aux sources de la pure vérité ceux qu'ne m'ont pas abandonnée et qui ont été dans la
détresse et la joie ce sont mes amies.*

*A ceux qui nous ont aidés dans notre recherche, et à la lumière qui brille sur notre
chemin. Comprenons qui a planté l'optimisme de continuer notre chemin.*

A tous ceux qui m'ont appris une lettre

Qui je souhaite leur rappeler s'ils me rappellent

Qui j'espère que leur photos resteront dans mes yeux.

Djamaa

Dédicace

« و ما توفيقى إلا ب الله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à :

Ma très chère mère :

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

Mon très cher père :

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.

Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A celui que :

J'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet : mon fiancé SLIMANE, et bien sur Ma sœur SALWA, A ma mes frères IMAD, MOUNIR et AYMEN.

*A toute Ma famille, et mes amis, A toute la famille **BENSEGHIR.***

A toute la Promotion 2017/2018.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci

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

Nadjila

الملخص

وعشر أرضي طابق زائد أرضي تحت طابقين من مكونة لعمارة مفصلة دراسة عن عبارة هو المشروع هذا
علوية وطابقين تحت الارض طوابق

:الدراسة اشتملت

- تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصرا لمكونة لها.
- دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة).
- الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج Robot. الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA99 المنقحة 2003
- أما المحور الأخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، العارضات، والأساسات) اعتمادا على BAEL91, المنقح 99 و RPA99

الكلمات المفتاحية: العمارة الخرسانة، Robot

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué de deux sous-sols, un rez de chaussée +10 étages avec 2 sous-sol, implanté dans la wilaya de Mascara. Cette étude se compose

- la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par Robot afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

- comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, Robot.

Summary

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multi-use consists of two basements, a ground floor + 10 floor with 2 basements, implanted in the wilaya of Mascara. This study consists.

- the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the

pre design structure and finally the descent of the load.

- part was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

- the structure was begun in the third part determined by Robot to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

- the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003.

Keywords: building, concrete, Robot.

Sommaire

Chapitre I : PRESENTATION ET CARACTERISTIQUES

I.1.Introduction	1
I.2.Présentation du bâtiment	1
I. 3. La superstructure	2
I.4. L'infrastructure	5
I.5.Caractéristiques mécanique des matériaux	7
I.6.Norme et Règlements	15

Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT

II.1.Introduction :	18
II.2.Pré dimensionnement des poutres :	18
II.3.Evaluation des charges et surcharges:	21
II.4.Pré dimensionnement les poteaux:	23
II.5.Loi de dégression :	25
II.6.Pré dimensionnement des voiles :	31
II.7. Maçonnerie.....	34
Conclusion :	35

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHERS

III.1.Introduction :	38
III.2.Calcul du plancher	38
III.2.1.corps creux :	38
III.2.2.Plancher haut du RDC et 2 sous-sol en dalle pleine.	65
Conclusion	72

Chapitre IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

IV.1.Introduction :	74
IV.2.Les Balcons :	74
IV.3. Etude de l'acrotère:	78
IV.4. Etude d'escalier.	82
IV.5.L'ascenseur:	111

Conclusion :	124
Chapitre V : ETUDE SISMIQUE	
V.1.Introduction.....	126
V. 2. Objectifs de l'étude dynamique	126
V. 3. Modélisation.....	126
V.4.Choix de la méthode de calcul	126
V.5.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente	129
V.6.Méthode modale spectrele	132
Conclusion	142
Chapitre VI : ETUDE AU VENT	
VI.1.Introduction.....	144
VI.2.Etude de la force parallèle à celle du vent	144
Conclusion :	150
Chapitre VII : ETUDE DE PORTIQUE	
VII.1. Introduction	152
VII.2. Ferrailage des portiques	153
VII.3. Ferrailage des poutres	154
VII.4. Ferrailage des poteaux.....	161
VII.5. Etude des voiles.....	169
Conclusion	178
Chapitre VIII :ETUDE DES INFRASTRUCTURE	
VIII.1 Introduction	180
VIII.2. Etude du voile périphérique	180
VIII.3 .Etude du fondation.....	186
V.III.5.Ferrailage des nervures	196
Conclusion	202

Liste des figures

Chapitre I : PRESENTATION ET CARACTERISTIQUES

Figure. I.1 : Dimensions en plan.....	2
Figure. I.2 : Plancher à corps creux	3
Figure. I.3: Brique creuse	4
Figure.I.4 : Règle de trois pivots.....	7
Figure.I.5 : Diagramme parabole rectangle.....	10
Figure.I.6: Diagramme rectangulaire simplifié.	11
Figure. I.7 : Diagramme contraintes-déformations d'acier	13
Figure. I.8 : Diagramme déformation-contrainte.....	14

Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT ET CARACTRISTIQUE

Figure. II.1: Dalle à corps creux.	20
Figure.II.2: Plancher corps creux	21
Figure. II.3 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.	22
Figure. II.4 : Détail des constituants du plancher étage courant.	22
Figure. II.5 : poteau central	26
Figure. II.6 : Poteau de rive.....	27
Figure. II.7 : Poteau d'angle.....	27
Figure II.8 : Surface afférente du poteau.....	28
Figure. II.9 : Pré dimensionnement des voiles	31
Figure .II.10 : Mur extérieur.....	35
Figure. II.11 : Mur simple cloison.....	35

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHERS

Figure .III.1 : coupe sur planches corps creux	37
Figure.III.2 : pré dimensionnement des poutrelles.....	38
Figure.III.3 : Diagramme des moments sur appuis et travée	43
Figure.III.4: Diagramme des l'effort tranchants	44
Figure.III.5 : Diagramme des moments sur appuis et travée	45
Figure.III.6: Diagramme des l'effort tranchants	46
Figure.III.7 : Diagramme des moments sur appuis et travée	48
Figure.III.8: Diagramme des l'effort tranchants	49

Figure.III.9 : Diagramme des moments sur appuis et travée	51
Figure.III.10 : Diagramme des l'effort tranchants	52
Figure .III.11 : Section de calcul	52
Figure III.3 : imension de section T	52
Figure.III.12 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T	53
Figure.III.13 :Ferrailages des poutrelles	62
Figure .III.14 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	63
Chapitre IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE	
Figure .IV.1 :Section de calcul du balcon	76
Figure.IV.2 :Schéma statique et dimensions de l'acrotère	78
Figure.IV.3 :section de calcul.....	79
Figure.IV.4 :Schéma d'escalier.....	82
Figure.IV.5 :Dimensionnement d'escalier (a)	83
Figure .IV.6 :Schéma d'élément d'escalier	84
Figure. IV.7 :Schéma statique de l'escalier	85
Figure. IV.8 :Diagramme du moment ,effort tranchent.....	88
Figure. IV.9 :Diagramme du moment travée,appui.....	89
Figure. IV.10 :Dessin de ferrailage (palier +paillasse).....	95
Figure.IV.11 :Dimensionnement d'escalier (b).....	96
Figure.IV.12 :Diagramme du moment, effort de tranchent.....	98
Figure.IV.13 :Diagramme du moment appuis, travée	99
Figure.IV.14 :Schéma statique de poutre palier	104
Figure. IV.15 :Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	108
Figure. IV.16 : ferrailage de l'escalier.....	111
Figure .IV.17 :Schéma de la dalle machine.....	113
Figure.IV.20 :Les panneaux de calcul de la dalle machine	119
Chapitre V : ETUDE SISMIQUE	
Figure.V.1 : La courbe de la Spectre de réponse	127
Figure. V.2 : Vue sur la structure en 3D	127
Figure.V.3 : Vue en plan de modes 1 et 2.....	133
Figure .V.4 :Vue sur de déplacements de portique selon le sens xx et yy.....	138
Chapitre VI : ETUDE AU VENT	
Figure. VII.1 : Sens du vent X+ et Y+	150

Figure.VII.2 : Sens de vent X- et Y-	150
---	------------

Chapitre VII : ETUDE DE PORTIQUE

Figure.VII.1 :Schéma de calcul	155
---	------------

Figure. VII.2: Ferrailage des poutres principales (Terrasse).....	161
--	------------

Figure.VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires	161
--	------------

Figure.VII.4 : Schéma de la zone nodale	164
--	------------

Figure. VII.5: Directions des moments et	165
---	------------

Figure. VII.6 : disposition des armatures	167
--	------------

Figure.VII.7 : Disposition de la zone nodale.....	168
--	------------

Figure.VII.8 : Position des voile	169
--	------------

Figure. VII.9: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	174
---	------------

Figure VII.10: section de Calcul	176
---	------------

Chapitre VIII :ETUDE DES INFRASTRUCTURES

Figure.VIII.1 : Schéma de Voile périphérique.....	181
--	------------

Figure.VII.2 : Schéma du radier nervuré.....	187
---	------------

Figure.VIII.3 : Schéma du Radier	190
---	------------

Figure.VII.5 : Coupe de nervure	196
--	------------

Figure.VIII.6 : Diagramme de moment à l'ELU	196
--	------------

Figure.VIII.7 : Diagramme de moment à l'ELS	197
--	------------

Figure.VIII.8 : Diagramme de moment à l'ELU	198
--	------------

Figure.VIII.9 : Diagramme de moment à l'ELS	198
--	------------

Figure.VIII.10 : Effort tranchant de nervure principale.....	201
---	------------

Figure.VIII.11 : Effort tranchant de nervure secondaire.....	201
---	------------

Liste des tableaux

Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT ET CARACTÉRISTIQUE

Tableau. II.1: Dimension de poutre.....	19
Tableau. II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux:	22
Tableau. II.3 : Les charges sur le plancher étage courant	22
Tableau. II.4 : Charge à la Plancher à dalle plein.....	23
Tableau.II.5 : Récapitulatifs des charges	23
Tableau. II.6 : Loi de dégression des surcharges	25
Tableau II.7: Récapitulatifs des sections des poteaux.....	29
Tableau II.7: Récapitulatifs des sections des poteaux.....	30
Tableau. II.8: Epaisseurs des voiles	33
Tableau.II.9 : Des vérification de flambement.....	34
Tableau II.10 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.....	34
Tableau II.11 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à une seule cloison.....	35

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHERS

Tableau.III.1: Charges appliquées et Combinaisons d'actions :	38
Tableau. III.2: récapitulatif sur les sollicitations dans les planchers.	52
Tableau III.3 : espacement selon le RPA et BAEL	56
Tableau III.4 : Les sollicitations des dalles pleines dans les sens X , Y	66
Tableau. III.5 : ferrailage de la dalle.....	69
Tableau .III.6 : Tableau récapitulatif des Vérification des contraintes à l' E.L.S	70

Chapitre IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

Tableau. IV.1:Ferrailage de l'acrotère à l'ELU	80
Tableau. IV.2:Les charges du palier.....	86
Tableau. IV.3:Les charges du palier.....	87
Tableau. IV.4: Combinaison des charges	87
Tableau.IV.5:Evaluation des sollicitations.....	89
Tableau.IV.6:Evaluation des sollicitations.....	98
Tableau. IV.7: Récapitulatif du moment	120

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

Tableau.V.1 :Coefficient d'accélération de zone A	128
Tableau .V.2 : Valeurs de T1 et T2	129
Tableau .V.3 : Valeurs de ξ (%)	129
Tableau.V.4 : valeurs du coefficient C_T	130
Tableau.V.5 : valeurs du coefficient de comportement R :	131
Tableaux. V.6: Résultats dynamique.....	134
Tableaux .V.7: Résultante de l'effort tranchant modal à la base Sens (X-X)	135
Tableaux .V.8: Résultante de l'effort tranchant modal à la base Sens (Y-Y)	136
Tableaux.V.9 : Résultante des forces sismique	137
Tableau .V.10 :les modes	137
Tableaux. V.11: Déplacements dans deux sens X et Y	139
Tableau .V.12 : Valeurs des déformations calculées et admissibles (m).	140
Tableau.V.13 : Valeurs des déplacements calculées et admissibles (m).....	141
Tableau. V.14 :Vérification à l'effet P- Δ . Sens x-x	142

Chapitre VI : ETUDE AU VENT

Tableaux.VI.1 : Les données	151
Tableaux.VI.2: Récapitulatifs du décapélatife	151

Chapitre VII : ETUDE DE PORTIQUE

Tableau.VII.1 : La Combinaison des charges	153
Tableau. VII.2: Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres.....	155
Tableau.VII.3 : Résultats de ferrailage des poutres en travée et en appui à l'ELU.....	159
Tableux.VII.4 : Résultats de vérification des poutres suivant l'ELS.....	160
Tableux.VII.5 :Résultats de vérification des efforts tranchant.....	160
Tableau.VII.6: des sollicitations pour les différents poteaux.....	164
Tableau VI.7 :Récapitulation du ferrailage des poteaux	168
Tableau VII.8: Sollicitations des voiles (ep=20cm).....	173
Tableau VII.9 : Vérification a l'effort tranchant	176
Tableau VII.10: Ferrailages des voiles	178

Chapitre VIII :ETUDE DES INFRASTRUCTURES

Tableau. VIII.1 : Récapitulatif des moments fléchissant.....	183
Tableau. VIII.2 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.	185
Tableau. VIII.3 : Tableau récapitulatif des Vérification des contraintes à l'ELS.....	186
Tableau. VIII.4: calcul des moments a ELU pour chaque panneau.....	194

Tableau. VIII.5: Calcul des moments a ELS pour chaque panneau	194
Tableau. VIII.6: Ferrailage longitudinale à ELU.....	195
Tableau.VIII.7 : Vérification du contraint à l'ELS	196
Tableau.VIII.8: Les moment du la nervure principale.....	197
Tableau.VIII.9 : Les moment du la nervure secondaire.....	198
Tableau.VIII.10 : Ferrailage du la nervure pp	200
Tableau.VIII.11: Ferrailage du la nervure Ps	201

Symbole

➤ Majuscules Romaines

A (ou As ou Al) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

Ainf, Asup : armature inférieures armatures supérieures

Au : section d'acier à l'état limite ultime

Aser : section d'acier à l'état limite de service

Amin, Amax : section d'acier minimale et maximale

B : Aire d'une section de béton

Br : Aire d'une section réduite d'un poteau

Cd : coefficient dynamique

Cp : coefficient de pression nette

Cr : coefficient de rugosité

Ct : coefficient de topographie

Es : Module de déformation de l'acier

Eij : Module de déformation instantané à l'âge de j jours

Evj : Module de Young différé à l'âge de j jours

ELS : état limite de service

ELU : état limite ultime

F : Force ou action en général

G : charge permanente

I : Moment d'inertie

M : moment fléchissant

Ma : moment sur appui

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_{sup}, M_{inf} : moment inférieur et supérieur

M_t : moment en travée

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

M_w : moment West

N_{ser} : Effort normal de calcul de service

N_u : Effort normal de calcul ultime

P : Action permanente concentrée

Q : Action d'exploitation

V, T : Effort tranchant

V_u : Effort tranchant de calcul ultime

W : Résultante des actions du vent

➤ **Minuscules Romaines**

a : Largeur d'un poteau

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

b₀ : Largeur de l'âme d'une poutre

d (et d₀) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation , d'une construction

h₀ : Hauteur du talon d'une poutre

h₁ : Hauteur du hourdis d'une poutre

j : Nombre de jours de maturité du béton

l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

l_f : Longueur de flambement

st : Espacement des armatures transversales

u : Périmètre

x : Abscisse

y : Ordonnée

y₁ : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS

y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU

z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion , hauteur au dessus de sol

z_o : paramètre de rugosité

z_{eq} : hauteur équivalente

z_{min} : hauteur minimale

➤ **Minuscules Grecques**

α: Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général (très utilisé!) (*alpha*)

αu : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU

γs : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*)

γb : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

$\epsilon_{bc \max}$: Déformation maximale du béton comprimé (*epsilon*)

ϵ_{st} : Déformation des armatures tendues

ϵ_{sc} : Déformation des armatures comprimées

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*)

μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*)

μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU

ν : Coefficient de poisson (*nu*)

ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*)

σ : Contrainte normale (*sigma*)

$\sigma_{bc \max}$: Contrainte maximale du béton comprimé

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés

τ : Contrainte tangente (*tau*)

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle

$\emptyset l$: Diamètre d'une armature longitudinale

$\emptyset t$: Diamètre d'une armature transversale

Introduction générale

Introduction générale

L'ingénieur doit suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, ci tout celles de grandes hauteurs. Dans notre travail nous avons entrepris une étude d'une structure en béton armé par un logiciel de calcul «Robot Millenium» , spécialisé dans le calcul dynamique de structure. Ce travail constitue à une étude de stabilité dynamique vis-à-vis de risques majeurs notamment le séisme.

Pour mener à terme ce travail, nous avons réalisé une bonne partie bibliographique, riche en informations et qui comporte huit chapitres :

Le premier chapitre contient toutes présentations et caractéristiques de notre construction, implantation, géométrie , site, sol, matériaux de construction utilisés et les hypothèses de calcul .

Ensuite le deuxième chapitre qui est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux selon les normes en vigueur appliquées en Algérie .

Le troisième chapitre est consacré sur l'étude des types des planchers et versifications des flèches selon les normes.

Le quatrième chapitre est l'étude des éléments secondaire notamment escalier, ascenseur, acrotère, balcons selon les normes.

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude sismique ainsi vérifications jugées nécessaires pour assurer la stabilité dynamique en verifiant la période fondamentale, l'effort tranchant à la base, déplacements et ce selon les règlementations en vigueur de construction appliquées en Algérie .

Ensuite le sixième chapitre qui étudie l'effet du vent ainsi les vérification prise en compte selon les règles reconnus.

Puis le septième chapitre est consacré à l'étude des portiques (poteaux, poutres, voiles de contreventement) par calcul de ferrailage et vérifications des contraintes dans les combinaisons normales et accidentelles selon les règlementations en vigueur de construction.

Enfin on conclue avec le chapitre huit qui est consacré à l'étude de l'infrastructure (fondation, voiles périphérique) en pre-dimensionnant et ferrillant les fondations, voile peripherique, longrine, également des vérifications des contraintes aux états limites selon les combinaisons normales et accidentelles.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre mémoire.

Chapitre I

PRESENTATION ET CARACTERISTIQUES

I.1.Introduction

On se propose dans cette mémoire d'étudier d'un immeuble en dure dont l'utilité est multiple. Cet immeuble est à caractère d'habitation et commercial. Le présent ouvrage est constitué de deux sous-sols et RDC avec 10 étages. L'implantation est prévue dans la région de la Wilaya Mascara qui est considérée comme une zone appartenant à la classification II a, suivant le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

I.2.Présentation du bâtiment

Ce projet consiste à étudier et à calculer les éléments de résistance d'un bâtiment (2 sous-sol + RDC + 10 étages).

C'est une tour en béton armé avec un sous-sol "Parking" , le RDC et 10 étages est usage d'habitation .

La vue en plan de ce bâtiment présente une forme en " L" comme indiqué sur la figure N° I.1 (Vue en plan d'étage courant).

Ce bâtiment contient trois appartements type 2 F4 et 1F3 à chaque étage avec 03 types d'escalier et un ascenseur.

Les planchers sont du type à corps creux pour les étages courants et dalle pleine pour le R.D.C et les deux sous-sol ainsi que la terrasse est inaccessible.

Tous les calculs de ce projet sont entrepris conformément aux règles B.A.E.L 91 et les règles parasismiques Algériennes " R.P.A 2003 ".



Figure. I.1 : Bâtiment en 3D

➤ **Dimensions en élévation**

- Hauteur totale de bâtimentH = 35,53m.
- Hauteur des sous-sol.....h = 3,23m.
- Hauteur de RDC.....h =3,23m.
- Hauteur de l'étage courant.h = 3,23m.

➤ **Dimensions en plan :**

La structure présente une forme de L, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après :

Les caractéristiques géométriques sont :

La longueur maximale de 25 ,37 m.

La largeur maximale de 19,95 m.

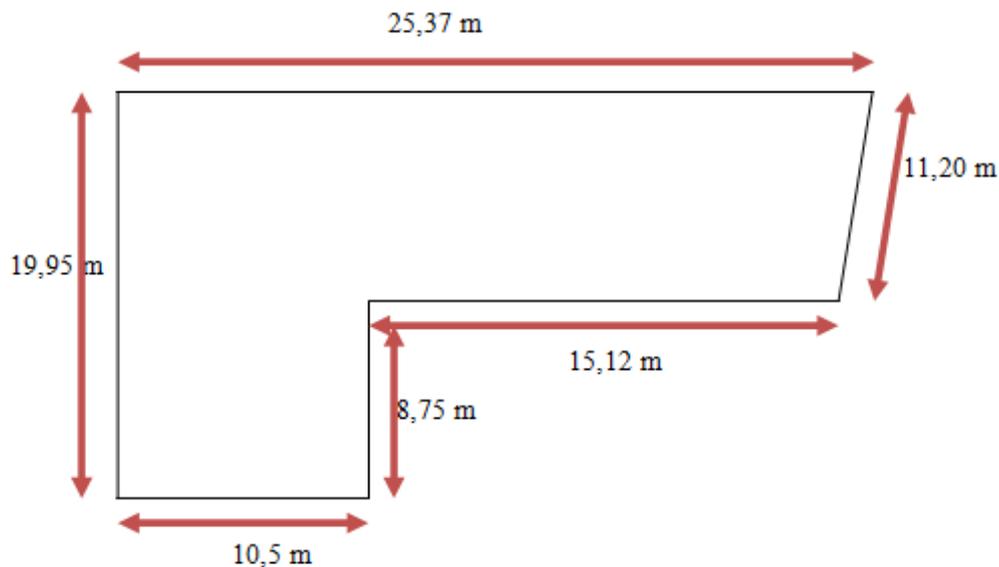


Figure. I.2 : Dimensions en plan

I.3.La superstructure

1. Ossature de l'ouvrage :

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales sous l'effet de séisme est assuré par des voiles et les portiques autrement dit, un contreventement mixte.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations

due aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins de 25 % de l'effort tranchant d'étage.

2.Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

a. Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

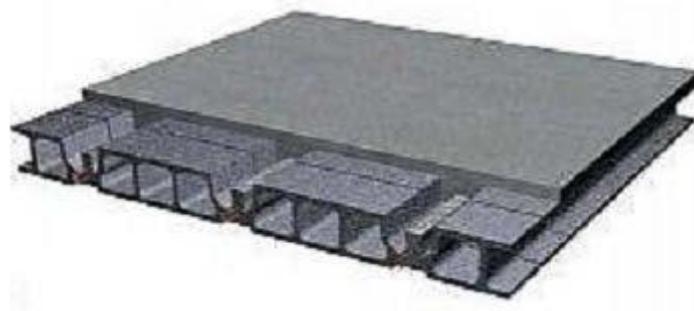


Figure. I.3 : Plancher à corps creux

b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

3. Escalier :

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

4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).
- La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.



Figure. I.4: Brique creuse

5.Acrotère :

La terrasse étant accessible, il sera entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variante de 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

6.Revêtements :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs

7. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

8. Ossature :

La stabilité de l'ouvrage est assurée par le système mixte, auto stable + voiles. Le contreventement est destiné à reprendre les effets des forces statiques et dynamiques respectivement produites par la charge permanente, d'exploitation et le séisme, vent.

9. Isolation :

Dans le sens vertical, l'isolation, phonique et thermique et acoustique, est assurée par le coffrage perdu utilisé au niveau des planchers. Dans la direction horizontale, des âmes d'air seront mise en place tout autour du périphérique à l'intermédiaire des murettes.

I.4.L'infrastructure :

1.Fondation :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuses, des sables, des grés et des calcaires rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturel, en tenant compte en plus de double sous-sol projeté.

2. Etude géométrique du sol :

Après avoir lu le rapport géotechnique établi par le laboratoire des travaux publics D'Mascara, des caractéristiques spécifiques du sol ont été retenues, à savoir:

Description et caractéristiques du sol:

- Absence d'une nappe phréatique.
- Le poids volumique du sol d'assise est : $\gamma_h = 20 \text{KN} / \text{m}^3$
- La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement : $c = 0$ et $\varphi = 35^\circ$
- La contrainte admissible du sol est de 2.5 bars.

3.Actions et sollicitations :

Une action représente toute cause produisant un état de contrainte dans la structure étudiée.

On distingue trois types d'actions :

- ✚ Actions permanentes :
 - Poids propre de la structure.
 - Poids des superstructures.
 - Poussée des terres.

✚ Actions variables :

- Charges d'exploitations.
- Effet de températures.

✚ Actions accidentelles :

- Choc.
- Séismes.

Ces actions sont générées dans les sections des sollicitations :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normale.
- Moment de torsion.

➤ **Hypothèse de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
 - longitudinales : on a choisi le : «fe.E400» H.A $f_e=400$ Mpa
 - transversales : on a choisi le : «fe. E.235» R.L
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : «fe. E » H.A $f_e =500$ Mpa

a/ Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris

égal à $15(n = \frac{E_s}{E_b})$, n : est appelé coefficient d'équivalence.

b/ Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à : $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la (figure .I.3)

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

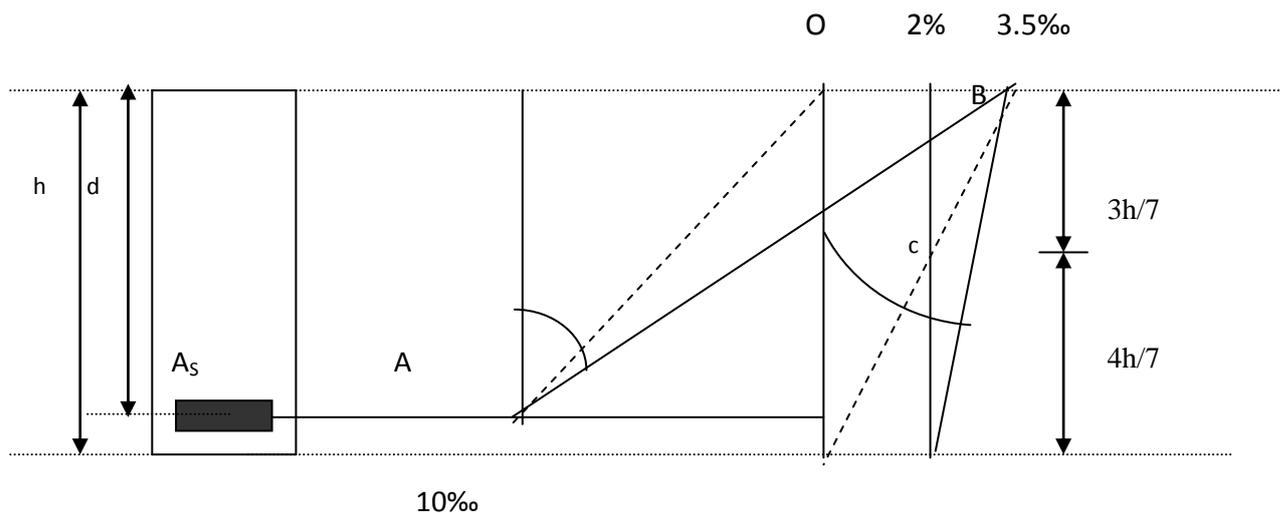


Figure.I.5 : Règle de trois pivots

I.5. Caractéristiques mécanique des matériaux :

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99**.

Le règlement **BAEL 91** est basé sur les états limites définies ci-dessous.

➤ Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis sa ruine totale ou partielle.

Les états limites définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure.

Il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charge permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables. Les paramètres à prendre en compte sont notamment les actions, les propriétés des matériaux et les données géométriques et leur imperfection

Les états limites sont classés en deux catégories :

✚ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique ; rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier (par exemple rupture par écrasement du béton).

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

✚ Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures de fissures, déformation ; excessives des éléments porteurs).

1.béton :

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

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5.
- 750 kg de sable $C_g \leq 5$ mm
- 1060 kg de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 180 L d'eau de gâchage.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

a. Principe aux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.

d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

- ✚ Les principaux avantages du béton armé sont :
- ✚ Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- ✚ Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- ✚ Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- ✚ Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- ✚ Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

b. Résistance mécanique :

✚ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.6 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } 40 \leq f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

f Pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 30\text{MPa}$.

• Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

c. Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle (**BAEL91 modifié99.p80**) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3,5‰).

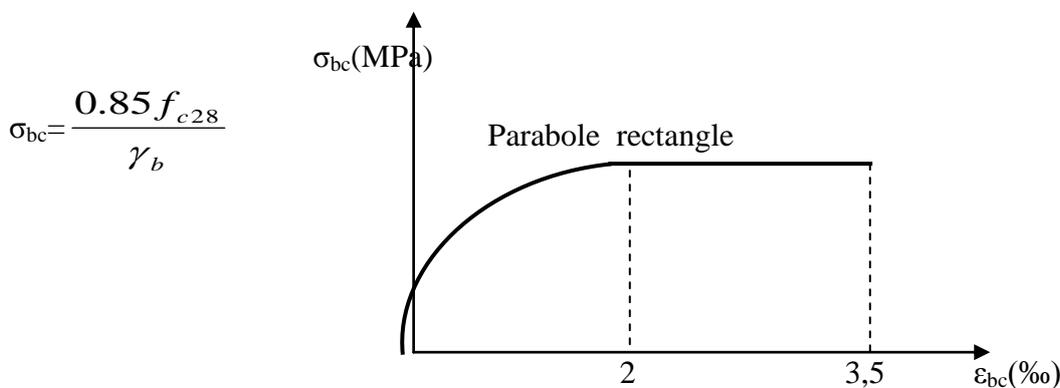


Figure.I.6: diagramme parabole-rectangle.

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

θ : Coefficient d'application avec :

$\theta = 1$ quand la durée de l'application inférieure à 24hs.

$\theta = 0.9$ quand la durée d'application varie d'une heure jusqu'à 24hs.

$\theta = 0.85$ lorsque la durée d'application ne dépasse pas une heure.

- Etat limite de service :

La contrainte de compression du béton est limitée à:

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$.

Diagramme rectangulaire (BAEL 91 modifié 99. P81) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

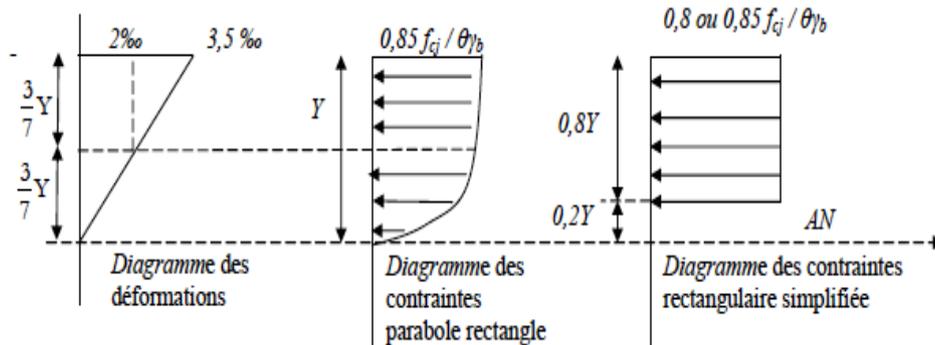


Figure.I.7 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissant ou constant vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

d. Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable

$\tau_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec

b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

e. Module de déformation longitudinal du béton :

➤ Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{(1/3)}$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa.

➤ **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{(1/3)}$ avec E_{vj} et f_{cj} en MPa.

➤ **Module de déformation transversale :**

Coefficient de poisson : donner par l'expression suivante : $\vartheta = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$

Avec :

$(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta l / l)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\vartheta = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\vartheta = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

2. Les aciers :

L'acier est un alliage F_{er} + Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de : Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.

Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :

- Acier naturel Fe E215 FeE 235
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$E_s = 200\ 000$ MPa.

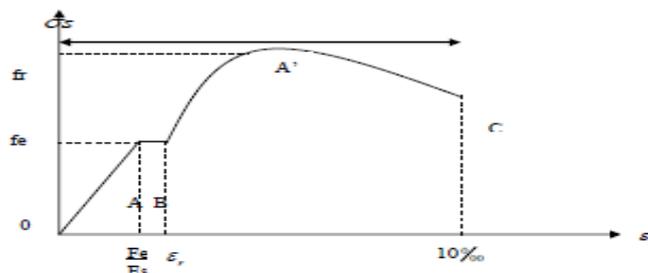


Figure. I.7 : Diagramme contraintes-déformations d'acier

- La droite OA est le domaine élastique avec : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$
- La droite AB est le palier de ductilité, dans ce domaine l'effort de traction égal à F_e .

a. Diagramme déformation contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\varepsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas des combinaison accidentelles.}$$

Pour notre cas on utilise des aciers FeE500.

➤ Diagramme déformation- contrainte (**BAEL 91 modifié 99.p78**) :

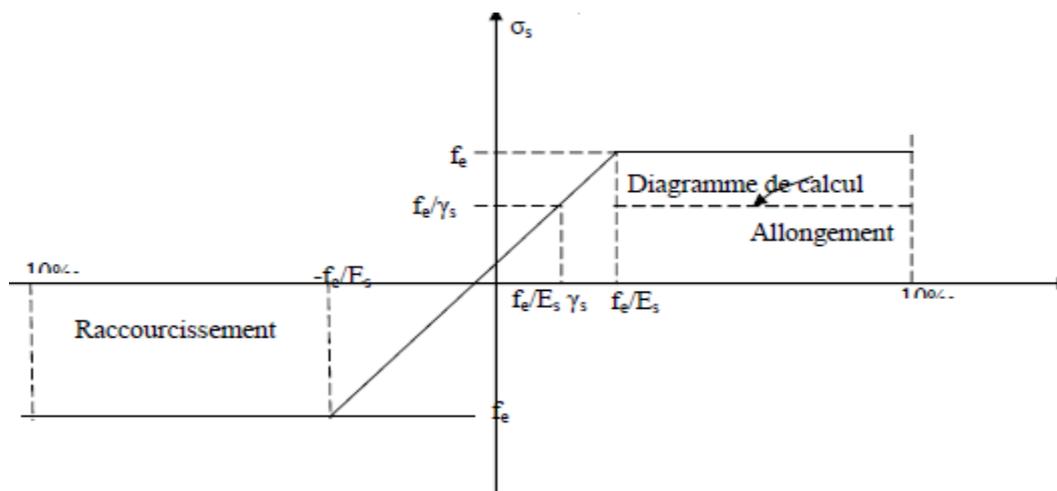


Figure. I.8 : Diagramme déformation-contrainte.

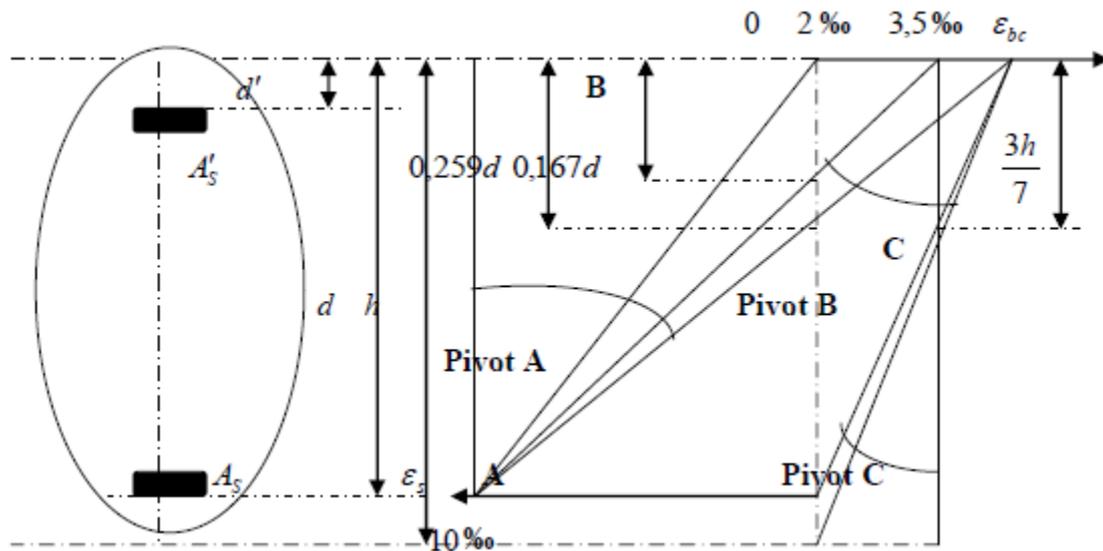
b. Vérification des armatures à l'état limite de service :

- Fissuration peu préjudiciable pas de limitation $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.
 - Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{tj}\right)$.
 - Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta} \times f_{tj}\right)$.
- η : coefficient de fissuration.
- $\eta=1$: pour des ronds lisses (RL).
 - $\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA).

➤ Poids volumique des matériaux :

- Béton armé $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.
- Béton non armé $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$.
- Acier $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

Diagramme des déformations limites de la section :



On distingue trois domaines 1 ; 2 et 3 à l'aide de trois pivots A ; B et C, et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section de béton.

La position du pivot est caractérisée par :

- ✓ Un allongement déterminé (10 ‰ pour le pivot A par exemple)
- ✓ Un raccourcissement déterminé ($3,5 \text{ ‰}$ pour le pivot B par exemple)

Dans le domaine 1 le diagramme passe par le point A qui correspond à un allongement de 10 ‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée en son centre de gravité.

dans le domaine 2 le diagramme passe par le point B qui correspond à un raccourcissement de $3,5 \text{ ‰}$ de la fibre la plus comprimée.

Dans le domaine 3 le diagramme passe par le point C qui correspond à un raccourcissement de 2 ‰ du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à $3/7$ de la hauteur totale h de la section.

I.6.Norme et Règlements :

Dans la conception parasismique des structures en béton armé, les règles utilisées sont basées sur les connaissances plus récentes dans le domaine de la recherche scientifique. Ces

règles constituent un ensemble de norme de conception très avancé. Parmi les objectifs visés de ces normes sont d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé **RPA99** version 2003.**BAEL91** modifié99.**CBA93, DTR.**



Chapitre II

Pré dimensionnement

II.1. Introduction :

Le Pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **BAEL 91** et le **RPA 99** modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des poutres :**a) les poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le Pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le **RPA99-2003**.

❖ Selon BAEL91

$$h = \frac{L}{22,5}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 20 \text{ cm}$$

Avec : L: la portée de la poutre.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

1. Les poutres Principale : L=5,30 m=530 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35,3 \leq h \leq 53 \\ 13,5 \leq b \leq 22,5 \end{array} \right.$$

On prend : h = 45cm

b=30 cm

❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h=45\text{cm} \dots \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1.8 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc on choisit une poutre de section ''45x30''

2. Les poutres Secondaire : $L = L_{\max} = 5,10 \text{ m} = 510 \text{ cm}$

❖ **Par BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \leq h \leq 51 \\ 13.5 \leq b \leq 31.5 \end{array} \right.$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

❖ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$B = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

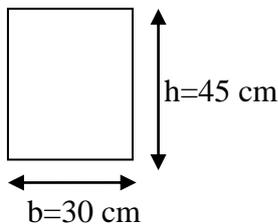
$h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

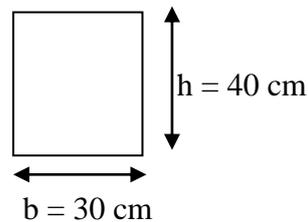
Donc on choisit une poutre de section ''30x40''

Tableau. II.1: Dimension de poutre

Poutre	Dimension (b×h) cm
Principale	30x45
Secondaire	30x40



Poutre principale



Poutre secondaire

b) Les poutrelles (plancher à corps creux) :

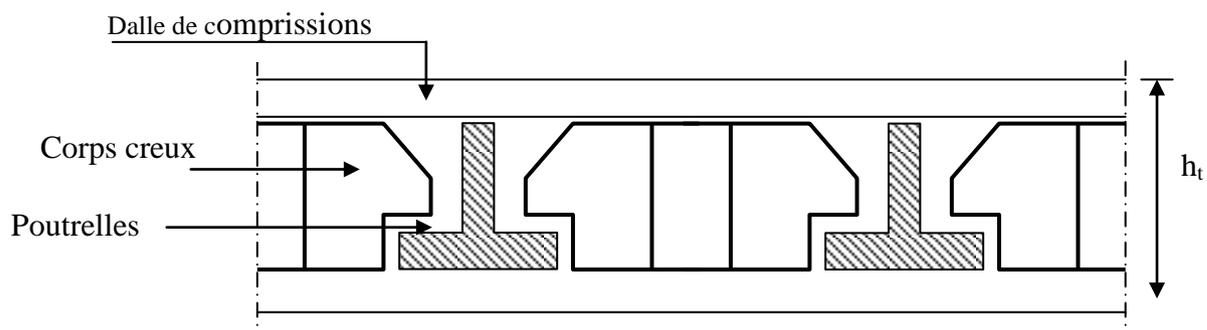


Figure II.1 : Dalle à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée vis-à-vis la condition de Rigidité suivante :

$$h_t = \frac{L}{22,5} \quad (\text{BAEL})$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher

On a: $L = 510 \text{ cm}$

$$h_t = \frac{510}{22,5} \Rightarrow h_t = 20,88$$

On prend $h_t = 21 \text{ cm} = (16 + 5) \text{ cm}$

Tel que $h_t = d + e$ $\begin{cases} d = 16 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ e = 5 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

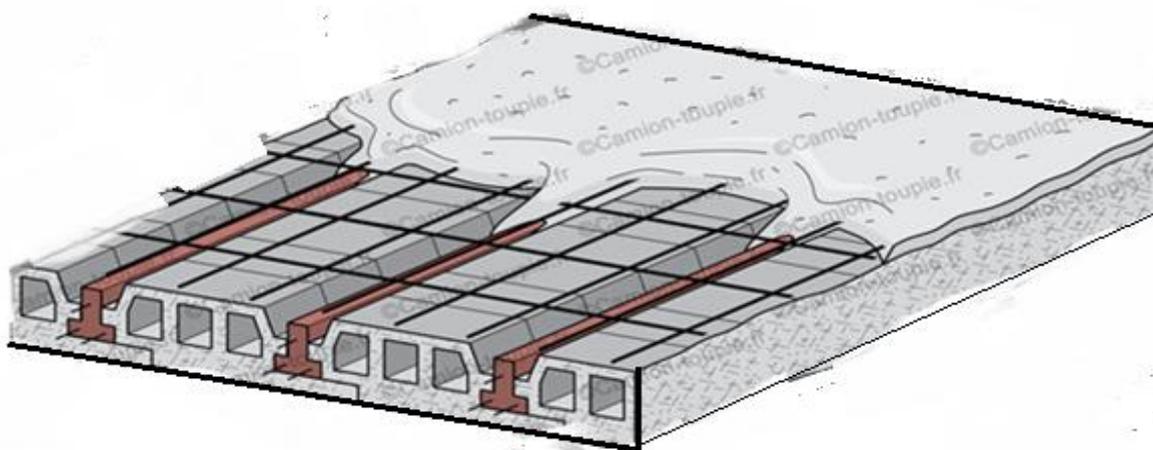


Figure.II.2 : Plancher corps creux

- **Résistance au feu:**
 - $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
 - $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
 - $e=17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.
- **Isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16\text{ cm}$)

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher

➤ Plancher à corps creux:

a) Plancher Terrasse inaccessible :

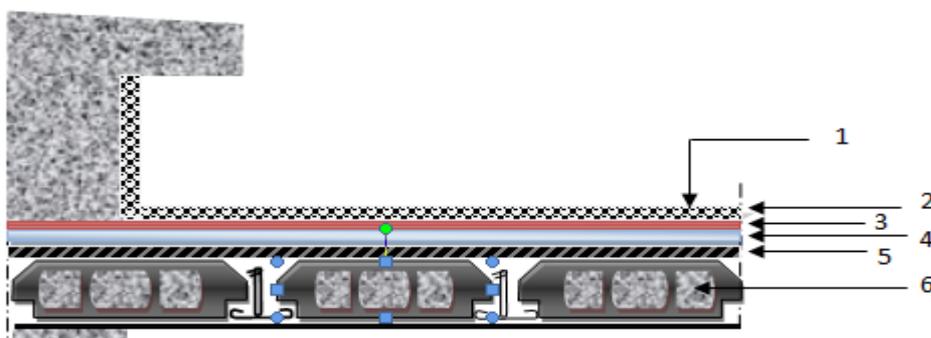


Figure. II.3 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

Tableau. II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux:

N	désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	E_p (m)	G (kN/m ²)
1	Protection gravillon	17	0.05	0.85
2	Etanchéité multicouche	60	0.02	0.12
3	Forme de pente (béton armé)	22	0.1	2.20
4	Isolation thermique en liège	/	/	0.16
5	Dalle corps creux (16 +5)	/	/	3.20
6	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G			6,73 kN/m ²	
Q			1 kN/m ²	

b) Plancher étage courant : (Usage d'habitation) :

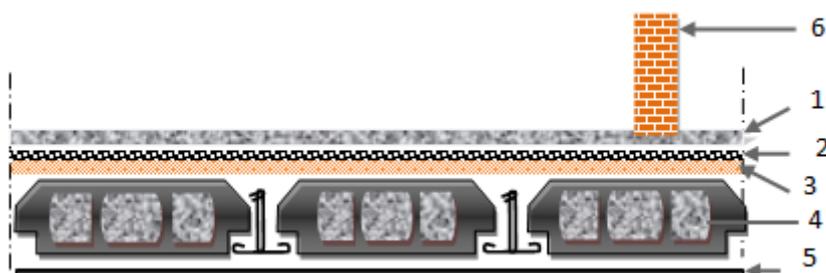


Figure. II.4 : Détail des constituants du plancher étage courant.

Tableau. II.3 : Les charges sur le plancher étage courant

N	désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (m)	G (kN/m ²)
1	revêtement en carrelage	22	0.02	0,50
2	Mortier de Pose	20	0.02	0,40
3	lit de sable	18	0.02	0,36
4	Dalle corps creux (16+5)	/	/	3,20
5	enduit de plâtre	10	0.02	0,2
6	cloisons légères	10	/	1
G				5,60kN/m ²
Q				1,5 kN/m ²

2.Plancher à dalle plein :

Tableau. II.4 : Charge à la Plancher à dalle plein

désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (m)	G (kN/m ²)
carrelage	22	0.02	0.44
mortier de pose	20	0.02	0.40
Lite de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine en béton armé (20 cm)	25	0.20	5
Enduit au ciment (2 cm)	10	0.02	0.20
Cloisons légères	10	0.1	1
G	7,4 kN/m ²		
Q	5 kN/m ²		

Tableau.II.5 : Récapitulatifs des charges

	G(Kg /m ²)	P(Kg/m ²)	Etat	q _u =1,35 G+1,5 P	Bonde	G
				q _s = G+P		
Plancher terrasse	673	100	ELU	1058,55	0,6	635,13
			ELS	773	0,6	463,8
Planche étage courant	560	150	ELU	981	0,6	588,6
			ELS	710	0,6	426
Planche Dalle Pleine	740	500	ELU	1749	1	1749
			ELS	1240	1	1240

II.4. Pré dimensionnement les poteaux :

Selon l'article (B.8.4) de règle B.A.E.L 91 mode 99

Soit Nu l'effort normal ultime agissant sur le poteau, avec

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec:

- A: Surface de la section du béton (A=a x b).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [Br= (a-0,02)(b-0,02)] (m²).
- α : coefficient déduit de l'élançement mécanique λ

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50$$

On se fixe l'élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 de (CBA 93) d'où

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]}$$

$$\alpha=0,71$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{0,01 \cdot f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{Nu}{0,71 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + 0,01 \frac{400}{1,15} \right]}$$

La valeur de α doit être divisée par un coefficient θ égal a'

- 1,1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours;
- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours;
- 1 si la majeure partie des charges est appliquée après 90 jours;

$$\theta=1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

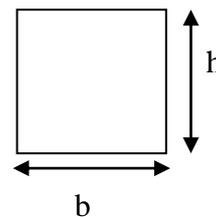
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq 0,064 \times N_u$$

$$\text{Tel que : } N_u = 1,35G + 1,5Q$$

Selon les prescriptions du (PRA99 v 2003) les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ * \min(b, h) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \text{ « Zone IIa »} \\ * \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$



II.5. Loi de dégression :

On appliquera donc la loi de dégression. Ce dernier n'est applicable pour les surcharges des exploitations

- $Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2$: charge d'exploitation de la terrasse.
- $Q_1 = 1.5 \text{ kN/m}^2$: charge d'exploitation des étages courants.
- $Q_2 = 5 \text{ kN/m}^2$: charge d'exploitation de RDC +deux sous-sol.

S_{aff} : section afférente supporte par le poteau

Tableau. II.6 : Loi de dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
10 ^{ème} étage	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
9 ^{ème} étage	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
8 ^{ème} étage	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
7 ^{ème} étage	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
6 ^{ème} étage	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
5 ^{ème} étage	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
4 ^{ème} étage	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,50
3 ^{ème} étage	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,28
2 ^{ème} étage	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	10,05
1 ^{ème} étage	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	10,75
RDC	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{11})$	11,56
1 ^{ère} Sous-sol	Q_{12}	$\Sigma_{12}=Q_0+0,63(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{12})$	12,34
2 ^{ème} Sous-sol	Q_{13}	$\Sigma_{13}=Q_0+0,62(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{13})$	13,09

➤ Section afferent:

1. Section afférente poteau central :

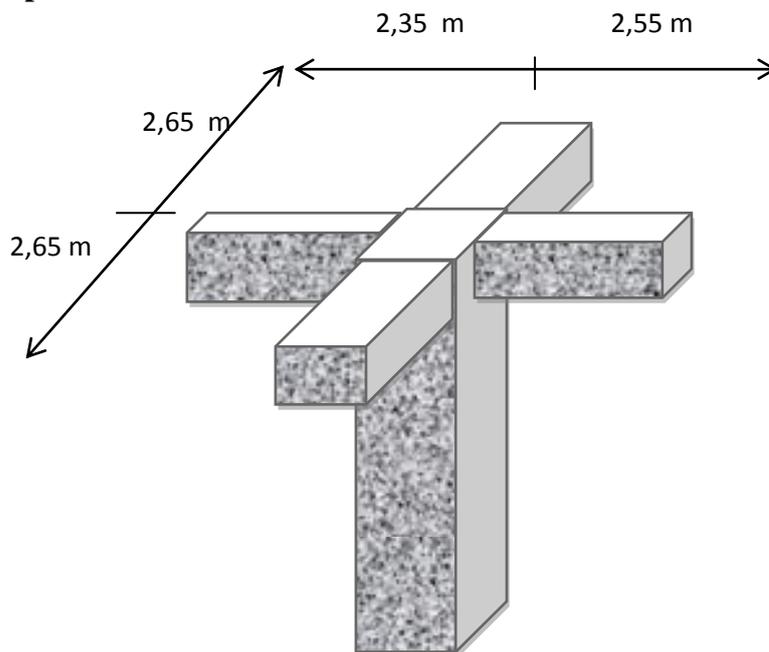


Figure. II.5 : poteau central.

2. Section afférente poteau de rive :

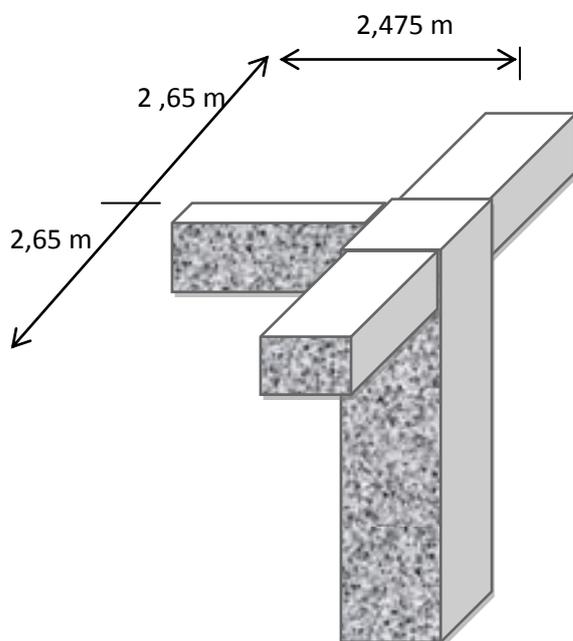


Figure. II.6 : Poteau de rive.

3. Section afférente poteau d'angle :

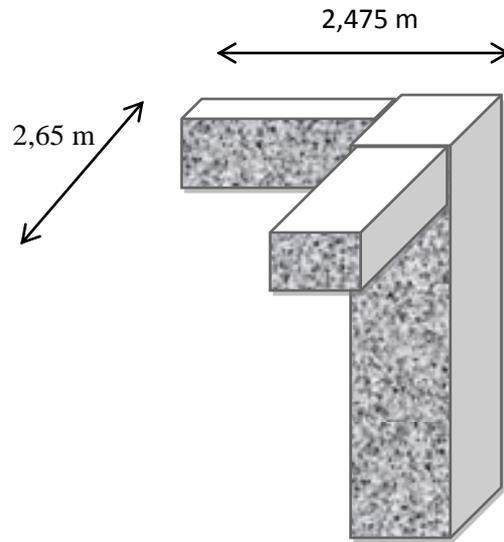


Figure II.7 : Poteau d'angle

II.5.1. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

Exemple de calcul (poteau central) :

- Surface afférente du poteau :

Pour le pré -dimensionnement des poteaux de notre structure on prendra le poteau le plus chargé :

On prend un exemple le poteau intermédiaire par ce qu'il est le plus sollicité

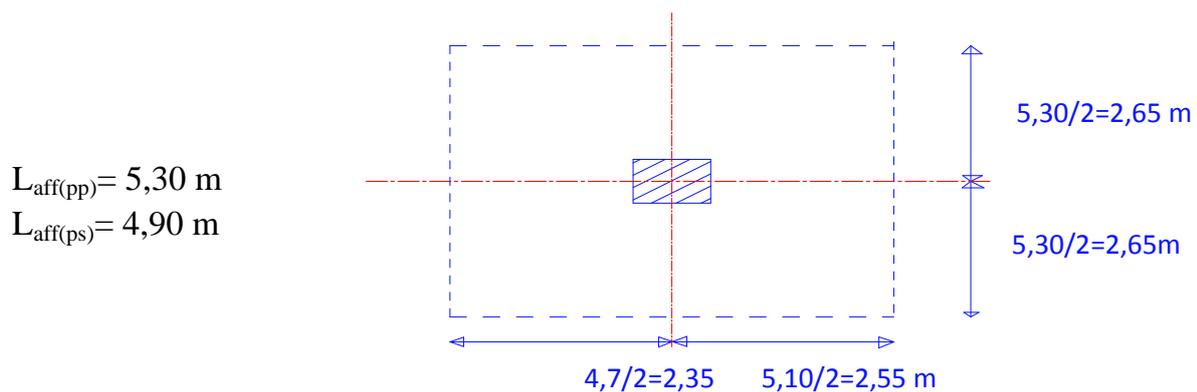


Figure II.8 : Surface afférente du poteau

- La surface afférente du poteau est :

$$S = (2,65 + 2,65) \times (2,35 + 2,55) = 25,97 \text{ m}^2$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :
 - P_p (poutre principale) : $2500 \times 0,45 \times 0,30 \times 5,30 = 1788,75 \text{ daN/ml}$
 - P_p (poutre secondaire) : $2500 \times 0,45 \times 0,25 \times 4,4 = 1378,12 \text{ daN/ml}$
- Longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}(p.p)} = \frac{5,30 + 5,30}{2} = 5,30m$$

- Longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}(p.s)} = \frac{4,70 + 5,10}{2} = 4,9m$$

Poids total des poutres principales et secondaires dans la surface afférente du poteau.

$$P_g = (337,5 \times 5,30 + 281,25 \times 4,90) = 3166,87 \text{ daN} = 31,668 \text{ kN}$$

$$S = 25,97 \text{ m}^2$$

D'après les règles **BAEL 91 on a** : $N_u = 1,15(1,5N_g + 1,5 N_q)$

Les conditions imposées par le **(RPA 99 v 2003)**:

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a, b)} \geq 25 \\ \text{Min (a, b)} \geq h_e / 20 \\ 1/4 < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

$$N_g = G \times S_{\text{aff}} + S_{pp} \times 2500 \times L_{\text{aff}(pp)} + S_{ps} \times 2500 \times L_{\text{aff}(ps)}$$

$$N_p = P \times S_{\text{aff}}$$

$$P_u = G \times S_{\text{aff}} + S_{pp} \times 2500 \times L_{\text{aff}(pp)} + S_{ps} \times 2500 \times L_{\text{aff}(ps)} + P \times S_{\text{aff}}$$

$$AN : Br \geq 0,064 \times N_u \quad (Br \text{ en cm}^2)$$

Tableau II.7: Récapitulatifs des sections des poteaux

niveau	CoF	S (m ²)	Nq kN/m ²	NqxS	1,5xNq) cumulé	Ng	Ng x S	Ng cumulé	PP (kN)	PP cumulé
10	-	25.97	1.5	38,95	97,37	6,60	171,40	346,1	17,887	35,774
9	0,95	25.97	1.5	38,95	155,79	6,60	171,40	517,5	17,887	53,661
8	0,90	25.97	1.5	38,95	214,21	6,60	171,40	688,9	17,887	71,548
7	0,85	25.97	1.5	38,95	276,64	6,60	171,40	860,3	17,887	89,436
6	0,80	25.97	1.5	38,95	331,06	6,60	171,40	1031,7	17,887	107,322
5	0,75	25.97	1.5	38,95	389,49	6,60	171,40	1203,1	17,887	125,209
4	0,71	25.97	1.5	38,95	447,91	6,60	171,40	1374,5	17,887	143,096
3	0,69	25.97	1.5	38,95	506,34	6,60	171,40	1545,9	17,887	160,983
2	0,67	25.97	1.5	38,95	564,76	6,60	171,40	1717,3	17,887	178,87
1	0,65	25.97	1.5	38,95	623,18	6,60	171,40	1888,7	17,887	196,757
RDC	0,64	25.97	5	129,85	817,95	6,15	159,72	2048,42	17,887	214,644
1 Sous sol	0,63	25.97	5	129,85	1012,72	6,15	159,72	2208,14	17,887	232,531
2 sous sol	0,62	25.97	5	129,85	1207,49	6,15	159,72	2367,86	17,887	250,418

Tableau II.7: Récapitulatifs des sections des poteaux.

niveau	PS (kN)	PS cumulé	$1,35(Nq+PP+PS)$ cumulé	Pu	Nu (kN)	$B_r \geq 0,064 \times N_u$	A (cm)	B (cm)
10	13,781	27,562	409,436	506,80	582,820	37,30	35	35
9	13,781	41,343	612,504	768,29	883,53	56,54	35	35
8	13,781	55,124	815,572	1029,7	1184,24	75,79	35	35
7	13,781	68,905	1018,641	1295,2	1489,57	95,33	40	40
6	13,781	82,686	1221,708	1552,7	1785,67	114,28	40	40
5	13,781	96,467	1424,776	1814,2	2086,40	133,52	40	40
4	13,781	110,24	1627,836	2075,7	2387,17	152,77	45	45
3	13,781	124,03	1830,86	2337,2	2687,78	172,02	45	45
2	13,781	137,81	2033,98	2598,7	2988,55	191,26	45	45
1	13,781	151,60	2237,057	2860,2	3289,23	210,51	14,5	50
RDC	13,781	165,37	2455,434	3273,39	3764,39	240,92	15,5	50
1 Sous sol	13,781	179,15	2619,821	3632,5	4177,42	267,35	50	50
2 sous sol	13,781	192,93	2811,208	4018,6	4621,50	295,77	50	50

N.B:

Ng: charge permanente du plancher.

Pp: poids propre de la poutre principale

S: surface afférente du plancher.

Nq: charge permanente du plancher.

Ps: poids propre de la poutre secondaire

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de l' (RPA 99 v 2003).

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après l' (RPA99 v 2003) les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition, $L > 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

a. Les voiles de noyau central :

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

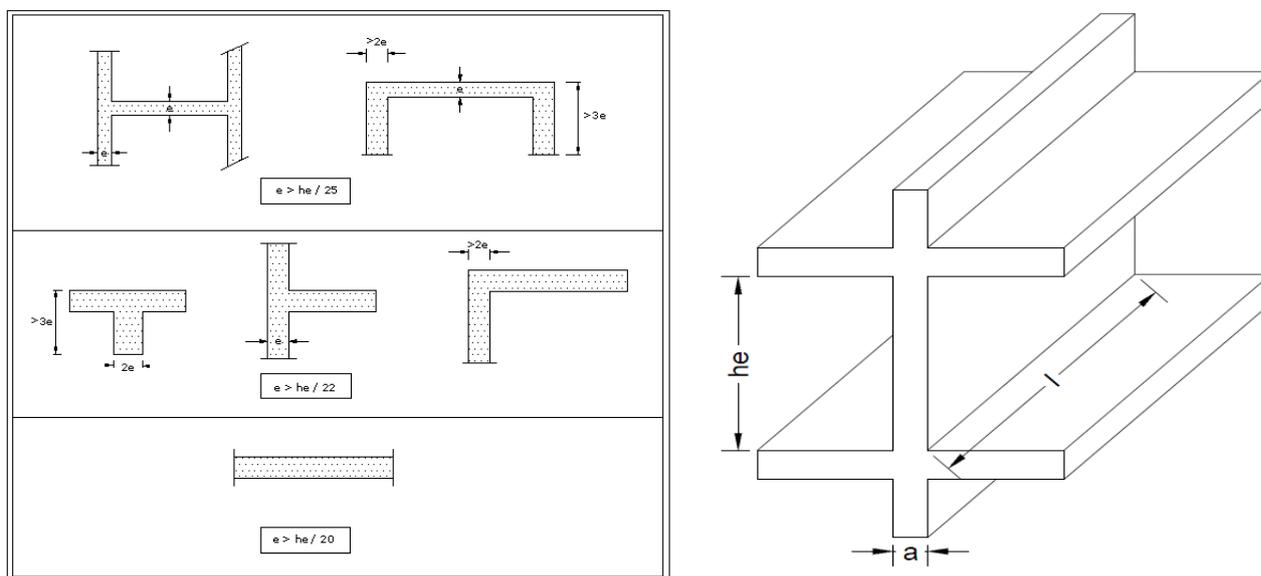


Figure. II.9 : Pré dimensionnement des voiles

D'après le "RPA 99 version 2003", l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas

$$a_{\min} \geq \max\{15\text{cm} ; \frac{h_e}{22}\} \quad (\text{art: 7-7-1})$$

h_e : hauteur d'étage.

a_{\min} : épaisseur du voile.

- Pour le Sous-sol $h_e = (3,23-0,45)=2,78\text{m}$.

$$a_{\min} \geq \max\{15\text{cm} ; 12,35\text{cm}\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

- Pour le R.D.C $h_e = (3,23-0,45)= 2,78\text{m}$.

- Pour l'étage courant $h_e = (3,23-0,45)=2,78\text{m}$

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

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

b.Voile périphérique de sous-sol :

Selon le RPA l'épaisseur minimale est de 15 cm pour les constructions de groupe d'usage (I) et (II) en Zone II dans notre cas :

- Groupe d'usage (2) \implies bâtiment 5 usage d'habitation
- Zone IIa \implies Projet Situé à Mascara.

Donc : $a_{\min} = 15\text{ cm}$.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en Fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités : $a \geq h_e / 25$.

$h_e = 3,23\text{ cm}$: la hauteur libre d'étage .

$h_e=3,23-0,15=3,08\text{ m}$

$a_{\min} \geq 12,32\text{cm}$

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

Les résultats de calcul de tous les types de voiles sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Tableau. II.8: Epaisseurs des voiles

Type de voile	L (cm)	l/4 (cm)	h _e (cm)	h _e /25 (cm)	h _e /22 (cm)	Epaisseur adoptée (cm)
Voile de contreventement	530	132,50	278	/	12,35	20
Voile périphérique	530	132,50	380	12,32	/	20

➤ **Vérification de critère de stabilité (flambement):**

On a : d'après les hypothèses du critère des sécurités de non flambement (méthode forfaitaire

BAEL91), $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

il faut vérifier que $\lambda \leq 35$.

Avec : $l_f = 0,70 \cdot l_0$ (poteau encastré – articuler) avec : $l_0 = 3,23\text{m}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \Rightarrow \text{Avec : } I = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

$$S = b \times a \quad a = b \text{ poteau carré Donc: } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{b}$$

λ : Élancement du poteau;

l_f : longueur de flambement (pour un poteau encastré articuler) $l_f = 0,7 l_0$

l_0 : longueur libre du poteau

i : rayon de giration de la section de plan de flambement ;

Après appliquer les relations précédentes, on obtenu les résultats suivants:

Tableau.II.9 : Des vérification de flambement

niveau	(a, b) cm	L ₀	a=b (m)	L _f =0,5 l ₀ (m)	λ	$\lambda \leq 35$
2 sous-sol	50x50	3,23	0,50	1,61	11,15	cv

niveau	(a, b) cm	L_0	a=b (m)	$L_f=l_0$ (m)	λ	$\lambda \leq 35$
RDC ,1	50 x 50	3,23	0,5	3,23	22,37	cv

niveau	(a, b) cm	L_0	a=b (m)	$L_f=0,7l_0$ (m)	λ	$\lambda \leq 35$
2 , 3	45 x 45	3,23	0,45	2,26	15,65	cv
4, 5 , 6	40 x 40	3,23	0,4	2,26	15,65	cv
7, 8, 9, 10	35 x 35	3,23	0,35	2,26	15,65	cv

II.7. Maçonnerie

- Murs extérieurs à double cloison

Tableau II.10 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	18	2	0,36
Briques creuses	9	15	1,35
L'âme d'air	/	5	/
Briques creuses	9	10	0,90
Enduit en plâtre intérieur	10	2	0,20
Σ	/	/	2,81

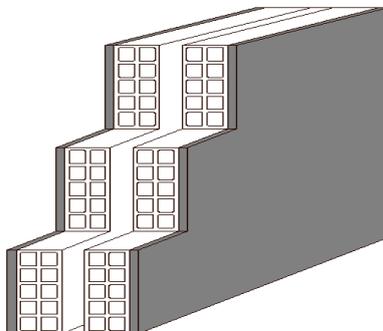
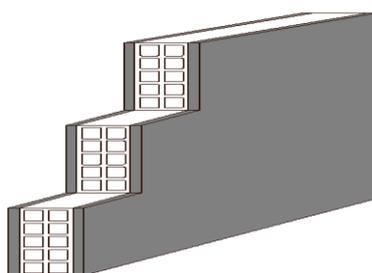


Figure .II.10 : Mur extérieur

- Murs extérieurs à une seule cloison

Tableau II.11 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à une seule cloison

désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	E_p (cm)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	18	2	0,36
Briques creuses	9	10	0,9
Enduit en plâtre intérieur	10	2	0,2
Σ	/	/	1,46

**Figure. II.11** : Mur simple cloison**Conclusion :**

Comme conclusion de ce chapitre, Tous les éléments secondaires doivent être conçus et pré-dimensionnés suivants des règles de construction de tel façon reste stable durant leurs utilisations dans les constructions et selon leurs fonctionnements dans l'art.

Chapitre III

ETUDE DES PLANCHERS

III.1. Introduction :

Les planchers sont des pièces minces horizontales de largeur nettement supérieure à l'épaisseur, qu'ils séparent le bâtiment à plusieurs niveaux différents, et ils ont deux fonctions principales :

- a) Fonction de résistance :(supportent les charges permanentes et les charges d'exploitation).
- b) Fonction d'isolation :(**isolation** thermique et acoustique)

On distingue deux grandes classes des planchers :

- Plancher coulé surplace (exemple : corps creux, dalle pleine...)
- Plancher préfabriqué (Partiellement ou totalement).

Dans notre projet on n'a adopté deux types de planchers :

- ✓ Plancher en corps creux pour les niveaux haut 1^{er} étage.....10 étages.
- ✓ Plancher en dalle pleine pour niveaux haut 1^{er}, 2^{em}é sous-sol et haut RDC.

III.2. Calcul du plancher

III.2.1. Corps creux :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans qui permettent la séparation entre deux niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

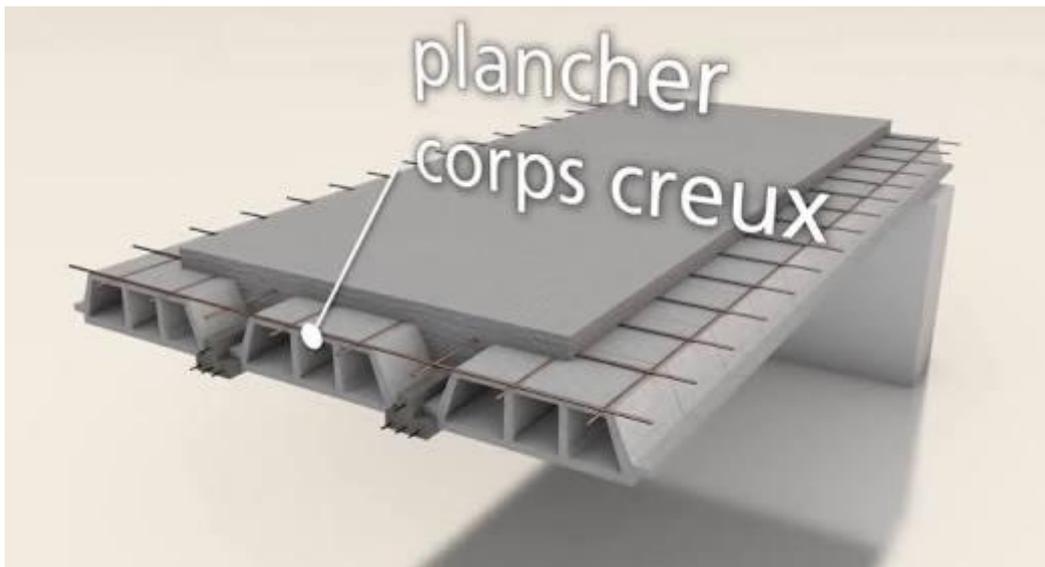


Figure. III.1 : coupe sur planches corps creux

1) Détermination de la largeur de la table de compression :

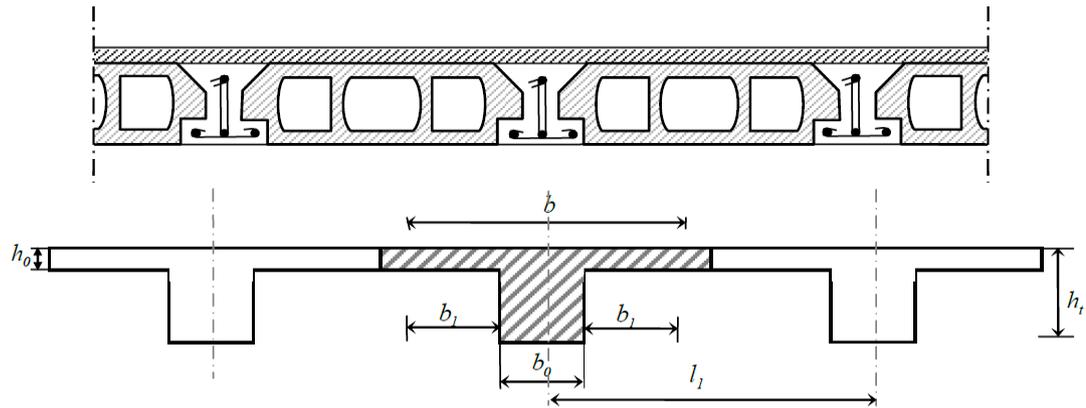


Figure.III.2 : pré dimensionnement des poutrelles

Les entre-axes des nervures 65 cm

$$b = b_0 + l_c = 65 \text{ cm (entre axes des nervures)}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm} ; h_t = (16 + 5) \text{ cm.}$$

2) Etude des poutrelles :

Tableau.III.1 : Charges appliquées et Combinaisons d'actions :

		P (kN/ml)	G (kN/ m ²)	Q (kN/m ²)
Terrasse	ELU	6,88	6,73	1,5
	ELS	5,02		
Etage courant	ELU	9,81	5,60	1,5
	ELS	4,61		

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65$$

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65$$

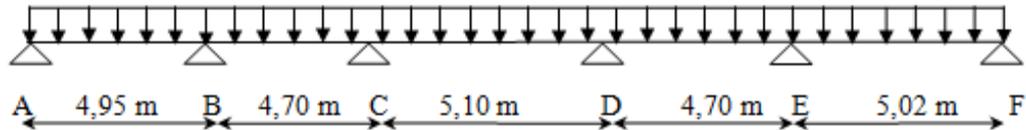
A) Les types des plancher :

On a trois types du plancher :

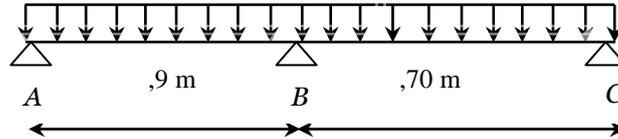
1-Plancher repose sur six appuis.

2- Deux Plancher repose sur trois appuis.

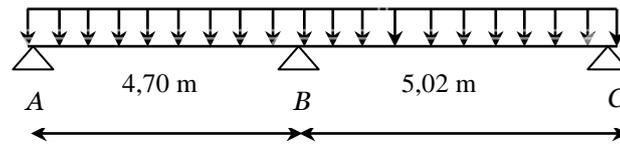
- Type 1 : Etage courant et terrasse



- Type 2 : Etage courant et terrasse



- Type 3 : Etage courant et terrasse



Détermination des sollicitations :

Méthode de calcul des poutrelles :

Le règlement B.A.E.L 91 propose plusieurs méthodes qui permettent de déterminer des sollicitations (M et V) en appui et en travée.

Il y'a deux méthodes à utiliser :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode des trois moments.

➤ Méthode forfaitaire :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis en des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- ✓ $\alpha = Q/G+Q$.
- ✓ M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.
- ✓ M_w et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

- ✓ M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) M_t \geq \text{Max} (1,05M_0; (1+0,3\alpha) M_0) - (M_w + M_e)/2$$

$$2) M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \quad \text{Travée intermédiaire.}$$

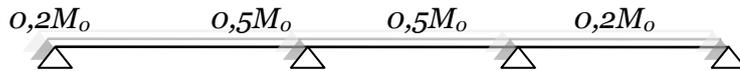
$$3) \quad M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \quad \text{Travée de rive.}$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

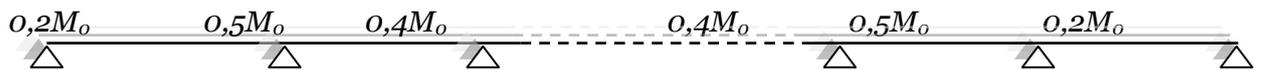
1) Cas de 02 travées :



2) Cas de 03 travées :



3) Cas de plus de 03 travées :



- **Efforts tranchants :**

$V_u = Q_u \times L/2$ (Valeur absolue à l'effort tranchant isostatique sur l'appui).

Soit on majore forfaitairement les efforts tranchants de la nervure de référence :

De 10 % pour les nervures à plus de une travée.

- **Vérification**

- 1) La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ kN/m}^2; 2G)$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

- 4) Fissuration considérée comme non préjudiciable.
- 5) L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position

Donc on peut appliquer la méthode de forfaitaire pour les types 1 et 2.

✓ Exemple de calcul par la méthode forfaitaire

Plancher étage courant :

1- $Q=150\text{daN/m}^2 \leq \max \{2 \times 567, 500\text{daN/m}^2\} = 1134 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2- Fissuration peu nuisibleCV

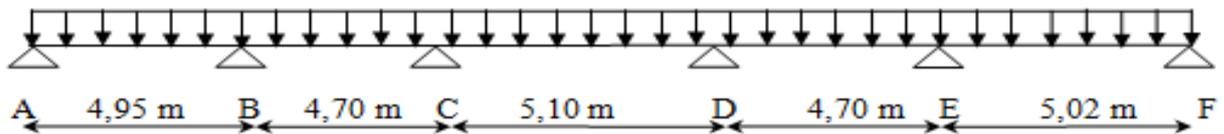
3- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.....CV

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{4,95}{4,70} = 1,05 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

a) Calcul à ELU (Terrace) :

- 1^{er} type : $q_u = 10,58 \text{ kN/ml}$



✓ Calcul des moments fléchissant :

$$M_{0AB} = q_u L^2 / 8 = 10,58 \times (4,95)^2 / 8 = 20,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = q_u L^2 / 8 = 10,58 \times (4,70)^2 / 8 = 18,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = q_u L^2 / 8 = 10,58 \times (5,10)^2 / 8 = 22,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = q_u L^2 / 8 = 10,58 \times (4,70)^2 / 8 = 18,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{0EF} = q_u L^2 / 8 = 10,58 \times (5,02)^2 / 8 = 21,67 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 \times M_{0AB} = 0,2 \times 20,22 = 4,044 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \times \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0,5 \times 20,22 = 10,11 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \times \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 0,4 \times 22,36 = 8,94 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,4 \times \max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 0,4 \times 22,36 = 8,94 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,5 \times \max(M_{0DE}, M_{0EF}) = 0,5 \times 21,67 = 10,83 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 0,2 \times M_{0EF} = 0,2 \times 21,67 = 4,33 \text{ kN.m}$$

✓ **Moment en travée :**

Travée AB :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB})$$

$$M_t + 7,07 \geq M_{AB} 1.237 \Rightarrow M_{t1} \geq 17,94 \text{ kN.m}$$

• **Vérification**

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2 \Rightarrow M_{t1} \geq 16,06$$

$$M_t = 17,94 \text{ kN.m}$$

Travée BC:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_{0BC})$$

$$M_t + 9,52 \geq M_{0BC} \times 1,237 \Rightarrow M_{t2} \geq 13,96$$

• **Vérification**

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2 \Rightarrow M_{t2} \geq 16,06$$

$$M_t = 16,06 \text{ kN.m}$$

Travée CD:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_{0CD})$$

$$M_t + 8,94 \geq M_{0CD} 1.237 \Rightarrow M_{t3} \geq 18,71$$

• **Vérification**

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2 \Rightarrow M_{t3} \geq 16,06$$

$$M_t = 18,71 \text{ kN.m}$$

Travée DE:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_{DE})$$

$$M_t + 9,88 \geq M_{0DE} 1.237 \Rightarrow M_{t3} \geq 13,61$$

• **Vérification**

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2 \Rightarrow M_{t3} \geq 16,06$$

$$M_t = 16,06 \text{ kN.m}$$

Travée EF:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_{0EF})$$

$$M_t + 7,58 \geq M_{0EF} 1.237 \Rightarrow M_{t3} \geq 19,22$$

• **Vérification**

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2 \Rightarrow M_{t3} \geq 16,06$$

$$M_t = 19,22 \text{ kN.m}$$

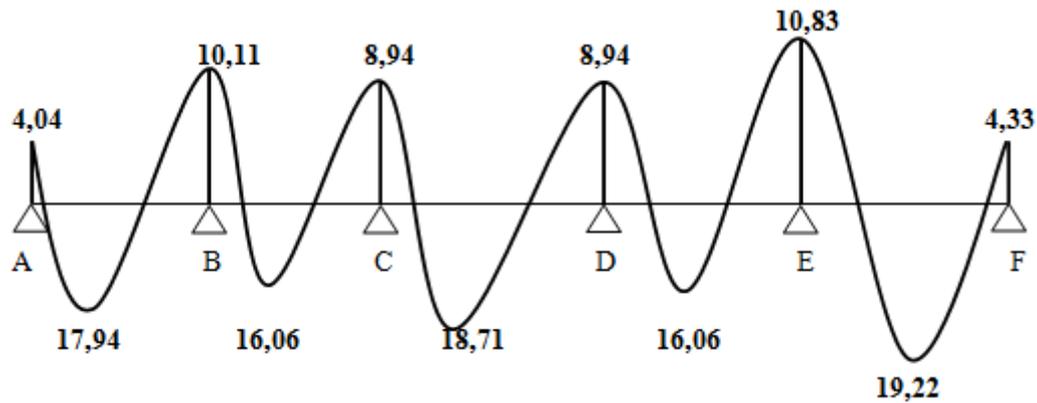


Figure.III.3 : Diagramme des moments sur appuis et travée

✓ **Calcul l'effort tranchants**

Travée AB:

$$T_B = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_B - M_A}{l} \right) \Rightarrow T_B = \frac{6,88 \times 4,95}{2} + \frac{4,04 - 10,11}{4,95}$$

$$T_B = 15,81 \text{ kN}$$

$$T_A = ql - T_B = 34,05 - 15,81$$

$$T_A = 18,24 \text{ kN}$$

Travée BC:

$$T_C = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_C - M_B}{l} \right) \Rightarrow T_C = \frac{6,88 \times 4,70}{2} + \frac{8,94 - 10,11}{4,70}$$

$$T_C = 15,92 \text{ kN}$$

$$T_B = ql - T_C = 32,33 - 15,92$$

$$T_B = 16,41 \text{ kN}$$

Travée CD

$$T_D = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_D - M_C}{l} \right) \Rightarrow T_D = \frac{6,88 \times 5,10}{2} + \frac{8,94 - 8,94}{5,10}$$

$$T_D = 17,54 \text{ kN}$$

$$T_C = ql - T_D = 35,08 - 17,54$$

$$T_C = 17,57 \text{ kN}$$

Travée DE:

$$T_E = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_E - M_D}{l} \right) \Rightarrow T_E = \frac{6,88 \times 4,70}{2} + \frac{10,83 - 8,94}{4,70}$$

$$T_E = 16,57 \text{ kN}$$

$$T_D = ql - T_E = 32,33 - 16,57$$

$$T_D = 15,76 \text{ kN}$$

Travée EF:

$$T_F = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_F - M_E}{l} \right) \Rightarrow T_F = \frac{6,88 \times 5,02}{2} + \frac{4,33 - 10,83}{5,02}$$

$$T_F = 15,97 \text{ kN}$$

$$T_E = ql - T_F = 34,53 - 15,97$$

$$T_E = 18,56 \text{ kN}$$

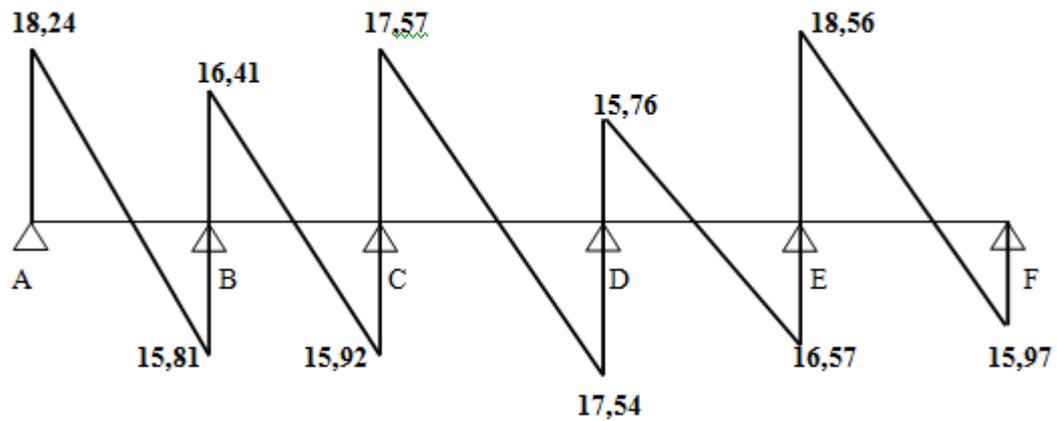
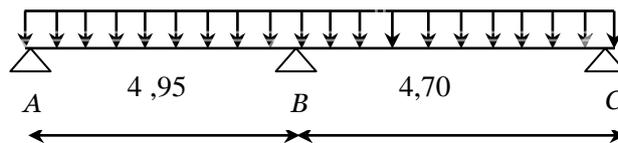


Figure.III.4: Diagramme des efforts tranchants

- 2^{ème} type :



✓ **Calcul des moments fléchissant**

$$M_{AB} = q_u \times L^2 / 8 = 10,58 \times (4,95)^2 / 8 = 21,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = q_u \times L^2 / 8 = 10,58 \times (4,70)^2 / 8 = 18,99 \text{ kN.m}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0,2 \times M_{0AB} = 0,2 \times 21,07 = 4,21 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,6 \times \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0,6 \times 21,07 = 12,64 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,2 \times M_{0BC} = 0,2 \times 18,99 = 3,79 \text{ kN.m}$$

✓ **Moment en travée**

Travée AB:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5,60}{5,60+1,5} = 0,79 \text{ kN/m}^2$$

$$M_0 = 21,07 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_{0_{AB}})$$

$$M_t + 4,21 \geq M_{0_{AB}} 1,237 \Rightarrow M_{t1} \geq 24,82 \text{ kN.m}$$

• **Vérification**

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow M_{t1} \geq 15,13 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 15,13 \text{ kN.m}$$

Travée BC:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_{0_{BC}})$$

$$M_t + 8,21 \geq M_{0_{BC}} 1,237 \Rightarrow M_{t2} \geq 23,49$$

• **Vérification**

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow M_{t2} \geq 15,14$$

$$M_t = 15,14 \text{ kN.m}$$

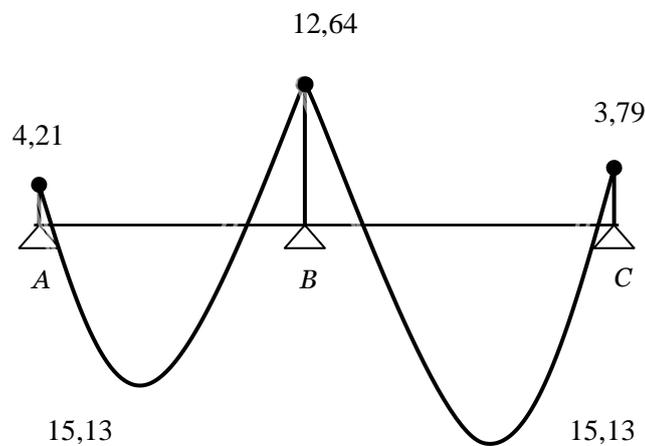


Figure.III.5 : Diagramme des moments sur appuis et travée

✓ **Calcul l'effort tranchants**

Travée AB

$$T_B = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_B - M_A}{l} \right) \Rightarrow T_B = \frac{6,88 \times 4,95}{2} + \frac{12,64 - 4,21}{4,95} = 18,73$$

$$T_B = 18,73 \text{ kN}$$

$$T_A = ql - T_B = 6,88 \times 4,95 - 18,73$$

$$T_A = 15,32 \text{ kN}$$

Travée BC:

$$T_C = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_C - M_B}{l} \right) \Rightarrow T_C = \frac{6,88 \times 4,70}{2} + \frac{3,79 - 12,64}{4,70}$$

$$T_C = 14,29 \text{ kN}$$

$$T_B = ql - T_C = 6,88 \times 4,70 - 14,29$$

$$T_B = 8,05 \text{ Kn}$$

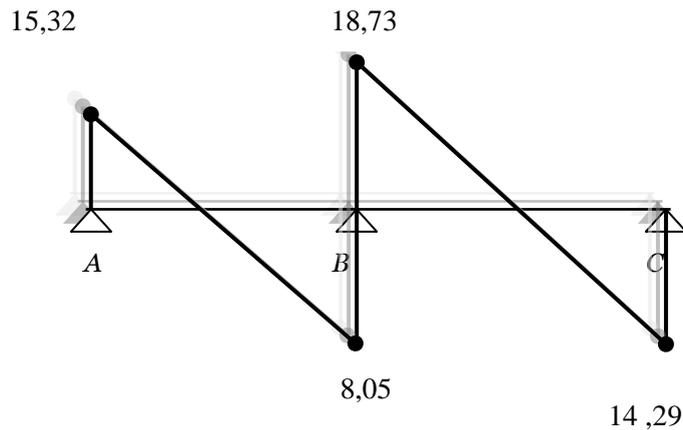


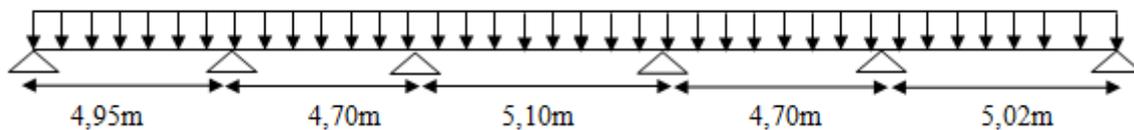
Figure.III.6: Diagramme des efforts tranchants

Remarque :

On majore les efforts tranchants de la nervure de référence de 10%

Calcul à ELS :

- 1^{er} type : $q_s = 7,73 \text{ kN/ml}$



✓ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{0_{AB}} = q_u L^2 / 8 = 7,73 \times (4,95)^2 / 8 = 15,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{0_{BC}} = q_u L^2 / 8 = 7,73 \times (4,70)^2 / 8 = 13,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{0_{CD}} = q_u L^2 / 8 = 7,73 \times (5,10)^2 / 8 = 16,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{0_{DE}} = q_u L^2 / 8 = 7,73 \times (4,70)^2 / 8 = 13,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{0_{EF}} = q_u L^2 / 8 = 7,73 \times (5,02)^2 / 8 = 15,81 \text{ kN.m}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.2 \times M_{0AB} = 0.2 \times 15,37 = 3,07 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 0.5 \times \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0.5 \times 15,37 = 7,68 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 0.4 \times \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 0.4 \times 16,32 = 6,52 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 0.4 \times 16,32 = 6,52 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0.5 \times \max(M_{0DE}, M_{0EF}) = 0.5 \times 15,81 = 7,90 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 0.2 \times M_{0EF} = 0.2 \times 15,81 = 3,16 \text{ kN.m}$$

✓ **Moment en travée**

Travée AB :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB})$$

$$M_t + 5,37 \geq M_{AB} 1.237 \Rightarrow M_{t1} \geq 13,64 \text{ kN.m}$$

• **Vérification**

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow M_{t1} \geq 11,72$$

$$M_t = 13,64 \text{ kN.m}$$

Travée BC:

$$M_t + 7,1 \geq M_{0BC} 1,237 \Rightarrow M_{t2} \geq 10,04$$

• **Vérification**

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow M_{t2} \geq 11,72$$

$$M_t = 11,72 \text{ kN.m}$$

Travée CD:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_{0CD})$$

$$M_t + 6,52 \geq M_{0CD} 1.237 \Rightarrow M_{t3} \geq 13,66$$

• **Vérification**

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow M_{t3} \geq 11,72$$

$$M_t = 13,66 \text{ kN.m}$$

Travée DE:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_{DE})$$

$$M_t + 7,21 \geq M_{0DE} 1.237 \Rightarrow M_{t3} \geq 9,93$$

$$M_t + \frac{M_w}{2}$$

- **Vérification**

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2 \Rightarrow M_{i3} \geq 11,72$$

$$M_t = 11,72 \text{ kN.m}$$

Travée EF:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_{0_{EF}})$$

$$M_t + 5,53 \geq M_{0_{EF}} 1,237 \Rightarrow M_{i3} \geq 14,02$$

- **Vérification**

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2 \Rightarrow M_{i3} \geq 11,72$$

$$M_t = 14,02 \text{ kN.m}$$

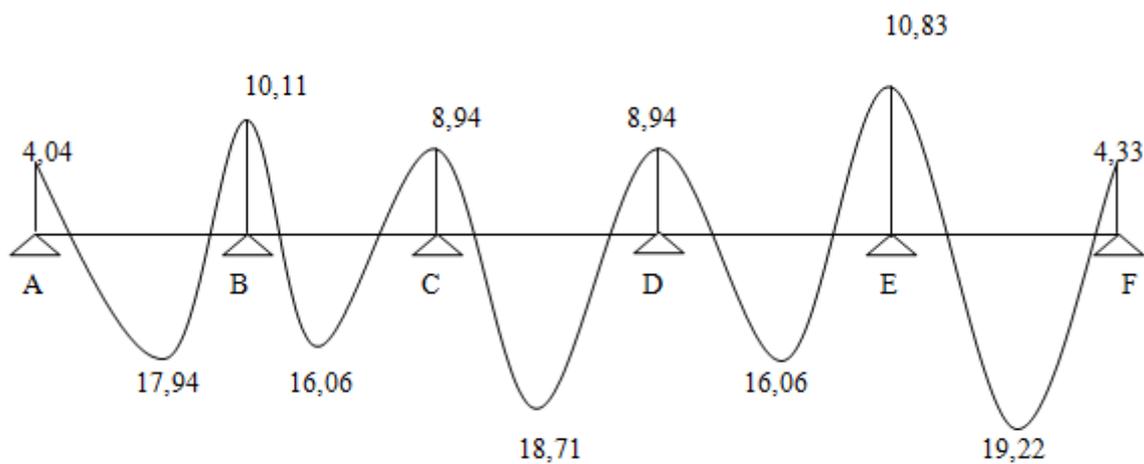


Figure.III.7 : Diagramme des moments sur appuis et travée

- ✓ **Calcul l'effort tranchants**

Travée AB:

$$T_B = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_B - M_A}{l} \right) \Rightarrow T_B = \frac{7,73 \times 4,95}{2} + \frac{7,68 - 3,07}{4,95}$$

$$T_B = 14,73 \text{ kN}$$

$$T_A = ql - T_B = 24,84 - 14,731$$

$$T_A = 10,11 \text{ kN}$$

Travée BC:

$$T_C = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_C - M_B}{l} \right) \Rightarrow T_C = \frac{7,73 \times 4,70}{2} + \frac{6,52 - 7,68}{4,70}$$

$$T_C = 11,55 \text{ kN}$$

$$T_B = ql - T_C = 23,59 - 11,55$$

Travée CD:

$$T_D = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_D - M_C}{l} \right) \Rightarrow T_C = \frac{7,73 \times 5,10}{2} + \frac{6,52 - 6,52}{5,10}$$

$$T_D = 12,80 \text{ kN}$$

$$T_C = ql - T_D = 25,60 - 12,80$$

$$T_C = 12,80 \text{ kN}$$

Travée DE:

$$T_E = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_E - M_D}{l} \right) \Rightarrow T_E = \frac{7,73 \times 4,70}{2} + \frac{7,90 - 6,52}{4,70}$$

$$T_E = 12,09 \text{ kN}$$

$$T_D = ql - T_E = 23,59 - 12,09$$

$$T_D = 11,50 \text{ kN}$$

Travée EF:

$$T_F = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_F - M_E}{l} \right) \Rightarrow T_F = \frac{5,02 \times 5,02}{2} + \frac{3,16 - 7,90}{4,70}$$

$$T_F = 11,63 \text{ kN}$$

$$T_E = ql - T_F = 25,20 - 11,63$$

$$T_E = 13,56 \text{ kN}$$

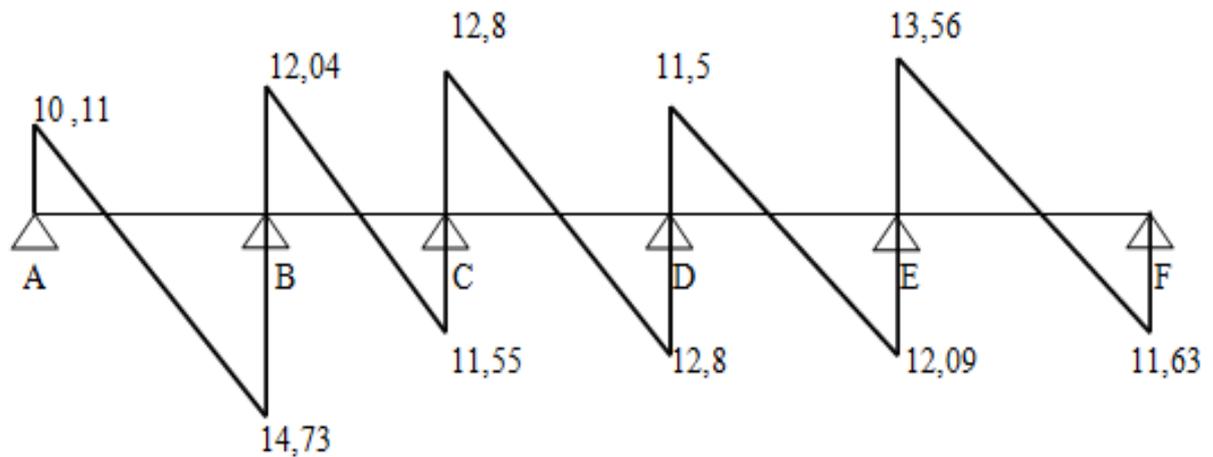
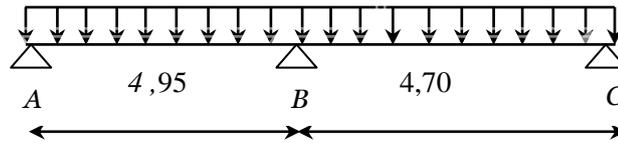


Figure.III.8: Diagramme des efforts tranchants

- 2^{ème} type :



- ✓ **Calcul des moments fléchissant**

$$M_{0_{AB}} = q_u \times L^2 / 8 = 15,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{0_{BC}} = q_u \times L^2 / 8 = 13,86 \text{ kN.m}$$

- ✓ **Calcul des moments sur appuis**

$$M_a = 0,2 \times M_{0_{ab}} = 0,2 \times 15,37 = 3,07 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 0,6 \times \max(M_{0_{AB}}, M_{0_{BC}}) = 0,6 \times 15,37 = 9,22 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 0,2 \times M_{0_{BC}} = 0,2 \times 13,86 = 2,77 \text{ kN.m}$$

- ✓ **Moment en travée**

Travée AB

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,79 \text{ kN/m}^2$$

$$M_0 = 15,37 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_{0_{AB}})$$

$$M_t + 6,14 \geq M_{0_{AB}} 1,237 \Rightarrow M_{t1} \geq 12,87 \text{ kN.m}$$

- **Verification**

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow M_{t1} \geq 11,04 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 12,87 \text{ kN.m}$$

Travée BC:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_{0_{BC}})$$

$$M_t + 5,99 \geq M_{0_{BC}} 1,237 \Rightarrow M_{t2} \geq 11,15 \text{ kN.m}$$

- **Vérification**

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow M_{t2} \geq 11,04 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 11,15 \text{ kN.m}$$

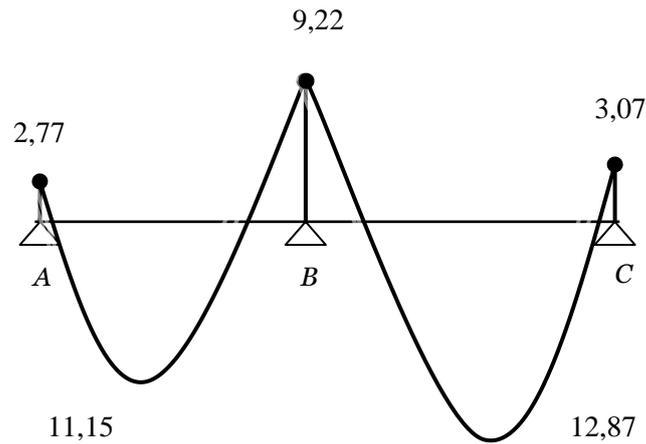


Figure.III.9 : Diagramme des moments sur appuis et travées

✓ **Calcul de l'effort tranchants**

Travée AB:

$$T_B = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_B - M_A}{l} \right)$$

$$T_B = 13,66 \text{ kN}$$

$$T_A = ql - T_B$$

$$T_A = 11,18 \text{ kN}$$

Travée BC:

$$T_C = \frac{ql}{2} + \left(\frac{M_C - M_B}{l} \right)$$

$$T_C = 11,04 \text{ kN}$$

$$T_B = ql - T_C$$

$$T_B = 13,79 \text{ kN}$$

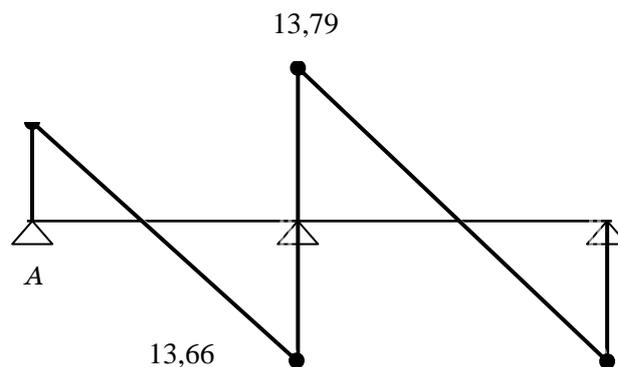


Figure.III.10 : Diagramme des efforts tranchants

➤ **Calcul des sollicitations**

Tableau. III.2: récapitulatif sur les sollicitations dans les planchers.

Nivea	Type	M _{max} en travée kN.m	M _{max} en appuis kN.m	T _{max} kN
Plancher Terrasse	1/ ELU	19,22	10,83	18,56
	ELS	14,02	7,90	14,73
	2/ ELU	15,13	12,64	18,73
	ELS	12,87	9,22	13,66
Plancher Etage Courant	1/ ELU	22,03	15,45	26,46
	ELS	10,64	7,26	12,43
	2/ ELU	19,90	18,02	26,70
	ELS	8,91	8,46	12,55

III.1.3 :Ferrailage

✓ **Terrasse inaccessible**

➤ **En travée**

ELU: $M_{t\max} = 19,22 \text{ kN.m}$



Figure .III.11 Section de calcul

Le moment capable de la table:

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$b = 0.65 \text{ m}$, $h_0 = 0,05\text{m}$, $h = 0.21\text{m}$, $b_0 = 0.10\text{m}$

$d = 0.9 h = 0.18\text{m}$

$\sigma_{bu} = 14.17\text{MPa}$

$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 (0.18 - 0.025) = 71,52\text{kN.m}$

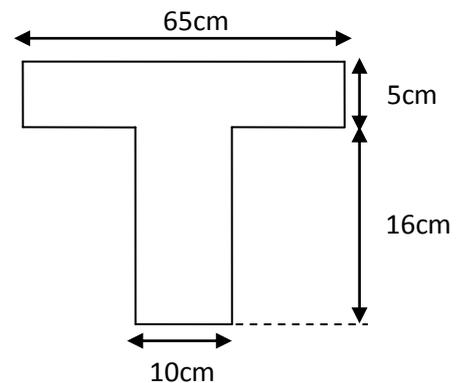


Figure III.3 : dimension de section T

$M_u < M_t$ (l'axe neutre est dans la table ou bien la totalité de la table est comprimée). Donc on est ramené à l'étude d'une section rectangulaire.

$$S = (b \cdot h) = 65 \times 21 \text{ cm}^2$$

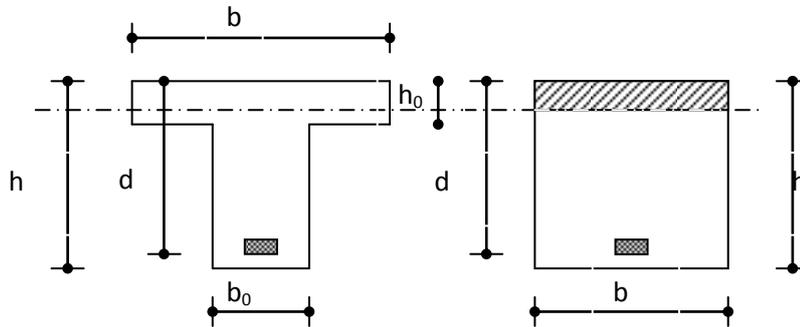


Figure.III.12 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

$$M_1 = M_n = M_u - M_t$$

$$= 22,03 - 7,14 = 14,89 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14,89 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu = 0,049$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\Rightarrow \text{Domaine 1, } \sigma_s = 348 \text{ Mpa, } \varepsilon_s = 10^{-3}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,062$$

$$\beta = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,97 \text{ m} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = 2,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_t = \max(A_t ; A_{\min})$$

$$A_t = 2,43 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis**

$$M_a = 12,64 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t$ (l'axe neutre est dans la table ou bien la totalité de la table est comprimée). Donc on est ramené à l'étude d'une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 \sigma_{bu}} = \frac{12,64 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu = 0,27$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{d'armature comprimée}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \times (2,1 \times 10^5)} \Rightarrow \varepsilon_{sl} = 0,0016$$

$$\Rightarrow \text{Domaine 1, } \sigma_s = 348 \text{ Mpa, } \varepsilon_s = 10^{-3}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,40$$

$$\beta = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,84 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = 0,24 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Résumé :

- En travée : $3\text{HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$
- Sur appuis: $3\text{HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

✓ **Etage courant:**➤ **En travée**

ELU:

$$M_{t \max} = 22,03 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,65 \text{ m}, h_0 = 0,05 \text{ m}, h = 0,21 \text{ m}, b_0 = 0,10 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,18 \text{ m}$$

$$\sigma_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 71,38 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0.074$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\varepsilon_s = 10^{-4}$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0.096$$

$$\beta = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.96m \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = 3,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_t = \max(A_t ; A_{\min})$$

$$A_t = 3,65 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis

$$M_a = 18,02 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,39$$

$\mu < 0.392 \Rightarrow$ d'armature comprimée

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \times (2,1 \times 10^5)} \Rightarrow \varepsilon_{sl} = 0.0016$$

\Rightarrow Domain 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\varepsilon_s = 10^{-4}$

$$\alpha = 0,670$$

$$\beta = 0,73 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = 0,39 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Résumé

- En travée : $3\text{HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$
- Sur appuis: $3\text{HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

• Calcul des armatures transversales et de l'espacement

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(6\text{mm}, 12\text{mm}, 10\text{mm}).$$

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

La section d'armatures transversales est $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Selon le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t1}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj} K)}{0.9 f_c (\cos \alpha + \sin \alpha)} \\ S_{t2} \leq \min \{0.9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right. \quad K = 0 \text{ cas de reprise de bétonnage; } \alpha = 90^\circ$$

Selon le RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1 \right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

Donc :

Tableau III.3 : espacement selon le RPA et BAEL

Selon BAEL 91	Selon RPA 99
$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq 14,83 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq 16.2 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq 57 \text{ cm} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,046 \\ S_t \leq 5,25 \text{ cm} \\ S_t \leq 10,5 \text{ cm} \end{array} \right.$

Donc on choisit : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d}$$

$$T_{\max} = 18,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{187.30}{10 \times 18} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ **Vérification des contraintes**

En travée : $M_{ser} = 14,02 \text{ kN.m}$

Il faut vérifier les deux conditions :

$$1) \sigma_{bc} < 0.6 f_{c28} \text{ c. a. d.} \quad \sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$$

$$2) \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

1) selon le BAEL91

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I_1}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$32.5 y^2 - 15 \times 3,39 (18 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 348,67$$

$$y = (-50,85 + 348,67) / 65 \Rightarrow y = 6,14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{65 \times (6,14)^3}{3} + 15 \times 3,39 (18 - 6,14)^2$$

$$\Rightarrow I = 1,27 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (1,402 \times 6,14 \times 10^{-4}) / (1,27 \times 10^{-4}) = 6,77 < 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$2). \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 1,402 \times 10^{-2} (0,18 - 6,14 \times 10^{-2})}{1,27 \times 10^{-4}} = 196,39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{CV})$$

Sur appuis : $M_{ser} = 4.919 \text{ KN.m}$

$$1). \text{ selon le BAEL91: } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I_1}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$32.5 y^2 - 15 \times 1.92 (18 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 261.19$$

$$y = (-28.8 + 261.19) / 65 \Rightarrow y = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{65 \times (3.57)^3}{3} + 15 \times 1.92 (18 - 3.57)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.6982 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (0.3042 \times 3.57 \times 10^{-4}) / (0.6982 \times 10^{-4}) = 1.555 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$2). \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 0.4919 \times 10^{-2} (0.18 - 3.57 \times 10^{-2})}{0.6982 \times 10^{-4}} = 152.494 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \qquad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

✓ Vérification de la flèche

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Pour vérifier la flèche, il faut vérifier les conditions suivantes :

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

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{0 \text{ service}}} \qquad \text{(BAEL 91 p 154)}$$

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

l: portée de la travée entre nus d'appuis

h: hauteur totale de la section droite

d: hauteur utile de la section droite

b_0 : largeur de la nervure

M_t : moment fléchissant maximal en travée

M_0 : moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposante sur deux appuis libres.

f_e : limite élastique en MPa

➤ **Vérification des conditions :**

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{21}{323} = 0,065 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t,service}}{M_{0,service}} \Rightarrow \frac{1}{10} \times \frac{14,02}{9,22} = 0,15 \geq 0,065 \dots\dots\dots CNV$$

$$c) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{10 \times 18} = 0,0189 < 0,0105 \dots\dots\dots CV$$

Remarque :

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, c'est-à-dire la vérification de la flèche est nécessaire.

La détermination de la part de la flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement des cloisons doit être effectuée de la façon suivante ; on calcule :

- La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons;
- La flèche instantanée et différée et due à l'ensemble des charges permanentes;
- La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La part de la flèche totale à comparer aux valeurs admissibles

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

Charge à prendre en compte

$$g = 5,60 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 7,1 \text{ kN/m}^2$$

$$j = 4,60 \text{ kN/m}^2 \quad (j = g - 1) \text{ kN/m}^2$$

Pour $b = 0,65 \text{ m}$ nous avons :

$$g=5,60 \times 0,65= 3,64 \text{ kN/m}$$

$$p=7,1 \times 0,65= 4,61 \text{ kN/m}$$

$$j=4,60 \times 0,65= 2,92 \text{ kN/m}$$

Calcul des moments fléchissant:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = 0,75 \frac{gL^2}{8} = 3,56 \text{ kN.m} \\ M_p = 0,75 \frac{pL^2}{8} = 4,51 \text{ kN.m} \\ M_j = 0,75 \frac{jL^2}{8} = 2,86 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Moments des déformation longitudinaux:

$$E_i=11000 \cdot \sqrt[3]{f_c 28} = 32164,19 \text{ Mpa}$$

$$E_v=3700 \cdot \sqrt[3]{f_c 28} = 10818865 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$V1 = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{65 \times 5 \times 2,5 + 16 \times 10 \times 13 + 15 \times 3,29 \times 18,9}{65 \times 5 + 16 \times 10 + 3,29 \times 15} = 7,15 \text{ cm}$$

$$V2=20 - 7,15 = 12,84 \text{ cm}$$

$$I_0=I_b + I_A$$

$$I_A= 15 \times A \times (d-V_1)^2$$

$$I_b = \frac{10 \times 16^3}{12} + \frac{65 \times (5)^3}{12} + (65 \times 5) \times (7,15 - 2) + (16 \times 10) \times (12,84 - 8)^2$$

$$I_b=14984,99 \text{ cm}^4$$

$$I_A=15 \times 3,29 \times (18-7,15)^2=5809,60 \text{ cm}^4$$

$$I_0=14984,99+5809,60=20794,59 \text{ cm}^4$$

Calcul la contrainte suivant les sollicitations :

$$\rho = \frac{A}{b^0 \times d} = 0,01827$$

$$\rho_1 = \alpha \times 100 = 1,827 \quad \longrightarrow \quad \rho_1 = 0,8279 \quad \text{d'après le tableau de BAEL}$$

$$\lambda_i = \frac{0,050 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0,050 \times 2,100}{(2 + 3 \frac{10}{65})} = 2,94 \text{ m}^2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,176$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sg} = \frac{Mg}{A \beta_1 d} = 72,61 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{Mp}{A \beta_1 d} = 91,98 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{Mj}{A \beta_1 d} = 58,33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ Calcul de μ_g ; μ_p ; μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,750 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 0,49$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,750 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 0,41$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,750 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0,57$$

➤ Calcul les inertie I_{fgv} ; I_{fgi} ; I_{fpi} ; I_{fji} :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fgv} = \left[\frac{1,100 I_0}{1 + \lambda_u \mu_g} \right] = \left[\frac{1,100 \times 20794,59}{1 + 1,176 \times 0,49} \right] = 14511,78 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \left[\frac{1,100 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} \right] = \left[\frac{1,100 \times 20794,59}{1 + 2,94 \times 0,49} \right] = 9372,30 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \left[\frac{1,100 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} \right] = \left[\frac{1,100 \times 20794,59}{1 + 2,94 \times 0,41} \right] = 10371,83 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \left[\frac{1,100 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} \right] = \left[\frac{1,100 \times 20794,59}{1 + 2,94 \times 0,57} \right] = 8548,48 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

➤ Calcul de fléché totale" $\Delta f_i''$:

{

$$\left. \begin{array}{l} f_{gv} = \left[\frac{Mg}{10 \times E} \right] \\ f_{gi} = \left[\frac{Mg}{10 \times E} \right] \\ f_{pi} = \left[\frac{Mp}{10 \times E} \right] \\ f_{ji} = \left[\frac{Mj}{10 \times E} \right] \end{array} \right\}$$

Donc :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,236 - 0,098) + (0,141 - 0,123) = 0,156 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,156 \text{ cm}$$

➤ **Verification :**

$$L = 223 \text{ cm} < 500 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{L}{500}$$

Donc :

$$\Delta f_t = 0,156 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,646 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

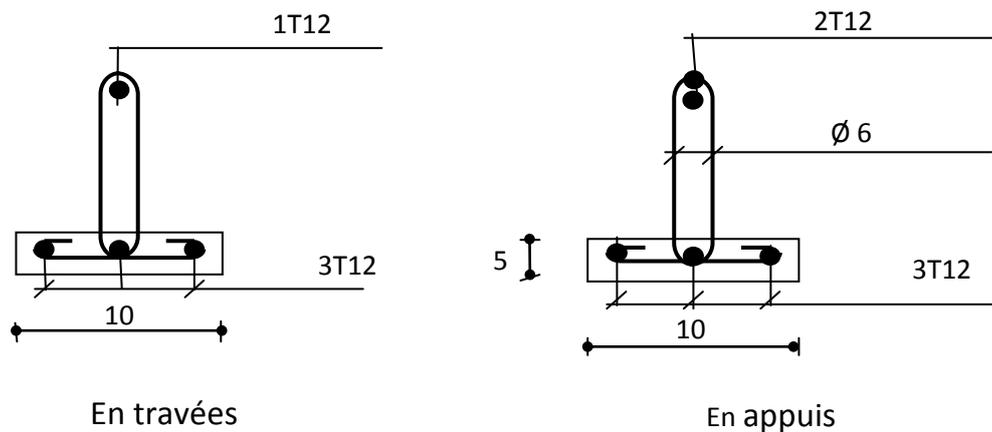


Figure.III.13: Ferrailages des poutrelles

➤ **Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (**BEAL 91.Art B.6.8.**)

- Les conditions suivantes doivent être respectés :

- les dimensions des mailles sont normalisées (**BAEL91.Art. .6.8.**) comme suit :

1. 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
2. 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2 \quad F_c = 400 \text{ MPa} \quad \text{On a } : L_1 = 65 \text{ cm}$$

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,16 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés $\Phi 6$ dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

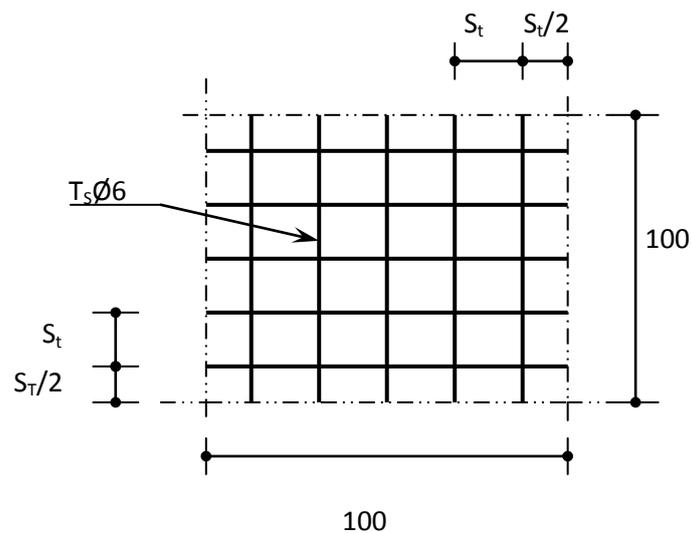


Figure. III.14: Disposition constructive des armatures de

III.2.2. Plancher haut du RDC et 2 sous-sol en dalle pleine :

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Elles sont destinées essentiellement au cheminement des charges verticales aux éléments porteurs.

✓ Principe de calcul :

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x/l_y$) mesurés entre nus d'appuis (avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y .

Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 0.2$

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis en procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile).

On considère dans le calcul des dalles une bande de (1m) de largeur.

✚ La dalle travaille dans un seul sens si :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \rightarrow$ Le ferrailage sera pour le sens (x-x) et on prévoit des armatures de répartition dans le sens (y-y).

✚ La dalle travaille dans deux sens si :

$\alpha = 0,4 \leq L_x / L_y \leq 1 \rightarrow$ Le ferrailage sera pour les deux sens avec :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: moment dans le sens de la grande portée

• 1^{er} Dalle

$L_x=5,10$ m ; $L_y=5.3$ m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,10}{5,30} = 0,96 \geq 0,4$$

\Rightarrow la dalle est travaille dans deux directions

Evaluation des charges :

$G = 6,15$ kN/m²

$Q = 5$ kN/m²

1) Calcul des sollicitations :**ELU :**

la dalle considérée préjudiciions

$$q_u = 1,35G + 1,5Q_1 = 1,35 \times 6,15 + 1,5 \times 5 = 15,80 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,96 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,911 \end{array} \right.$$

Les sollicitations suivant la petite portée :

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0401 \times 15,80 \times (5,10^2) = 16,47 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } \left\{ \begin{array}{ll} M_{ax} = -0,35 M_x = -5,76 \text{ kN.m} & \text{appuis de rive} \\ M_{ax} = -0,50 M_x = -8,23 \text{ kN.m} & \text{autre appuis} \end{array} \right.$$

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0,85 M_x = 13,99 \text{ kN.m}$$

Les sollicitations suivant la grande portée :

$$M_y = \mu_y M_x = 0,911 \times 16,47 = 15,00 \text{ kN.m}$$

Les moments :

$$\text{Moment de travée : } M_{yt} = 0,85 M_y = 12,75 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } \left\{ \begin{array}{ll} M_{ay} = -0,35 M_y = -5,25 \text{ kN.m} & \text{appuis de rive} \\ M_{ay} = -0,50 M_y = -7,5 \text{ kN.m} & \text{autre appuis} \end{array} \right.$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 6,15 + 5 = 11,15 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,96$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,911 \end{array} \right.$$

Les sollicitations suivant la petite portée :

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0401 \times 11,15 \times (5,10^2) = 11,63 \text{ kN.m}$$

Tableau III.4 : Les sollicitations des dalles pleines dans les sens X , Y

L_x (m)		5,10
L_y (m)		5,30
L_x / L_y		0,96
M_x (kN.m)	ELU	16,47
	ELS	11,63
M_{tx} (kN.m)	ELU	13,99
	ELS	9,88
M_{ax} (kN.m)	ELU	8,23
	ELS	5,81
M_y (kN.m)	ELU	15,00
	ELS	10,59
M_{ty} (kN.m)	ELU	15,75
	ELS	9,00
M_{ay} (kN.m)	ELU	7,50
	ELS	5,29

Moment sur appui : $\begin{cases} M_{ax} = -0,35 M_x = -4,07 \text{ kN.m} & \text{appuis de rive} \\ M_{ax} = -0,50 M_x = -5,81 \text{ kN.m} & \text{autre appuis} \end{cases}$

Moment en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x = 9,88 \text{ kN.m}$

Les sollicitations suivant la grande portée :

$M_y = \mu_y M_x = 0,911 \times 11,63 = 10,59 \text{ kN.m}$

Les moments :

Moment de travée : $M_{yt}=0,85$ $M_{yt}=9,00$ kN.m

Moment sur appui : $\begin{cases} M_{ay} = -0,35$ $M_y=-3,70$ kN.m & appuis de rive \\ M_{ay} = -0,50 $M_y=-5,29$ kN.m & autre appuis \end{cases}

1) Ferrailage

sens x -x :

$$M_{t \max} = 13,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \max} = 8,23 \text{ kN.m}$$

$$H = 16 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 14,4 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{c28}/\gamma_b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = F_e/\gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,99 \times 10^{-3}}{100 \times (14,4)^2 \times 14,17} = 0,047$$

$$\mu < \mu_c \text{ oui} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,060$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,97$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_s} = 2,86 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,73 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,23 \times 10^{-3}}{100 \times (14,4)^2 \times 14,17} = 0,028$$

$$\mu < \mu_c \text{ oui} \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,035$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,98$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_s} = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Sens y- y :

En travée : $M_t = 15,75 \text{ kN.m}$

⚡ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

➤ On calcule le moment réduit : μ

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15750}{14,4 \times 100 \times (14,17)^2}$$

$$\mu = 0,054$$

$\mu \leq \mu_{\text{limite}} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,07$$

$$\beta_u = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta_u = 0,97$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_s} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) = 3,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **En appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7500}{14,4 \times 100 \times (14,17)^2} = 0,025$$

$\mu \leq \mu_{\text{limite}} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,032$$

$$\beta_u = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta_u = 0,98$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_s} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau. III.5: ferrailage de la dalle

Sens	Section d'armatures (cm ²)		A _{min} (cm ²)		Chois des barres		Espacement (cm)
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	
X	2,86	1,75	1,75	1,75	2T14	2T12	15
Y	3,24	1,54	1,75	1,75	3T12	2T12	15

2) Condition de non fragilité :

$$A > 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times (0.9 \times 0.16) \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

On prend:

$$A_t = 3\text{HA}12 \quad (A_s = 3,39 \text{ cm}^2) \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_a = 2\text{HA}12 \quad (A_s = 2,26 \text{ cm}^2) \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

3) Vérification de l'effort tranchant:

$$T_x = \frac{q_u l_x}{2}$$

$$T_x = 40,23 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_x}{b \times d} \quad \text{Tel que : } T_x = 40,23 \text{ kN/ml}$$

T_x : valeur de l'effort tranchant pour E.L.U

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{40,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144} = 0.279 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

► Vérification à l' ELS

Vérification des contraintes:

Sens x x :

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

Flexion simple
Acier FeE400
Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,049 & \text{(BAEL 91 P 119)} \\ \beta = 0,980 \end{cases}$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau .III.6 : Tableau récapitulatif des Vérification des contraintes à l' E.L.S

		M_u (kN .m)	M_s (kN .m)	α	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Sens x x	En travée	13,99	9,88	0,45	CV
	En appuis	8,23	5,81	0,42	CV
Sens y - y	En travée	6,59	5,68	0,33	CV
	En appuis	7,5	5,29	0,45	CV

Il faut vérifier les deux conditions lorsque en a fissuration préjudiciable

$$1) \sigma_{bc} < 0.6 \sigma_{c28} \quad \text{c. a. d} \quad \sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$$

$$2) \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 3,39 (14,4 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 386,04$$

$$y = (-50,85 + 386,04)/100 \Rightarrow y = 3.35 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times (3.35)^3}{3} + 15 \times 3.39 (14.4 - 3.35)^2$$

$$\Rightarrow I = 0,746 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **En travée (sens x)**

$$1) \sigma_{bc} = \frac{M_u \cdot y}{I_1}$$

$$\sigma_{bc} = (13,99 \times 3.35 \times 10^{-5}) / (0,746 \times 10^{-4}) = 6,28 < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_u (d - y)}{I} = \frac{15 \times 13,99 \times 10^{-3} (0.144 - 3.35 \times 10^{-2})}{0,746 \times 10^{-4}} = 31,0836 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \qquad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

➤ **Sur appuis (sens x)**

$$1) \sigma_{bc} = \frac{M_u \cdot y}{I_1}$$

$$\sigma_{bc} = (8,23 \times 3.35 \times 10^{-5}) / (0,746 \times 10^{-4}) = 3,69 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

$$2) \sigma_{st} = \frac{n M_u (d - y)}{I} = \frac{15 \times 8,3 \times 10^{-3} (0.144 - 3.35 \times 10^{-2})}{0,746 \times 10^{-4}} = 182,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \qquad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

1) Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés si les conditions suivantes sont vérifiées : **(BAEL 91 P 214)**

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x}$$

Avec : M_x : Moment maximum en travée par bande de 1 m de largeur.

M_t : Moment en travée par bande de 1 m de largeur.

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

On vérifie le panneau la plus sollicité:

$$1) \frac{h}{l} = \frac{16}{100} = 0,160 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$2) \frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{100.14,4} = 0,002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

⇒ Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Dans ce chapitre, Tous les éléments horizontaux à savoir les planchers et les dalles pleine doivent être calculées suivants les conditions de rigidités et la stabilité vis-à-vis des charges permanentes et d'exploitations selon les méthodes règlementaires de tel façon de ne pas flécher.

Chapitre IV

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

IV.1. Introduction :

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

IV.2. Les Balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés et se reposent sur trois appuis.

Dans notre projet, on a des balcons qui débordent comme console encastrée à l'extrémité dans la poutre de rive

➤ Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule

$$e_b \geq \frac{L}{10}$$

$$\frac{L}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

On prend : $e_b = 15 \text{ cm}$; Avec : e_b : Épaisseur du balcon

✓ Evaluation des charges et surcharges :

Charge d'exploitation :

- Carrelage + mortier de pose + sable	104 kg/m^2
- Dalle pleine (e = 15cm) 2500 x 0,15	375 kg/m^2
- Enduit en ciment (1,5 cm)	27 kg/m^2
<hr style="width: 50%; margin-left: auto; margin-right: 0;"/>	

$$G = \sum G_i = 506 \text{ kg/m}$$

Charge permanente concentrée :

p : la charge du mur

Le mur a 10 cm d'épaisseur sur 1.2 m de hauteur $\rightarrow p = 0,9 \text{ kN/m}^2$

0,18kN/m² par cm (enduit au mortier de liants hydrauliques) → d'après cahier surcharge.

$$\Rightarrow p = (0,9 + 2 \times 0,18) \times 1,2 = 1,512 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow p = 151,2 \text{ kg/ml}$$

_ Charge du mur : $p = 151,2 \text{ kg/ml}$

_ Charge d'exploitation : $Q = 350 \text{ kg/m}^2$

✓ Détermination des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

✚ ELU :

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = 1208,1 \text{ kg/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times P \times 1 = 204,12 \text{ kg}$$

✚ ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 856 \text{ kg/ml}$$

$$P_{ser} = P = 151,2 \text{ kg}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{\max} = q \times \frac{l^2}{2} + P \times l \\ T_{\max} = q \times l + P \end{cases}$$

✚ ELU:

$$\begin{cases} M_{\max} = 808,17 \text{ kg.m} \\ T_{\max} = 1412,22 \text{ kg} \end{cases}$$

✚ ELS:

$$\begin{cases} M_{\max} = 579,2 \text{ kg.m} \\ T_{\max} = 1007,2 \text{ kg} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage du Balcon :**

-Armatures longitudinales:

On calcule le moment réduit : μ

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8081.7}{14.2 \times 1 \times (13.5)^2}$$

$$\mu = 0.0312 \quad \mu_{limite} = 0.391$$

$\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \Rightarrow \beta_u = 0.0317$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.0317 \times 100 \times 13.5 \times 14.2}{348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{(BAEL91)}$$

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.75 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T12 ; A= 4.52cm²

-Armature de répartition :

$$A_p = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Choix 4T10 / ml = 3.14 cm²

➤ **Vérification :**

a) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{14122.2}{1000 \times 135} = 0.105 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérification à l'ELS :

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

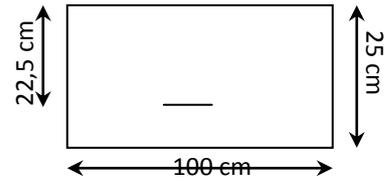


Figure. IV.1: Section de calcul

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Acier fe E 400} \\ \text{Section rectangulaire.} \\ M_{s \max} = 579.2 \text{ N.m} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

La distance y et le moment d'inertie I se calculent par les formules qui existe cas de la section rectangulaire.

➤ **Centre de gravité (avec $A'_s = 0$) :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d}{7.5 \times A_s}} - 1 \right]$$

$$y = 3.65 \text{ cm}$$

❖ Inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 8199.03 \text{ cm}^4 \quad (\text{BAEL 91 p 134})$$

❖ Contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{579200}{8199.03} = 70.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 70,64 \times 0,0365 = 2,58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Donc les armatures calculées à L'ELU sont maintenues

IV.3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse et le calcul s'effectuera pour une bande de 1m et une épaisseur de 10cm. Donc sur section $(100 \times 10) \text{cm}^2$ et le ferrailage obtenu sera le même sur toute la largeur.

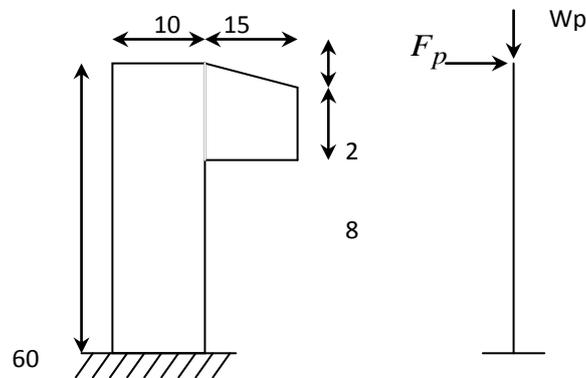


Figure.IV.2 : Schéma statique et dimensions de l'acrotère

➤ Calcul des charges sollicitant l'acrotère:

a) Charge permanente

- Surface de l'acrotère: S

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,08 \times 0,15 + \frac{1}{2} (0,02 \times 0,15) = 0,073 \text{ m}^2$$

- Le poids propre : W_p

$$W_p = S \times \rho = 25 \times 1 \times 0,0735$$

$$W_p = 1,83 \text{ kN}$$

- La force horizontale : F_p

D'après le **RPA** les éléments des structures secondaires sont calculés sous l'action des forces horizontales suivants:

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ (RPA99 v 2003)}$$

F_p : force statique équivalente

A : coefficient d'accélération (Groupe d'usage 2; Zone IIa ,donc : $A = 0.25$)

C_p : facteur de force horizontale : $C_p = 0.80$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 1,83 = 1,46 \text{ kN}$$

$$G = 1,78 \text{ kN/ml}$$

b) Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

➤ Détermination des efforts :

✚ Calcul des efforts à l'ELU :

$$M_u = 1,5 \times F_p \times L = 1,5 \times 2,26 \times 100$$

$$M_u = 2,07 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,83$$

$$N_u = 3,82 \text{ kN}$$

✚ Calcul des efforts à l'ELS:

$$M_s = F_p \cdot L = 2,26 \times 1$$

$$M_s = 2,26 \text{ kN.m}$$

$$N_s = W_p = 1,83 \text{ kN}$$

➤ Ferrailage :

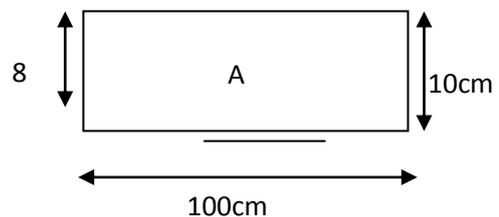
La section est sollicitée en flexion composée, le ferrailage est calculé à l'ELU en considérant les efforts rapportés au centre de gravité.

$$h = 10\text{cm}, \quad b = 100\text{cm}, \quad d = 9\text{cm}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,31}{2,47} = 0,53\text{m}$$

$$e_0 = 0,53\text{m} > \frac{h}{2} = 0,05\text{m}$$



Section partiellement comprimée, le calcul se fait à la flexion simple avec ce moment fictif M_f égal au moment par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u (e_0 + (h/2) - C)$$

C: étant l'enrobage des armatures (Fissuration préjudicielle on prend $C=3 \text{ cm}$)

$$M_f = 2,47 (0,53 + 0,05 - 0,03)$$

$$M_f = 1,35 \text{ kN.m}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul du ferrailage :

Tableau. IV.1: Ferrailage de l'acrotère à l'ELU

M_f (kN.m)	μ	α	β	ε_s (‰)	σ_s (MPa)	A_u (cm ²)
1,35	0,014	0,017	0,99	0,01	348	0,39

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b.d .(2,1/400)$$

$$A_{\min} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\min}) = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : 2 HA 10} \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 1.5 F_p = 1,5 \times 1,46$$

$$T_{\max} = 2,19 \text{ kN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{(BAEL91)}$$

$$\text{donc : } \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS)

L'acrotère est exposé aux intempéries

=> la fissuration est préjudiciable.

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right)$$

$$\sigma_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202,63 \text{ MPa pour } \eta = 1,6 \text{ les aciers à hautes adhérences.}$$

$$\text{Aciers tendus : } \sigma_{st} = 165,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 202,63 \text{ MPa vérifiée.}$$

$$e_0 = M_{ser}/N_{ser} = 0,87/1,83 = 0,47$$

$e_0 > h/6 = 0.016 \text{ m} \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$M_{s1} = N_s ((h/2) - e) + M_s = 1,83 \times ((0,1/2) - 0,47) + 0,87$$

$$M_{s1} = 0,101 \text{ kN.m}$$

$$\mu_l = \frac{M_{s1}}{\sigma_s \cdot b \cdot d} = \frac{101,4}{202 \times 100 \times 8^2}$$

$$\mu_l = 0.00078 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 116,6 \\ B_1 = 0,962 \end{array} \right.$$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = 1,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ CV

N'pas d'armatures comprimés.

$$A_{s1} = \frac{M_{s1}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{101,4}{202 \times 0,99 \times 8}$$

$$A_{s1} = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s1} = A_{s1} - \frac{N}{\sigma_s \times 100} = 0,40 - \frac{1837,5}{202 \times 100}$$

$$A_{s1} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

IV.4. Etude d'escalier.

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importants en cas d'incendie.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est coulé en place dont la paillasse s'appuie sur les paliers.

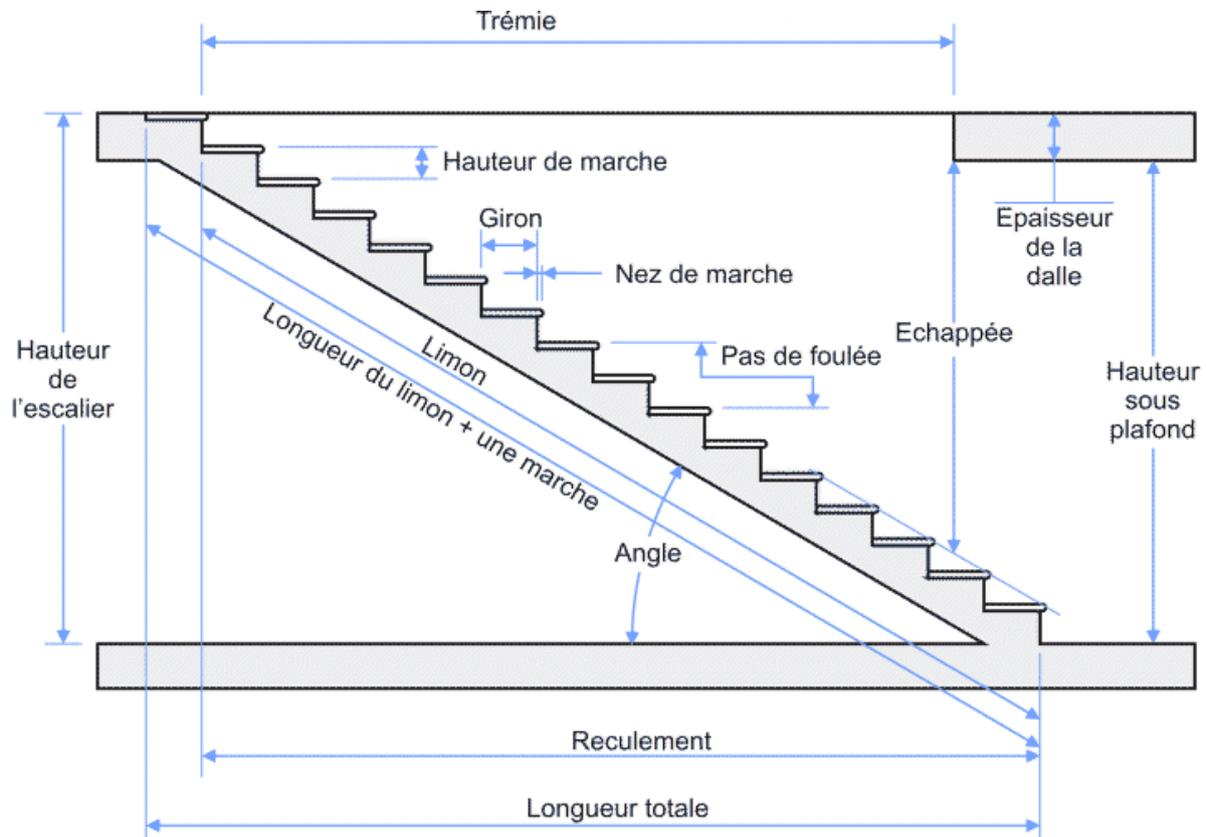


Figure.IV.4 : Schéma d'escalier

Il est caractérisé par :

- * La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- * La hauteur d'une marche (h).
- * Le giron : la largeur de marche (g).
- * L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- * La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- * La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- * Le palier : la partie horizontale.
- * La volée : suite ininterrompues des marches.
- * Notre bâtiment comporte deux types escaliers :

a) Escaliers à deux volets.

b) Escalier a trios volets

a) Escaliers à deux volets

_ Dimensionnement d'escalier :

Le choix de dimension en fonction du condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

_ Caractéristique géométrique :

La hauteur d'étage est $h_t = 3,23$ m

D'après la formule de BLONDEL on a : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

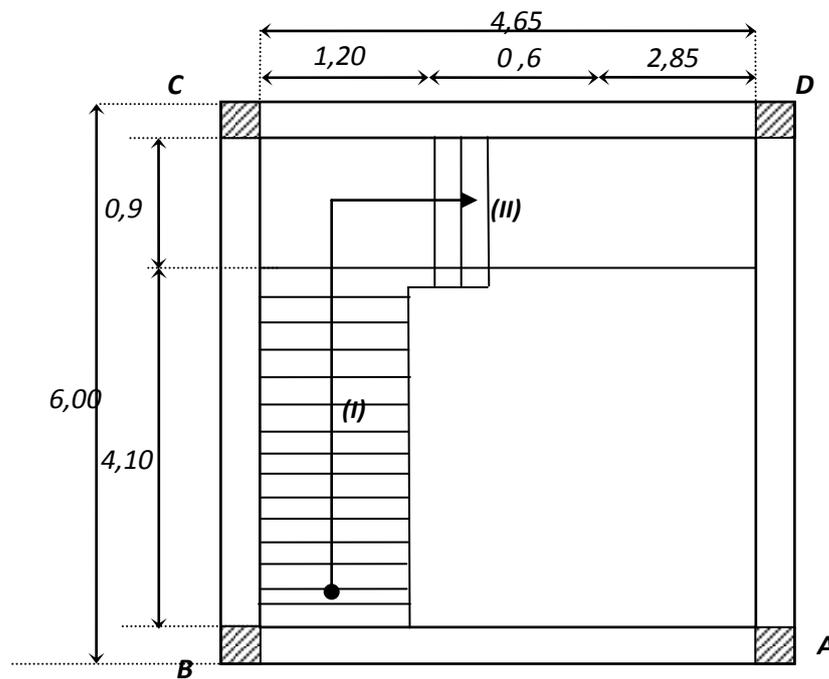


Figure.IV.5 : Dimensionnement d'escalier (a)

Avec :

h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche.

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (I)$$

La longueur de la volée :

$$L = N_m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h_t}{2} = \frac{3,23}{2} = 1,615 \text{ m}$$

On admet que :

h : La hauteur de la contre marche.

g : Le giron.

m : Le pas.

H : La hauteur d'une seule volée

n : Nombre des contres marches.

$(n-1)$: Nombre des marches.

$L=(n-1) * g$: longueur de la volée.

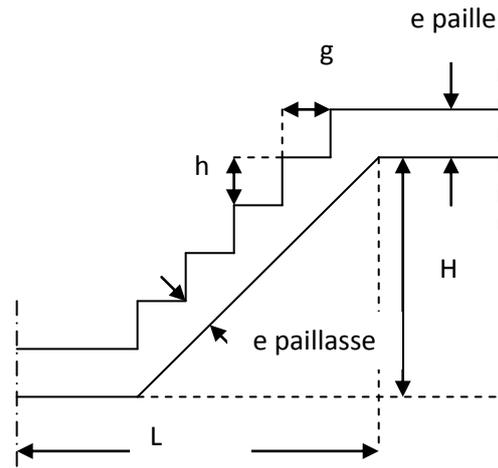


Figure. IV.6: Schéma d'élément d'escalier

$$\begin{cases} (n-1)g = l \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} \\ n.h = H \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

n : Nombre des contres marches.

D'après (1) on a :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{l}{n-1} = 0.64$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - (0.64 + l + 2H)n + 2H = 0$$

La solution est $n=9$

$$N = n - 1 = 8$$

N : Nombre des contres marches.

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0.17 \text{ m} \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{2.4}{9-1} = 0.30 \text{ m} \end{cases}$$

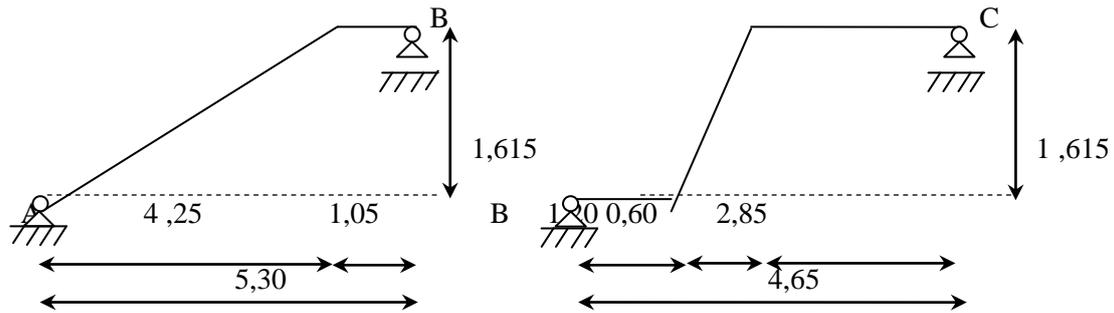


Figure. IV.7: Schéma statique de l'escalier

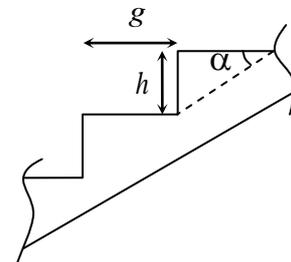
❖ Vérification de la condition de « BLONDEL » :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

❖ L'angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{0.17}{0.3} = 0,673 \Rightarrow \alpha = 29,54^{\circ}$$



❖ L'épaisseur de la paliasse et de palier :

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

on à : $l = 5$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 0,16 \leq e \leq 0,25$$

Donc prend une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

((Pour les raisons de la vérification de la flèche))

➤ Evaluation des charges :

Type 1 : On a un escalier à deux palier

a) Le palier :

Tableau. IV.2: Les charges du palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique kN/m ³	Poids (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Couche de sable	2	19	0,38
Poids propre de palier	17	25	4,25
Enduit ciment	2	18	0,36

G =	5,79	(kN/m ²)
Q =	2,5	(kN/m ²)

N.B : on à deux paliers de longueur ($L_1=1,20\text{m}$ et $L_2=2,85\text{m}$)

Donc : $G=G_1 =G_2= 5,79\text{KN/m}^2$

$Q= Q_1 =Q_2= 2,5\text{KN/m}^2$

b) La volée (paillasse)

Tableau. IV.3: Les charges du palier

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Couche de sable	2	19	0,38
Poids propre des marches	8.5	25	1,87
Poids propre de la paillasse	17	50,20	5,039
Enduit ciment	2	50,20	0,43

G =	8,52	(kN/m ²)
Q =	2,5	(kN/m ²)

➤ Combinaison des charges :

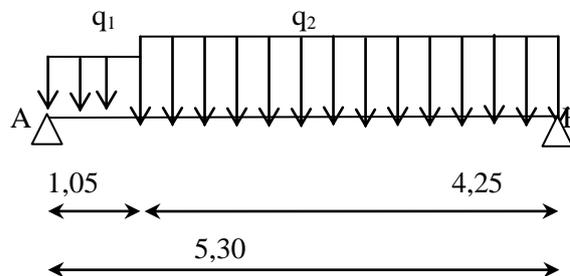
$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q$$

Tableau. IV.4: Combinaison des charges

	PAILLASSE (KN/Mℓ)	PALIER(KN/Mℓ)
ELU	15,25	11,56
ELS	11,02	8,29

➤ Calcul des sollicitations à ELU :



Réactions des appuis :

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = 4,25q_1 + 1,05q_2 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 65,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\left(\frac{(1,05)^2}{2} \right) q_2 + 4,25 \left(\frac{(4,25)}{2} + 1,05 \right) q_1 \right] / 5,30$$

$$\Rightarrow R_A = 31,01 \text{ kN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(4,25)^2}{2} q_1 + 1,05 \left(\frac{(1,05)}{2} + 4,25 \right) q_2 \right] / 5,30$$

$$\Rightarrow R_B = 34,12 \text{ kN}$$

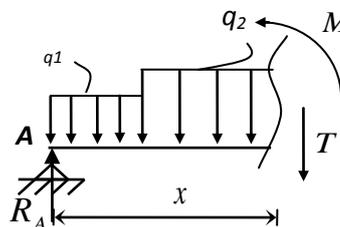
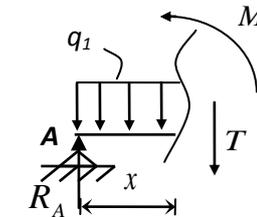
Effort tranchant et moment fléchissant :

❖ $0 \leq x \leq 4,25$

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

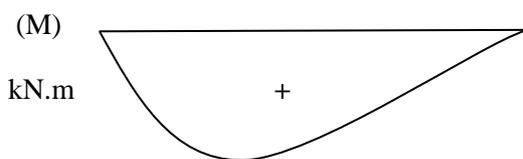
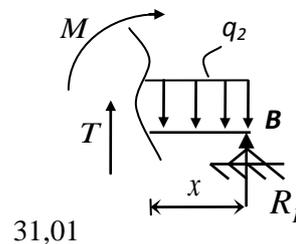
$4,25 \leq x \leq 5,30$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 4,25 q_1 - q_2 (x - 4,25) \\ M(x) = R_A x - 4,25 \left(x - \frac{4,25}{2} \right) q_1 - \frac{(x - 4,25)^2}{2} q_2 \end{cases}$$



❖ $0 \leq x \leq 1,05$

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



31,75

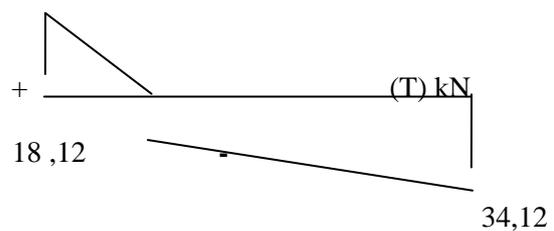
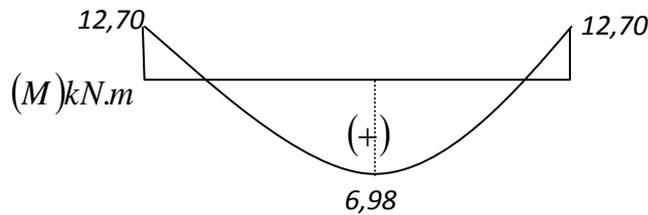


Figure. IV.8: Diagramme du moment, effort tranchant

Tableau.IV.5 : Evaluation des sollicitations

x (m)	Réaction (kN)	Effort tranchant (kN)	Moment fléchissant (kN.m)	T_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.4M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	31,01	31,01	0	34,12	31,75	12,70	26,98
4,25	-	18,12	27,40				
1,32	-	0	31,75				
1,05	-	18,12	27,41				
5	34,12	34,12	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.4M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.85M_0$

**Figure. IV.9:** Diagramme du moment travée, appui

➤ **Calcul de Ferrailage :**

❖ Ferrailage du (palier + paillasse)

a) En travée :

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	b =	1,00	m
	Hauteur de la section	h =	0,2	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,18	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c =	0,02	m
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_c =$	400	Mpa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	Mpa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation :	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	0,026	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_1 =$	0,392	

Contraintes de calcul		
Contrainte de compression du béton à l' E.L.U.R	$(0.85 \times f_{c28}) / 1.5$	$\sigma_{bu} = 14,17$ Mpa
Contrainte de traction des aciers	$(f_e / 1.15)$	$\sigma_{su} = 347,83$ Mpa
Contrainte de compression du béton à l' E.L.S	$0.6 \times f_{c28}$	$\sigma_{bc} = 15$ Mpa
Résistance caractéristique à la traction	$0.6 + (0.06 \times f_{c28})$	$f_{t28} = 2,10$ Mpa

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times \sigma_{bu})$	$\mu_u = 0,056$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armatures retenu : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pas d'aciers} \\ \text{comprimés} \end{array} \right\}$

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0,072$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0,013$ m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$	$Z = 0,17$ m

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times \sigma_{su})$	$A_{st} = 4,27$ cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 2,174$ cm ²
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 4 HA 12	$A_{st} = 4,52$ cm ²

b) Sur appuis :

Données				
Sollicitation :	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	0,0127	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times \sigma_{bu})$	$\mu_u = 0,027$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système D'armatures retenu : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pas d'aciers} \\ \text{comprimés} \end{array} \right\}$

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0,035$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0,006 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0,177 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times \sigma_{su})$	$A_{st} = 2,04 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_c$	$A_{min} = 2.174 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 3 HA 12	$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'état limite de service :**
Vérification des contraintes (palier + paillasse) :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	Mpa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2.1	Mpa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	Mpa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	6.78	cm ²
	Coefficient d'équivalence	$n =$	15	
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour HA > 6 mm $\eta = 1.3$ pour HA ≤ 6 mm $\eta = 1$ pour rond lisse	η	1.6	
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	Cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	20	Cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	18	Cm

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	27,03kN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(d-y) = 0$	9,98 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$	6872,71 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	3,93 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	3,92 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$	472,77 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,92 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$	472,77 > 202 non vérifiée

Alors on doit recalculer le ferrailage à l'état limite de service.

➤ **Ferrailage à l'état limite de service :**

Moment de service réduit	$\mu = 30M_{ser}/b.d^2\bar{\sigma}_s$	0,12
Coefficient	$\lambda = 1 + \mu$	1,12
Coefficient	$\varphi = \arccos \lambda^{-3/2}$	32,47
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \varphi/3)$	0.312
Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \leq 0.6 f_{c28}$	6.107 MPa
Section d'armature	$A_s = \frac{\alpha.b.d.\sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} b.d$	8.489 cm ²
Choix des sections commerciales des armatures		
Un lit Choix :	8 HA 12	A _{st} = 9.05 cm ²

➤ **Vérification de la flèche (palier + paillasse) :**

Données			
Hauteur totale de la poutre	h=	21	Cm
Hauteur utile de la poutre	d=	18	Cm
Longueur de la poutre	L=	5	m
Largeur de l'âme	b ₀ =	100	Cm
Section d'acier tendue	A _s =	6.78	cm ²
Moment en travée	M _t =	35,72	KN.m
Moment isostatique	M ₀ =	42,03	KN.m
Contrainte de l'acier utilisé	f _e =	400	MPa

Vérification de la flèche			
$h / L > 1 / 16$	0,042	0.062	Non vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0.042	0.084999	Non vérifiée
$A_s / b_0 d < 4.2 / f_c$	0.0037667	0.0105	Vérifiée

➤ **Calcul de la flèche :**

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	Mpa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	6,78	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	Cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	21	Cm
	Longueur de la poutre	$L =$	5	M
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	18	Cm
	Position de l'axe neutre	$Y =$	9,98	Cm
Chargement :	Charge permanente	$G =$	5,79	KN/m ²
	Surcharge d'exploitation	$Q =$	2,5	KN/m ²
	Charge permanente sans revêtement	$j =$	4,79	KN/ml
	Charge permanente avec revêtement	$g =$	5,79	KN/ml
	Charge totale : $(G + Q) b$	$q =$	8,29	KN/ml

Calcul des moments correspondant				
Moment correspondant à j	$0.85 (j \times L^2) / 8$	$M_j =$	12,72	KN.m
Moment correspondant à g	$0.85 (g \times L^2) / 8$	$M_g =$	15,37	KN.m
Moment correspondant à q	$0.85 (q \times L^2) / 8$	$M_q =$	22,02	KN.m

Calcul du moment d'inertie			
Moment d'inertie	$I =$	6872,71	cm ⁴

Calcul des contraintes correspondant				
Contrainte correspondant à j	$15 M_j (d - y) / I$	$\sigma_j =$	222,265	Mpa
Contrainte correspondant à g	$15 M_g (d - y) / I$	$\sigma_g =$	269,033	Mpa
Contrainte correspondant à q	$15 M_q (d - y) / I$	$\sigma_q =$	385,543	Mpa

Calcul des coefficients			
Pourcentage d'armatures	$A_s / (d \times b_0)$	$\rho =$	0,003
Coefficient correspondant à j	$1 - [1.75f_{c28} / (4 \rho \cdot \sigma_j + f_{c28})]$	$\mu_j =$	0,229
Coefficient correspondant à g	$1 - [1.75f_{c28} / (4 \rho \cdot \sigma_g + f_{c28})]$	$\mu_g =$	0,310
Coefficient correspondant à q	$1 - [1.75f_{c28} / (4 \rho \cdot \sigma_q + f_{c28})]$	$\mu_q =$	0,453

Module de déformation longitudinale du béton				
Module de déformation longitudinale Instantanée du béton	$11000 (f_{c28})^{1/3}$	$E_i =$	32164,19	Mpa
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_i / 3$	$E_v =$	10721,39	Mpa
Coefficient instantané	$0.05 f_{t28} / (2 + 3 b_0 / b) \rho$	$\lambda_i =$	5,57	
Coefficient différé	$0.4 \lambda_i$	$\lambda_v =$	2,23	

2				
Moment d'inertie correspondant à j	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_j)$	$I_{ji} =$	3322,29	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à g	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_g)$	$I_{gi} =$	2772,57	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à q	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_q)$	$I_{qi} =$	2145,76	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à v	$1.1 \times I / (1 + \lambda_v \mu_g)$	$I_{gv} =$	4469,92	cm ⁴

Calcul de la flèche				
La flèche correspondant à j	$M_j L^2 / 10 E_i I_{ji}$	$f_{ji} =$	0,0107743	Cm
La flèche correspondant à g	$M_g L^2 / 10 E_i I_{gi}$	$f_{gi} =$	0,0159883	Cm
La flèche correspondant à q	$M_q L^2 / 10 E_i I_{qi}$	$f_{qi} =$	0,02847592	Cm
La flèche correspondant à v	$M_g L^2 / 10 E_v I_{gv}$	$f_{gv} =$	0,03059546	Cm
La flèche totale	$f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi}$	$\Delta f_t =$	0,03230878	cm
La flèche admissible	Si $L \leq 500$ $L/500$ Si $L > 500$ $0.5\text{cm} + L/1000$	$\Delta f_{t \text{ adm}} =$	0,94	cm
$\Delta f_t < \Delta f_{t \text{ adm}}$		Vérifiée		

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

Vérification de l'effort tranchant :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_l =$	6,78	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	20	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	18	cm
Sollicitation :	L'effort tranchant	$T =$	34,12	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{T}{b.d}$	$\tau_u =$	0,189	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0.1f_{c28}; 4MPa)$	$\bar{\tau}_u =$	$\min(2.5, 4)$	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		0,189 < 2.5 vérifiée	

Armatures de répartition				
Section des armatures de répartition	$A_L/4$	$A_t =$	1.695	cm ²
Choix des armatures	4 ϕ 8	$A_t =$	2.01	cm ²

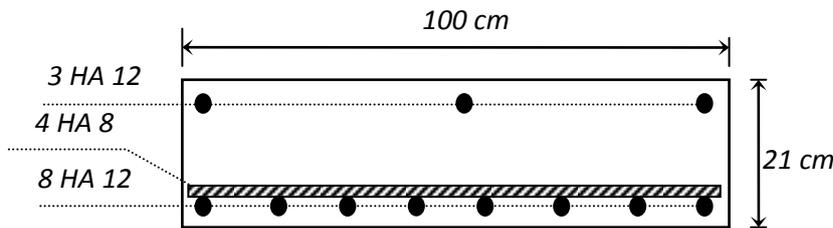


Figure. IV.10: Dessin de ferrailage (palier + paillasse)

b) Escalier à trois volets :

Caractéristique géométrique :

La hauteur d'étage est $H_T = 3,23$ m

D'après la formule de **BLONDEL** on a : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

Avec : h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche.

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (I)$$

$$H = \frac{H_T}{2} = \frac{3,23}{2} = 1,615 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} (n-1)g = l \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} \\ n.h = H \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

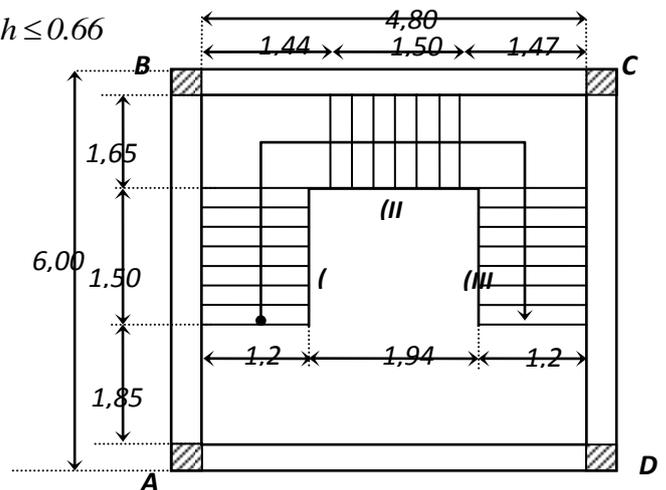


Figure.IV.11 : Dimensionnement d'escalier (b)

n : Nombre des contres marches.

D'après (1) on a :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{l}{n-1} = 0.64$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - (0.64 + l + 2H)n + 2H = 0$$

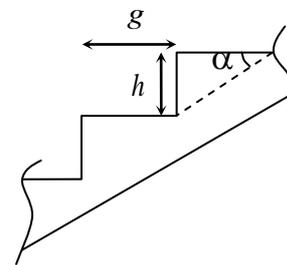
La solution est : $n=9$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{1,615}{9} = 0,18 \text{ m} \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{2,4}{9-1} = 0,30 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Vérification de la condition de « BLONDEL » :**

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$



L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{0,17}{0,3} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

L'épaisseur de la palliasse et de palier :

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

on à : $l = 4.7$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 0.16 \leq e \leq 0.24$$

Donc prend une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Chargement :**

a) Palliasse :

$$G=8,52 \text{ k N/ml}$$

$$Q=2,5 \text{ kn/ml}$$

b) Palier :

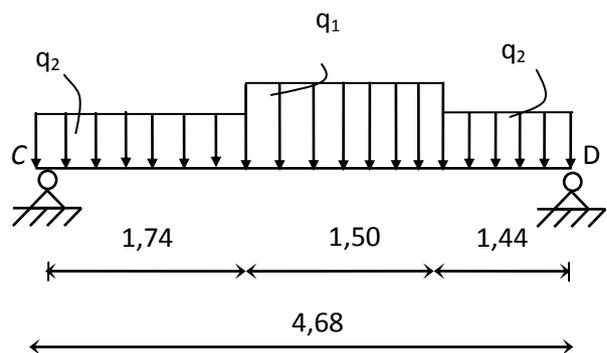
$$G=5,79 \text{ kn/ml}$$

$$Q=2,5 \text{ kn /ml}$$

➤ **Sollicitations :**

Réactions des appuis :

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_C + R_D = 1,74q_2 + 1,44q_2 + 1,50q_1 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 59,63 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$\sum M / C = 0 \Rightarrow R_D = \left[\frac{(1,74)^2}{2} q_2 + 1,50 \left(\frac{1,50}{2} + 1,74 \right) q_1 + 1,44 \left(\frac{1,44}{2} + 1,50 + 1,74 \right) q_2 \right] / 5,10$$

$$\Rightarrow R_D = 27,56 \text{ kN}$$

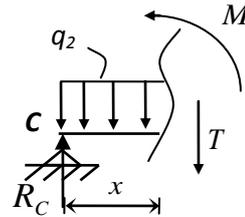
$$\sum M / D = 0 \Rightarrow R_C = \left[\frac{(1,74)^2}{2} q_2 + 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 1,74 \right) q_1 + 1,44 \left(\frac{1,44}{2} + 1,5 + 1,74 \right) q_2 \right] / 5,10$$

$$\Rightarrow R_C = 32,06 \text{ kN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

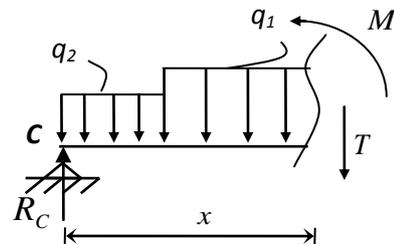
❖ $0 \leq x \leq 1,74$

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



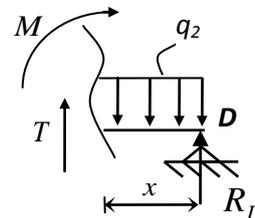
❖ $1,74 \leq x \leq 3,24$

$$\begin{cases} T(x) = R_C - 1,74 q_2 - q_1 (x - 1,74) \\ M(x) = R_C x - 1,74 \left(x - \frac{1,74}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1,74)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



❖ $0 \leq x \leq 1,44$

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



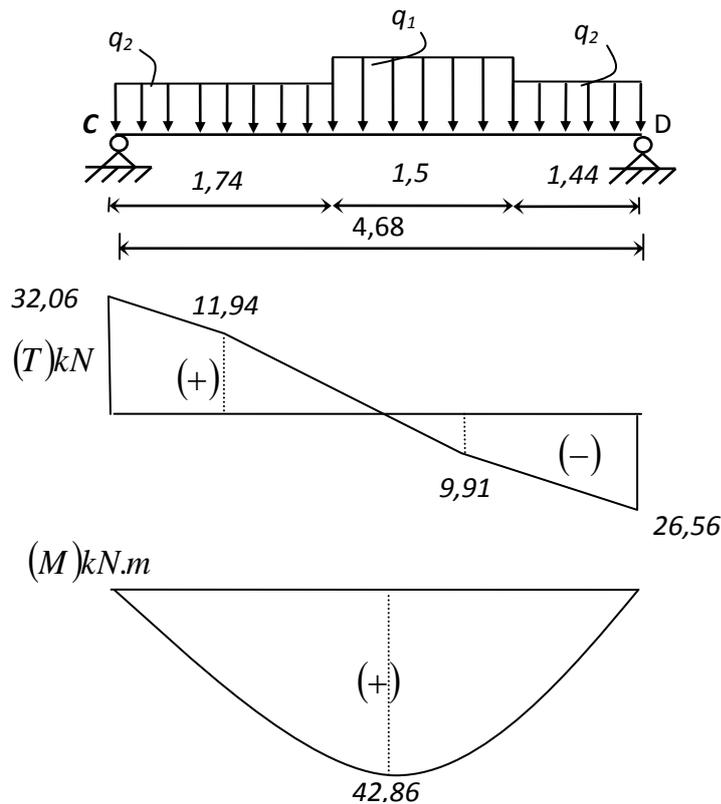


Figure.IV.12 : Diagramme du moment, effort de tranchant

Tableau.IV.6 : Evaluation des sollicitations

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.4M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.85M_0$)
0	32,06	32,06	0	32,06	42,86	17,14	36,43
1,74	-	11,94	38,28				
2,52	-	0	42,86				
1,44	-	9,91	26,26				
5,10	26,56	26,56	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.4M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.85M_0$

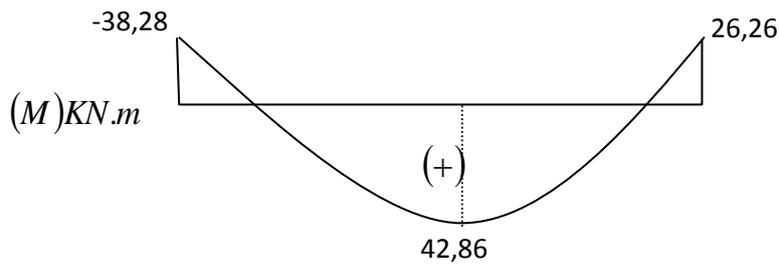


Figure.IV.13 : Diagramme du moment appuis, travée

➤ **Ferraillage (palier + paillasse) :**

a) En travée :

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	b =	1.00	m
	Hauteur de la section	h =	0,21	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,19	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.02	m
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_c =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation :	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	0 ,03643	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_1 =$	0.392	

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u = 0.071$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_1$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_1$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système D'armatures retenu : { Pas d'aciers } { comprimés }

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0,092$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0,017 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0,18 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus			
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	5,72 cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e$	$A_{min} =$	2,174 cm ²
Choix des sections commerciales des aciers tendus			
Un lit	Choix :	6 HA 12	$A_{st} =$ 6.78 cm ²

b) Sur appuis :

Données				
Sollicitation :	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	0,01714	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Calcul des moments réduits			
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u =$	0,033
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armatures retenu : { <i>Pas d'aciers</i> } { <i>comprimés</i> }	

Calcul des paramètres caractéristiques de la section			
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha =$	0,042
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y =$	0,01 m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z =$	0,18 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus			
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	2,641 cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e$	$A_{min} =$	2,174 cm ²
Choix des sections commerciales des aciers tendus			
Un lit	Choix :	3 HA 12	$A_{st} =$ 3,39 cm ²

➤ **Vérification à l'état limite de service :**

Vérification des contraintes (palier + paillasse) :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2,1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	6,78	cm ²
	Coefficient d'équivalence	$n =$	15	
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour HA > 6 mm	η	1,6	
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	21	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	19	cm
Vérification des contraintes				
Moment service	M_{ser}		27,61	KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(d - y) = 0$		5,20	cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$		21345,384	cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$		129,349	MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$		6,72	MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$		267,77	MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$		6,72 < 15	vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$		267,75 > 202	non vérifiée

Alors on doit recalculer le ferrailage à l'état limite de service.

➤ **Ferrailage à l'état limite de service :**

Moment de service réduit	$\mu = 30M_{ser}/b.d^2\bar{\sigma}_s$	0,11
Coefficient	$\lambda = 1 + \mu$	1,11
Coefficient	$\varphi = \arccos \lambda^{-3/2}$	32,85
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \varphi/3)$	0.312
Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \leq 0.6 f_{c28}$	6.107 MPa
Section d'armature	$A_s = \frac{\alpha.b.d.\sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} b.d$	8.489 cm ²

Choix des sections commerciales des armatures			
Un lit	Choix :	8 HA 12	$A_{st} = 9.05 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la flèche (palier + paillasse) :**

Données			
Hauteur totale de la poutre	$h =$	21	Cm
Hauteur utile de la poutre	$d =$	18	Cm
Longueur de la poutre	$L =$	5	M
Largeur de l'âme	$b_0 =$	100	Cm
Section d'acier tendue	$A_s =$	6.78	cm^2
Moment en travée	$M_t =$	35,72	KN.m
Moment isostatique	$M_0 =$	42,03	KN.m
Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa

Vérification de la flèche			
$h / L > 1 / 16$	0,042	0.062	Non vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0.042	0.084999	Non vérifiée
$A_s / b_0 d < 4.2 / f_e$	0.0037667	0.0105	Vérifiée

Calcul de la flèche :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	Mpa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	6,78	cm^2
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	Cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	21	Cm
	Longueur de la poutre	$L =$	5	M
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	18	Cm
	Position de l'axe neutre	$Y =$	9,98	Cm
Chargement :	Charge permanente	$G =$	5,79	KN/m ²
	Surcharge d'exploitation	$Q =$	2,5	KN/m ²
	Charge permanente sans revêtement	$j =$	4,79	KN/ml
	Charge permanente avec revêtement	$g =$	5,79	KN/ml
	Charge totale : $(G + Q) b$	$q =$	8,29	KN/ml

Calcul des moments correspondant				
Moment correspondant à j	$0.85 (j \times L^2) / 8$	$M_j =$	12,72	KN.m
Moment correspondant à g	$0.85 (g \times L^2) / 8$	$M_g =$	15,37	KN.m
Moment correspondant à q	$0.85 (q \times L^2) / 8$	$M_q =$	22,02	KN.m

Calcul du moment d'inertie			
Moment d'inertie	I=	6872,71	cm ⁴

Calcul des contraintes correspondant				
Contrainte correspondant à j	$15 M_j (d - y) / I$	$\sigma_j =$	222,265	Mpa
Contrainte correspondant à g	$15 M_g (d - y) / I$	$\sigma_g =$	269,033	Mpa
Contrainte correspondant à q	$15 M_q (d - y) / I$	$\sigma_q =$	385,543	Mpa

Calcul des coefficients			
Pourcentage d'armatures	$A_s / (d \times b_0)$	$\rho =$	0,003
Coefficient correspondant à j	$1 - [1.75 f_{c28} / (4 \rho \cdot \sigma_j + f_{c28})]$	$\mu_j =$	0,229
Coefficient correspondant à g	$1 - [1.75 f_{c28} / (4 \rho \cdot \sigma_g + f_{c28})]$	$\mu_g =$	0,310
Coefficient correspondant à q	$1 - [1.75 f_{c28} / (4 \rho \cdot \sigma_q + f_{c28})]$	$\mu_q =$	0,453

Module de déformation longitudinale du béton				
Module de déformation longitudinale Instantanée du béton	$11000 (f_{c28})^{1/3}$	$E_i =$	32164,19	Mpa
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_i / 3$	$E_v =$	10721,39	Mpa
Coefficient instantané	$0.05 f_{t28} / (2 + 3 b_0 / b) \rho$	$\lambda_i =$	5,57	
Coefficient différé	$0.4 \lambda_i$	$\lambda_v =$	2,23	

Moment d'inertie correspondant à j	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_j)$	$I_{ji} =$	3322,29	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à g	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_g)$	$I_{gi} =$	2772,57	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à q	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_q)$	$I_{qi} =$	2145,76	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à v	$1.1 \times I / (1 + \lambda_v \mu_g)$	$I_{gv} =$	4469,92	cm ⁴

Calcul de la flèche				
La flèche correspondant à j	$M_j L^2 / 10 E_i I_{ji}$	$f_{ji} =$	0.0107743	Cm
La flèche correspondant à g	$M_g L^2 / 10 E_i I_{gi}$	$f_{gi} =$	0.0159883	Cm
La flèche correspondant à q	$M_q L^2 / 10 E_i I_{qi}$	$f_{qi} =$	0.02847592	Cm
La flèche correspondant à v	$M_g L^2 / 10 E_v I_{gv}$	$f_{gv} =$	0.03059546	Cm
La flèche totale	$f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi}$	$\Delta f_t =$	0.03230878	cm
La flèche admissible	Si $L \leq 500$ $L/500$ Si $L > 500$ $0.5 \text{cm} + L/1000$	$\Delta f_{t \text{ adm}} =$	0.94	cm
$\Delta f_t < \Delta f_{t \text{ adm}}$		Vérifiée		

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

L'effort tranchant :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_l =$	6,78	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	21	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	18,9	cm
Sollicitation :	L'effort tranchant	$T =$	32,06	kN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$T/b.d$	$\tau_u =$	0,17	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0.1f_{c28}; 4MPa)$	$\bar{\tau}_u =$	$\min(2,5; 4)$	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	0,17 < 2,5 vérifiée		

Armatures de répartition				
Section des armatures de répartition	$A_L/4$	$A_r =$	1,695	cm ²
Choix des armatures	4 ϕ 8	$A_r =$	2,01	cm ²

➤ **Etude de la poutre palière brisée :**

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

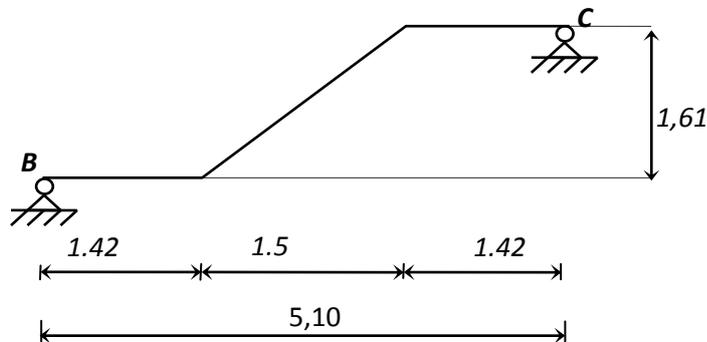


Figure.IV.14 : Schéma statique de poutre palière

✓ **Pré dimensionnement :**

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le (CBA 93) et vérifié par le (RAP 99/version 2003).

❖ **Selon le (CBA 93)**

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \end{array} \right.$$

$$34 \leq h \leq 51 \text{ cm} \quad , \text{ on prend : } h = 40 \text{ cm}$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad , \quad \text{on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

❖ **Selon le (RPA99/ version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} \quad , \quad h = 40 \dots\dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} \quad , \quad b = 30 \dots\dots\dots \text{CV} \\ h/b = 40/30 = 1,33 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc ont choisi une section de la poutre palière ($b \times h = 40 \times 30$) cm

✓ **Calcul en la flexion :**

Evaluation des charges

❖ **Charge permanente :**

* poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ kN/ml}$

* poids du palier console avec le mur : $R_1 = (11,56 \times 0,5) + 11,02 = 16,8 \text{ kN/ml}$

* poids des paliers et paillasse : $R_2 = \frac{q_{eq} l}{2} = \frac{12,66 \times 1,74}{2} = 11,01 \text{ Kn/ml}$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 0,3 \times 2,5 = 0,75 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul a l'ELU :**

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

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q + R = (1,35 \times 3) + (1,5 \times 0,75) + (11,01 + 16,8) \Rightarrow q_u = 32,98 \text{ kN/ml}$$

Les moments : $L = 1,74 \text{ m}$

✚ le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 12,48 \text{ kN.m}$

✚ Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 10,61 \text{ kN.m}$

✚ Le moment sur appui : $M_a = 0.4 M_0 = 4,99 \text{ kN.m}$

➤ **Ferraillage de la poutre palière :**

❖ Calcul des armatures :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \dots \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

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

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

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

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{\min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_c$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 32 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$d = 0,9xh = 0,9 \times 40 \Rightarrow d = 36 \text{ cm}$$

Les calculs est résumée dans cette tableau

section	b(cm)	d(cm)	M_u (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A_s min	A_s (cm ²)	A_{adopte}
Travée	30	36	10,61	0,02	0,02	35,65	1,63	0,86	3T14=4,62
Appui	30	36	4,99	0,01	0,01	35,84	1,63	0,40	3T12=3,39

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

✚ Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	Mpa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2.1	Mpa
	Contrainte $\min(f_{t28} ; 3.3 \text{ MPa})$	$f_{t28}^* =$	2.1	Mpa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	Mpa
	Section des armatures longitudinales	$A_l =$	10.67	cm ²
	Diamètre des armatures longitudinales	$\phi_l =$	12	Mm
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	30	Cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	30	Cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	27	Cm
Sollicitation :	L'effort tranchant	$T =$	90.667	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{T}{b.d}$	$\tau_u =$	0,02	Mpa
Contrainte tangente limite	$= \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$	$\bar{\tau}_u =$	$\min(3,33, 5)$	Mpa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	0,02 < 3,33 vérifiée		

Armatures transversales				
Diamètre des armatures transversales	$\min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right)$	$\phi_t =$	8	mm
Section des armatures transversales	$3 \phi 8$	$A_t =$	1,14	cm ²
L'espacement	$S_t \leq (0.9d ; 40 \text{ cm})$	$S_t =$	24	cm
Vérifications :	$A_t f_e / b_0 S_t \geq \max(\tau_u / 2 ; 0.4 \text{ MPa})$	0.633 > 0,4 vérifiée		
	$0.9 A_t f_e / b_0 S_t \geq (\tau_u - 0.3 f_{t28}^*)$	0.57 > 0.56 vérifiée		

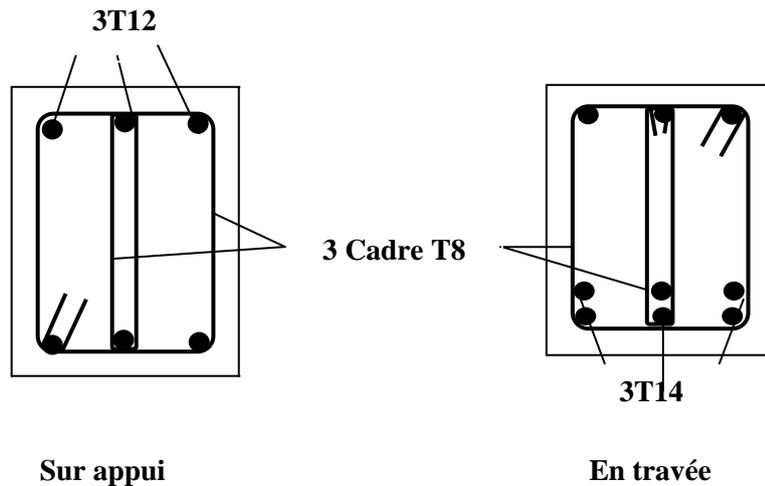
Poutres palière brisée :

Figure. IV.15: Schéma de ferrailage de la poutre palière

➤ **Calcul à l'ELS :**

❖ Charge permanente :

⊕ Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ kN/ml}$

⊕ Poids du palier console avec le mur : $R_1 = (11,56 \times 0,5) + 11,02 = 16,8 \text{ kN/ml}$

⊕ Poids des paliers et paillasse : $R_2 = \frac{q_{eq} l}{2} = \frac{11,05 \times 1,74}{2} = 9,58 \text{ Kn/ml}$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 0,3 \times 2,5 = 0,75 \text{ kN/ml}$$

a) Combinaisons de charges :

$$q_u = G + Q + R = 3 + 0,75 + (9,58 + 16,8) \Rightarrow q_u = 30,13 \text{ kN/ml}$$

Les moments : $l = 1,74 \text{ m}$

⊕ le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 11,40 \text{ kN.m}$

⊕ Le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 9,69 \text{ kN.m}$

⊕ Le moment sur appui : $M_a = 0,4 M_0 = 4,56 \text{ kN.m}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Contrainte maximale du béton

- En travée : $\alpha = 0,02$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 10,61 / 9,69 = 1,09$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,29$$

$$\alpha = 0,02 \leq 0,29 \dots\dots\dots CV$$

- Sur appuis : $\alpha = 0,01$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 4,99 / 4,56 = 1,09$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,29$$

$$\alpha = 0,01 \leq 0,29 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{174} = 0,22 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,22 \geq 0,085 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,16}{30 \times 28} = 0,004 \leq 0,01 \dots\dots\dots CV$$

—————→ Donc le calcul de la flèche est vérifié.

➤ **Calcul à la torsion**

-Calcul le moment de torsion à l'ELU :

$$M_t = C \times \frac{L}{2}$$

Le couple de torsion est : $C = V_u \times 0,1$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{32,98 \times 1,74}{2} = 28,69 \text{ kN.m}$$

$$C = 2,87 \text{ kN.m}$$

-Calcul de l'aire de la section réduite « Ω » :

$$B = b \times h$$

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0) \rightarrow b_0 = \min(b, h) / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul le périmètre de la section réduite « Ω » :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = (25 + 35) \times 2 = 120 \text{ cm}$$

➤ Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{t \max}}{2e\Omega} \quad (\text{BAEL})$$

Donc :

$$\tau_t = \frac{2,49}{8750} =$$

➤ **Vérification de béton :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma b} f_{c28}; 5MPa\right) = 0,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_t^2 + \tau_u^2 < \bar{\tau}_u \Rightarrow (0,02)^2 + (2,48)^2 < \bar{\tau}_u$$

$$8,06 < 11,08 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

➤ **Calcul du ferrailage à la torsion**

✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_t = \frac{M_t \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot \delta_e} = \frac{2,49 \times 120}{2 \times 875 \times 48} = 4,90 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_{s \min} \cdot \frac{f_e}{eU} \geq 0,4 Mpa \Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{0,4eU}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 120}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{s \min}, A_{calculer}\} = 4,90 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature transversale :**

$$\frac{A_{t1}}{S_t} = \frac{T_{u \max}}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{0,166 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 325 \times 10^3} = 0,046 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_{et} \geq 0,4 Mpa \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \cdot b_0}{f_{et}} = \frac{0,4 \times 5}{400} = 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,046 \text{ cm}^2 / \text{cm} > 6,15 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{cm} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Choix des armatures :

✓ **Armature longitudinale :**

En travée :

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 3,39 + 4,90 = 8,29 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T₁₄ = 9,23 cm²

Sur appui :

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 2,26 + 0,5 = 2,76 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T₁₂ = 3,39 cm²

✓ **Armature transversale :**

$$S_t = \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

Volume dans lequel se déplace la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.

3) Palier :

Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.

4) Cuvette :

Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.

5) Hauteur libre :

Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.

6) local des machines :

Local où se trouvent la machine et son appareillage.

➤ Caractéristiques des ascenseurs :

1) charges nominales :

En kilogrammes : 320 - 400 - 630 - 800 - 1 000 - 1 250 - 1 600 - 2 000 - 2 500.

2) vitesses nominales :

En mètres par seconde : 0.4 – 0.63 - 1 – 1.6 – 2.5 (0.4 n'est applicable qu'aux ascenseurs hydrauliques ; 1.6 et 2.5 ne sont applicables qu'aux ascenseurs électriques).

❖ Dimensions :

✓ Choix de l'ascenseur :

Un type de bâtiment quelconque peut recevoir des ascenseurs de classes différentes.

La figure suivante montre :

- cabines pour les ascenseurs des classes I et III dimensions en millimètres.

- La classe I ascenseurs pour bâtiments à usage d'habitation.

Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75}$$

➤ Etude de l'ascenseur :

- généralement tout ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- ❖ Le treuil de levage et sa poulie.
- ❖ La cabine ou la benne.
- ❖ Le contre poids.

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

✚ P_m : le poids de la cabine, étrier, accessoires, câbles, (poids mort)

.

✚ Q : la charge en cabine.

✚ P_p : la poids du contre poids telle que : $p_p = p_m + \frac{Q}{2}$

❖ Dalle machine :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

❖ Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40}$$

$$3,8cm \leq e \leq 4,75cm$$

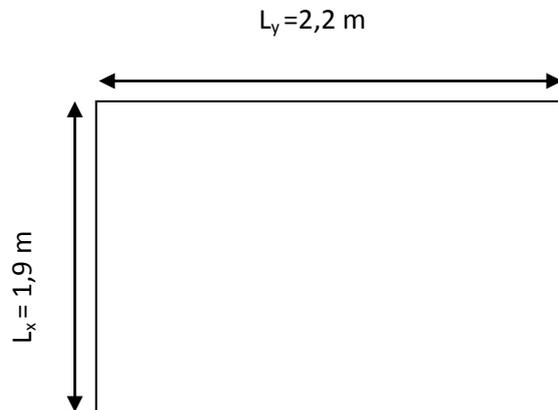


Figure. IV.17: Schéma de la dalle machine

a. Condition de l'ENA :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

b. Condition de flèche :

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_T}{M_X} \quad \text{Avec : } M_T = 0,85M_X$$

$$e \geq \frac{0,85}{20} L_x = \frac{0,85}{20} \times 1,9 \Rightarrow e = 8,07 \text{ cm}$$

Nous prenons : $e=25cm$

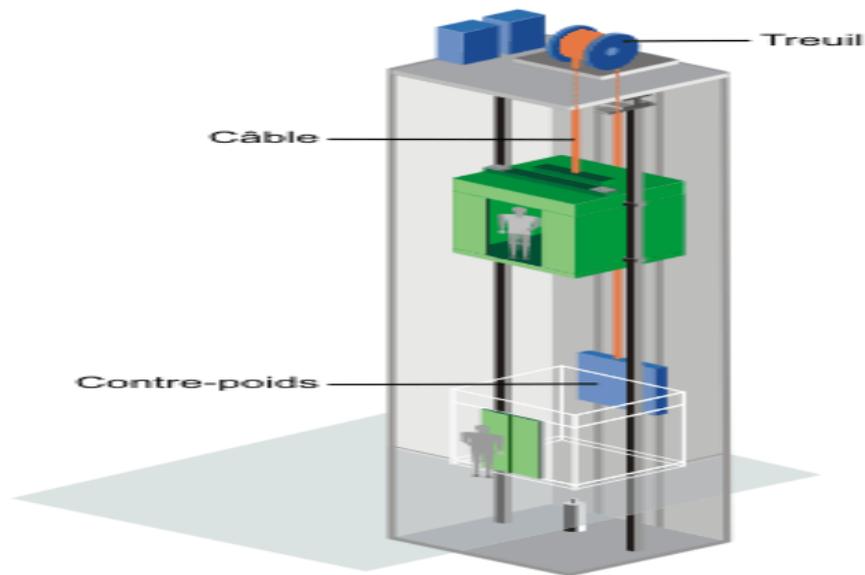


Figure. IV.18: Schéma d'un ascenseur mécanique

Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule : $n = \frac{\text{charge nominale}}{75}$

Généralement tout ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- ❖ Le treuil de levage et sa poulie.
- ❖ La cabine ou la benne.
- ❖ Le contre poids.

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

- ✚ p_m : la poids de la cabine, étrier, accessoires, câbles, (poids mort).
- ✚ q : la charge en cabine.
- ✚ P_p : le poids du contre poids

$$\text{telle que : } p_p = p_m + \frac{q}{2}$$

❖ **Dimensions de la cabine :**

- Largeur de la cabine : $LC = 1,10$ m.
- Profondeur de la cabine : $PC = 1,15$ m.
- Largeur de la gaine : $LG = 1,60$ m
- Profondeur de la gaine : $PG = 1,9$ m
- Hauteur de la cabine : $HC = 2,20$ m
- Largeur de Passage libre : $LP = 1$ m

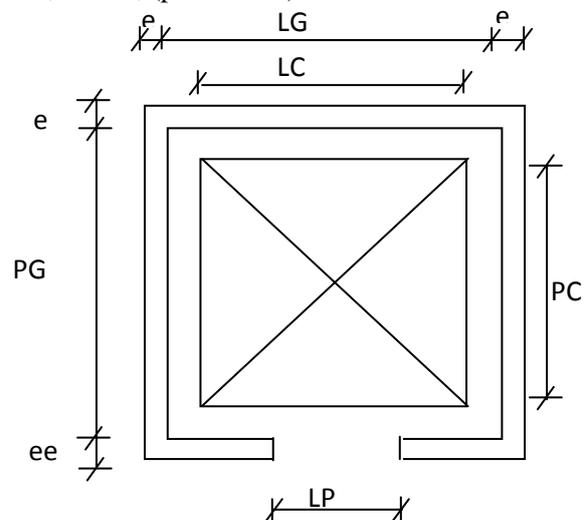


Figure IV.19: Les dimensions de l'ascenseur

- Hauteur de Passage libre : $HP = 2,00$ m
- Epaisseur de voile : $e = 0,15$ m
- Hauteur de course : $38,76$ m

Pour notre projet en a un ascenseur de la classe I, de type 630 de vitesse 1.6m/s.

- Type 630, ascenseur de charge nominale 630 kg comportant une cabine de dimensions moyennes permettant le transport des fauteuils roulants « normaux » pour handicapés, des voitures d'enfants et des sapeurs-pompiers. (NFP 91-201) avec une surface utile maximale de la cabine de $1.6m^2$ (NFP-82-201).telle que ses dimensions selon(NFP-82-208) sont

➤ **Evaluation des charges :**

La masse de la cabine est composée de la somme des masses suivantes :

❖ **La masse de la surface totale des côtés :**

En adopte selon le **RPA 99 v 2003** : $e = 25$ cm

La surface des parois : $S = (2 \times 1,15 + 1,1)2,2 = 7,48 m^2$.

- Poids des parois : $M_1 = 11.5 \times 7,48 \times 1,1 = 94,62$ daN
- Poids de plancher : $S = 1,15 \times 1,1 = 1,26 m^2$ $M_2 = 110 \times 1,26 = 139,15$ daN
- Poids du toit : $S = 1,15 \times 1,1 = 1,26 m^2$ $M_3 = 20 \times 1,26 = 25,2$ daN
- Poids de l'arcade : $M_4 = 80 + (120 \times 1,1) = 212$ daN
- Poids de parachute : $M_5 = 40$ daN
- Poids des accessoires : $M_6 = 80$ daN
- Poids des poulies de moulage : $M_7 = 2 \times 30 = 60$ daN
- Poids de la porte de cabine : $M_8 = 80 + (25 \times 1 \times 2) = 130$ daN

Le poids mort totale est : $p_m = \sum_{i=1}^{i=8} p_i = 780,97$ daN

Masse du contre poids :

$$p_p = p_m + \frac{Q}{2}$$

$$p_p = 780,97 + \frac{630}{2} = 1095,97 daN$$

➤ **Calcul de la charge de la rupture Cr :**

$$Cr = Cr_1 \times n \times m \dots \dots \dots (1)$$

Tel que :

Cr : charge de rupture totale

Cr₁ : charge de rupture d'un seul câble.

n : nombre des câbles

m : nombre de moufflage

$$Cs = \frac{Cr}{M} \dots \dots \dots (2) \quad \text{où : } Cs : \text{coefficient de sécurité}$$

$$M = q + P + P_{\text{cable}} \dots \dots \dots (3)$$

P_{cable} est négligeable $M \approx q + p$

Il faut que : $Cs \geq 12$
 $\frac{D}{d} > 40$, généralement, $\frac{D}{d} = 45$

Sachant que :

D : Diamètre de poulie de moufflage = 500 mm

d : diamètre de câble

$$d = \frac{D}{45} = 11.20mm$$

Du tableau p99 $\rightarrow d = 12.6mm$

Ayant les caractéristiques suivantes :

1_la charge admissible totale = 8152 kg

2_masse linéaire = 0,515 kg/m

$$(2) \Rightarrow Cr = Cs \times M \times \frac{1}{0,85} \quad 0,85 : \text{coefficient de câblage}$$

$$Cr = \frac{630 + 780,97}{0,85} \times 12 = 19919,57kg$$

$$(1) \Rightarrow n = \frac{Cr}{Cr_1 \times m} = \frac{19919,57}{8152 \times 2} = 1,22 \quad \text{soit } n = 2 \text{ câbles}$$

Le nombre de câbles doit être prise et ça pour compenser les efforts de torsion des câbles.

➤ **Détermination du poids des câbles Mg :**

$$Mg = m \times n \times L$$

$$Mg = 0,515 \times 2 \times 36,19 = 37,27 \text{ kg}$$

$$(3) \Rightarrow M = 630 + 780,97 + 37,27 = 1448,24 \text{ kg}$$

➤ **Vérification :**

$$C_r = C_{r(\text{cable})} \times m \times n$$

$$\begin{cases} m : \text{nombre des câbles} \\ n : \text{type de mouflage (2 brins, 3 brins...)} \end{cases}$$

$$C_r = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ daN}$$

$$(2) \Rightarrow C_s = \frac{27716,8}{1448,24} = 19,43 > 12 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Poids de (treuil + le moteur) } M_{10} = 1200 \text{ daN}$$

- la charge permanente totale : $G = P_m + P_p + P_{\text{cable}} + P_{\text{treuil}}$

$$G = 780,97 + 1200 + 37,27 + 1095,97 = 3114,21 \text{ daN}$$

- la charge totale ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 5149,18 \text{ daN}$

- la charge totale service : $q_{ser} = G + Q = 3114,21 + 630 = 3744,21 \text{ daN}$

➤ **Vérification de la dalle au poinçonnement :**

IL est nécessaire de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement c'est-à-dire l'effet d'une charge concentrée appliquée par des appuis du moteur (moteur à 4 appuis).

On a une condition dite de non poinçonnement :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91.P.125})$$

Avec : U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen calculé

h : Épaisseur de la dalle.

q_0 : la charge de cisaillement

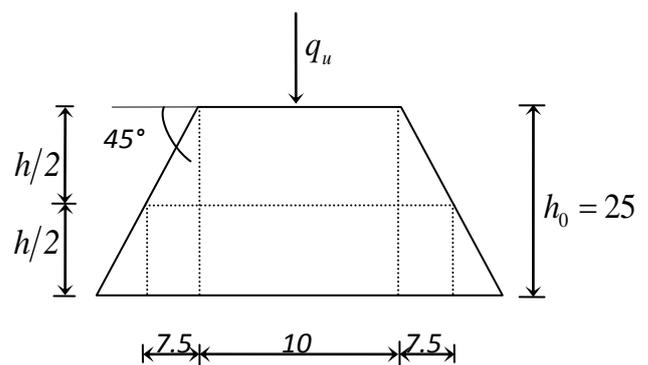
La force F concentrée développe un effort tranchant q_0 (de cisaillement) en charge point de la

$$\text{dalle : } \Rightarrow q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5149,18}{4} = 1287,29 \text{ daN}$$

q_u : La charge à l'ELUR

h : L'épaisseur de la dalle.

u_c : Périmètre au niveau de la feuille moyenne.



Dimension de l'appui du moteur : $(a \times a) = (10 \times 10) \text{ cm}$

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

Géométrie :

$$a = 10 \text{ cm}$$

$$h_0 = 25 \text{ cm} \cdot \begin{cases} u = u_0 + h_0 \\ v = v_0 + h_0 \end{cases}$$

$$u = v = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \quad u_c = 2(u + v) = 140 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow 0.045 u_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$q_0 \leq 0,045 \times 140 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 26520 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow q_0 = 1287,29 \text{ daN} < 16520 \text{ daN}$$

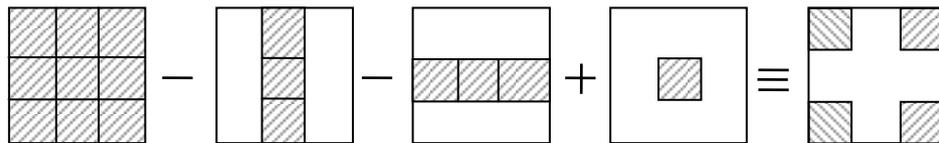
Donc il n'y a pas risque de poinçonnement.

➤ Calcul des sollicitations à l'ELU

❖ Evaluation de moments dus aux charges concentrées :

On admet que force concentre appliquée à une dalle agit uniformément sur une aire ($s = u.v$) située à la mi-hauteur de celle-ci.

Pour calculer le moment au centre de la dalle on utilise les abaques de PIGEAUD qui nous donne M_1, M_2



La force concentrée est $q_0 = 1287,29 \text{ daN}$

1) Effet De Rectangle $A_1 b_2 c_3 d_4$:

$$\frac{U_1}{L_x} = \frac{0.7}{1.9} = 0.37$$

$$\frac{V_2}{L_y} = \frac{0.7}{2} = 0.35$$

$$p' = \frac{q}{uv} = \frac{1287,29}{0.25^2} = 205,96 \text{ kN/m}^2$$

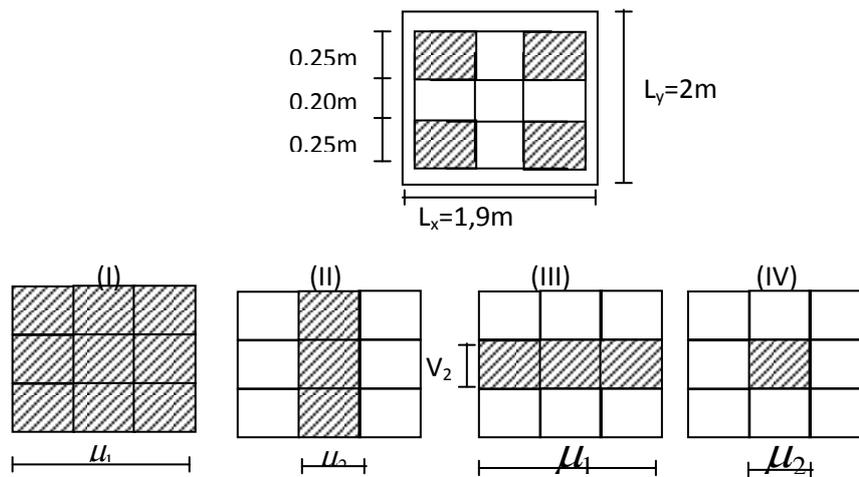


Figure.IV.20 : Les panneaux de calcul de la dalle machine

➤ **Effet de (I)** : $= \frac{L_x}{L_y} = 0,86m$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mu}{L_x} = \frac{0,70}{1,9} = 0,36 \\ \frac{V_1}{L_y} = \frac{0,7}{2,2} = 0,32 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{tableau de PIGEAUD} \\ \left. \begin{array}{l} M_1 = 0,124 \\ M_2 = 0,110 \end{array} \right\} \end{array}$$

❖ **Effet de (II)**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mu_2}{L_x} = \frac{0,20}{1,9} = 0,11 \\ \frac{V_2}{L_y} = \frac{0,70}{2,2} = 0,32 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{tableau de PIGEAUD} \\ \left. \begin{array}{l} M_1 = 0,196 \\ M_2 = 0,150 \end{array} \right\} \end{array}$$

❖ **Effet de (III)**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mu_1}{L_x} = \frac{0,70}{1,9} = 0,37 \\ \frac{V_1}{L_y} = \frac{0,20}{2,2} = 0,10 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{tableau de PIGEAUD} \\ \left. \begin{array}{l} M_1 = 0,130 \\ M_2 = 0,136 \end{array} \right\} \end{array}$$

❖ **Effet de (IV)**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mu_2}{L_x} = \frac{0,2}{1,9} = 0,11 \\ \frac{V_2}{L_y} = \frac{0,20}{2,2} = 0,10 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{tableau de PIGEAUD} \\ \left. \begin{array}{l} M_1 = 0,235 \\ M_2 = 0,208 \end{array} \right\} \end{array}$$

2) Les moments suivant les deux directions :

$$\begin{aligned} - M_x &= P(M_1 + M_2) & (v = 0 \text{ à ELU}) \\ - M_y &= P(M_2 + v.M_1) \\ \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = PM_1 \\ M_y = PM_2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$P = P'.S \text{ et } P' = \frac{q_u}{U.V}$$

Les résultats sont au tableau suivant :

Tableau. IV.7: Récapitulatif du moment

Etat de chargement	$\frac{V}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M_1	M_2	surface (m ²)	S	P' (KN)	P (KN/m ²)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
I	0,36	0,32	0,124	0,110	0,49		205,96	100,92	12,51	11,10
II	0,11	0,32	0,196	0,150	0,14		205,96	28,83	5,65	4,32
III	0,37	0,10	0,130	0,136	0,14		205,96	28,83	3,74	3,92
VI	0,11	0,1	0,235	0,208	0,04		205,96	10,30	2,42	2,14

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 5,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 5 \text{ kN.m}$$

❖ Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

*Chargement :

_ Poids propre : $G = 0,25 \times 25 \times 1 = 6,2 \text{ kN/m}$

_ La dalle machine non accessible $P = 1 \text{ kN/m}^2$

_ Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5p = 9,87 \text{ kN/m}$

*Sollicitation :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,9}{2,2} = 0,86 \geq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porteeselon les deux directions}$$

$$ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

Dans le sens de la petite portée $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$\begin{cases} M_x = 0,0498 \times 9,87 \times (1,9)^2 = 1,77 \text{ kN.m} \\ M_y = 1,77 \times 0,693 = 1,22 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Le moment total appliqué sur la dalle

$$\begin{cases} M_{xt} = M_{xc} + M_x = 5,54 + 1,77 = 7,31 \text{ kN.m} \\ M_{yt} = M_{yc} + M_y = 5 + 1,22 = 6,22 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moments retenues

Sens(x) :

En travée : $M_t = 0,75M_{0x} = 5,48 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 3,65 \text{ kN.m}$

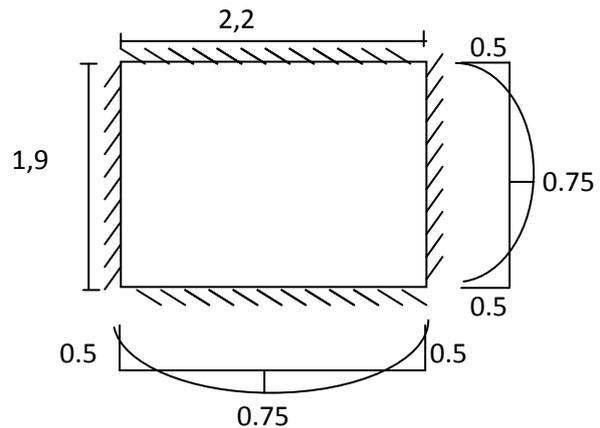
Sens(y) :

En travée : $M_t = 0,75M_{0y} = 4,66 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_t = 0,5M_{0y} = 3,11 \text{ kN.m}$

➤ **Ferrailage :**

Le ferrailage se fait sur une bande « 1 m » de largeur et on prend le moment en travée suivant le sens « x » comme exemple de calcul :



Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	b =	1.00	m
	Hauteur de la section	h =	0,25	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,225	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0,015	m
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	f _c =	400	Mpa
	Contrainte du béton à 28 jours	f _{c28} =	25	Mpa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Chargement :	moment en travée suivant « x »	M _{tx} =	0,00548	MN.m

Moment réduit ultime	$\mu_1 =$	0,392
----------------------	-----------	-------

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_{tx} / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u = 0,076$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_1$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_1$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armatures retenu : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pas d'aciers} \\ \text{comprimés} \end{array} \right\}$

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0,098$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0,225 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$(1 - (0.4 \times \alpha))$	$\beta = 0,96$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{tx} / (\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s)$	$A_{st} = 1,63 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23 f_{t28} b \cdot d / f_e$	$A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des aciers tendus		
Choix :	4HA 10	$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$

Tableau récapitulatif :

	Sens « x »		Sens « y »	
	$M_{tx} = 5,48 \text{ kN.m}$	$M_{ax} = 3,65 \text{ kN.m}$	$M_{ty} = 4,66 \text{ kN.m}$	$M_{ay} = 3,11 \text{ kN.m}$
$A_{S \text{ calculée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	1,63	1,049	1,34	0,90
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	2,72	2,72	2,72	2,72
$A_{S \text{ choisie}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4 HA 10 3,14	4HA 10 3,14	4 HA 10 3,14	4HA 10 3,14

Espacement des armatures :

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 25 ; 33) = 33 \text{ cm, soit : } e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

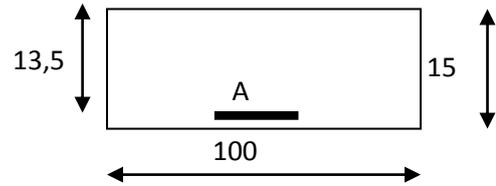


Figure IV.21: Section de calcul

$$V_u = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x} = \frac{9,87 \times 1,9 \times 2,2}{2 \times 2,2 + 1,9} = 65,48 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{65480}{100 \times 225} = 0,29 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

⇒ La condition est vérifiée, on n'a pas besoin des armatures transversales.

Totale :

✚ **Sens x :**

$$T_x = \frac{P}{3L_y} = \frac{987}{3 \times 2,2} = 149,54 \text{ kg}$$

$$\tau_{ux} = \frac{149,54}{100 \times 225} = 0,066 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$T_y = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{987}{2 \times 2,2 + 1,9} = 156,66 \text{ kg}$$

✚ **sens y :**

$$\tau_{uy} = \frac{156,66}{100 \times 225} = 0,007 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Remarque : selon le BAEL 91(A-5.2.23) : si l'épaisseur de la dalle est : $h_0 < 16 \text{ cm}$. Il est inutile de vérifier les contraintes. (La contrainte est faible)

➤ **Vérification à l'ELS :**

Lorsque les armatures des dalles sont en acier de FeE400 et que $\mu < 0,24$, il n'y a généralement pas lieu d'effectuer la vérification à l'E.L.S lorsque la fissuration est peu nuisible.

➤ **Vérification de la flèche :**

Dans le cas des dalles appuyées sur (4) côtés, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_x} \\ \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \frac{25}{190} = 0,130 \geq \frac{0,75 \cdot M_x}{20 \cdot M_x} = 0,0375 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{3,14}{100 \cdot 23} = 0,0014 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les éléments non structuraux sont des éléments significatifs à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, ils sont soumis à des forces divers (poids propre, les surcharges)

, Ils ne soient soumis du fait des déformations imposées.

Chapitre V

ETUDE SISMIQUE

V.1.Introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique IIa , Le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel Robot qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

V.2. Objectifs de l'étude dynamique

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

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

V.3. Modélisation

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.4.Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

✚ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 35,53 m en zones IIa.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Puisque notre bâtiment est vérifié toutes les conditions donc la méthode est applicable.

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

✚ Méthode d'analyse modale spectrale :

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

✓ Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Le graphe de l'accélération en fonction dans la période :

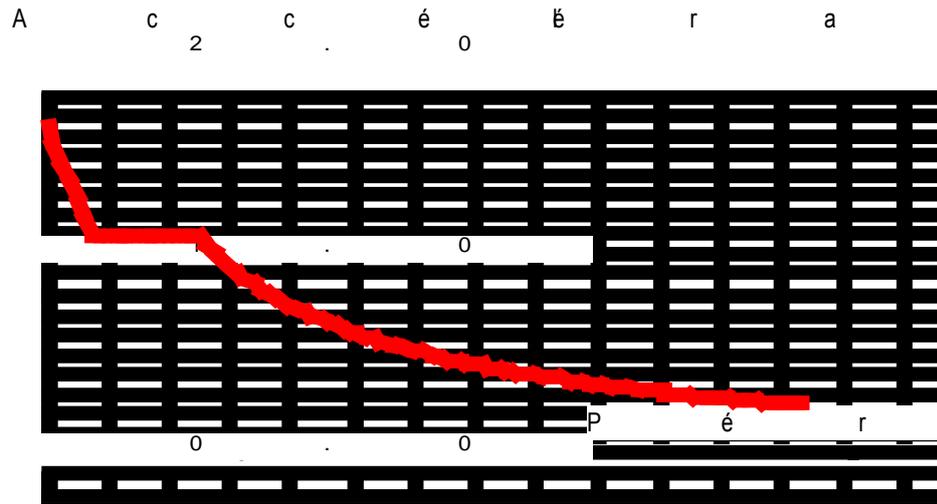


Figure.V.1 : La courbe de la Spectre de réponse

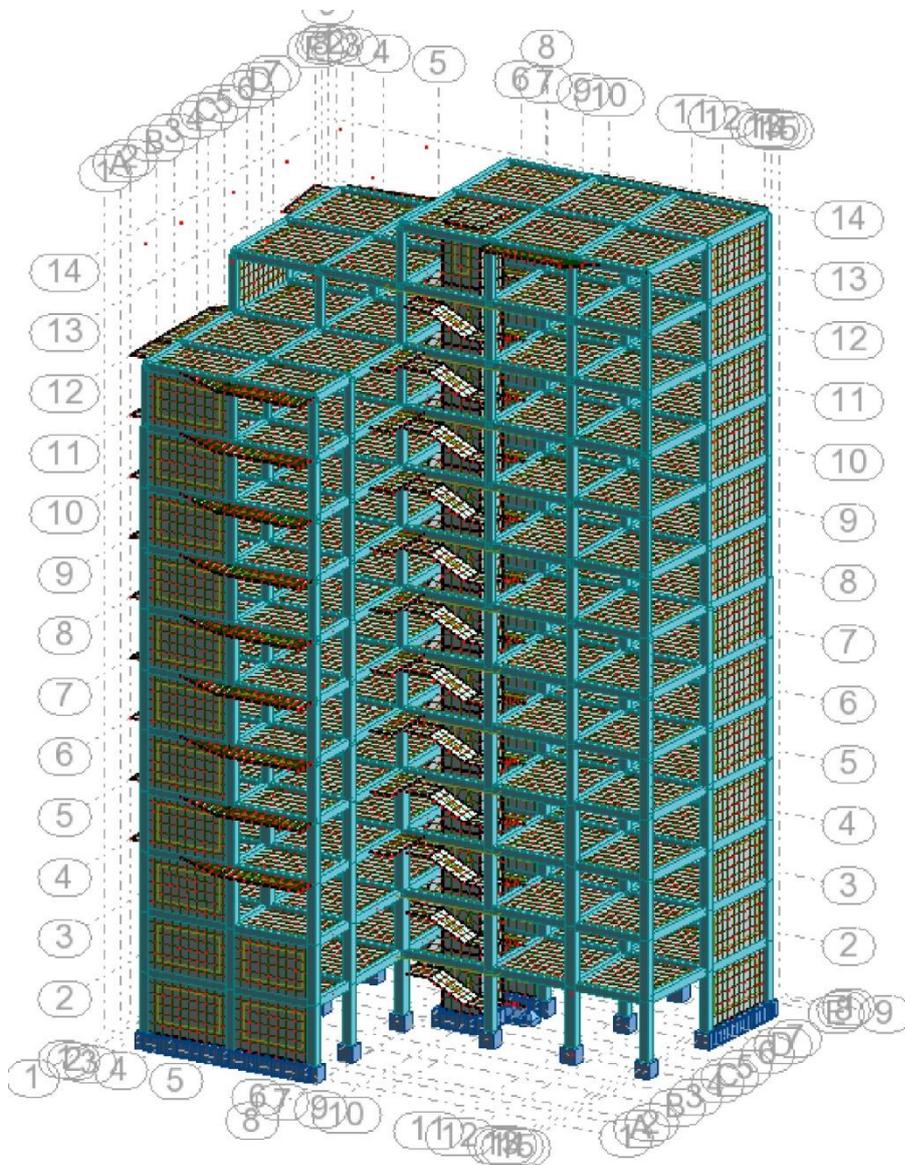


Figure. V.2 : Vue sur la structure en 3D

✓ **Résultantes des forces sismiques de calcul :**

L'une des vérifications préconisée par le (**RPA99** version **2003**) (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

V.5.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de (**RPA 99 v 2003**) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Tableau.V.1 : Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas, on est dans une Zone de type IIa et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : $A = 0,15$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamental de la structure (T).

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 2 du RPA99/ version 2003, (site ferme S_3) :

Tableau .V.2 : Valeurs de T1 et T2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	<u>0,15</u>	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	<u>0,50</u>	0,70

$$T_1 (S_3) = 0,15 \text{ sec}$$

$$T_2 (S_3) = 0,50 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4,2 du (RPA99 v 2003) :

Tableau .V.3 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\xi = 7\% \rightarrow$ Remplissage Dense

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = 0,882 > 0,7$$

➤ Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytique ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le (RPA 99 v 2003) par la formule :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

Avec:

h_n : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n) :

$h_n = 35,53 \text{ m}$ à partir du sous-sol.

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du (RPA99 v 2003)

Tableau.V.4 : Valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autos tables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

D'où : $C_T = 0,05$

Donc : $T = 0,05 \times (35,53)^{3/4} = 0,72 \text{ sec}$

Dans notre cas, (4^{ème} cas) on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{d}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a)- sens transversale :

$$D_y = 19,95 \text{ m}$$

$$T = \min \begin{cases} C_T h_n^{3/4} = 0,727s \\ 0,09 h_n / \sqrt{D_y} = 0,715s \end{cases} \Rightarrow T_y = 0,715s$$

b)- sans longitudinale :

$$D_x = 25,37 \text{ m}$$

$$T = \min \begin{cases} C_T h_n^{3/4} = 0,747s \\ 0,09 h_n / \sqrt{D_x} = 0,635s \end{cases} \Rightarrow T_x = 0,635s$$

D'après (**RPA99 v 2003**), il faut prendre la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Calcul du facteur d'amplification dynamique :

$$T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Avec : } T_2 (S3) = 0,5 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,635} \right)^{2/3} \rightarrow D_x = 1,88$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,715} \right)^{2/3} \rightarrow D_y = 1,74$$

R : coef de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de (**RPA 99 v 2003**) ,en fonction du système de contreventement.

Tableau.V.5 : Valeurs du coefficient de comportement **R**

Cat.	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

$R = 3,5$ (Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide)

✓ Coefficient de qualité :

Q : est le facteur de qualité et été en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_a$

à partir du tableau 4.4 de(**RPA99 V 2003**) on trouve :

sens transversale : yy'

$$Q_y = 1,25$$

sans longitudinale : xx'

$$Q_x = 1,25$$

Dans notre cas on a $Q_y = Q_x = Q = 1,25$

✓ **W** : poids total de la structure.

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

$$W = \Sigma w_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coeffition de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$.

➤ **Calcul de l'effort tranchant à la base :**

Après résultats robot :

$$W = 50111,149 \text{ KN}$$

On a :

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

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 1,88 \times 1,05}{3,5} \times 50111,149 \Rightarrow V_{x \text{ stat}} = 4239,40 \text{ Kn}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 1,74 \times 1,05}{3,5} \times 50111,149 \Rightarrow V_{y \text{ stat}} = 3946,25 \text{ kN}$$

V.6.Méthode modale spectrele

Notre structure vérifie les conditions d'application de la méthode statique équivalente que nous allons utiliser.

Par curiosité scientifique nous allons aussi appliqué la méthode modale spectrale.

Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ROBOT** celui c'est un programme de calcul statique et dynamique de structure à comportement linéaire.

Nombre des modes considérer (RPA99 v 2003) :

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures est tel la somme des masses modales effectives soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) avec :

$$A = 0,15 \quad \xi = 7\% \quad T = 0,72 \text{ sec}$$

$$\eta = 0,882 \quad R = 3,5$$

Site ferme S_3 :

$$T_1 = 0,15 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

$Q = 1,25$ sur les deux sens.

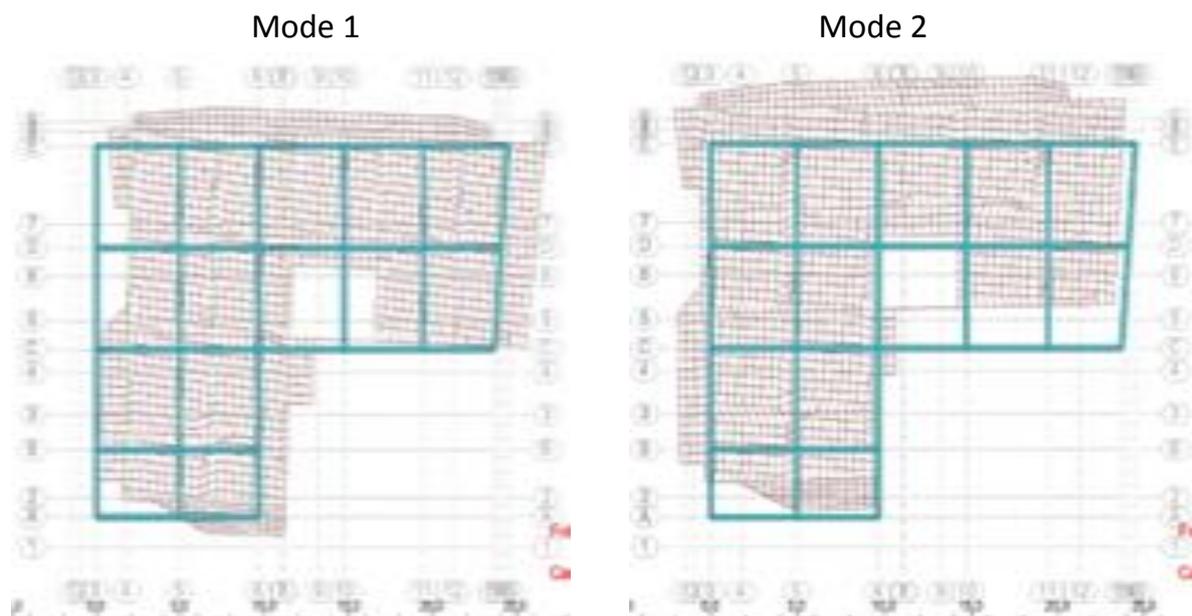


Figure.V.3 : Vue en plan de modes 1 et 2

Tableaux. V.6: Résultats dynamique

Cas/ Mode	Fréq (Hz)	Pério (sec)	M _{Cuml} UX (%)	M _{Cuml} UY (%)	M _{modale} UX (%)	M _{modale} UY (%)	Tot _{mas} UX (kg)	Tot _{mas} UY (kg)
4/1	1.07	0.94	4.15	63.07	4.15	63.07	5011114.91	5011114.91
4/2	1.17	0.86	64.92	68.05	60.78	4.98	5011114.91	5011114.91
4/3	1.60	0.63	67.59	68.84	2.66	0.79	5011114.91	5011114.91
4/4	4.22	0.24	67.90	86.73	0.31	17.89	5011114.91	5011114.91
4/5	4.63	0.22	85.37	87.09	17.47	0.36	5011114.91	5011114.91
4/6	6.36	0.16	85.63	87.33	0.26	0.24	5011114.91	5011114.91
4/7	7.12	0.14	85.64	87.34	0.01	0.01	5011114.91	5011114.91
4/8	7.85	0.13	85.65	87.38	0.01	0.04	5011114.91	5011114.91
4/9	8.01	0.12	85.67	87.49	0.02	0.12	5011114.91	5011114.91
4/10	8.43	0.12	85.74	92.30	0.07	4.81	5011114.91	5011114.91
4/11	8.52	0.12	85.75	92.34	0.01	0.04	5011114.91	5011114.91
4/12	8.80	0.11	85.75	92.65	0.00	0.31	5011114.91	5011114.91
4/13	9.24	0.11	87.23	92.75	1.47	0.10	5011114.91	5011114.91
4/14	9.42	0.11	91.11	92.75	3.88	0.00	5011114.91	5011114.91
4/15	9.60	0.10	91.82	92.76	0.71	0.02	5011114.91	5011114.91
4/16	10.04	0.10	91.82	92.78	0.00	0.02	5011114.91	5011114.91
4/17	10.54	0.09	91.82	92.78	0.00	0.00	5011114.91	5011114.91
4/18	10.65	0.09	91.85	92.85	0.03	0.07	5011114.91	5011114.91
4/19	10.95	0.09	91.97	92.86	0.11	0.00	5011114.91	5011114.91
4/20	11.29	0.09	91.99	93.04	0.02	0.18	5011114.91	5011114.91

Donc : $\frac{S_a}{g} = 0,78$

Calcul de l'effort tranchant modale à la base :

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W \quad \text{d'après la (RPA99 v 2003)}$$

V_i : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation i

W : poids total de la structure

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Tableaux .V.7: Résultante de l'effort tranchant modal à la base Sens (X-X)

Mode	Période (sec)	Tout Mass (kN)	α_i (%)	V (kN)
1	0,94	50111,149	4,14	203,31
2	0,86	50111,149	60,78	2984,84
3	0,63	50111,149	2,66	130,62
4	0,24	50111,149	0,31	15,22
5	0,22	50111,149	17,47	779,14
6	0,16	50111,149	0,26	12,76
7	0,14	50111,149	0,01	0,49
8	0,13	50111,149	1,52	74,64
9	0,12	50111,149	3,83	188,08
10	0,12	50111,149	0,72	35,35
11	0,12	50111,149	0,01	0,49
			91,71	4424,94

$\sum \alpha_i$ (%) = 91,71 ; $\sum V_i$ = 4424,94 kN.

Tableaux .V.8: Résultante de l'effort tranchant modal à la base Sens (Y-Y)

Mode	Période (sec)	Tout Mass (KN)	α_i (%)	V (kN)
1	0,94	50111,149	63,08	3097,79
2	0,86	50111,149	4,97	244,07
3	0,63	50111,149	0,79	38,79
4	0,24	50111,149	17,89	878,55
5	0,22	50111,149	0,36	16,05
6	0,16	50111,149	0,24	11,78
7	0,14	50111,149	0,01	0,49
8	0,13	50111,149	0,04	1,96
9	0,12	50111,149	0,12	5,89
10	0,12	50111,149	4,81	236,21
11	0,12	50111,149	0,04	1,96
			92,35	4533,58

$\sum \alpha_i$ (%) = 92,35 ; $\sum V_i$ = 4533,58 kN.

Résultante des forces sismique de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableaux.V.7 : Résultante des forces sismique

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
V_{stat} (kN)	4239,40	3946,25
V_{dyn} (kN)	4424,94	4533,58
80 % V_{stat}	3391,52	3157

$$V_x^{robot} = F_1 = 4424,94 \text{ kN} > 0,8V_{x \text{ stat}} \dots \dots \dots (CV)$$

$$V_y^{robot} = F_2 = 4533,58 \text{ kN} > 0,8V_{y \text{ stat}} \dots \dots \dots (CV)$$

Tableau .V.8 :Les modes

Mode	Période (sec)	$M_{Cumulées}$ UX	$M_{Cumulées}$ UY (%)	M_{Modale} UX (%)	M_{Modale} UY (%)	Tot.mas. U (t)
1	0,94	4,14	63,08	4,14	63,08	5011114,91
2	0,86	64,93	68,05	60,78	4,97	5011114,91
3	0,63	67,59	68,84	2,66	0,79	5011114,91
4	0,24	67,90	86,73	0,31	17,89	5011114,91
5	0,22	85,37	87,09	17,47	0,36	5011114,91
6	0,16	85,63	87,33	0,26	0,24	5011114,91
7	0,14	85,64	87,34	0,01	0,01	5011114,91
8	0,13	85,65	87,37	0,01	0,04	5011114,91
9	0,12	85,67	87,50	0,01	0,12	5011114,91
10	0,12	85,74	92,30	0,07	4,81	5011114,91
11	0,12	85,75	92,34	0,01	0,04	5011114,91

Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est donné par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Justification de la sécurité vis à vis des déformations et de l'effet P- Δ :

Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

Vérification des déplacements :

D'après le (RPA 99) le déplacement horizontal à chaque niveau δ_k de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_e$

Avec δ_e : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R= 3.5).

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Pour tous les étages : $1\% \times H = 0,01 \times 3,23 = 0,0323m$

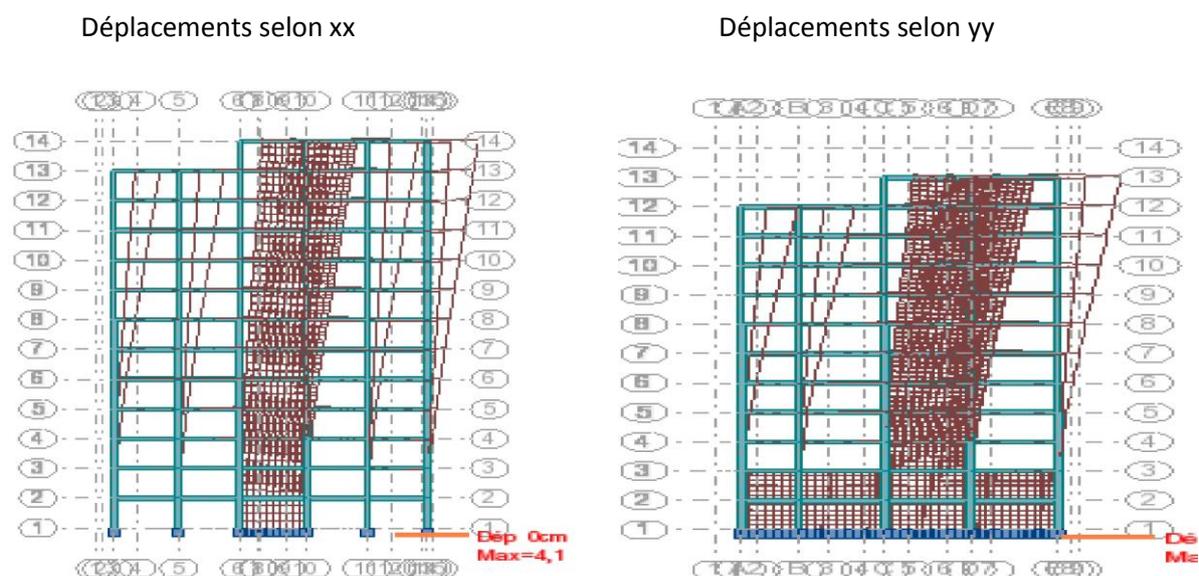


Figure .V.4 :Vue sur de déplacements de portique selon le sens xx et yy

Tableaux. V.9: Déplacements dans deux sens X et Y

Cas/Etage	UX (cm)	UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
6/ 1	0.1	0.3	0.1	0.3	-0.1	-0.0
6/ 2	0.2	1.0	0.4	1.0	-0.0	-0.0
6/ 3	0.3	1.8	0.7	1.8	-0.0	-0.0
6/ 4	0.5	2.8	1.1	2.9	-0.0	-0.1
6/ 5	0.7	4.0	1.6	4.1	-0.0	-0.1
6/ 6	0.9	5.2	2.1	5.5	-0.0	-0.1
6/ 7	1.2	6.4	2.7	6.8	-0.0	-0.1
6/ 8	1.4	7.7	3.2	8.2	-0.0	-0.2
6/ 9	1.6	8.9	3.8	9.6	-0.0	-0.2
6/ 10	2.0	10.2	4.3	11.0	-0.0	-0.2
6/ 11	2.2	11.8	4.8	12.4	0.0	-0.3

Sens (X-X):

Tableau .V.10 : Valeurs des déformations calculées et admissibles (m).

Niveau	δ_e	$\delta_k = \delta_e \times R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\Delta_{adm} = 1\% \times h_i$
10	0,001	0,0035	0,0035	0,0323
9	0,002	0,007	0,0035	0,0323
8	0,003	0,0105	0,0035	0,0323
7	0,005	0,0175	0,007	0,0323
6	0,007	0,0245	0,007	0,0323
5	0,009	0,0315	0,007	0,0323
4	0,012	0,042	0,0105	0,0323
3	0,014	0,049	0,007	0,0323
2	0,016	0,056	0,007	0,0323
1	0,020	0,07	0,014	0,0323
RDC	0,022	0,077	0,007	0,0323

Sens (Y-Y):

Tableau.V.11 : Valeurs des déplacements calculées et admissibles (m)

Niveau	δ_e	$\delta_k = \delta_e \times R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\Delta_{adm} = 1\% \times h_i$
10	0,003	0,0105	0,0105	0,0323
9	0,01	0,035	0,0245	0,0323
8	0,018	0,063	0,028	0,0323
7	0,028	0,098	0,035	0,0323
6	0,04	0,14	0,042	0,0323
5	0,052	0,182	0,042	0,0323
4	0,064	0,224	0,042	0,0323
3	0,077	0,2695	0,0455	0,0323
2	0,089	0,3115	0,042	0,0323
1	0,102	0,357	0,0455	0,0323
RDC	0,118	0,413	0,056	0,0323

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible,

Alors la condition de l'art 5.10 du (**RPA99 v 2003**) est vérifiée.

Le déplacement dépasse pas 1% d'hauteur d'étage (déplacement admissible) dans les deux sens.

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :**

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

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 d'étage 'K'.

Tableau. V.12 : Vérification à l'effet P- Δ . Sens x-x

Niveau	P_k	Δ_k	V_k	h_k (m)	θ
10	50111,14	0,0035	112,13	3,23	0
9	50111,14	0,0035	18,02	3,23	0,030
8	50111,14	0,0035	53,18	3,23	0,10
7	50111,14	0,007	3,70	3,23	0,029
6	50111,14	0,007	4,09	3,23	0,026
5	50111,14	0,007	2,60	3,23	0,041
4	50111,14	0,0105	0,15	3,23	0,10
3	50111,14	0,007	1,75	3,23	0,062
2	50111,14	0,007	1,19	3,23	0,091
1	50111,14	0,014	2,90	3,23	0,074
RDC	50111,14	0,007	0,88	3,23	0,012

Remarque : $\theta < 0,10$ dans les deux sens.

Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas

➤ **Vérification du critère de l'effort normal réduit**

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : désigne l'effort normal de combinaison G+Q+E_{x,y} de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

Tableaux.V.14 : Vérification du critère de l'effort normal réduit

B_c (cm ²)	N_d (KN)	u	Observation
35x35	471,72	0,015	CV
40x40	1166,92	0,029	CV
45x45	1677,83	0,033	CV
50x50	3093,59	0,049	CV

Conclusion :

Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure répond aux normes en vigueur notamment la ductilité, la stabilité dynamique. Pour cela elle est conçue et calculée de tel façon supporte et résister aux charges permanentes et d'exploitations ainsi aux efforts amplifiés due au éventuel séisme majeur. En outre, nous allons déduire les résultats et sollicitations obtenues à l'aide de logiciel Robot le plus performant pour la modélisation.

Chapitre VI

ETUDE AU VENT

VI.1. Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres : La région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, l'environnement, type de la construction.

VI.2. Application de R N V 99 :

Les **RNV 99** impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de catégorie I

a) Présentation générale :**✚** Données géométriques :

- Hauteur totale de bâtiment $h = 35,53\text{m}$.
- Longueur totale : $L = 25,37\text{m}$.
- Largeur totale : $l = 19,95\text{ m}$.
- Hauteur d'étage courant : $h_e = 3,23\text{m}$.
- La forme de l'ouvrage (en plan) irrégulière.

✚ Données relatives au site :

- Construction implantée dans un site exposé.
- Site plat.
- Structure sera réalisée à Mascara zone II-a

Terrain est de catégorie IV

Données relatives à la structure elle-même :

- Construction, elle est en Béton armé.
- Bâtiment usage d' de catégorie I.
- Durée d'utilisation >5 ans (Construction permanente)
- Etat de surface lisse (enduit).

b) Détermination du coefficient dynamique C_d :

La structure du bâtiment étant en béton armé

- Sens longitudinal : $h = 35,53\text{ m}$; $L = 25,37\text{ m} \Rightarrow C_d = 0.937 < 1.20$

- Sens transversal : $h = 35,53\text{ m}$; $l = 19,95\text{ m} \Rightarrow C_d = 0.943 < 1.20$

D'après le RNV.99 : $C_d < 1.20$

Construction peu sensible à l'excitation dynamique

c) Détermination de la pression dynamique :

- ❖ La hauteur de la construction $h > 10m$
- ❖ La structure contient des planchers intermédiaires
 n : C'est le nombre de niveaux de la construction.

La structure est permanente \Rightarrow durée de vie supérieure à 5 ans

$$q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad (N/m^2)$$

$q_{réf}$ (en N/m^2) : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes

Zone II..... $q_{réf} = 470N/m^2$

C_e : est le coefficient d'exposition au vent

$$C_e = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{c_r(z) \times c_t(z)} \right]$$

Site plat..... $C_t = 1$

La catégorie du terrain est IV

$$K_T = 0,24 ; Z_0 = 1m ; Z_{min} = 16m ; \varepsilon = 0,46$$

$$c_r = k_T \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$c_r = k_T \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z \leq z_{min}$$

Tableau.VI.1 : Valeur de la pression dynamique pour chaque moyen niveau

Z(m)	C_r	C_e	$q_{dyn}(N/m^2)$
3,23	0,281	1,573	739,31
6,46	0,447	1,090	512,30
9,69	0,545	1,031	484,57
12,92	0,614	1,016	477,52
16,15	0,667	1,009	474,23
19,38	0,711	1,006	472,82
22,61	0,748	1,004	471,88
25,84	0,780	1,003	471,41
29,07	0,808	1,002	470,94
32,30	0,834	1,001	470,47
35,53	0,856	1	470

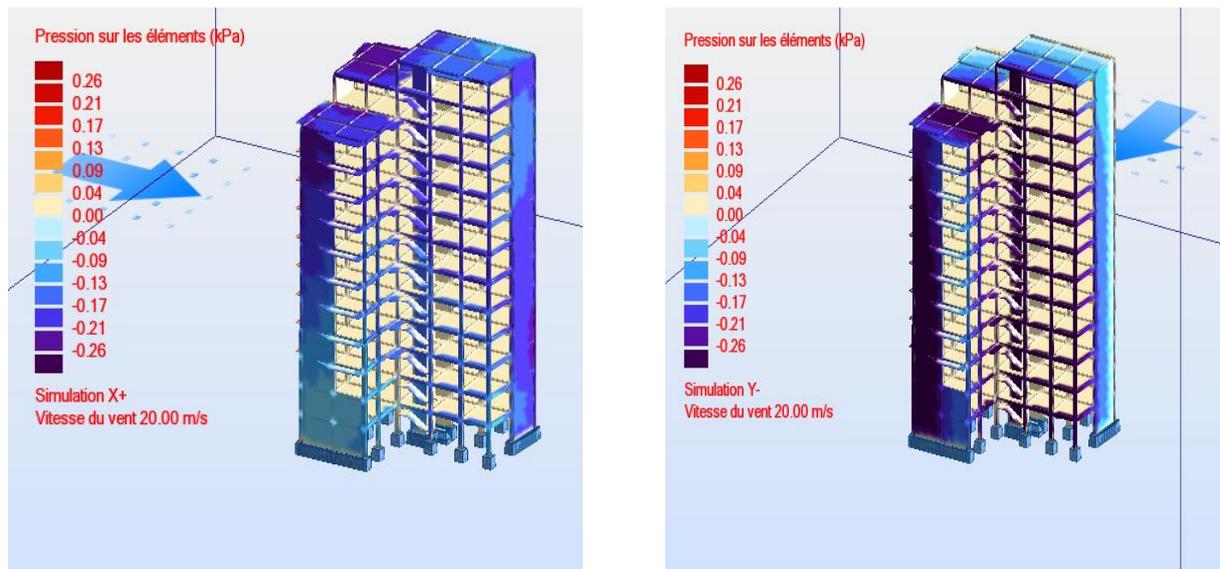


Figure. VII.1: Sens du vent X+ et Y+

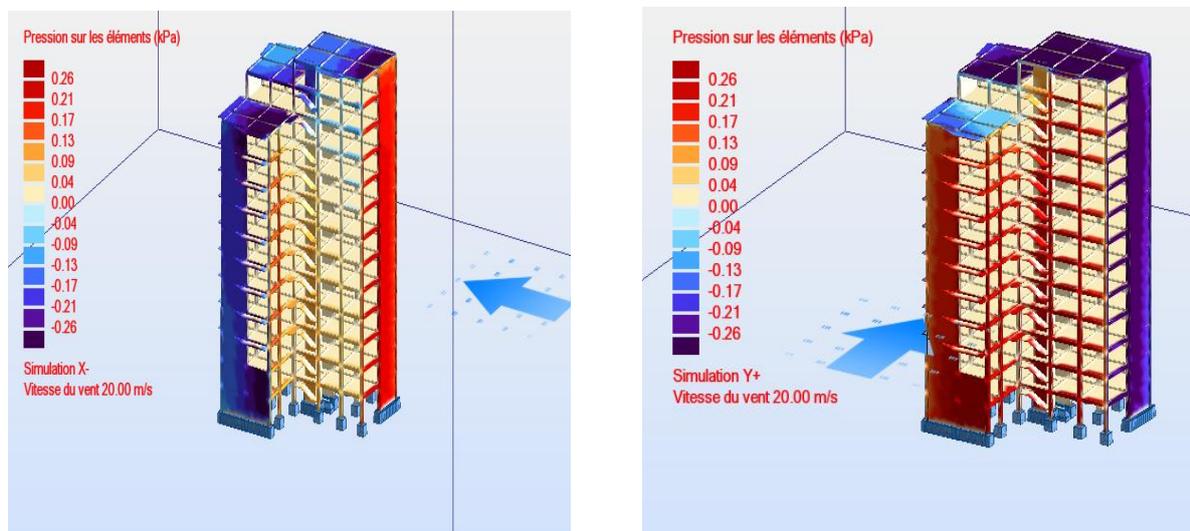


Figure.VII.2 : Sens de vent X- et Y-

d) Détermination des coefficients de pression extérieure :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la surface chargée. Puisque que notre surface est supérieure à 10 m^2 alors $C_{pe}=C_{p,10}$ Pour les parois verticales il convient de diviser les parois.

e) Détermination des coefficients de pression intérieure :

$\mu_p \approx 0 \Rightarrow$ l'indice de perméabilité

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toute les ouvertures}}$$

Notre bâtiment est avec cloisons intérieur $C_{pi} = (0,8 \text{ et } -0.5)$

Sens longitudinal :

$$e = \min (b, 2h) = \min (19,95 ; 71,06) = 19,95 \text{ m}$$

$$d = 25,37 \text{ m} > e = 19,95$$

✚ Pour $C_{pi}=0.8$

Tableau.VI.2 : Valeurs des coefficients de la pression intérieure ($C_{pi} = 0.8$)

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$	C_d	$C_d * C_p$
A	-1	0,8	-1,8	0,937	-1.686
B	-0,8	0,8	-1,6	0,937	-1.499
C	-0,5	0,8	-1,3	0,937	-1.218
D	0,8	0,8	0	0,937	0
E	-0,3	0,8	-1,1	0,937	-1.030

✚ Pour $C_{pi} = -0.5$

Tab.VI.3 : Valeurs des coefficients de la pression intérieure ($C_{pi} = -0.5$)

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$	C_d	$C_d * C_p$
A	-1	-0,5	-0.5	0,937	-0.468
B	-0,8	-0,5	-0.3	0,937	-0.281
C	-0,5	-0,5	0	0,937	0
D	0,8	-0,5	1.3	0,937	1.218
E	-0,3	-0,5	0.2	0,937	0.127

f) Détermination de la pression due au vent :

L'action unitaire exercée par le vent sur une des faces de la paroi est donnée par l'expression :

$$q_j = c_d \times w_{(z_j)} \quad (\text{N/m}^2)$$

Ou :

✓ W est la pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

✓ $W(z_j)$ est obtenu à l'aide des formules suivantes :

- Si une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre face est extérieure :

$$w_{(z_j)} = q_{\text{dyn}(z_j)} \times [c_{pe} - c_{pi}] \quad (\text{N/m}^2)$$

- Si les deux faces de la paroi sont extérieures

$$w_{(z_j)} = q_{\text{dyn}(z_j)} \times c_{p,\text{net}} \quad (\text{N/m}^2)$$

✚ Pour $C_{pi}=0.8$

N	$C_d * C_p$	$q_{dyn}(N)$	$q_j(N/m^2)$
1	-1.030	739,31	-761,48
2	-1.030	512,30	-527,66
3	-1.030	484,57	-499,10
4	-1.030	477,52	-491,82
5	-1.030	474,23	-488,45
6	-1.030	472,82	-487,00
7	-1.030	471,88	-486,03
8	-1.030	471,41	-485,55
9	-1.030	470,94	-485,06
10	-1,030	470, 47	-484,58
11	-1,030	470	-484,1

✚ Pour $C_{pi}= -0.5$

Tableau.VI.4 : Valeurs représentatives de la pression due au vent longitudinal ($C_{pi}= -0.5$)

N	$C_d * C_p$	$q_{dyn}(N)$	$q_j(N/m^2)$
1	1.345	739,31	994,37
2	1.345	512,30	689,04
3	1.345	484,57	651,70
4	1.345	477,52	642,26
5	1.345	474,23	637,83
6	1.345	472,82	635,94
7	1.345	471,88	634,67
8	1.345	471,41	634,04
9	1.345	470,94	633,41
10	1.345	470,47	632,78
11	1.345	470	632,15

- **Sens transversal :**

$$e = \min (b, 2h) = \min (25,37 ; 71,06) = 21.6 \text{ m}$$

✚ Pour $C_{pi}=0,8$

Tableau.VI.5 : Valeurs des coefficients de la pression ($C_{pi}= 0.8$)

zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$	C_d	$C_d * C_p$
A'	-1	0,8	-1.8	0.943	-1.697
B'	-0,8	0,8	-1.6	0.943	-1.508

D	0,8	0,8	0	0.943	0
E	-0,3	0,8	-1.1	0.943	-1.037

✚ Pour $C_{pi} = -0.5$

Tableau.VI.6 : Valeurs des coefficients de la pression ($C_{pi} = -0.5$)

zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$	C_d	$C_d * C_p$
A'	-1	-0.5	-0.5	0.943	-0.471
B'	-0,8	-0.5	-0.3	0.943	-0.282
D	0,8	-0.5	1.3	0.943	1.225
E	-0,3	-0.5	0.8	0.943	0.754

Tableau.VI.7: Valeurs représentatives de la pression due au vent transversal

N	$C_d * C_p$ ($C_{pi} = 0.8$)	$C_d * C_p$ ($C_{pi} = -0.5$)	$q_{dyn}(N)$	$q_{j1}(N/m^2)$	$q_{j2}(N/m^2)$
1	-1.037	1.979	739,31	-766,66	1463,03
2	-1.037	1.979	512,30	-531,25	1013,84
3	-1.037	1.979	484,57	-502,49	958,96
4	-1.037	1.979	477,52	-495,18	945,01
5	-1.037	1.979	474,23	-491,77	938,50
6	-1.037	1.979	472,82	-491,25	935,71
7	-1.037	1.979	471,88	-490,28	933,85
8	-1.037	1.979	471,41	-489,79	932,92
9	-1.037	1.979	470,94	-488,36	931,99
10	-1,037	1.979	470,47	-487,87	931,59
11	-1,037	1.979	470	487,39	930,13

La force à chaque niveau sur chaque face : $F_i = q_{dyn} \times S_i$

Tableau.VII.8 : Force à chaque niveau

Sens longitudinal			Sens transversal		
q_j [N/m ²]	S_1 [m ²]	$F_1 = q_j * S_1$ [N]	q_j [N/m ²]	S_2 [m ²]	$F_2 = q_j * S_2$ [N]
-766,66	66.640	51090,22	-766,66	73.440	56303,51
-531,25	66.640	35402,5	-531,25	73.440	39015
-502,49	66.640	33485,93	-502,49	73.440	36902,86
-495,18	59.670	29547,39	-495,18	36.000	17826,48
-491,77	45.084	22170,95	-491,77	27.200	13376,14
-491,25	45.084	22147,51	-491,25	27.200	13362
-490,28	45.084	22103,78	-490,28	27.200	13335,61
-489,79	45.084	22081,69	-489,79	27.200	13322,28
-488,36	45.084	22017,22	-488,36	27.200	13283,39

-487,87	45,084	21995,13	-487,87	27,200	13270,06
-487,39	45,084	21936,64	-487,39	27,200	13257,00

➤ **Vérification de condition de non renversement :**

Pour que la construction soit stable il faut vérifier la condition suivant :

Telle que : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,50$

$$\Rightarrow M_s = \sum w_i \times d_i.$$

$$\Rightarrow M_r = \sum F_i \times Z_i .$$

Tableau.VI.9 : Valeurs du moment de renversement

Z _i (m)	sens longitudinal		Sens transversal	
	F _i (N)	Z _i *F _i (KN.m)	F _i (N)	Z _i *F _i (KN.m)
3,23	51090,22	165021,41	56303,51	181860,33
6,46	35402,5	228700,15	39015	252036,9
9,69	33485,93	324478,66	36902,86	357588,71
12,92	29547,39	381752,27	17826,48	230313,72
16,15	22170,95	358060,84	13376,14	216024,66
19,38	22147,51	429218,74	13362	25891,68
22,61	22103,78	499766,46	13335,61	301518,14
25,84	22081,69	570590,86	13322,28	344247,71
29,07	22017,22	640040,58	13283,39	386148,14
32,3	21995,13	710442,69	13270,06	428622,93
35,53	21936,64	779408,81	13257,00	471021,21
La somme		5087481,47	La somme	3195274,13

$$M_s = \sum W_i \cdot d_{Gi}$$

Tableau.VI.10 : Vérification de non renversement

	Sens Long	Sens Trans
d _{Gi} (m)	19,93	10,5
M _s (kN.m)	369195,83	719678,28
M _r (kN.m)	50874,81	31952,74
M _s /M _r	7,25	22,52
Vérification	CV	CV

Conclusion :

On peut dire dans ce chapitre que l'effort tranchant à la base dû au vent est négligeable devant l'effort tranchant à la base dû au séisme aussi la force de portance est aussi inférieure au poids propre du bâtiment donc le risque de soulèvement n'aura pas lieu et ne présente pas un grand risque pour le bâtiment malgré leur hauteur.

Chapitre VII

ETUDE DES PORTIQUES

VII.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

Les sollicitations qui provoquent ces éléments dans notre structure sont obtenues à partir du logiciel (**Robot**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

a. Poteaux :

Sont des éléments porteur verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondation, ils sont sollicités en flexion composé.

b. Poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

c. Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise à :

- ✓ Un moment fléchissant (M)
- ✓ Une effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

_Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELUR)

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles (**BAEL91**).

Après avoir fait un choix d'armatures a l'ELUR nous devons procédés aux vérification suivant :

- * Condition de non fragilité.
- * Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
- * Vérification a l'état limite de service.
- * Vérification de la flexion.

d. Flexion composée :

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort normal (N)

- Un effort tranchant (T)

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont à considérer en plus de deux Déjà cités.

- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme.
- ✓ Etat limite de service.

VII.2. Ferrailage des portiques :

➤ Les combinaisons d'actions

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur (**BAEL 91**) et (**RPA 99**) nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

Combinaison des charges

Tableau.VII.1 : La Combinaison des charges

Combinaisons fondamentales (BAEL 91)		Combinaisons accidentelles (RPA 99)	
ELU	$1,35 G + 1,5 Q$	1	$G + Q \pm E$
ELS	$G+Q$	2	$0,8 G \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel "Robot"

a) Pour le portique :

1. les poteaux :

✚ ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (**BAEL 91**)

✚ ELS : $G + Q$

{ $G + Q \pm 1,2E$ (**RPA99**)
 $0,8 G \pm E$

2. les poutres

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

ELS : $G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \text{(RPA99)} \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

b) Pour les voiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \text{(RPA99)} \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

c) Numérotation des combinaisons :

- | | |
|------------------|--------------------|
| * $1,35G + 1,5Q$ | * $0,8G - E_x$ |
| * $G + Q$ | * $0,8G + E_y$ |
| * $G + Q + E_x$ | * $0,8G - E_y$ |
| * $G + Q - E_x$ | * $G + Q + 1,2E_x$ |
| * $G + Q + E_y$ | * $G + Q - 1,2E_x$ |
| * $G + Q - E_y$ | * $G + Q + 1,2E_y$ |
| * $0,8G + E_x$ | * $G + Q - 1,2E_y$ |

VII.3. Ferrailage des poutres :

On distingue les types des poutres suivantes :

* **Poutre principale** \longrightarrow PP (30 x 45) cm² ;

* **Poutre secondaire** \longrightarrow PS (30 x40) cm².

➤ La section d'armatures imposées par RPA99 (7.5.2) :

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA en zone IIa

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute la section transversale de la poutre.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes, et de 6% en zone de recouvrement.

❖ **La longueur minimale de recouvrement est de :**

* $40.\phi$ en zone I et II.

* $50.\phi$ en zone III.

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

❖ **La quantité d'armatures transversales minimales est :**

$$A_{t\min} = 0,003 S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12.\phi_l \right). \text{ Dans la zone nodale. (RPA 99 v}$$

2003)

Avec: ϕ_l : le plus petit diamètre utilisé des

armatures longitudinal

h : la hauteur de la section.

$S \leq h/2$: en dehors de la zone nodale.

➤ **Evaluation des moments pour les différents types des poutres :**

Tableau. VII.2: Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres.

niveaux	Moment en travée (kN.m)			Moment en appuis (kN.m)			T_{\max} (kN)
	M_u^t	M_s^t	M_{ac}^t	M_u^a	M_s^a	M_{ac}^a	
PP	99,58	72,85	18,29	146,33	107,04	79,18	111,07
PS	53,54	39,08	15,47	164,51	120,05	54,43	124,01

Exemple de calcul :

a) **Poutres principales Terrasse :** $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

↳ **En travée :**

Détermination des armatures à l'ELU :

$$M_t = 99,580 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{99580}{14.17 \times 40.5^2 \times 30} = 0,143$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ Mpa}$$

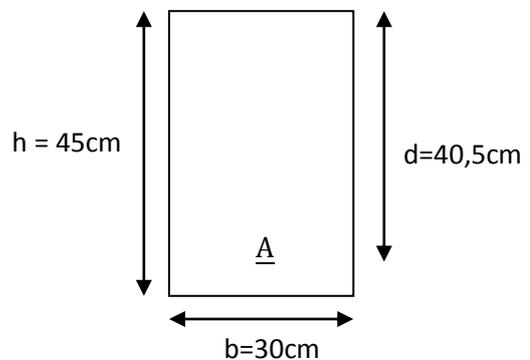


Figure.VII.1. Schéma de calcul

$$\mu < \mu_r = 0.391 \Rightarrow A' \notin$$

$$\alpha = 0,193 \Rightarrow \beta = 0,92$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{99580}{0,92 \times 40,5 \times 348} = 7,67 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2.1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Condition imposée par RPA 99 :

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,5 \times \frac{30 \times 45}{100} = 6,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 7,67 \text{ cm}^2.$$

$$A_{choisi} = 7,67 \text{ cm}^2 \quad \text{choix : } 3T12+3T14$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 47510 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \\ \text{Flexion simple} \\ A' : \text{Section rectangulaire} \end{array} \right.$$

Acier fe E 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{99580}{72850} = 1,36$$

$$\alpha = 0.15 < 0,43 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

↪ **En appui :**

➤ **Détermination des armatures à l'ELU :**

$$M_a = 197,15 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{197150}{30 \times 40,5^2 \times 14.17} = 0,28$$

$$\mu < \mu_r \Rightarrow A' \notin$$

$$\alpha = 0.42 \Rightarrow \beta = 0.83$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{197150}{0,83 \times 40,5 \times 348} = 16,85 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Condition imposée par RPA 99 :

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot \frac{30 \times 45}{100} = 6,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 16,85 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{En travée: } A = 3T12 + 3T14 = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui: } A = 4T16 + 6T14 = 17,27 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne c.à.d :

$$\tau_u < \tau_{adm}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd}$$

$$T_{u \max} = 158,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{158,02}{0,30 \times 0,405} = 0,1300 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,333 \text{ MPa} \rightarrow (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

⇒ Les armatures transversales (cadres étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ Diamètre des armatures transversales :

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

Avec ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

h : Hauteur de la section.

b_0 : Largeur de nervures.

ϕ_L^{\min} : Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{450}{35} = 12,86; \frac{300}{10} = 30; 20 \text{ mm} \right) = 12,86 \text{ mm}.$$

En prenda : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures transversales :**

D'après RPA 99 :

$$\begin{array}{l}
 * \text{ Dans la zone nodale : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 14,4\right) = 11,25\text{cm} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}. \longrightarrow \text{ Pour : } h=45\text{cm} \\ S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 14,4\right) = 7,5\text{cm} \Rightarrow S_t = 7\text{cm}. \longrightarrow \text{ Pour } h=30\text{cm} \end{array} \right. \\
 * \text{ Dans la zone courant : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \frac{40}{2} = 22,5\text{cm} \\ S_t \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm} \end{array} \right. \longrightarrow S_t = 15\text{cm}
 \end{array}$$

Armatures transversales imposée par RPA99 :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1,8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

La longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi$ dans la zone II.

$$L_{rec} = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ cm} . \text{ Zone IIa. Pour : } \phi = 1,2\text{cm}.$$

Tableau.VII.3 : Résultats de ferrailage des poutres en travée et en appui à l'ELU

Type	Niveau	Position	Moment t (N.m)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA}	Le choix	A_{choi}
Poutres principales	Terrasse	travée	99580	0,143	0,923	7,66	1,50	6,8	3T12+3T14	8,01
		appui	146330	0,210	0,881	11,79			3T12+6T14	10,15
	E-courants	travée	64850	0,093	0,951	4,84	1,50	6,8	3T12+3T14	8,01
		appui	142520	0,204	0,884	11,43			3T12+6T14	12,06
	RDC+2SS	travée	95420	0,137	0,926	7,31	1,50	6,8	3T14+3T16	9,24
		appui	100840	0,145	0,922	7,76			6T14	9,24
P-secondaires	Terrasse	travée	53540	0,097	0,949	4,00	1,30	6	6T12	6,79
		appui	164330	0,298	0,818	14,26			6T14	9,24
	T+E.C	travée	50970	0,093	0,951	3,80	1,30	6	6T12	6,79
		appui	164510	0,299	0,817	14,28			6T14	16,68
	2SS+RDC	travée	52340	0,095	0,950	3,91	1,30	6	6T12	6,79
		appui	103090	0,187	0,896	8,17			6T14	9,23

➤ **Vérification de l'ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que: $\sigma_b < \overline{\sigma}_b$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

Les résultats de vérification de l'ELS des poutres principales et poutre secondaires de chaque niveau sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau.VII.4 : Résultats de vérification des poutres suivant l'ELS

	Niveau	Position	$M_s(N)$	γ	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
Poutres principales	Terrasse	Travée	72850	1,36691833	0,433459163	0,193	CV
		Appui	107040	1,36705904	0,433529522	0,298	CV
	EC	Travée	39080	1,65941658	0,579708291	0,122	CV
		Appui	119900	1,18865721	0,344328607	0,289	CV
	RDC+2SS	Travée	47280	2,01818951	0,759094755	0,185	CV
		Appui	103160	0,97751066	0,238755332	0,196	CV
Poutres secondaires	Terrasse	Travée	37180	1,44002152	0,470010758	0,128	CV
		Appui	120050	1,36884631	0,434423157	0,456	CV
	EC	Travée	69600	0,73232759	0,116163793	0,122	CV
		Appui	71420	2,30341641	0,901708205	0,457	CV
	RDC+2SS	Travée	38080	1,37447479	0,437237395	0,125	CV
		Appui	73490	1,40277589	0,451387944	0,261	CV

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

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime.

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u .

Tableau.VII.5 : Résultats de vérification des efforts tranchant

	Section	$T_{u \max}(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\tau_{adm}(MPa)$	Condition
Terrasse	PP(30x45)	111,07	0,091	3,333	CV
	PS(30x40)	121,78	0,113	3,333	CV
Etage courant	PP(30x45)	104,76	0,086	3,333	CV
	PS(30x40)	124,01	0,115	3,333	CV
2SS+ RDC	PP(30x45)	191,68	0,157	3,333	CV
	PS(30x40)	106,73	0,098	3,333	CV

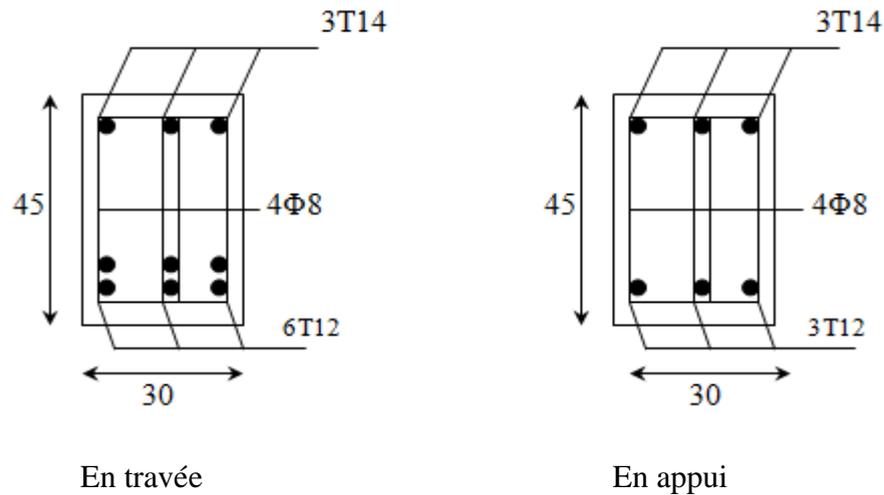


Figure. VII.2: Ferrailage des poutres principales (Terrasse)

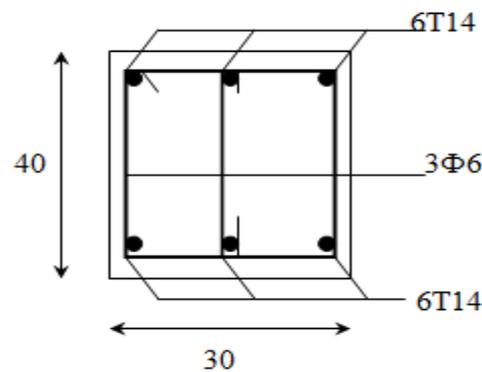


Figure.VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires

VII.4. Ferrailage des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée selon le type de l'effort normal (N) et sa position (e_1) par rapport au noyau central de la section.

On a 4 types des poteaux à étudier :

- Type 1 (50 × 50) cm²
- Type 2 (45 × 45) cm²
- Type 3 (40 × 40) cm²
- Type 4 (35 × 35) cm²

➤ **Le ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux se calcule en fonction de l'excentricité due à la présence d'un effort de compression et de moment fléchissant dans les deux directions.

- ✓ 1^{er} cas ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$)
- ✓ 2^{ème} cas ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$)
- ✓ 3^{ème} cas ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$)

a) Armatures longitudinales proposée par le RPA :

Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.

- ✚ Le pourcentage minimum imposé par le **(RPA 99 v 2003)** est :

$$A_{\min} = 0,8 \% \text{ de la section totale ; en zone IIa}$$

- ✚ Le pourcentage maximum imposé par le RPA99 est :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 4\% \text{ de la section totale; en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \text{ de la section totale; en zone recouvrement.} \end{array} \right.$$

- ✚ Le diamètre minimum de l'acier est: $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$

- ✚ La longueur de recouvrement est: 40ϕ .

- ✚ La distance entre les barres verticales doit être $\leq 25 \text{ cm}$

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

Conditions de **RPA99** :

$$A_{\min} = 0,8\% b \times h \quad (\text{zone II})$$

$$\text{Poteau } (50 \times 50) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{\min} = 0,8\% 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{\min} = 0,8\% 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{\min} = 0,8\% 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{\min} = 0,8\% 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{\min} = 0,8\% 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (**RPA99 v 2003**) :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec : V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau. = $\left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

t : l'espacement des armatures transversales :

$$\text{Dans la zone nodale : } \begin{cases} t \leq \min(10.\phi_l; 115\text{cm}) & \longrightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10\text{cm.} & \longrightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$$

$$\text{Dans la zone courante : } \begin{cases} t' \leq 15.\phi_l & \longrightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) & \longrightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$$

la quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

$$\text{Si } - \lambda_g \geq 5 \quad 0,3 \text{ \%}.$$

$$\text{Si } - \lambda_g \leq 3 \quad 0,8 \text{ \%}.$$

Si $-3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limite précédents.

✓ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est considérée par le nœud poteau poutre proprement dit ; la détermination de cette zone est nécessaire parce que c'est à ce niveau qu'on va disposer les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit, donc, les jonctions par recouvrement doivent être faibles si possible, à l'extérieur des zones nodales les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figures ci-dessous.

Avec

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

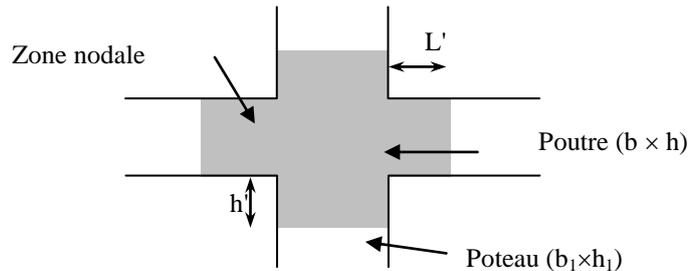


Figure.VII.4 : Schéma de la zone nodale

Tableau.VII.6: des sollicitations pour les différents poteaux.

		Poteau (50x50)	Poteau (45x45)	Poteau (40x40)	Poteau (35x35)
ELU	N_{\max} (kN)	4047,21	2474,32	1444,88	233,50
	M_y^{corr}	7,61	12,91	14,99	45,31
	M_z^{corr}	0,83	0,66	1,51	58,48
	T_{\max}	5,44	8,65	9,51	92,11
ELS	N_{\max} (kN)	2930,64	1811,01	1058,14	470,29
	M_y^{corr}	5,49	9,33	10,91	1,28
	M_z^{corr}	0,57	0,53	1,14	1,94
	T_{\max}	3,93	6,26	6,93	63,48
G +P± E	M^{\max}	15,44	63,46	72,33	64,46
	N_{corr}	3059,12	1922,74	114,61	20,57
0,8G ± E	M^{\max}	15,87	63,29	72,33	54,96
	N_{corr}	1988,47	1403,40	847,09	21,43

Exemple de calcul :

Poteau : $S = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

On calcule le ferrailage par rapport à l'axe y-y et l'axe z-z, car il existe deux moments M_y et M_z , on obtient donc, un ferrailage total symétrique par rapport à ces deux axes.

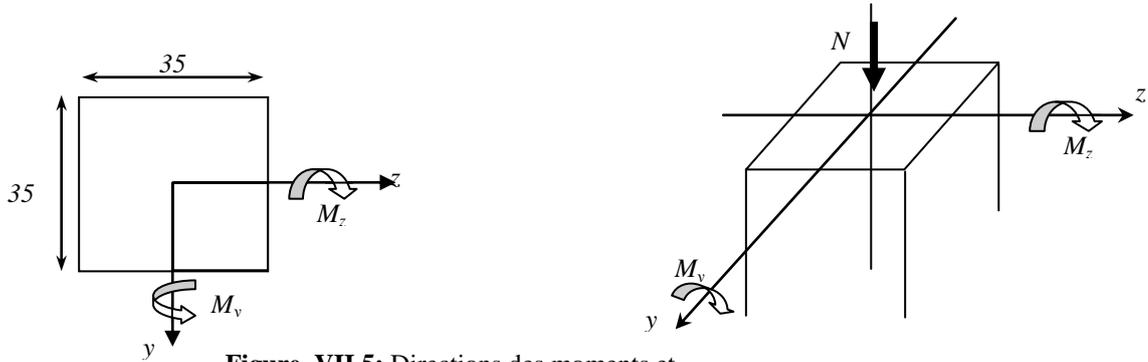


Figure. VII.5: Directions des moments et

Les armatures longitudinales :

$$A = \max (A_1; A_2; A_3)$$

$$N_{\max} = 233,50 \text{ kN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 58,48 \text{ kN.m}$$

✓ Etat limite ultime de résistance :

L'effort normal est un effort de compression.

Le centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{58,48}{233,50} \Rightarrow e = 0,25 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{323}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}; 1,29 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^3}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \Phi) \quad . \quad L_f = 2,26 \text{ m} \quad \text{et} \quad \Phi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) = 10 \cdot \left(1 - \frac{58,48}{1,5 \times 1,94} \right) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,26^3}{10000 \times 0,35} (2) = 0,019 \text{ m}$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = (0,0025 + 0,02 + 0,019) = 0,042 \text{ m}.$$

✓ **L'effort de compression centré maximal supportable par le béton :**

$$N_{b \max} = b \cdot h \cdot f_{bc} = 350 \times 350 \times 14,17 = 1735,825 \text{ kN.}$$

coefficient de remplissage Ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} = \frac{233,5 \times 10^3}{1735825} = 0,13.$$

$$\Psi_1 \geq 0,81 \text{ Alors en prend : } \Psi = 0,81 \text{ ; } \xi = \frac{e_t}{h} = \frac{0,042}{0,35} = 0,12.$$

Le coefficient : $\chi = 1,32[0,4 - (0,4 - \xi) \cdot \Psi_1] \Rightarrow \chi = 1,32.[0,4 - (0,4 - 0,12) \cdot 0,81] = 0,22$

$0 \leq \chi = 0,22$. la section est entièrement comprimée et il n'y a pas d'acier inférieur A_s ,
mais seulement d'acier supérieurs A'_s .

Acier HA Fe E400 $\Rightarrow \sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$

$$A'_s = \frac{N_u - (1 - \chi) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_s} = \frac{233,5 \times 10^3 - \{(1 - 0,22) \times 350 \times 350 \times 14,17\}}{348} = 6,32 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.$$

✓ **Etat limite servis de résistance :**

$$N_s = 470,29 \text{ kN. ; } M_s = 1,94 \text{ kN.m.}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1,94}{470,29} = 0,004 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,35}{6} = 0,058 \text{ m.} \quad ; \quad \frac{h}{4} = \frac{0,35}{4} = 0,087 \text{ m}$$

$$e_s = 0,004 \text{ m} \leq \frac{h}{6} = 0,058 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$$

$$S = (35 \times 35) + 15 \cdot (6,32) = 1319,8 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance X_G au – dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s' + A_s)} = 15 \cdot \frac{6,32 \left(\frac{35}{2} - 3,5\right)}{116130} = 1,8 \text{ cm.}$$

L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \left[A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right].$$

$$I = \frac{35^4}{12} + (35^2 \times 1,8^2) + 15 \left[6,32 (17,5 - 3,5 - 1,8)^2 \right] = 143131,112 \text{ cm}^4.$$

-les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = \frac{233,5 \times 10^3}{1319,8 \times 10^2} + \frac{233,5 \times 10^3 \cdot (4 - 18) \cdot (175 - 18)}{143131,112 \times 10^4}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 1,40 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = \frac{233,5 \times 10^3}{1319,8 \times 10^2} - \frac{233,5 \times 10^3 \cdot (4 - 18) \cdot (175 - 18)}{143131,112 \times 10^4}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 2,11 \text{ MPa.}$$

$$\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) = 2,11 \text{ MPa.} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

donc les armatures calculer à ELU sont maintenues.

Détermination de la zone nodale :

Selon RPA99 article 7.5.22. RPA 99

$$L' = 2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

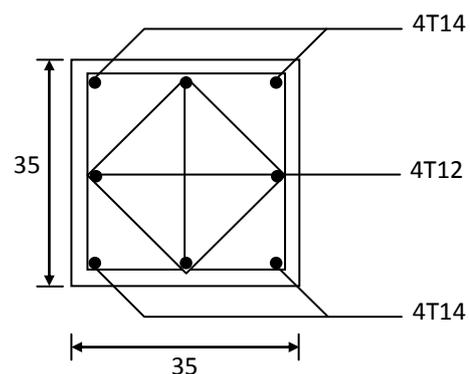


Figure. VII.6 : disposition des armatures

$$h' = \max \left(\frac{323}{6} ; 50 ; 50 ; 60 \right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = 60 \text{ cm} \\ L' = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Recouvrement les barres longitudinales :

$$L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

On prend $L_R = 80 \text{ cm}$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment.

- **Résumé du ferrailage des poteaux**

Tableau VI.7. Récapitulation du ferrailage des poteaux

Type	Niveau	Sections des poteaux	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	Les barres choisie	Section corresp. (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
01	10 ^{ème} étage	(35 × 35)	2,8	1,33	9,8	4T14 + 4T12	10,67	60
	9 ^{ème} étage							
	8 ^{ème} étage							
02	7 ^{ème} étage	(40 × 40)	3,2	1,74	12,8	6T14 + 2T16	13,26	70
	6 ^{ème} étage							
	5 ^{ème} étage							
03	4 ^{ème} étage	(45 × 45)	10,1	2,20	16,2	8T16	16,08	80
	3 ^{ème} étage							
	2 ^{ème} étage							
04	1 ^{ère} étage	(50 × 50)	12,5	2,72	20	6T16+4T16	20,11	80
	RDC							
	Sous sol 1.2							

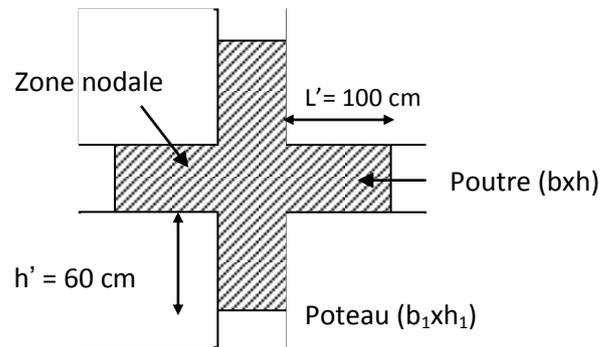


Figure.VII.7 : Disposition de la zone nodale

VII.5. Etude des voiles

➤ Introduction

Les voiles ou les refends sont des plaques en béton armé dont deux dimensions sont nettement supérieures à la troisième qui est l'épaisseur. Ils travaillent à la flexion due à la poussée des terres comme ils peuvent résister aux forces sismiques (forces horizontales) et aux efforts normaux de compression.

Dans notre projet, on étudie trois types de voiles :

- 1- Voile périphérique
- 2- Voile de contreventement
- 3- Voile pour ascenseur

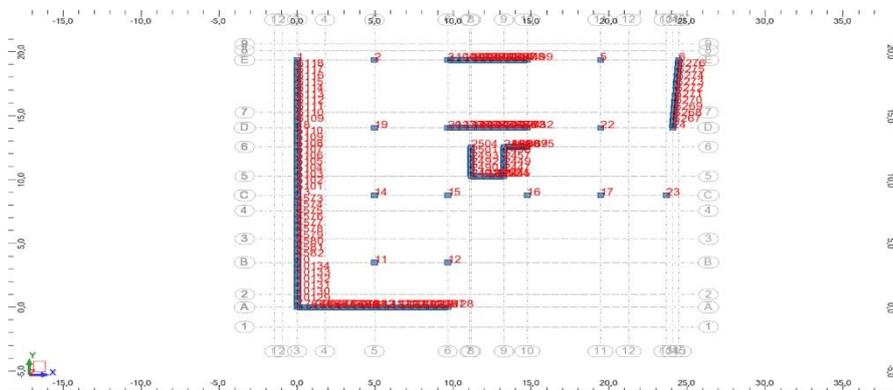


Figure.VII.8 : Position des voile

➤ Voile de contreventement

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

➤ Ferrailage des trumeaux :

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- Détermination des sollicitations suivant le sens considère.
- Détermination de la nature de la section en flexion composée

On a trois cas peuvent se présenter :

- Soit section entièrement tendue

- Soit section entièrement comprimée
- Soit section partiellement comprimée

Tout en admettant que :

- ❖ $N > 0$ effort de compression
- ❖ $N < 0$ effort de traction

Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

✓ **Ferrailage minimum** : selon (RPA99 v 2003)

Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section du béton tendu

Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : $A_{\min}=0,15\% h . b$
- En zone courante : $A_{\min}=0,10\% h . b$

➤ **Etapes de calcul** :

Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $h/6$).
- Calcul de l'excentricité « qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = M/N$)

Calcul des sections suivant leurs natures :

➤ **Section entièrement tendue** : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_u = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

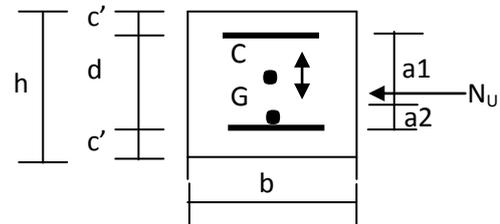


Figure.VII.9 : Position de l'effort normal et le centre de pression

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

✓ **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de compression.

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%_{\infty}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

Si : $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

$$\text{par :} \quad A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

✓ **Section partiellement comprimée :** la section est partiellement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

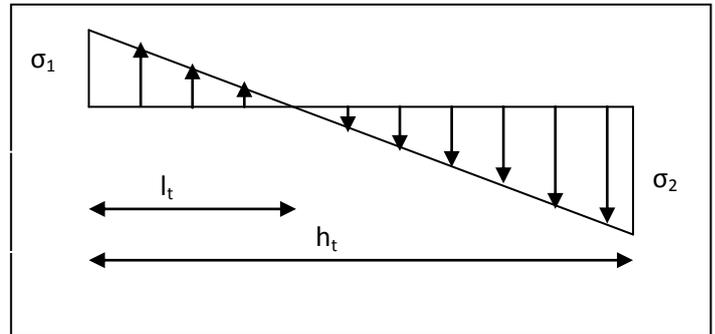
Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$



• 1^{ère} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

• 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

• 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

✓ $A_{\min 1}^{RPA} = 0,002 \times a \times l_t$

✓ $A_{\min 2}^{RPA} = 0,0015 \times a \times h$

✓ $A_{\min 2}^{RPA} = 0,001 \times a \times h$ (en zone courante)

Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage se fera calculer en flexion composées sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N = 0,8 N_G \pm N_E$$

$$M = 0,8 M_G \pm M_E$$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$N = N_G + N_Q \pm N_E$$

$$M = M_G + M_Q \pm M_E$$

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel « Robot » sous les combinaisons suivantes :

ELU : (1,35G+1,5Q)

ELS : (G+Q)

ELA : (G+Q+1,2Ex) , (0,8G+E)

Tableau VII.8: Sollicitations des voiles (ep=20cm)

Combinaisons	N (kN)	M (kN .m)	T (kN)
(1,35G+1,5Q)	4,79	43,97	48 ,23
(G+Q)	3,51	31,50	34,38
(G+Q+1,2E)	3,03	39,53	31,19
(0,8G+E)	4,08	25,49	15 ,85

Espacement :

L'espacement horizontal et vertical des barres doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs (**RPA99 v 2003**)

- Ferrailage vertical : $St \leq \min (15e ; 30 ; 15)$

- Ferrailage horizontal : $St \leq \min (15e ; 30)$

On devra disposer le ferrailage suivant :

-Des aciers verticaux

-Des aciers horizontaux

1) Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la Flexion composée, et ceci en tenant compte des prescriptions exigées par le (**RPA99 v 2003**).
D'écrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être prise en totalité par Les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0.2% de la section horizontal de béton Tendue.

2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accroché par des cadres Horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

3. Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de Recouvrement)

4. A chaque extrémité du voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur de voile, cet espace est au plus égale à 15 cm (le ferrailage Vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment)
5. Le pourcentage minimale d'armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est données comme suit :
- ✓ Globalement dans la section du voile égale à 0.15%
 - ✓ En zone courante égale à 0.10%
6. En présence d'une forte concentration d'effort de compression aux extrémités, les Barres verticales devons respecter les exigences imposées aux poteaux.

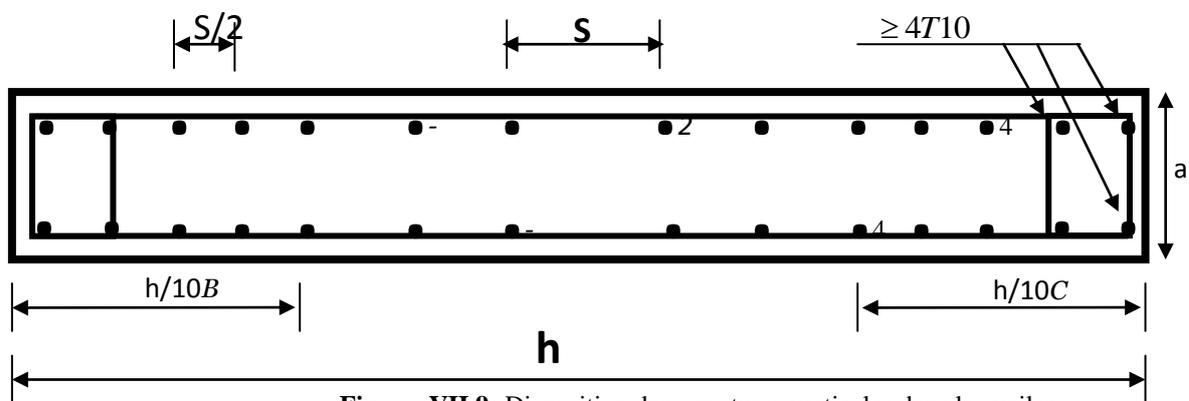


Figure. VII.9: Disposition des armatures verticales dans les voiles

2.Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

ϕ : Diamètre des barres horizontales.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le (RPA99 v 2003) préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- * $S \leq 1.5 e$ (e : épaisseur du voile).

- * $S \leq 22,5\text{cm}$.

□□ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile .

□□ Les longueurs de recouvrement doivent être à 40□□ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible .20□□ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = \frac{1.1\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad : \bar{V} = 1.4V.$$

Cette quantité d'armatures doit être ajoutée à la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts de traction.

a) Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{76 \times e \times a}{n}; 100 \right) \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Pour les vols :

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{15} \text{ avec } l_f = 0,7l_0 = 226,1 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 226,1 \times \frac{\sqrt{12}}{15} = 52,2 \Rightarrow \lambda < \pi \bar{\lambda}$$

Donc le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations.

b) Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_U^{MAX}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

Tableau VII.9 : Vérification a l'effort tranchant

	T^{\max} (kN/ml)	σ_u (MPa)	σ_{σ_u} (MPa)	observation
Voile 20 cm	0,04823	0,266	5	CV

c) Espacement minimal des armatures horizontales :

$$S_t \leq \pi \min(30\text{cm}, 1.5 \times b)$$

d) Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_0 - 0,3 \times f_{tj}^*}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} k = 0 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \tau_0 = 0,3 \cdot f_{tj}^* \cdot k \\ f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3,3\text{MPa}\} \end{cases}$$

➤ Calcul du Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions, Les sollicitations M et N sont donnés par le fichier **Robot**.

➤ Méthode de calcul :**Ferrailage vertical :**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{43,97}{4,79} = 9,179$$

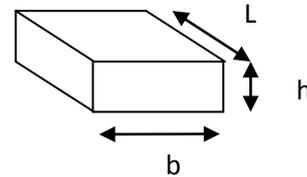


Figure VII.10: section de Calcul

⇒ On calcul la section à la flexion composée.

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} \\ e_2 = \frac{3 \times (L_f)^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) \quad \text{Avec : } L_f = 0,7 \times L \\ \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \cdot M_s}\right) \end{cases}$$

Pour : $\phi = 2$ et $L = 3,23\text{m}$ on obtient :

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{323}{250}\right\} = 2\text{cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L = 226,1\text{m} ;$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{43,97}{1,5 \times 31,50}\right) = 0,69 ;$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2,261)^2}{10000 \times 0,20} \times (2 + 2 \times 0,69) = 0,021 \text{ m}$$

$$e_T = 0,033 + 0,02 = 0,041 \text{ m}$$

Calcul des armatures :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{4790}{100 \times 20 \times 14,17} = 0,17 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 < 2/3 \Rightarrow \text{on calcul } e_{NC} ?$$

$$e_{NC} = \xi \times h \quad ; \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})}$$

ξ : L'excentricité critique relative.

$$\text{Pour : } \xi = 0,155 \quad \Rightarrow \quad e_{NC} = 0,031 \text{ m}$$

Puisque : $e_T > e_{NC} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée :

On calcul la section à la flexion simple sous un moment fictif suivant :

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \times (e_T + d - h/2) = 4,79 \times (0,041 + 0,18 - 0,20/2) = 0,579 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{fictif}} = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} = \frac{579 \times 10^2}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,13 \quad \mu > \mu_l$$

$$A_{S \text{ fictif}} = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,560 \times 100 \times 20 \times \frac{14,17}{348} = 45,61 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 45,61 - 58,72 = 13,11 \text{ m}^2$$

$$A_S < 0 \text{ en prend } A_S = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

⚡ Selon BAEL 91 modifier 99 :

$$A_{\min} > \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} > \max \left(\frac{1000 \times 200}{1000} ; 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2,1}{400} \right) \Rightarrow A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\{A_S ; A_S\} = \{13,11 \text{ cm}^2 ; 2,17 \text{ cm}^2\}$$

☞ Selon RPA99 modifier 2003 :

$$A_{\min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% 1000 \times 200 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\{A_s; A'_s\} = \{13,11 \text{ cm}^2; 3 \text{ cm}^2\}$$

Résultats de calcul sont regroupées dans tableau suivant :

Tableau VII.10: Ferrailages des voiles

	ferrailage	Min RPA (cm ²)		Armature choisie (cm ²)		St (cm)
ép=20cm	verticalement	0,007(b.h)	14	15,39	10T14	15
	horizontalement	Arm ver/4	3,5	4,52	4T12	30

➤ **Voile D'ascenseur :**

Voile périphérique de la cage d'ascenseur

$$\text{On prévoit un mur voile d'épaisseur : } e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{323}{22} = 15,68 \text{ cm.}$$

Soit : $e = 15 \text{ cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes. Le pourcentage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,15.b.\frac{e}{100} = 0,15 \times 100 \times \frac{15}{100} = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prévoit un double quadrillage en **4T10** d'espacement $St = 12 \text{ cm}$.

Conclusion:

Les calculs sont conduits conformément au règlement **BAEL91**. Est utilisant les organigrammes, concernant la justification et la vérification sous les différents sollicitations (flexion simple, flexion composée, efforts tranchants) et en a déterminé le ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut-être directe ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux) .

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Elle doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain d'assises.
- La répartition des charges descendantes vers le sol.
- Joue le rôle d'un appui.
- Limiter le tassement différentiel à une valeur acceptable.

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

VIII.2. Etude du voile périphérique

➤ Voile périphérique :

Un voile périphérique est un mur en béton armé exécuté entre la fondation et le niveau du plancher des deux sous-sol. D'après le **RPA99 v 2003**, leurs caractéristiques minimales sont comme suites :

- ❖ L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- ❖ Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ❖ Le poids des terres est un élément stabilisateur.

➤ Caractéristique du sol :

On sait que : $q = K_a \times \gamma \times h$

Avec :

k_a : coefficient de poussée.

γ : masse volumique des terres.

h : hauteur du voile.

φ : angle de frottement.

Q : surcharge d'exploitation

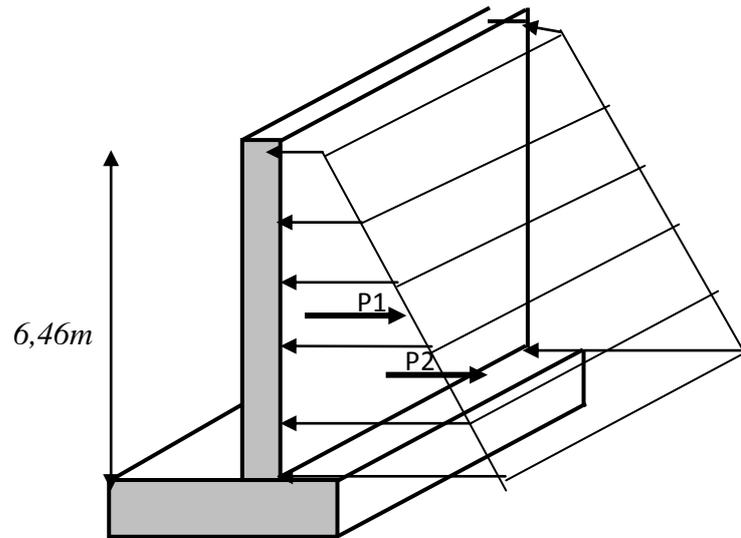


Figure.VIII.1: Schéma de Voile périphérique

Calcul la poussée des terres:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{On à : } (\varphi = 35^\circ)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = 0,27$$

$$K_a = K_q = 0,271$$

Mode de calcul :

Le voile travaille comme une dalle soumise à des efforts horizontaux « les poussées des terres » donc le calcul se fait à flexion simple.

➤ Calcul des sollicitations :

$$Q=5,00\text{kN/m}^2$$

P_1 : Force due à la surcharge

$$\sigma_1 = K_q \times Q$$

$$\sigma_1 = 0,271 \times 5 = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

$$P_1 = K_q \times Q \times h$$

$$P_1 = 1,35 \times 6,46 = 8,721 \text{ kN}$$

P_2 : Force due à la poussée des terres

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H$$

$$\sigma_2 = 0,271 \times 2 \times \frac{6,46}{2} = 1,75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = K_a \times \gamma \times H$$

$$P_2 = 1,271 \times 1200 \times 6,46 = 21 \text{ kN}$$

Calcul des sollicitations :**+ Charge à ELU :**

$$q_u = 1,35P_2 + 1,5P_1$$

$$q_u = 1,35 \times 21 + 1,5 \times 8,721 = 41,43 \text{ kN/m}^2$$

+ Charge à ELS :

$$q_s = P_2 + P_1$$

$$q_s = 21 + 8,721 = 29,721 \text{ kN/m}^2$$

➤ Evaluation des moments

On considère que le mur est une dalle pleine, de :

$$L_x = 4,95 \text{ m} \quad L_y = 5,30 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,95}{5,30} = 0,93 > 0,4$$

⇒ la plaque travaille suivant les deux directions.

La dalle travaille dans les deux sens, pour l'étude on prend une bande de 1m.

$$q_u = 41,43 \times 1 = 41,43 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 29,721 \times 1 = 29,721 \text{ kN/ml}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données, en fonction du α et de coefficient de poisson ν .

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$)

- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0,5 \cdot M_y$)

Tableau. VIII.1 : Récapitulatif des moments fléchissant.

Sens	moment (KN .m)			
	En travée		Sur appuie	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens xx	30,21	20,25	20,14	13,50
Sens yy	25,41	17,03	16,94	11,36

➤ **Calcul du ferrailage**

En travée :

Sens x

✚ **ELU** : $M_{tx} = 30,21 \text{ kN.m}$

$$d = 0,9 \times h \Rightarrow d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{30210}{100 \times 18^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,065 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\text{Poivot a} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,084$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,97$$

$$A_{ux} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 4,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \text{ Avec } f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{cat}, A_{\min}) = 4,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 8T10 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad e = 25 \text{ cm}$$

En appui : $M_a = 20,14 \text{ kN.m}$

$$\mu = 0,065 < \mu_{AB} = 0,044$$

$$\Rightarrow \text{Poivot a} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,056$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,978$$

$$A_{ux} = \frac{M_u}{\sigma_s \beta d} = 3,29 \text{ cm}^2$$

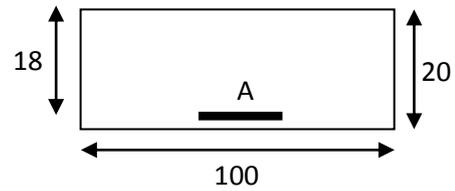


Figure. VIII.2: Section de calcul

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 3,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad e = 25 \text{ cm}$$

Tableau. VIII.2 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.

Sens x x		Sens y y	
En travée	En appuis	En travée	En appuis
4,99 cm ²	3,29 cm ²	4,18 cm ²	2,76 cm ²
8T10	6T10	6T10	4T 10
6,28	4,71	4,71	3,14

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$1) \sigma_{bc} < 0,6 \sigma_{c28} \quad \text{c. a. d} \quad \sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$$

$$2) \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \sigma_{st} < 202 \text{ MPa}$$

Sense x

En travée :

$$M_{ser}^t = 20,25 \text{ kN.m}$$

Les règles du « **BAEL 91** » indiquent qu'on peut se dispenser de vérifier la contrainte de compression du béton pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont en acier de classe Fe E 400 si la condition suivante est vérifiée :

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,49$$

α : correspond à μ calculé.

$$\sigma_{st} = \frac{n M_u \cdot (d - y)}{I} = \frac{15 \times 30210 \times (0,18 - 6,07 \times 10^{-2})}{2,086 \times 10^{-4}} = 173,70 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s$

Donc : Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

$$\frac{1}{2} b y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$y = 6,07 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times (6,07)^3}{3} + 15 \times 6,28(18 - 6,07)^2$$

$$I = 20861,95 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_u \cdot y}{I} = \frac{30210 \times 6,07}{20861,95}$$

$$\sigma_{bc} = 8,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau. VIII.3 : Tableau récapitulatif des Vérification des contraintes à l'ELS

Sens		M_s (kN.m)	y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
x x	En travée	20,25	6,07	20861,95	8,78	137,70	CV	CV
	En appui	13,5	11,2	17510,21	12,88	117,32	CV	CV
y-y	En travée	17,03	11,2	17510,21	10,89	148,02	CV	CV
	En appui	11,36	9,25	29987,86	5,23	57,62	CV	CV

VIII.3. Etude de la fondation

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

➤ **Stabilité des fondations :**

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

✚ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

✚ Des sollicitations dues au sol qui sont : des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondation doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentielles sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation et la structure à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géologique, et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

➤ **Le choix de type de fondation :**

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

↗ Semelle filante.

⇒ Semelle isolée.

⇒ Radier général.

On a : $Stout > \sum Safér$

Stout : Surface totale de bâtiment.

Safér : section afférent poteau

$Stout = 324,483 \text{ m}^2$. $Safér = 345,62$

Donc $324,483 < 345,62 \dots\dots\dots CNV$

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un **radier** général.

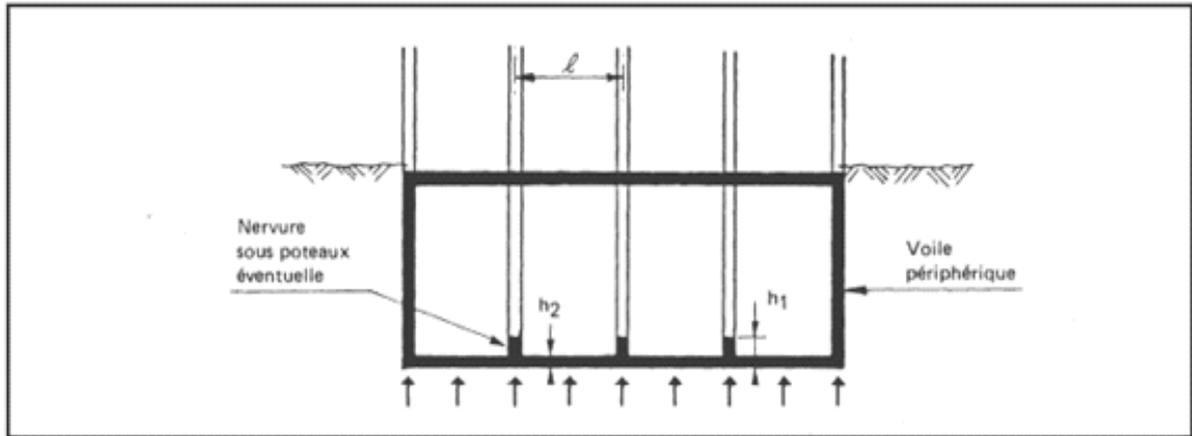


Figure.VII.2 : Schéma du radier nervuré.

➤ **Pré dimensionnement :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement ;
- 4- Condition de non poinçonnement.

1) Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20} \quad L_{max} = 5,30 \text{ m}$$

L : est la plus grande portée entre deux poteaux

$$h_1 \geq 26,5 \text{ cm} \quad \text{on prendre} \quad h_1 = 35 \text{ cm}$$

2) Condition de la longueur élastique :

On utilise un radier rigide $\Rightarrow L \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1)$

Le : Longueur élastique donnée par : $Le = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2)$

K : Coefficient de rigidité du sol = 40 MN/m^3

E : Module de déformation = $3,2 \times 10^4$ MPa

$$I : \text{Inertie du radier} : I = \frac{b \times h^3}{12} \dots\dots\dots(3)$$

b : Largeur du radier.

$$\text{Alors: } L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} = 4 \sqrt{\frac{4 \times 3,2 \times 10^4 \times 107187,5}{40 \times 10^6}} = 4,57 \text{ m}$$

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow 5,30 \text{ m} \leq 7,18 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

*Introduisons les expressions (2) et (3) dans (1). Il en résulte

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40 \times 10^6}{3,2 \times 10^4 \times 10^9} \left(\frac{2 \times 5300}{3,14}\right)^4}$$

$$h_2 \geq 78,67 \text{ cm}$$

_La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_1 = 80 \text{ cm}$.

3) Condition de non cisaillement :

Pour le panneau le plus défavorable

$$\text{On a : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$L_x = 4,9 \text{ m}$$

$$L_y = 5,30 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \rho = 0,92$$

On sait que la fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$$h_3 \geq \frac{T}{0,9 \times b \times \tau_u}$$

$$\text{Donc : } h_3 \geq \frac{T}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{0,0806}{0,9 \times 1 \times 3,26} = 0,0271$$

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de 35 cm, avec des nervures d'une hauteur $h = 80 \text{ cm}$. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

➤ **Calcul de la surface nécessaire du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$N = (N_{radier} + N_{bâtiment}) = (G_{radier} + G_{voile\ périphérique} + G_{bâtiment})$$

$$N = (50111,14 + 16150 + 875) = 67136,14 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 4 \text{ barre}$$

$$\text{Donc : } S = 166,15 \text{ m}^2.$$

➤ **Calcul du débordement D :**

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hl}{2}, 30 \right)$$

$$\text{Soit : } D = 50 \text{ cm}$$

$$D' \text{ où : } S_r = S + D \times 2 \times (X + Y) = 324,483 + 0,50 \times 2 \times (216,56) = 541,043 \text{ m}^2$$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est $S_r = 541,043 \text{ m}^2$.

➤ **Vérification au non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°
La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

Nous devons vérifier :

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h_r f_{c28} / \gamma_b \quad \text{(CBA93)}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU

$$Q_u = \frac{Nu}{L}$$

$$Nu = 1,35G + 1,5Q = 4,052 \text{ MN}$$

$$Q_u = \frac{4,052}{5,30} = 0,76 \text{ MN/ml}$$

Avec :

hr : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 (L + b + 2 hr)$$

$$\mu_c = 2 (5,3 + 0,2 + 2 \times 0,35) = 12,4 \text{ m}$$

$$Q_u = 0,76 \text{ MN} < 0,045 \mu_c hr f_{c28} / \gamma_b = 3,25 \text{ MN}$$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

a) Détermination des sollicitations

➤ Caractéristiques du radier :

h = 35 cm ; e = 20 cm.

Surface du radier S = 324,48 m²

$$I_{xx} = 4266,66 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 6666,67 \text{ m}^4$$

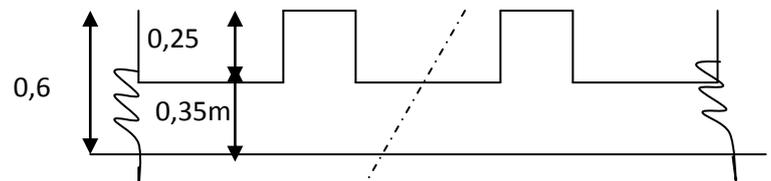


Figure.VIII.3 : Schéma du Radier

➤ Vérification de l'effet de sous-pression :

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne se soulève pas.

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface du radier ;

1,5 = Coefficient de sécurité

γ : Poids volumique de l'eau.

Z = Hauteur d'ancrage du radier

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 324,48 \times 10 \times 3,55 = 17035,2 \text{ kN}$$

$$P = 50111,15 > 17035,2 \text{ kN}$$

Donc le bâtiment ne se soulève pas.

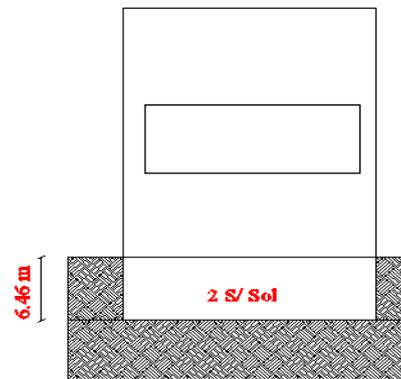


Figure.VIII.4: Ancrage du Bâtiment

b) Ferrailage du radier :

Le radier se a calculée comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les nervures. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, ou émergé en eau douce. Le radier sera bétonné sans reprise dans son épaisseur.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne dans le sol et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés puis chargés par la contrainte moyenne du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD afin de déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du coefficient de Poisson et du rapport : $\rho = L_x / L_y$.

❖ Méthode De Calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

$$\text{-Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\text{-Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficient fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Moment en travée : ($M_{tx} = 0.85 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0.85 \cdot M_y$)

➤ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.4 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0.4 \cdot M_y$)

❖ Evaluation des charges et surcharge :

ELU :

$$q_U = \frac{N_u}{S_{rad}} = 122,83 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = \frac{Q+G}{S_{rad}} = 115,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,92$$

Si : $0 < \rho < 0,4$ La dalle porte dans un seul sens

$$M_x = \frac{qLx^2}{8} \quad \text{et} \quad M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$ La dalle porte dans un seul sens :

$$M_{0x} = \mu_x qL^2x \quad \text{et} \quad M_{0y} = M_{0x} \mu_y$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

***Panneaux de rive**

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.4 M_0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0$$

***Panneaux intermédiaires**

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.5M_0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75M_0$$

$$\text{Moments minimaux en travée : } M_{ty} = \frac{M_{tx}}{4}$$

Ferrailage longitudinal : le ferrailage est déterminé par le calcul d'un section rectangulaire en flexion simple.

Ferrailage transversal : les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

La contrainte tangente vérifie :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

T_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

❖ Calcul des moments

Dans les tableaux [VIII.4.5] sont données les moments pour chaque panneau à l'ELU, ELS

Tableau. VIII.4: calcul des moments a ELU pour chaque panneau

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μ_x	μ_y	M _{ox} (kN.m)	M _{oy} (kN.m)
P ₁	4,9	5,3	0,93	0,042	0,841	128,81	108,3
P ₂	4,37	4,83	0,90	0,045	0,778	107,43	83,58
P ₃	4,7	3,5	1,34	0,068	1	184,51	184,5
P ₄	4,3	4,7	0,93	0,042	0,841	100,39	84,43
P ₅	4,2	5,3	0,80	0,056	0,595	124,17	73,88
P ₆	5,02	5,3	0,95	0,041	0,888	126,91	112,6
P ₇	4,9	5,2	0,93	0,042	0,841	126,22	106,1
P ₈	4,9	5,3	0,92	0,043	0,819	129,17	105,7
P ₉	4,83	5,3	0,91	0,0448	0,798	128,37	102,44
P ₁₀	4,8	4,3	1,11	0,036	1	105,45	105,44

Tableau. VIII.5: Calcul des moments a ELS pour chaque panneau

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μ_x	μ_y	M _{ox} (kN.m)	M _{oy} (kN.m)
P ₁	4,9	5,3	0,93	0,042	0,841	121,60	102,26
P ₂	4,37	4,83	0,90	0,045	0,778	101,41	78,90
P ₃	4,7	3,5	1,34	0,068	1	174,17	174,18
P ₄	4,3	4,7	0,93	0,042	0,841	94,77	79,70
P ₅	4,2	5,3	0,80	0,056	0,595	117,22	69,74
P ₆	5,02	5,3	0,95	0,041	0,888	119,80	106,31
P ₇	4,9	5,27	0,93	0,042	0,841	119,15	100,20
P ₈	4,9	5,3	0,92	0,043	0,819	121,94	99,86
P ₉	4,83	5,3	0,91	0,0448	0,798	121,18	96,70
P ₁₀	4,83	4,37	1,11	0,036	1	99,54	99,54

a) Ferrailage :

Dans les deux tableaux (6) et suivant sont présentés les résultats de calcul du ferrailage à ELU respectivement.

Tableau. VIII.6: Ferrailage longitudinale à ELU

	Sur appui (M_{ax})	En travée (M_{tx})	En travée (M_{ty})
M_u (MN.m)	0,073	0,156	0,156
μ	0,051	0,11	0,11
σ_s (MPa)	348	348	348
α	0,065	0,147	0,147
β	0,97	0,94	0,94
A_u (cm ² /ml)	6,89	15,13	15,13
A_{umin} (cm ² /ml)	3,8	3,8	3,8
choix	6HA14	8HA14	8HA14
A_u (cm ² /ml)	9,23	16,08	16,08
S_t (cm)	20	25	25

C) Vérification à l'état limite de service :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{array} \right.$$

$$\frac{by^2}{2} + nA_s(d-y) = 0 \quad \text{Avec } n=15$$

$$\frac{by^2}{2} + 15A_s(d-y) = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$$

$$\sigma_{bc} = K.y \quad (\text{MPa})$$

$$K = \frac{M}{I}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y) = \text{MPa}$$

Tableau.VIII.7 : Vérification du contraint à l'ELS

		Y(cm)	I(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Suivent x	Appuis	7,93	93531,46	10,29	15	Cv	4,56	202	CV
	Travée	5,18	171722,5	5,30	15	Cv	45,84	202	CV
Suivent y	Travée	5,18	171722,5 2	5,30	15	Cv	45,84	202	CV

d) Vérification de l'effort tranchent :

Doit être :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

Dont :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{e}{2}} \quad T_u = \frac{122,83 \times 5,30}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,92}{2}} = 222,94$$

Donc :

$$\tau_u = 0,07 \leq 2,5 \dots \dots \dots \text{CV} \quad (\text{pas d'armateurs transversale})$$

V.III.5. Ferrailage des nervures :

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions

a. Pré dimensionnement de la nervure :

Longueur de nervure : $L = 5,30 \text{ m}$.

La hauteur de la nervure :

$$\frac{L}{6} \geq h \geq \frac{L}{9}$$

$88,33 \geq h \geq 58,88$ on prend $h=60 \text{ cm}$

La largeur de la nervure :

$$0,8h \geq b \geq 0,4h$$

$48 \geq b \geq 24$ on prend $b = 30 \text{ cm}$

$$b_1 \text{ min } \begin{cases} \frac{L}{2} - b = 235 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = 53 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{alors: } b_1=53 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 136 \text{ cm} = 1,36 \text{ m}$$

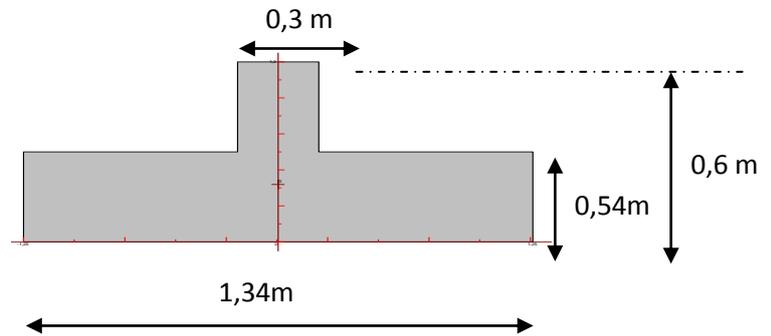


Figure.VII.5 : Coupe de nervure

La hauteur utile : $d = 54 \text{ cm}$

Enrobage : $c = 5 \text{ cm}$

b. Ferrailage du nervure :

1) Ferrailage longitudinal :

❖ Evaluation des moments pour poutre principale :

Tableau.VIII.8: Les moment du la nervure principale

	Moment	
	Appuis	Travée
ELU	0,215	0,325
ELS	0,203	0,259

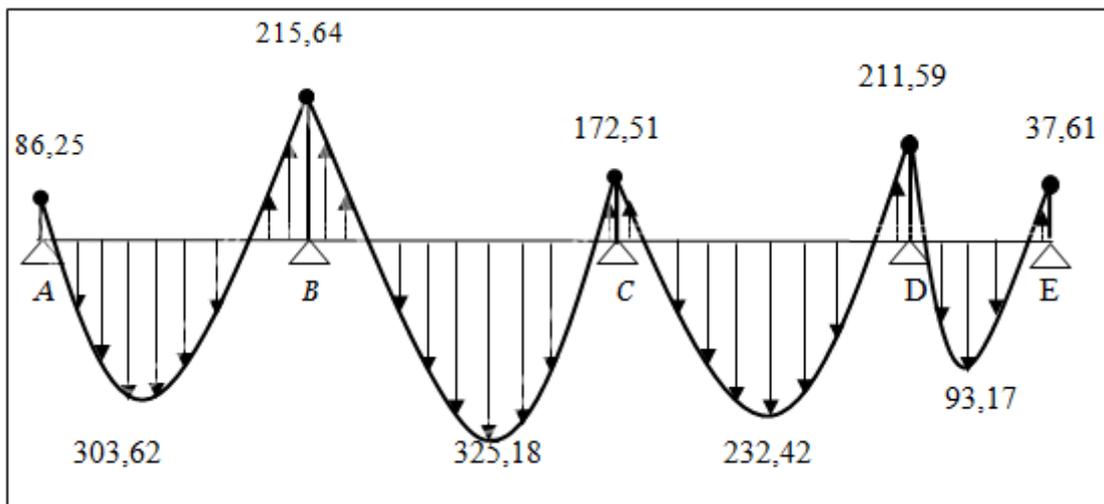


Figure.VIII.6 : Diagramme de moment à l'ELU

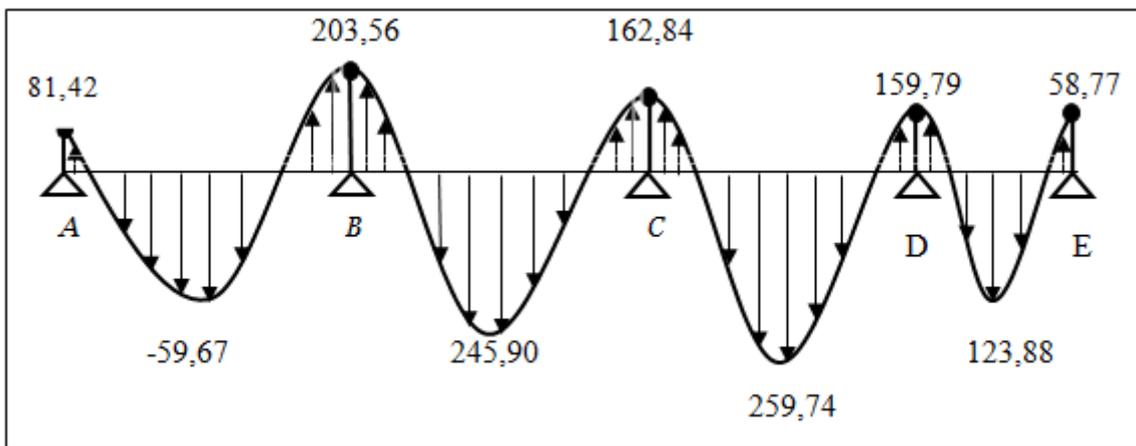


Figure.VIII.7 : Diagramme de moment à l'ELS

❖ Evaluation des moments pour poutre principale :

Tableau.VIII.9 : Les moment du la nervure secondaire

	Moment	
	Appuis	Travée
ELU	0,193	0,231
ELS	0,182	0,249

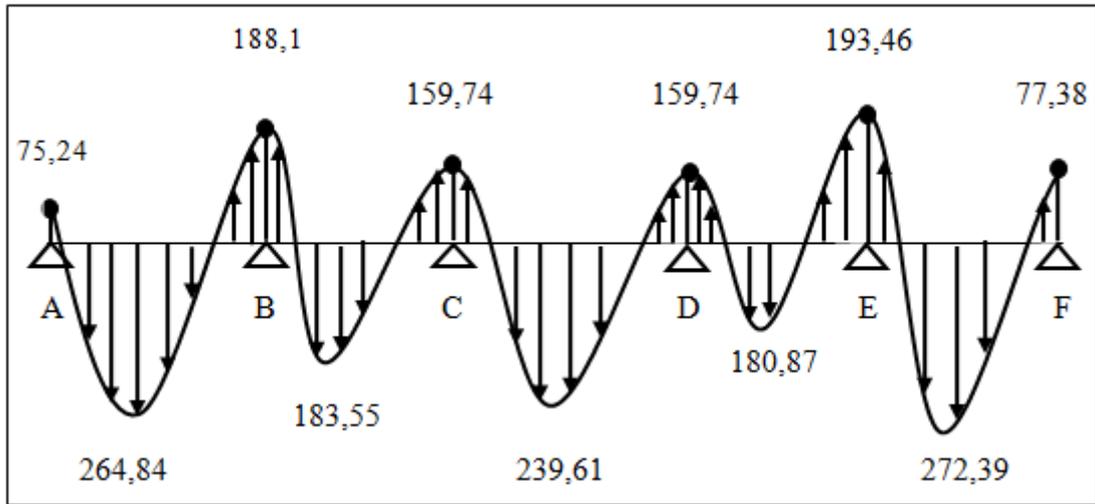


Figure.VIII.8 : Diagramme de moment à l'ELU

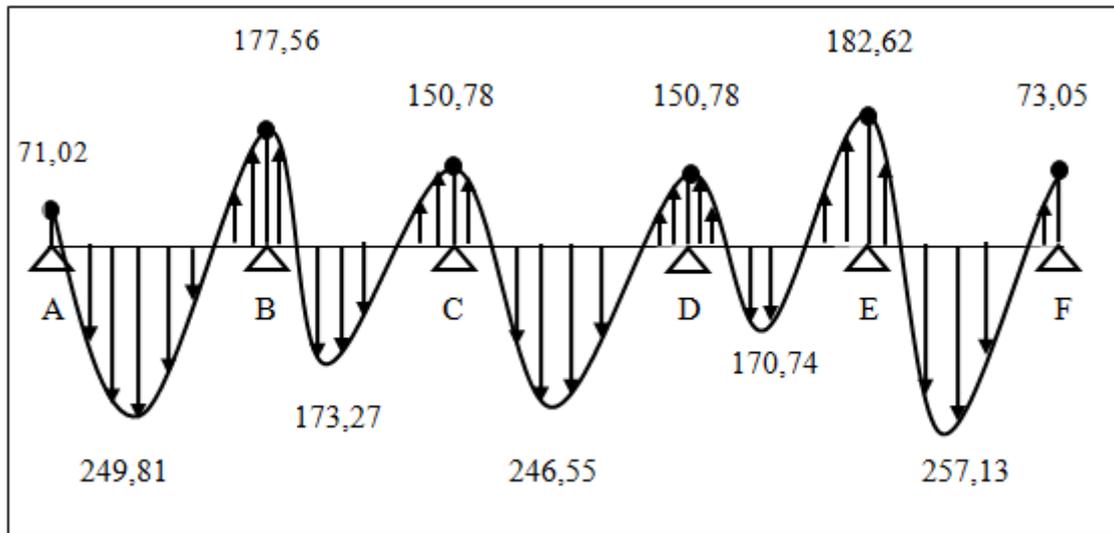


Figure.VIII.9 : Diagramme de moment à l'ELS

L'ELU pour PP:

➤ En travée :

$$M = 0.215 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,215}{0,3 \times (0,54)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu = 0.173$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$,

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.23$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.90$$

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

$$A_t = \frac{M_t}{\beta\sigma_s d} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 136 \times 54 \times \frac{2,1}{400} = 8,86 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_t = \max(A_t ; A_{\min})$

$$A_t = 12,7 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis :

$$M = 0.23 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,23}{0,3 \times (0,54)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu = 0.18$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$,

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.25$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.89$$

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

$$A_t = \frac{M_t}{\beta\sigma_s d} = 13,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 136 \times 54 \times \frac{2,1}{400} = 8,86 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_t = \max(A_t ; A_{\min})$$

$$A_t = 13,6 \text{ cm}^2$$

Tableau.VIII.10 : Ferrailage du la nervure pp

	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$	Choix	$A_{\text{choix}} (\text{cm}^2)$
Travée	8,86	12,7	8HA16	16,08
Appuis	8,86	13,6	9HA14	13,85

Vérification à l'ELS PP :**➤ En travée :**

Le moment maximum en travée $M_{\max} = 0,259 \text{ MN.m}$

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{325,00}{259,00} = 1,25$$

$$\alpha \leq \frac{1,25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375$$

$$\alpha = 0,017 < 0,37 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ En appuis :

Le moment maximum en appuis $M_{\max} = 0,203 \text{ MN.m}$

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{215,00}{203,00} = 1,05$$

$$\alpha \leq \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$$

$$\alpha = 0,017 < 0,275 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

Tableau.VIII.11: Ferrailage du la nervure Ps

	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$	Choix	$A_{\text{choix}} (\text{cm}^2)$
Travée	8,86	20	6HA16+4HA14	20,1
Appuis	8,86	13,81	9HA14	13,85

2. Ferrailage transversal :

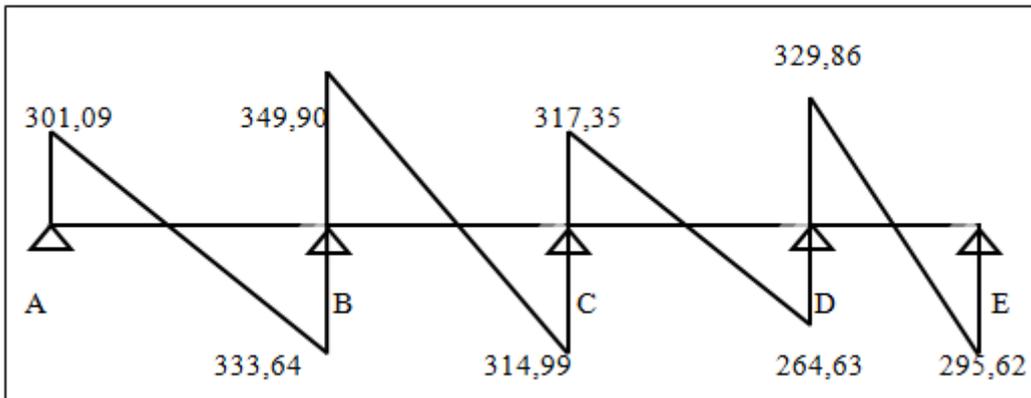


Figure.VIII.10 : Effort tranchant de nervure principale

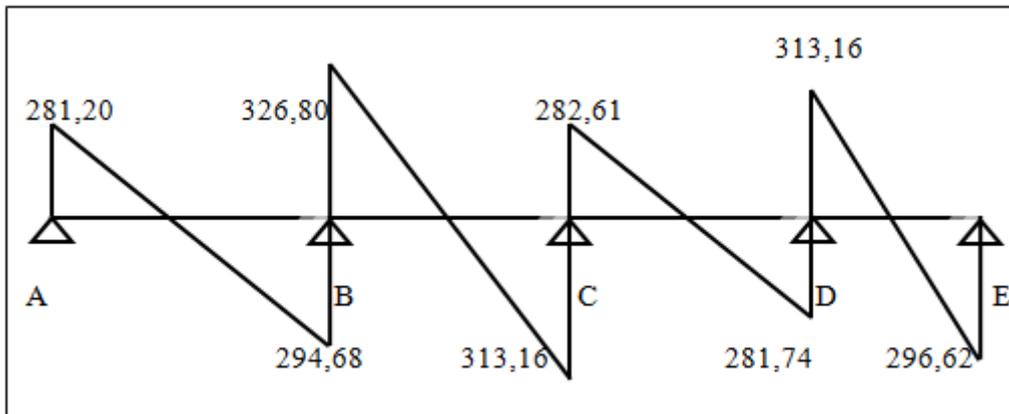


Figure.VIII.11 : Effort tranchant de nervure secondaire

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{0,349 \times 5,3}{0,54 \times 0,3} = 1,14MPa \leq \bar{\tau}_u$$

La condition est vérifiée.

Calcul du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \{1,71; 1,4; 3\} \Rightarrow \Phi_t \leq 1,4$$

Alors on adopte :

Alors on adopte un choix de : 10Φ

➤ **Espacement :**

D'après RPA 93 version 2003 les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{136}{4}; 12.1,4 \right\} = 16,8cm$$

$$\Rightarrow S_t = 20cm (\text{en zone nodale})$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 30cm$$

$$\text{on prend : } S_t = 30cm (\text{zone courante})$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, on peut dire que le type de fondation adopté dans notre étude est un radier vu la charge importante de la structure et la nature de sol décrit dans le rapport du sol. Additivement des mesures de rigidifications de l'infrastructure sont prise en compte ainsi la protection de fondation vis-à-vis des risques extérieurs notamment l'eau.

Conclusion générale

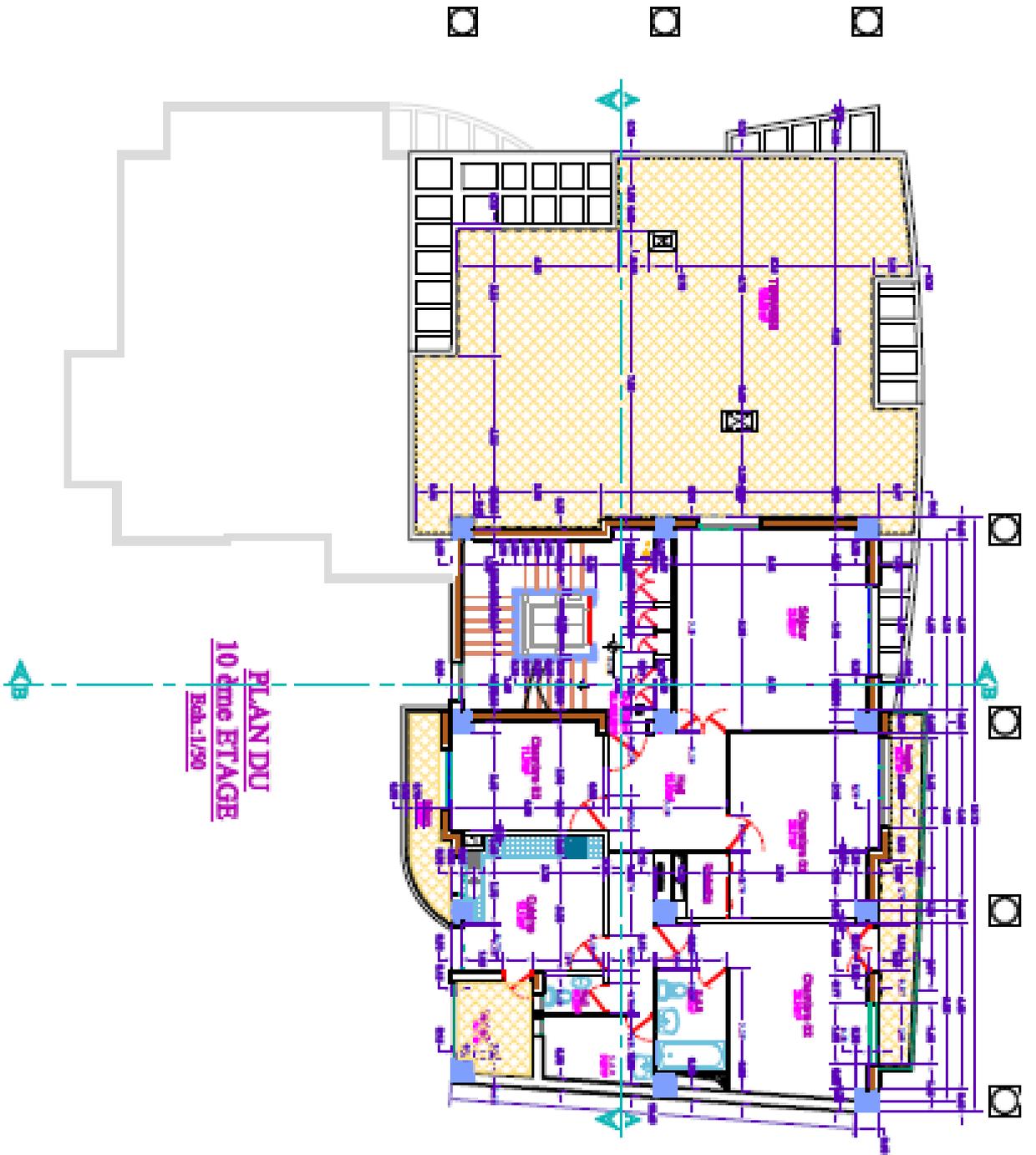
Dans le cadre du projet de fin d'étude, nous avons été très bénéfique ainsi bien sur le plan théorique que pratique pour ce qui est de la structure des bâtiment en béton armé.

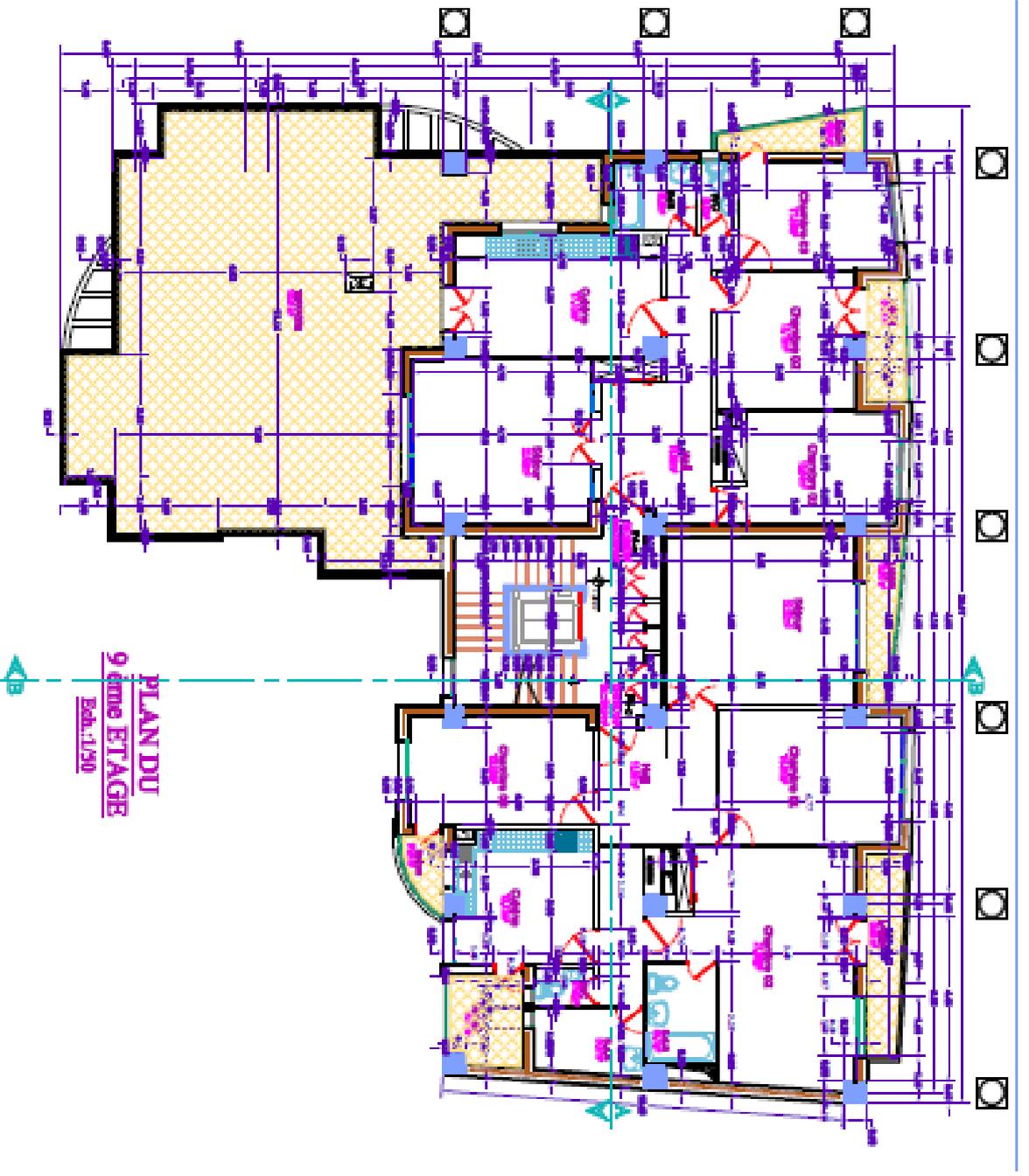
Les recherches effectuées en fin de formation nous ont présents quatre intérêts.

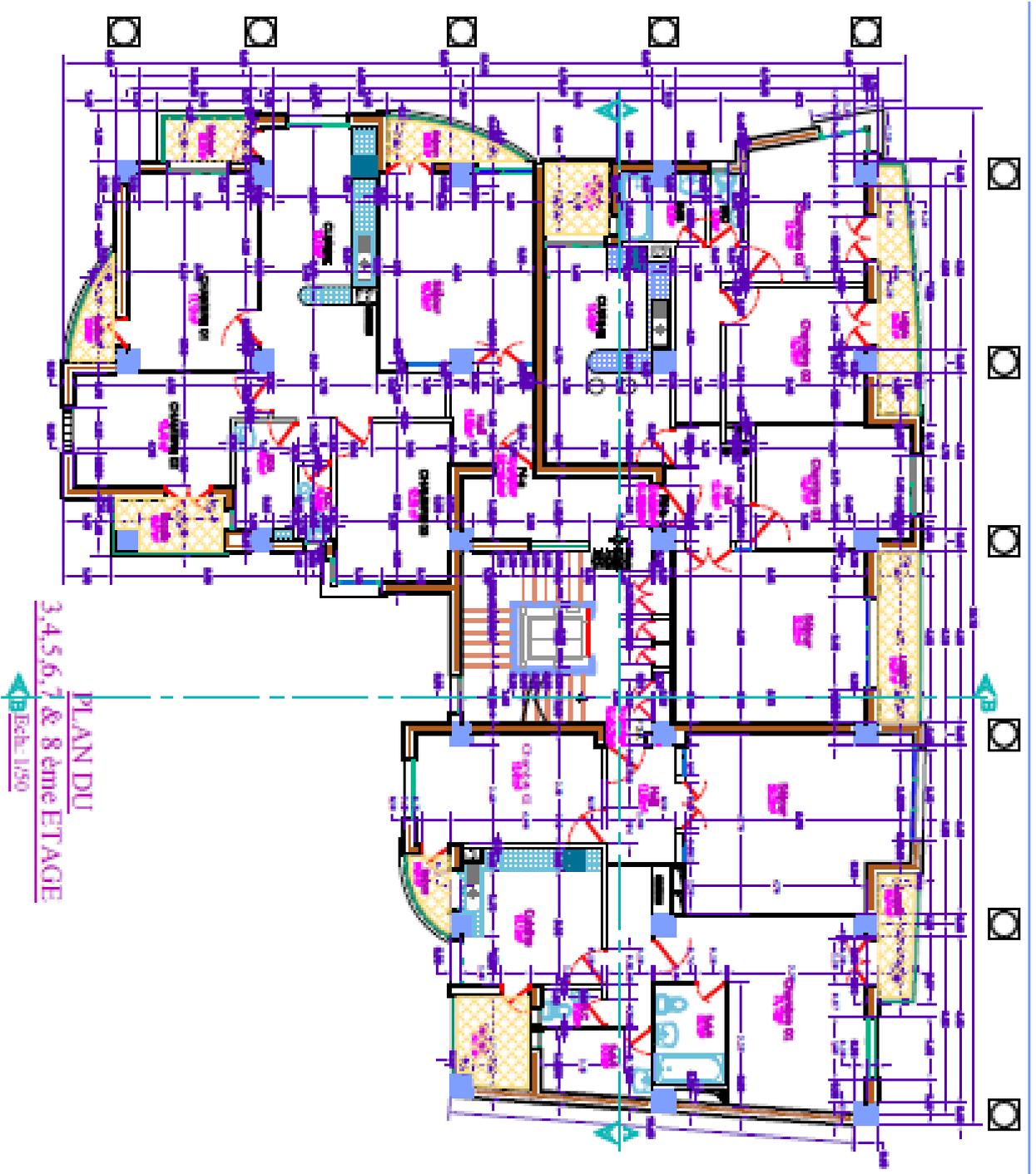
- ❖ le premier intérêt porte sur la mise en pratique des connaissances théorique acquises durant le cursus de formation universitaire en matière génie civil
- ❖ le deuxième intérêt porte l'utilisation et l'exploitation des règlements techniques.
- ❖ le troisième intérêt porte sur la résolution des problèmes tenant compte, la sécurité de l'ouvrage et point de vue économique ; en vigueur l'effet sismique.
- ❖ le quatrième intérêt porte sur la manipulation et la maîtrise de certains logiciels (Robot Millénium, Auto CAD 2006, Socotec....etc.).
- ❖ Le cinquième intérêt porte sur exploitation correcte des résultats obtenus par logiciel de calcul.
- ❖ Le sixième intérêt c'est que on a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi sur des critères importants comme, la résistance, la durabilité, l'économie
Nous avons choisi le logiciel Robot à partir de ses multiples avantages comme : la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution, il définit la structure à analyser dans son ensemble avec l'interprétation graphique des résultats de l'analyse dynamique et statique .

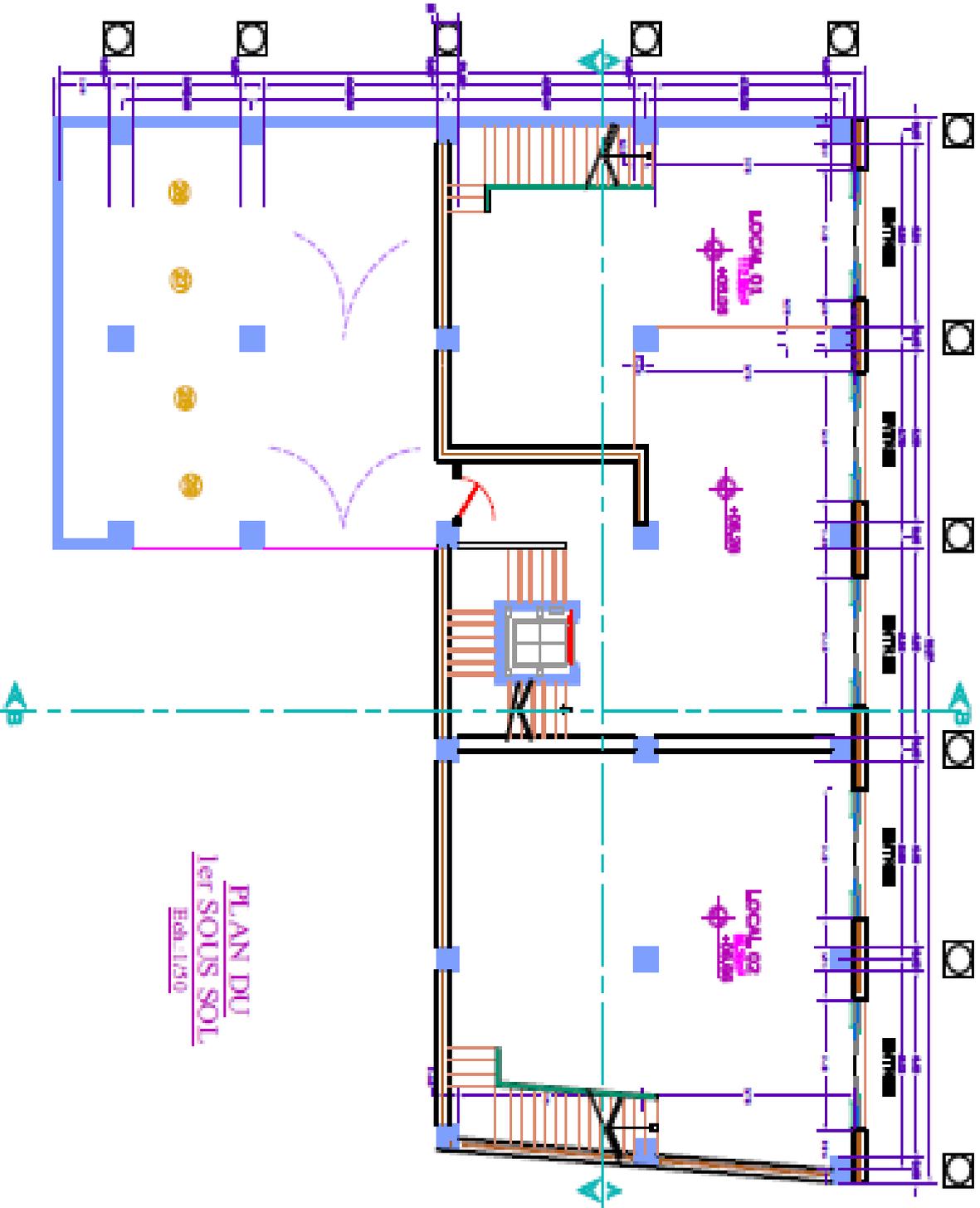
Enfin, nous espérons que ce mémoire sera le point de départ pour d'autres projets afin de participer à la relance du secteur national de construction.

Annexe

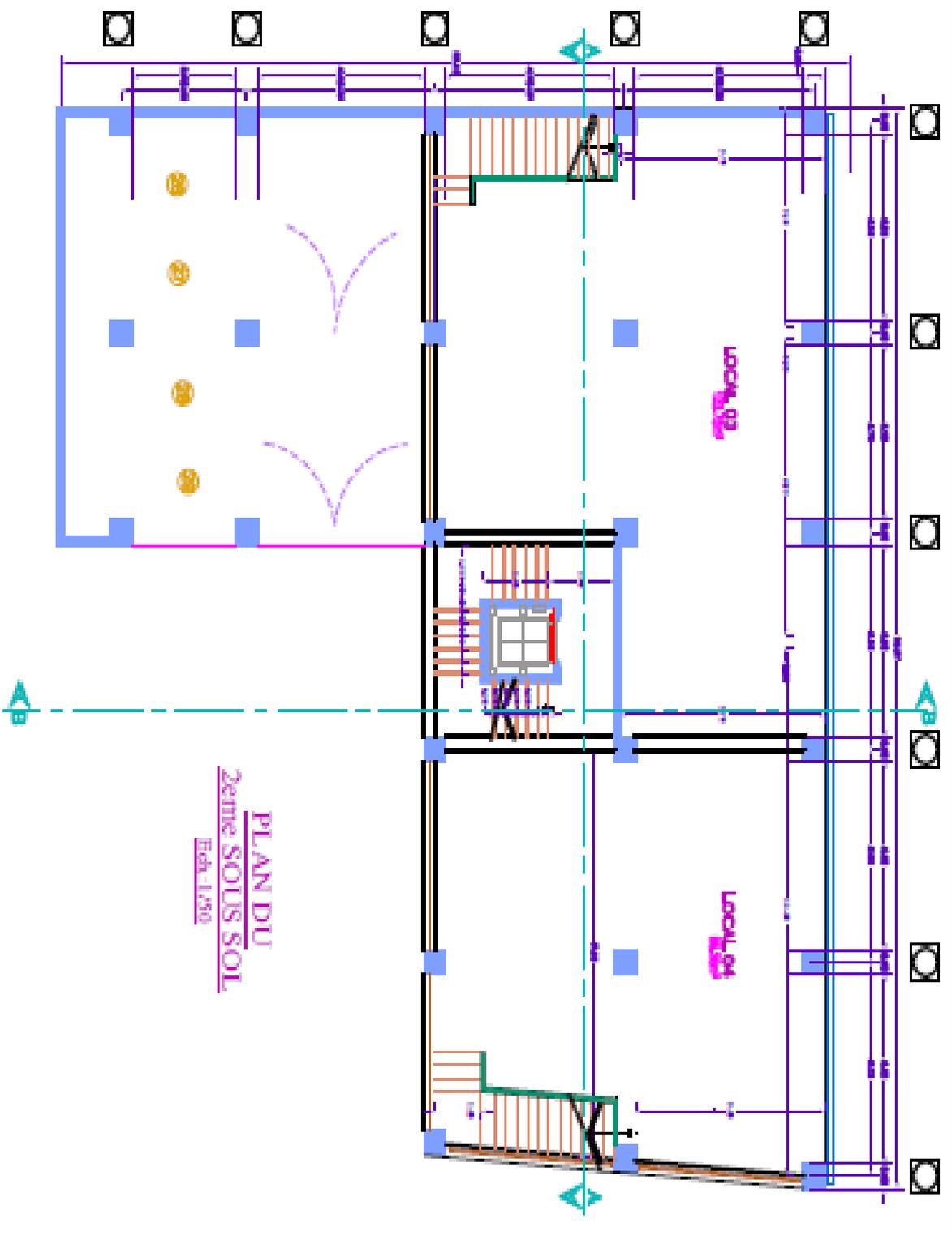








PLAN DU
1er SOUS SOL
Ech. 1/150

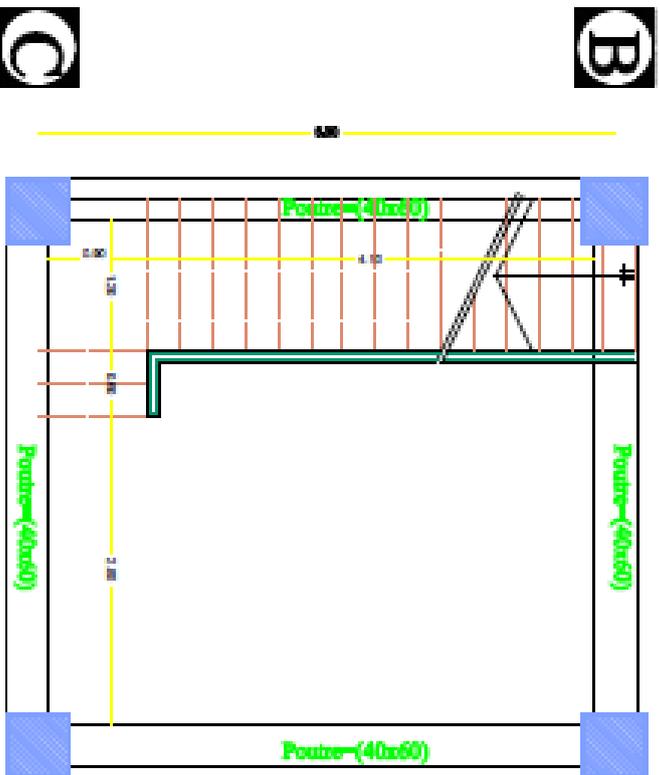


PLAN DU
2eme SOUTS SOL.
Ech. 1/50

1

2

4.80

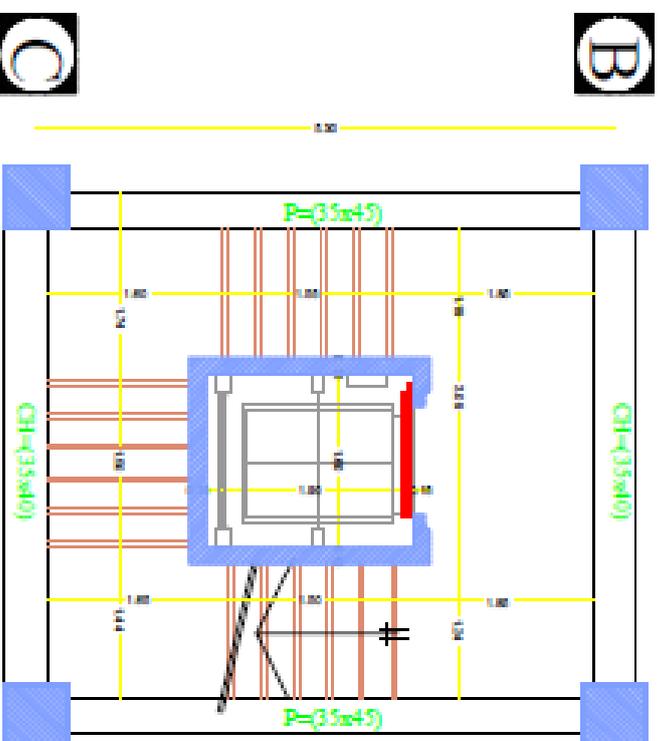


VUE SUR ESCALIER N°:02

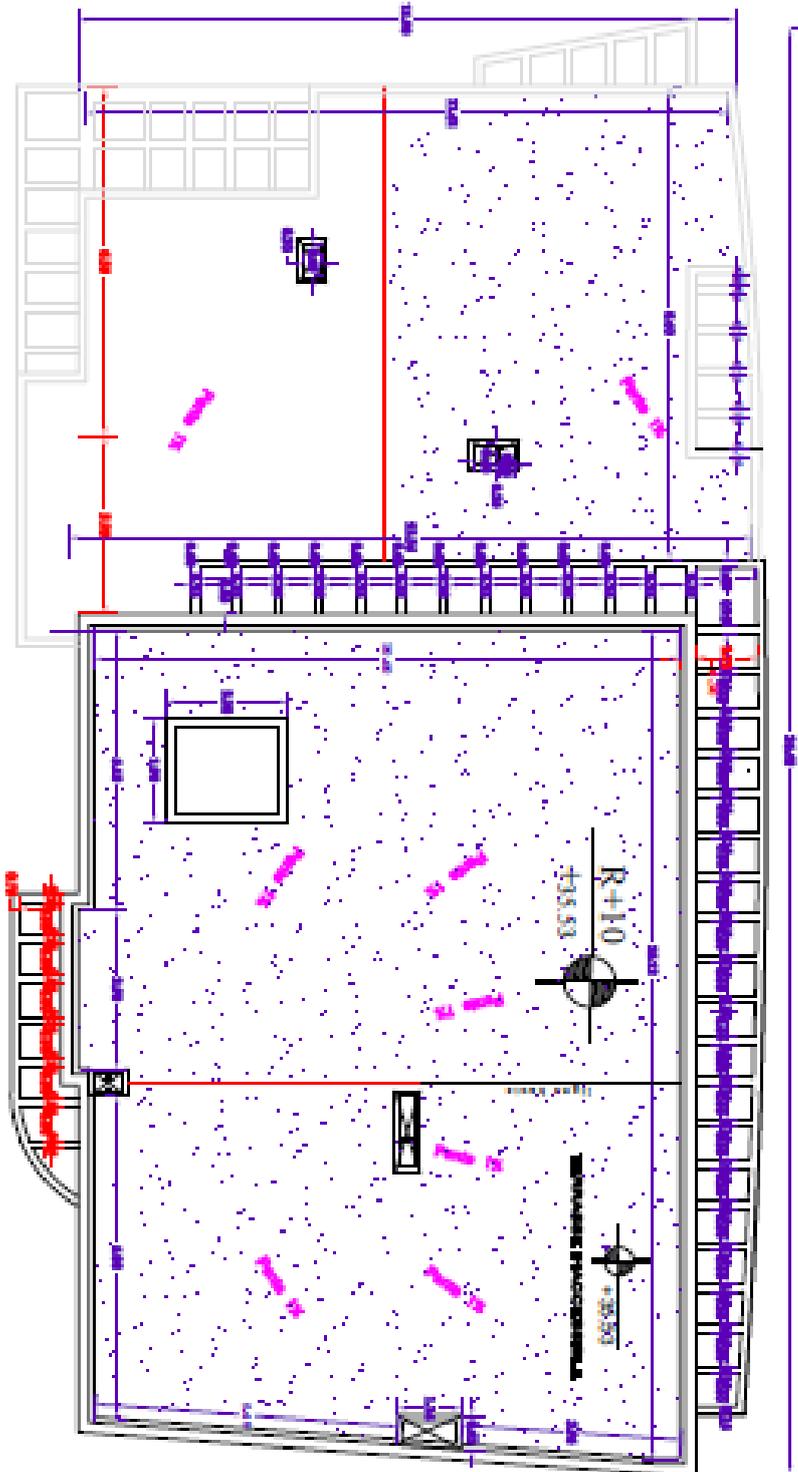
3

4

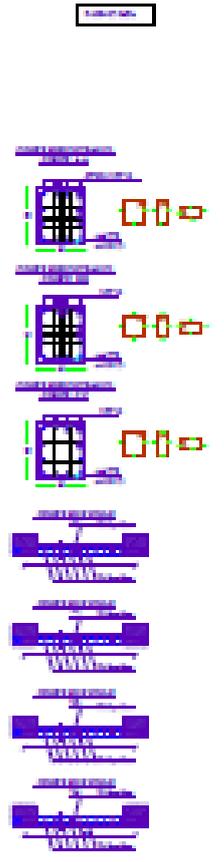
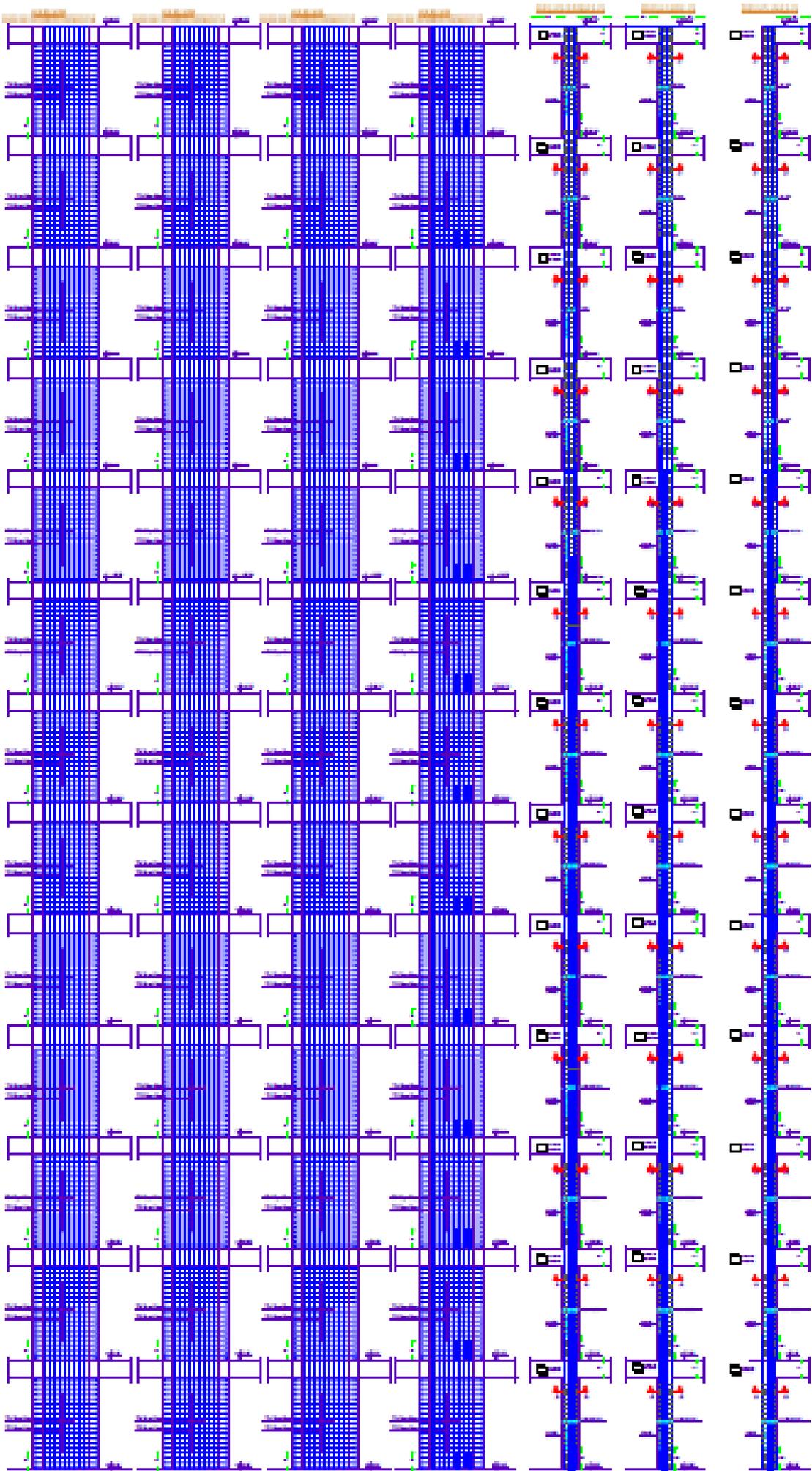
1.80

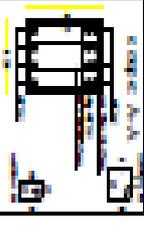
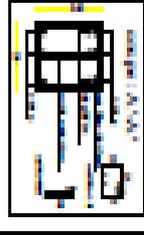
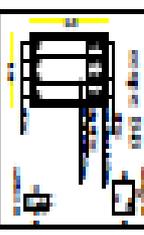
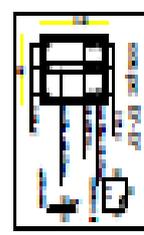
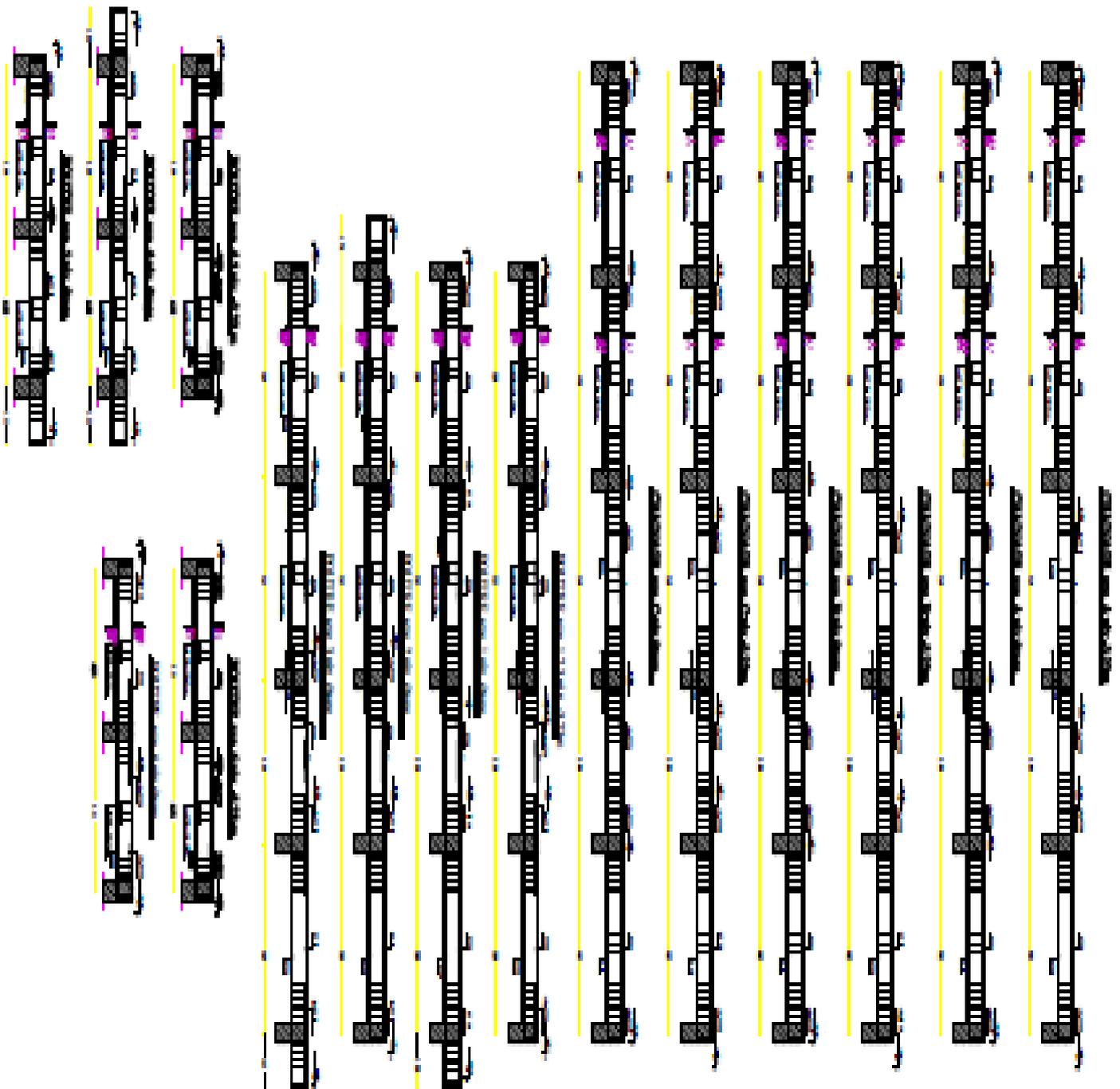


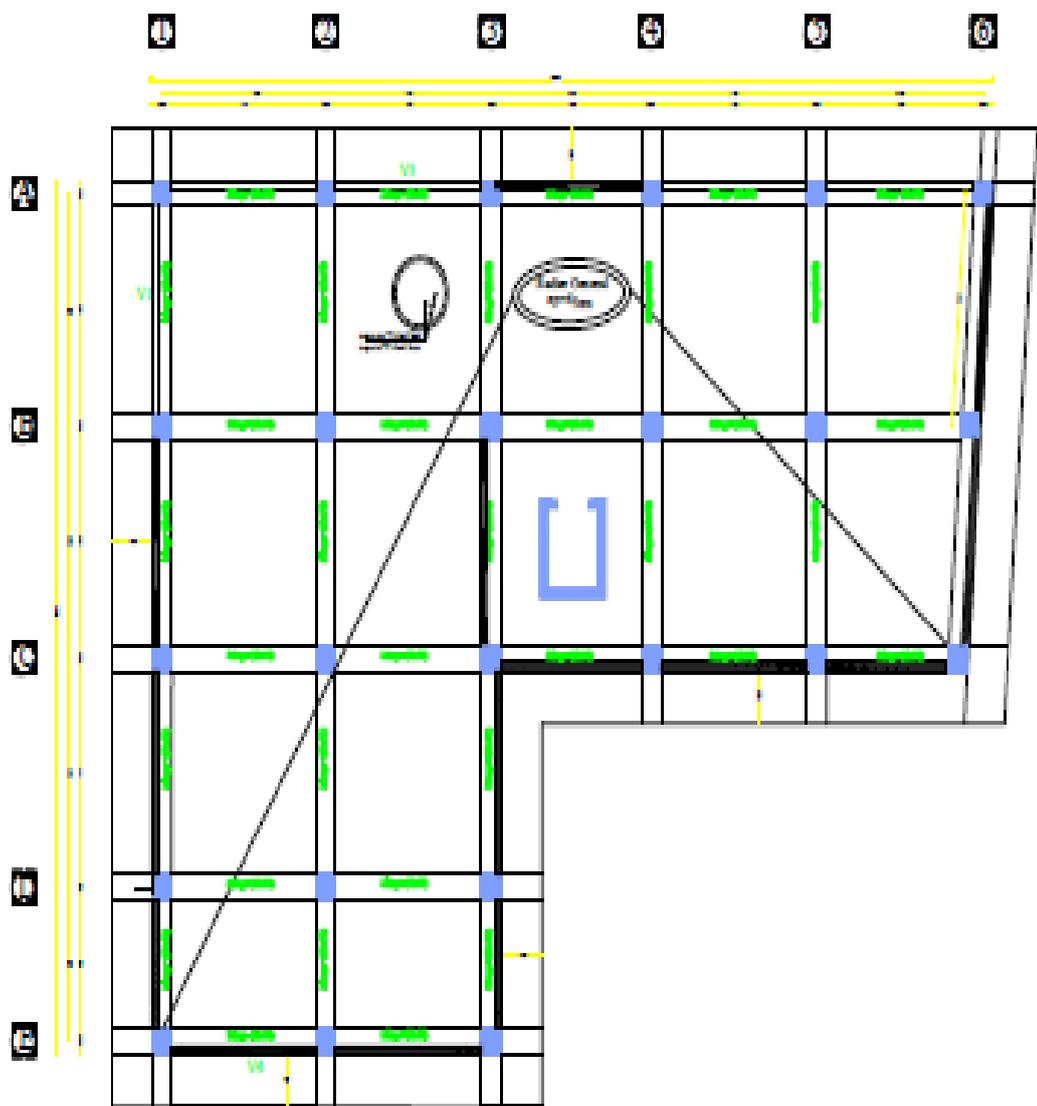
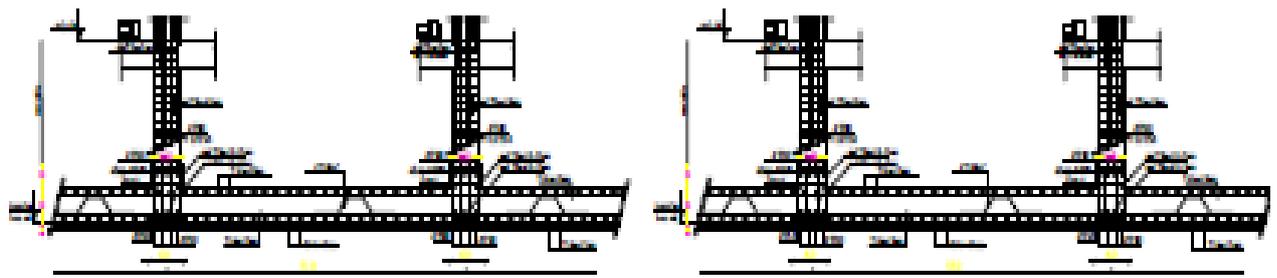
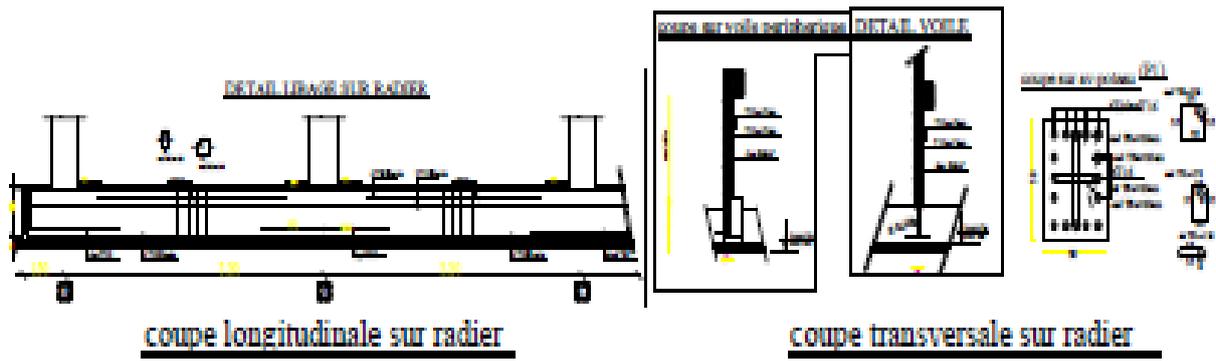
VUE SUR ESCALIER N°:01



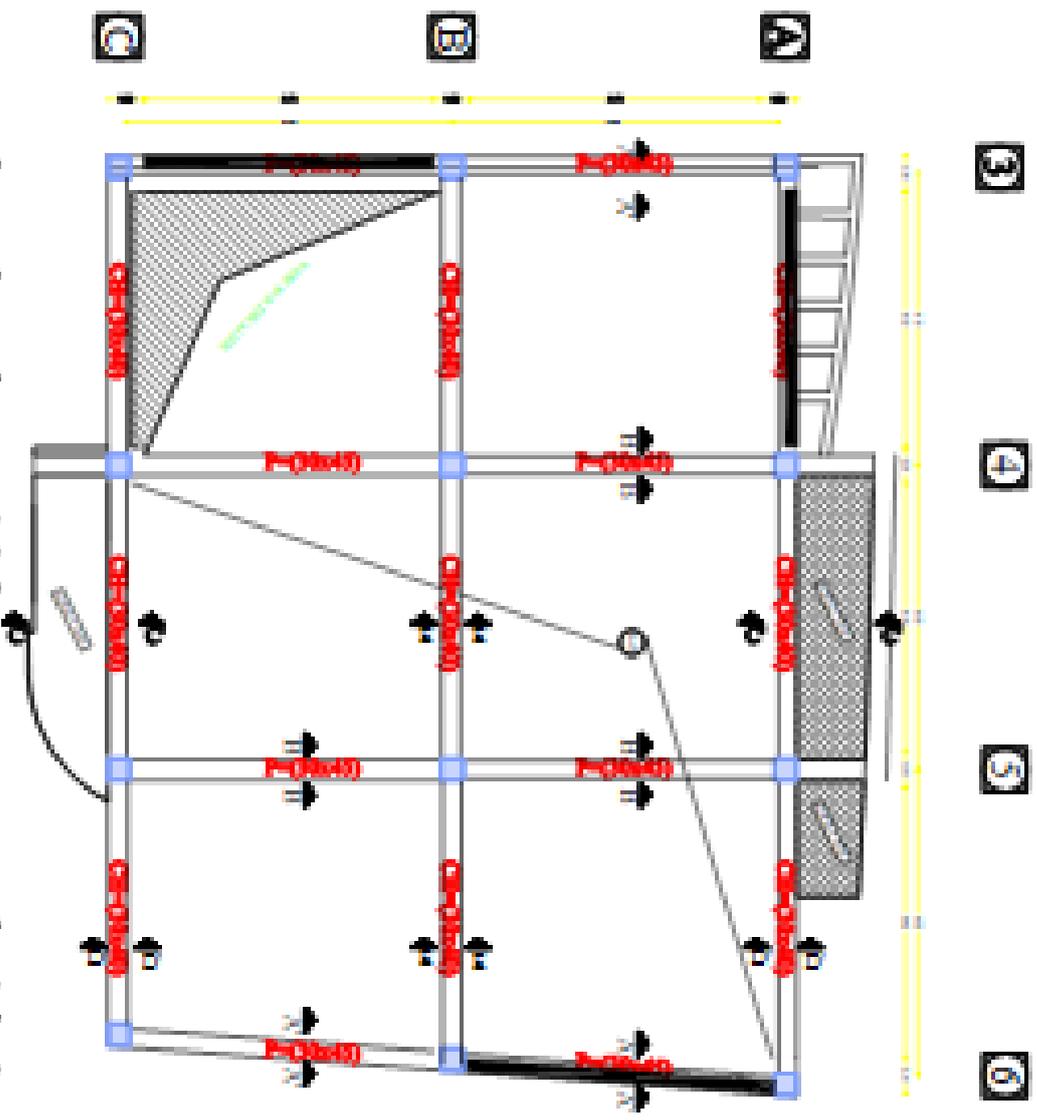
PLAN DE TOITURE Ech: 1/50



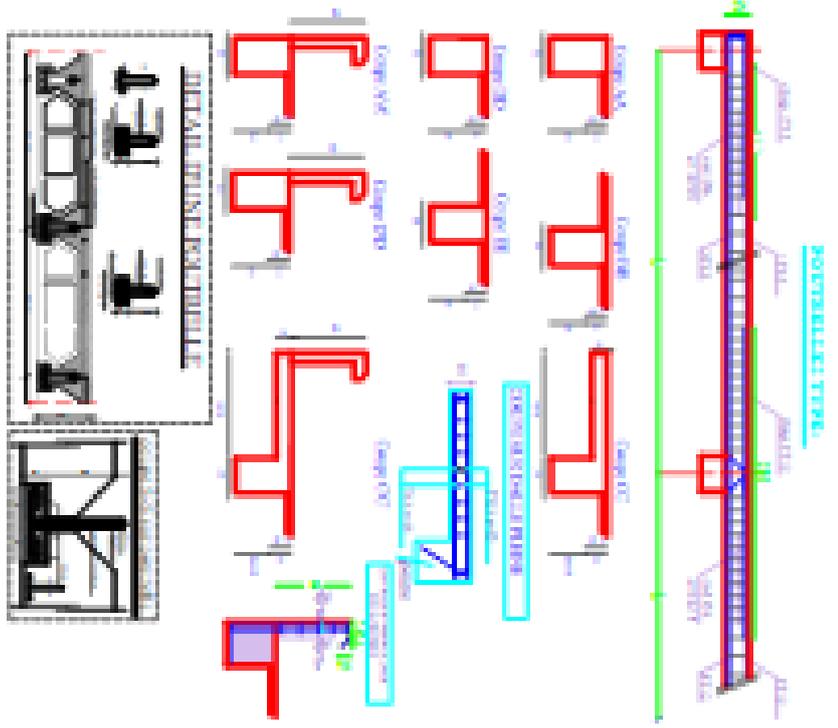


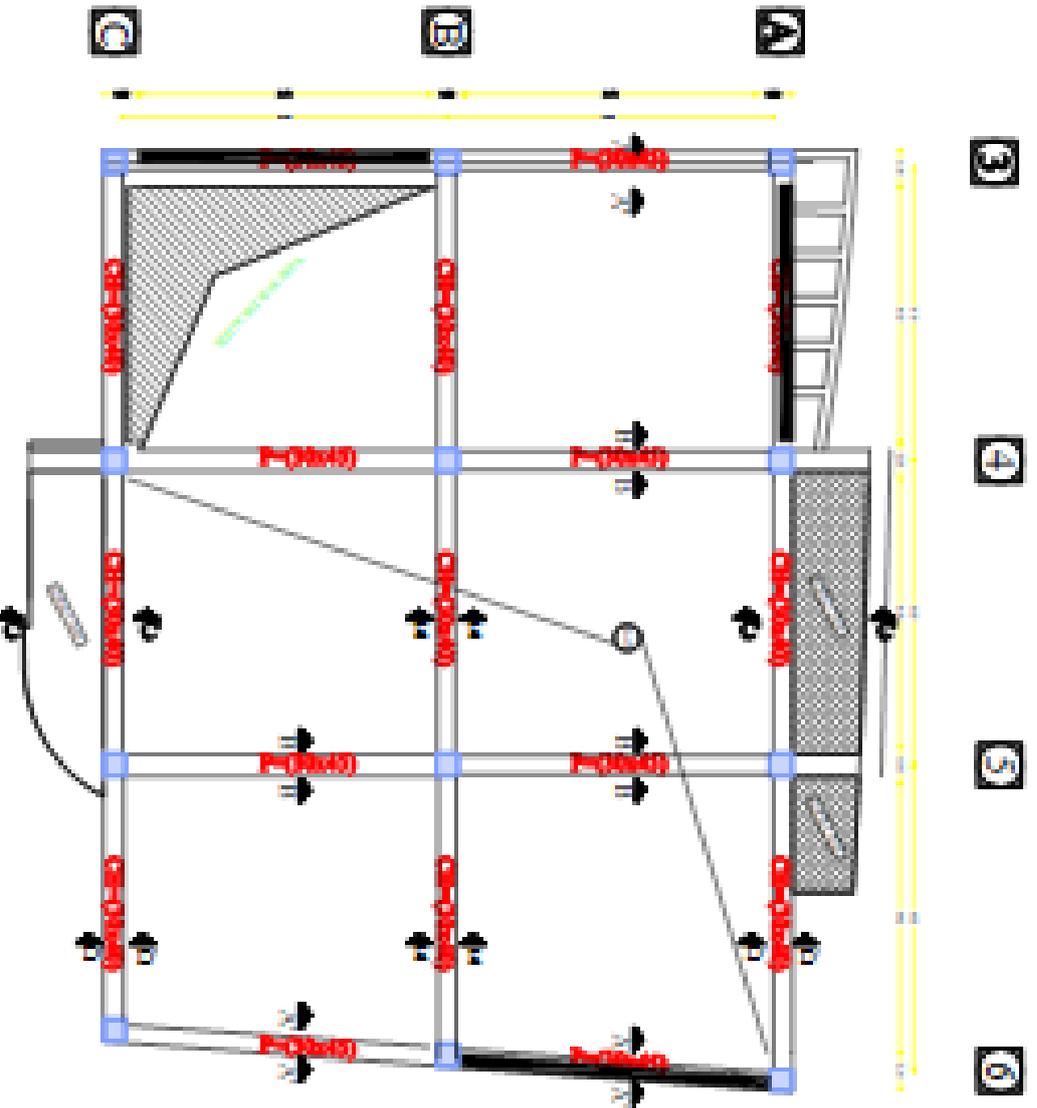


PLAN DE FONDATION ech 1/50



Plancher haut 10ème étage ech 1/50





Plancher haut 1 Oème etage ech 1/50

