

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
المركز الجامعي لعين تموشنت
Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent
Institut de Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : Structure
Thème

Etude Parasismique d'une Structure en Béton Armé
(Sous-sol + RDC + 5 étages)

Présenté Par :

- 1) BELMEDDAH Mohamed
- 2) FATMI Nassim

Devant le jury composé de :

Mr	(Ain Témouchent)	Président
Mr	(Ain Témouchent)	Examineur
Mr	(Ain Témouchent)	Examineur
Mme ABDELBARI	(Ain Témouchent)	Encadreur

الملخص

هذا المشروع يتكون أساساً من دراسة ستاتييه وديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة جدران مكونة من خرسانة مسلحة تتألف من طابق تحت الأرض + طابق أرضي + 5 طوابق مخصصة للسكن والواقعة في عين الأربعاء مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على البناية هي وفقاً للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية RPA99 Version 2003.

تحاليل الديناميكية تم قياسها عبر برنامج Sap 2000 V14

أما بما يخص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر CBA93 بتطبيق BALEL 91.

كلمات مفتاحية:

RPA99 V2003، Sap2000 V14، CBA93، BAEL 91

RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment (R+5) avec sou sol contreventée par voiles à usage habitation.

La structure est implantée dans la commune Ain larebaa, zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le Règlement Parasismique Algériennes 99 modifiées en 2003. L'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul **SAP2000**.

Dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL19.

Mot clé :

RPA99 V2003, Sap 2000V14, CBA93, BAEL91

SUMMARY

This project consists mainly in the statical & dynamical analysis of a structure (R+5) for housing with shear walls.

The structure is located in town Ain larebaa which is characterized by a medium seismic activity (zone IIa). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and the reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Keywords :

RPA99 V2003, Sap 2000V14, CBA93, BAEL91

Sommaire

Chapitre I: présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	3
I.2 Caractéristique géométrique.....	3
I.3 Caractéristique des matériaux.....	3
I.3.1 :le béton.....	3
I.3.2 :les aciers.....	5
I.4.conception de la structure.....	9
I.4.1: superstructure.....	9
I.4.2 : infrastructure.....	10
I.4.3 : principe du calcule justificatif.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement:

II : introduction.....	13
II -1 : pré dimensionnement de plancher.....	13
II -1-1 : planchers en corps creux.....	13
II -1-2 : plancher en dalle pleine.....	15
II -2 : pré dimensionnement des poutres.....	16
II -2-1 : les poutres principale.....	16
II -2-2 : les poutres secondaires (chainages).....	17
II -3 : pré dimensionnement des poteaux.....	17
II -3-1 : pré dimensionnement selon les règles du CBA93.....	18
II- 3-2 : pré dimensionnement selon le RPA99.....	19
II-4 : pré-dimensionnement des voile.....	21
II-5 : descende des charges	22
II-5-1 : plancher terrasse inaccessible.....	22

II-5-2 : plancher étage courant	23
II-5-3 : plancher en dalle pleine.....	24
II -5-4 : mur intérieures (simple cloison).....	25
II -5-5 : mur extérieur.....	25
II -5-6 : escalier (palier de repos).....	26
II -5-7 : escalier de volée (paillasse).....	26

- Chapitre **III** : Etude de plancher

III -1 : introduction.....	27
III -2 : dimensionnement des poutrelles.....	28
III -2-1 : évaluations des charges :(charge supporte par les poutrelles.....	29
III -2-2 : type de poutrelle.....	29
III -2-3: les combinaisons des charges.....	30
III - 2-4 : vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	30
III -2-5: étage local sous-sol.....	31
III -3-1 : calcul des sollicitations.....	31
III - 3-2 : moment en appuis.....	32
III -3-3 : les moments en travée.....	32
III -4-1 : ferrailages des poutrelles.....	38
III -5- : ferrailages de la dalle de compression.....	45

Chapitre **IV** : Etude d'escalier et balconnet acrotère

IV -1 : introduction.....	48
IV -1 -2 : dimensions.....	48
IV -1-3 : calcul de la sollicitation d'acrotère.....	48
IV -1-3-1 ; poids propre.....	48
IV -1-3-2 : enduit en ciment.....	48
IV -1-3-3 : calcul de la force horizontal.....	49

IV -1-3-4 : A l'état limite ultime (E.L.U.).....	50
IV-1-3-5 : A l'état limite de service (E.L.S).....	52
IV -1-3-6 : Vérification des contraintes.....	55
IV-1 : Etude d'escalier.....	56
IV -2-1 : Introduction.....	56
IV -2-2 : Pré dimensionnement des éléments.....	57
IV -2-3 : détermination des efforts internes.....	59
IV -2-4 : Détermination des moments fléchissant des efforts tranchants.....	61
IV.2.5. Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	62
IV .2.6.Détermination du ferrailage.....	66
IV .2.7.Section d'armature	68
IV-2-8-Etude de la poutre palière.....	69
IV-3 : Etude de balcon.....	76

Chapitre V : sismologie et modélisation

V -1 : Introduction.....	80
V -2 : Définition de séisme.....	81
V -3 : Séisme tectonique.....	82
V -4 : Caractéristique de séisme.....	82
V -4-1 : Epicentre.....	82
V-4-2 : Hypocentre.....	82
V -4-3 : La faille.....	83
V -4-4 : Type des failles.....	83
V -5 : Méthode de calcul.....	84
V -5 -1 :méthode statique équivalent.....	84
V -5-2 : Méthode dynamique modal spectrale.....	84
V -6: Modélisation.....	85

V -6-1: Modélisation de la structure étudiée.....	85
V -6-2: Définition SAP2000	85
V.6.3-Objectif de la modélisation.....	85
V-6-4-Modélisation	86
V.7-Spectre de réponse de calcul	94
V.7.1- Calcul du poids total de chaque plancher	94
V.7.2-Préparation des donnés de SAP2000	94
V.7.3- Évaluation de la force sismique	95
V.7.4- résultante de la force sismique	96
V.7.5- Définitions de la valeur des coefficients	96
V.7.6- La force sismique totale sera.....	98
V.7.7- Distribution verticale de la force sismique	99
V.8- Vérification des déplacements	100
V.9-La poussée de terre	102

Chapitre VI : Eléments structuraux

VI -1 : Etude des poteaux.....	103
VI -1-1 : Calcul de ferrailage des poteaux.....	103
VI -2 : Etude des poutres.....	111
VI -2-1 : Etudes des poutres principales.....	111
VI -2-2 : Détermination de ferrailage a L'ELA.....	111
VI-2-3. Etude des poutres secondaires	115
VI.3. Etude des voiles	116
VI.3.1 Introduction.....	116
VI.3.2 Le système de contreventement	116
VI3.3 ferrailage des voiles	119

Chapitre VII : Etude et choix de fondation

VII -1 : Introduction.....	122
VII -2 : Choix de fondation.....	122
VII -3 : Etudes des semelles.....	123
VII -3-1 : Semelles filantes sous mur périphérique.....	123
VII -3-2: Semelle filantes sous poteaux.....	127

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I -1 :Diagramme (contrainte déformations) du béton.....	5
Figure I -2 :Diagramme (contrainte – déformations) de l'acier.....	7

Chapitre II : Pré dimensionnement

Figure II-1 :Coupe verticale du plancher en corps creux.....	14
Figure II-2 :cotation des poutrelles.....	15
Figure II -3 : Coupe de voile en évaluation.....	21
Figure- II 4 : Terrasse inaccessible.....	22
Figure II-5 : Terrasse étage courant.....	22
Figure II-6 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.....	23
Figure II-7 : Mur simple cloison.....	24

Chapitre III : étude de plancher

Figure III-1 :schéma d'un plancher en corps creux.....	28
Figure- III -2 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	29

Figure III -3 : Moment en appuis.....	32
Figure III -4- Diagramme de M_t (KN.m).....	35
Figure III -5 : Diagramme de T (KN)	36
Figure- III -6 : Disposition des armatures dans les poutrelles type 2 appuis et travée...42	
Figure III -7 : encrage du bar tendu à 45°	44
Figure III -8 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....45	

Chapitre **IV** :Etude d'escalier et balconnet acrotère

Figure IV --1 : dimension de l'acrotère.....	48
Figure- IV -2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	54
Figure- IV -3 : Les éléments d'escaliers.....	56
Figure- IV -4 : Schéma dimensions d'escaliers.....	57
Figure- IV -5 : Schéma statique.....	59
Figure- IV -6 : Schéma des forces à L'E L U.....	59.
Figure- IV -7 : Le diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à E L U...64	
Figure- IV -8 : Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à E L S.65	
Figure- IV -9 : Dimensionnement de la section calculé	6
Figure- IV -10 : Schéma de la poutre palière	69
Figure. IV .11- Schéma de balcon.....	77

Figure. IV .12- Schéma statique.....	77
---	----

Chapitre **V** : sismologie et modélisation

Figure V.1 philippine-magnitude de 6,8- 06 février 2012.....	77
--	----

Figure V.2 Indonésie – magnitude 8,7-11 avril 2012.....	78
Figure V.3 caractéristique de séisme.....	78
Figure V.4 model des plaques tectoniques.....	79
Figure V.5. Type des failles.....	80
Figure V.6. Boumer dès-magnitude 6,8-21mai 2003.....	80
Figure V- 07 et 08 : Page d'accueil.....	85
Figure V -9 : type de projet.....	86
Figure V -10 : les grideslines.....	86
Figure V-11 : La structure en XY et en 3D.....	87

Chapitre VI : éléments structuraux

Figure VI -1 : Crochet des barres horizontales.....	102
Figure VI -2 : coupe transversale ferrailage poteau (50× 50) cm ²	104
Figure VI -3 : exemple de ferrailage de poutre principale RDC.....	108
Figure VI -4 : ferrailage de poutre secondaire.....	109
Figure VI.7 Dimensions de voile	112
Figure VI-8 disposition des armatures verticales dans les	113
Figure VI-9 disposition du ferrailage du voile.....	114

Chapitre VII : Etude et choix des fondations

Figure-VII -1 : Schéma d'une semelle filante sous mur périphérique.....	116
Figure7 VII -2 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux.....	120

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du l'ouvrage :

Tableau I -1: Données dimensionnelles de l'ouvrage.....	3
---	---

Tableau I .2 : Les différents types d’aciers utilisés et leurs caractéristiques.....	7
--	---

Chapitre II : pré dimensionnement

Tableau II -1: récapitulatif des sections des poteaux.....	20
Tableau II-2-Evaluation des charges permanentes du planche terrasse.....	22
Tableau. II-3: Descende des charges (plancher étage courant).....	23
Tableau. II-4- Descente des charges (terrasse en dalle pleine).....	23
Tableau. II -5- Descente des charges (dalle pleine).....	24
Tableau II-6: Charge permanente du mur intérieur.....	24
Tableau II -7: Charge permanente du mur extérieur.....	25
Tableau II-8: Charge du palier.....	25
Tableau II-9: Charge du Volée.....	26

Chapitre III : Etude du plancher

Tableau - III -1 :charge supporté par les poutrelles.....	29
Tableau3 III-2 : récapitulatif des moments.....	35
Tableau III .3: diagramme des efforts tranchent.....	36
Tableau- III -4 : différents efforts pour l’ELU.....	37
Tableau- III -5 : différents efforts pour l’ELS.....	38
Tableau III .6: récapitulatif du ferrailage des poutrelles.....	47

Chapitre IV: Etude d’escalier et balconnet acrotère

Tableau- IV-1 : Charge permanente et d’exploitation d’escalier.....	58
Tableau- IV-2 : Combinaison d’action	59

Tableau- IV -3 : Récapitulation des moments et efforts tranchants	64
Tableau- IV -4 –Récapitulation du ferrailage de la poutre palière	76
Tableau. IV 4-5- Effort interne à l'ELU et l'ELS.....	78
Tableau. IV 4-6-Ferrailage du balcon à l'ELU.....	78

Chapitre V : sismologie et modélisation.

Tableau V.1 : Q : facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q	94
Tableau V.2 : effort tranchant	96
Tableau V.3 : vérification des déplacements.....	98
Tableau V.4 : Vérification des modes.....	99

Chapitre VI : Elément structuraux :

Tableau VI -1 : Récapitulatif des résultats de M, N et T.....	97
Tableau VI -2 :Récapitulatif des résultats de ferrailage des poteaux.....	103.
Tableau VI -3 :récapitulatif de ferrailage poteaux.....	103
Tableau VI -4 :détermination des sollicitations des P_p	104
Tableau VI -5 : récapitulation des résultats de ferrailage de la poutre principale.....	108
Tableau VI -6 : ferrailage de la poutre secondaire.....	109

Chapitre VII : Etude et choix de fondation.

NOTATIONS UTILISEES

A : coefficient d'accélération de zone

A_a : section d'armature en appui

A_l : section d'armature longitudinale

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

Ar : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

At : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

Br : section réduite du béton

C_p : facteur de force horizontale

C_s : coefficient de sécurité

Cr : charge de rupture

Cr_n : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

I_f : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

Le : longueur en élévation

Ln : entre axe des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

Mf : moment fléchissant totale

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

Mw : moment fléchissant de la gauche

Mx : moment fléchissant du sens x-x

My : moment fléchissant du sens y-y
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

M₂ : coefficient de Pigeaud
M₂₂ : moment suivant le sens 2-2
M₃₃ : moment suivant le sens 3-3

N : effort normal

Ne : effort normal au centre de la section

Npp : effort normal dû au poids des poutres principales

N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

Pr : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

Sr : surface du radier

T : effort tranchant

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

Uc : périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

Vt : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure

Wp : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension

b : largeur

b₀ : largeur de la nervure

b₁ : largeur de poteau

c : enrobage

d : hauteur utile ;

e : excentricité ; espacement

e_a : excentricité additionnelle

f : flèche

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : limite élastique d'acier

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux

h_d : hauteur de la dalle

h_e : hauteur libre

h_{moy} : hauteur moyenne

h_t : hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

h₁ : hauteur du poteau

i : rayon de giration

j : nombre des jours

l : longueur ; distance

l_f : longueur de flambement

l_x : la petite dimension du panneau de la dalle

l_y : la grande dimension du panneau de la dalle

l' : longueur de la zone nodale

l₀ : longueur libre

q_b : charge linéaire induite par les marches

q_{eq} : charge linéaire équivalente

q_l : charge linéaire

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_p : charge linéaire du palier

s : espacement

t : espacement ; période

x : abscisse

y : ordonnée

y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 5 étages en cour réalisation à Ain Larebaa.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Notre projet a pour but d'étudier et dimensionner les éléments structuraux d'un bâtiment R+5 avec Sous-sol en béton armé, à usage multiple, implanté dans la ville d'AINTEMOUCHENT qui est considérée comme étant une zone de moyenne sismicité "**Zone IIa**", et il est classé dans le groupe d'usage "2" (il s'agit d'un ouvrage courant d'importance moyenne $H < 48m$: $18.36m < 48m$), selon le **RPA1999** version 2003.

Ce bâtiment est constitué de 03 appartements pour chaque étage, avec une cage d'escalier pour la relation entre les niveaux. La terrasse est considérée comme inaccessible aux personnes.

Le bâtiment est composée d'un sous-sol contenant des locaux commerciaux, le rez-de-chaussée et les autres étages comportent chacun 3 appartements de type F3 par palier.

I.2 Caractéristiques géométriques

L'ouvrage étudié a une hauteur totale de 18.36 mètres répartie en 5 étages sur un sous-sol. L'ossature est formé par des poteaux, poutres et contreventée par des voiles suivant les deux directions. Chaque plancher est composé d'une Dalle en corps creux de 21 (16 + 5)cm.

Niveau	Hauteur	Hauteur total	Longueur	Largeur
Sous-sol	3,06m	18,36m	20,95m	19,60m
RDC	3,06 m			
Etage courant	3,06 m			

Tableau. I.1: Données dimensionnelles de l'ouvrage.

I.3 Caractéristiques des matériaux :

I.3.1 Le Béton :

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage.

Le béton est un mélange intime de granulats (sable, graviers et éventuellement cailloux) liés entre eux par une pâte de ciment (ciment +eau)

✚ Résistance minimale à la compression à 28 jours :

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

✚ Résistance minimale à la traction à 28 jours

$$f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$$

✚ Dosage en ciment 350 kg /m³

✚ La limite élastique des aciers :

$$f_e=400 \text{ MP}$$

✚ La contrainte de calcul du béton en compression à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

✚ La contrainte de calcul de l'acier à L'ELU :

$$f_{ed} = \frac{f_e}{1.15} = 347,82 \approx 348 \text{ MPa}$$

✚ Fissuration : peu préjudiciable

✚ Enrobage des aciers 30cm élément extérieurs, et 20cm éléments intérieurs.

❖ Déformation longitudinale de béton :

✚ Pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24h le module de déformation longitudinale instantanée.

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale est tel que :

$$E_{vj} = 4000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

❖ Diagramme déformations contraintes

ε_{bc} : est une déformation de béton à la compression

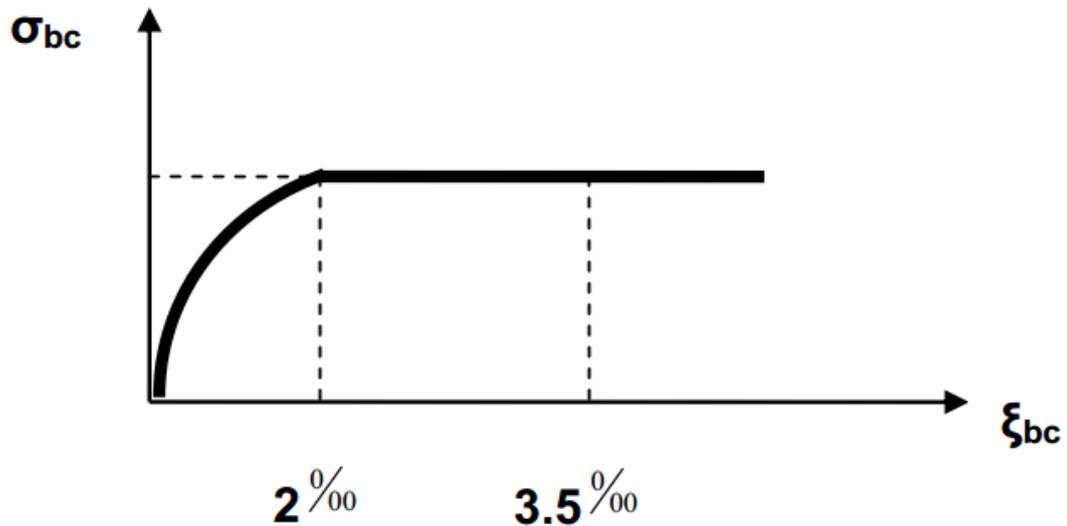


Fig 1-1 : Diagramme(contrainte déformations)dubéton.

Le coefficient de sécurité pour le béton γ_b :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 : \text{Pour les combinaisons accidentelles} \\ 1 : \text{Pour les autres cas.} \end{cases}$$

Le coefficient θ :

$\theta = 1$	\longrightarrow	durée > 24 heures
$\theta = 0,9$	\longrightarrow	1 heure < durée < 24 heures
$\theta = 0,8$	\longrightarrow	durée < 1 heure

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

1.3.2 Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour absorber les efforts de traction, tandis que le béton absorbe les efforts de compression.

❖ Type d'acier utilisé

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage.

-Acier haute adhérence de nuance : HA Fe E400 $\rightarrow f_e = 400$ MPa .(pour les aciers longitudinaux)

-Treillis soudés pour les dalles de compression $\rightarrow f_e = 215$ MPa.

-Pour les aciers transversaux : Fe E235 $\rightarrow f_e = 235$ MPa.

❖ Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égal à la valeur suivante : $E_s = 200000$ MPa

❖ Résistance de calcul

$f_e = 400$ Mpa (pour les barres FeE400 à haute adhérence HA).

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \longrightarrow \quad f_{ed} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

❖ L'allongement (ϵ_l)

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \times 10^5} = 1,739 \text{‰}$$

Fe : limite d'élasticité.

Es : Module d'élasticité de l'acier : $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPA.

Aciers	Désignation	Limite D'élasticité f_e (MPa)	Diamètres nominaux	utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE22	215	6-8-10-12-14- 16-20-25-32-40	Armatures transversales (Cadres, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
	FeE24	235		
Haute adhérence (HA)	FeE40	400	6-8-10-12-14- 16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses)	TLE520 $\varphi \leq 6$	520	$\varphi \leq 6$	Emploi courants pour Radiers,voiles ,planchers et dallage.

Tableau I.2 : Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.

❖ **Diagramme déformation contrainte des aciers :**

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-après :

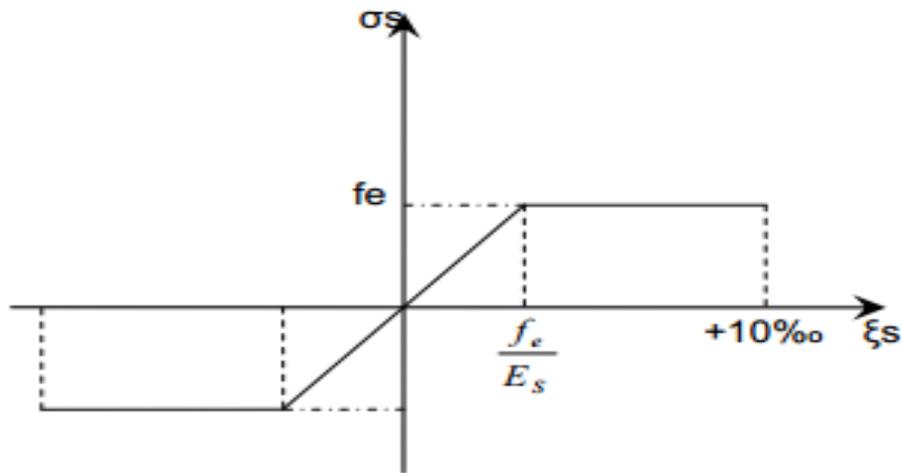


Fig. I.2: Diagramme (contrainte – déformations) de l'acier

Le coefficient de sécurité pour l'acier γ_s

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{: pour les combinaisons accidentelles.} \\ 1,5 & \text{: pour les autres cas.} \end{cases}$$

❖ **Contraintes limites**

-**Contraintes limites à L'ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_{ed}}{E_s}$$

-**Contraintes limites à L'ELS :**

Fissuration peu préjudiciable il n'y pas de limitation de la contrainte pour l'acier.

Fissuration préjudiciable : La contrainte de l'acier est limitée.

$$\bar{\sigma} = \min \begin{cases} 2/3 f_e \\ 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \end{cases}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = \min \begin{cases} 1/2f_e \\ 90\sqrt{nf_{tj}} \end{cases}$$

n : coefficient de fissuration dépendant de l'adhérence acier – béton .

$$n = \begin{cases} 1,6 \longrightarrow \text{pour les aciers à adhérence (} \emptyset > 6 \text{ mm)} \\ 1,3 \longrightarrow \text{pour les aciers à haut adhérence (} \emptyset > 6 \text{ mm).} \\ 1 \longrightarrow \text{pour les aciers ronds lisses et les treillis soudés.} \end{cases}$$

I.4. Conception de la structure

I.4.1 Superstructure

La structure de notre construction est considérée comme étant une structure des poteaux/poutres.

Selon l'article 2.5.4 du RPA99/version2003 : les ouvrages doivent en général comporte des

Contreventements qui doivent être disposés de façon à :

-Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité

-Assurer une transmission directe des forces aux fondations

--Minimiser les effets de torsion.

-Les planchers dans notre structure sont de type :

- ❖ Dalle pleine à tous les étages au niveau des escaliers.
- ❖ Plancher à corps creux dans tous les étages.

Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par des escaliers.

Dans notre structure il y a un seul type d'escalier : escalier a 2volées avec 1 palier

Intermédiaire.

Maçonneries

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage.

Murs extérieurs : ils sont conçus en doubles parois :

Briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm ;

Une l'âme d'air d'épaisseur de 5 cm qui joue un rôle d'isolant ;

Briques creuses intérieur d'épaisseur 10 cm.

Murs intérieurs : Sont conçus des briques creuses d'épaisseur de 10 cm,

Les parois sont revêtues par une couche d'enduit à l'intérieur.

I.4.2. Infrastructure

a) -Investigation in situ

Les travaux de reconnaissance du site ont été effectués à l'aide de :

- 25 essais de pénétration dynamique réalisés par un pénétromètre dynamique lourd.
- 7 sondages à carottes qui nous on permis de connaitre la nature, l'épaisseur et l'état des terrains rencontrés ainsi que le prélèvement des échantillons paraffinés : -deux sondages à la tarière.

b) -Aperçu géologique :

- Le sol de fondation est formé dans la profondeur de reconnaissance de haut en bas par une :
- Terre végétale
- Calcaire.
- Argile sableuse
- Marne verdâtre.

c)-Etude géotechnique :

A partir du rapport géotechnique de l'étude du sol, on a obtenu les informations sur les caractéristiques du sol de fondation.

- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 3\text{bars}$
- Poids volumique : $\gamma_h = 18.00 \text{ KN}$.

- La cohésion du sol est nulle : $C = 0$
- Aucune nappe d'eau n'a été trouvée
- Mode de fondation superficielle de type semelle isolée ou semelle filante.

I.4.3. Principe des calculs justificatifs

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites qui est une méthode de calcul semi probabiliste.

La notion d'état limite permet de prendre en compte le comportement local ou d'ensemble d'une structure dans tous les stades : élastique, plastique, fissuré et ultime de rupture.

Les facteurs de sécurités introduits dans les calculs sont déterminés par une approche semi probabiliste et la nouvelle méthode est appelée « Méthode semi probabiliste de calcul aux états limites », elle réalise une sécurité permanente et homogène pour la structure.

On appelle état limite, un état au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, on distingue :

États limites ultimes de résistance

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la structure et dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage, ces états limites sont relatifs à la limite :

Soit de l'équilibre statique (l'ouvrage ne doit pas se renverser sous l'effet des charges qui lui sont appliquées), soit de la résistance de l'un des matériaux utilisés, soit de la stabilité de forme (vérification au flambement).

États limites de service

Il n'est pas suffisant qu'une construction ne se renverse pas, il faut encore que durant toute sa vie, elle ne présente pas des fissures qui seraient désagréables à l'œil et qui si elles devenaient trop importantes risqueraient d'entraîner la corrosion des armatures. Pour ces raisons on est conduit dans le cas des ELS à effectuer des vérifications portant sur :

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage.

La limitation de la compression du béton (pour empêcher la formation des fissures) ;

La limite d'ouverture des fissures ;

La limitation des déformations : flèche max < flèche limité.

II -Introduction :

Dans le but d'assurer la bonne tenue de l'ouvrage, tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, et planchers) sont pré dimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes:

✓ Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes de plancher, poutrelles, poutres et poteaux et aux surcharges d'exploitation et finalement transmises au sol par les fondations.

✓ Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par des voiles de contreventement.

Le pré- dimensionnement, de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles CBA 93 et le RPA 99 V2003.

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer les dimensions géométriques de tous les éléments.

II.1-Prédimensionnement des planchers :

II.1-1-Planchers en corps creux :

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

$$\frac{l_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{l_{max}}{20} ; \text{ on a } l_{max} = 500\text{cm}$$

Avec :

l_{max} : longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis.

h_t : Épaisseur totale du plancher.

$$\text{Donc : } \frac{500}{25} \leq h_t \leq \frac{500}{20} \qquad 20 \leq h_t \leq 25$$

On adopte un plancher à corps creux de type (16+5) cm.

- 16cm la hauteur du corps creux.
- 5cm l'épaisseur de la dalle de compression.

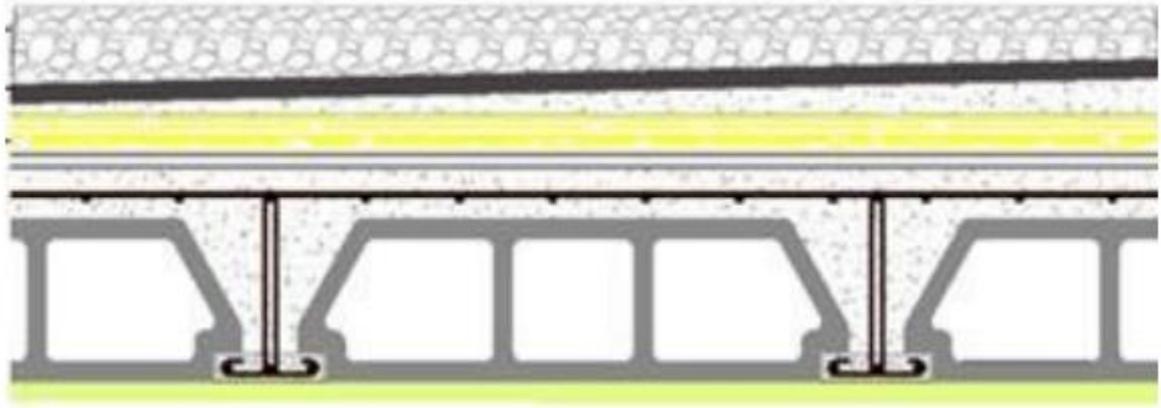


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher en corps creux

✚ **Condition d'isolation thermique :**

$$h_{t(\min)} \geq 16\text{cm} \quad \text{on a : } h_t = 21\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} 5\text{cm de dalle de compression} \\ 16\text{cm de corps creux.} \end{cases}$$

✚ **Dimension des poutrelles :**

h_0 : 5cm (l'épaisseur de la dalle de compression).

$$0,4 \times h_t \leq b_0 \leq 0,8 \times h_t$$

$$8,4\text{cm} \ll b_0 \ll 16,8\text{cm} \quad \text{On prend : } b_0 = 12\text{cm} .$$

Détermination de la Largeur de la table de compression : $b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{l_1-b_0}{2} \\ b_1 = \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \quad 50\text{cm} \geq l_1 \geq 80\text{cm}$$

l_1 : distance entre-axes de deux poutrelles successives ($l_1 = 65\text{cm}$).

l : longueur de la plus grande travée ($l = 500\text{cm}$)

b_0 : la largeur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$)

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

on prend $b_1 = 26,5 \text{ cm}$, d'où $b = 2 \times 26,5 + 12$

$b = 65 \text{ cm}$

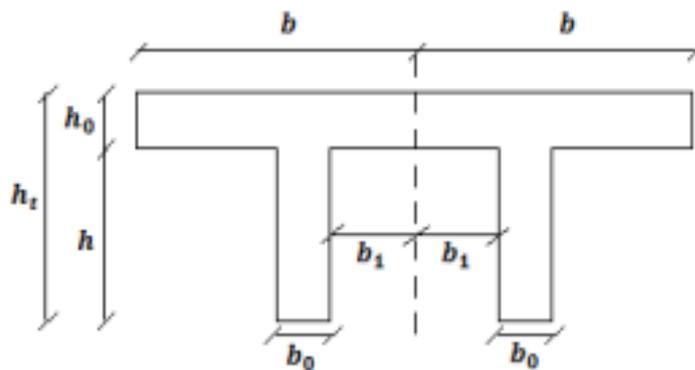


Figure II.2: cotation des poutrelles

II.1.2-Plancher en dalle pleine :

C'est un ouvrage horizontal, porteur, constitué uniquement de béton armé coffré sur place.

✚ Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine (balcons) :

Elle est Calculée par la relation suivante : $\frac{l_{dp}}{35} \leq h_{dp} \leq \frac{l_{dp}}{30}$

l_{dp} : Longueur du balcon

$l_{dp} = 0.70 \text{ m}$

$$\frac{70}{35} \leq h_{dp} \leq \frac{70}{30}$$

$2 \text{ cm} \leq h_{dp} \leq 2.33 \text{ cm}$

L'épaisseur doit être au moins égale à 12 cm isolation acoustique (d'après RPA 99 / v2003)

Alors on prend : $h_{dp} = 15 \text{ cm}$

II.2- Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers. Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par le **CBA 93** et en respectant les conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

II.2.1- Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les Poutrelles et les reportent sur les poteaux sur lesquels ces poutres reposent :

- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle et les surcharges.
- ✚ Détermination des dimensions des poutres principales :

Selon les règles CBA 93 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{max}}{10} \\ 0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right.$$

Avec :

- l_{max} : longueur maximale libre entre nus d'appuis.
- h_t : la hauteur de la poutre principale.
- b : la largeur de la poutre principale.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10} \\ 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \\ 1,33 \leq 3 \quad \text{CV} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 33,33 \leq h_t \leq 50 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t = 40 \\ b = 30 \end{array} \right.$$

Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7.5.1) :

$$\left[\begin{array}{ll} b = 30 > 20 & \text{C.V} \\ h_t = 40 > 30 & \text{C.V} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 & \text{C.V} \end{array} \right.$$

II.2.2-Les poutres secondaires (Chaînages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

✚ Détermination des dimensions des poutres secondaires :

D'après les règles **CBA 93**, les dimensions des poutres sont données par les formules suivantes :

$$\left[\begin{array}{lll} \frac{495}{15} \leq h_t \leq \frac{495}{10} & \left\{ \begin{array}{l} 33 \leq h_t \leq 49.5 \\ 10,5 \leq b \leq 24,5 \\ 1,16 \leq 3 \end{array} \right. & \left\{ \begin{array}{l} h_t = 35 \\ b = 30 \end{array} \right. \\ 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 & & \\ \frac{35}{30} \leq 3 & & \text{C.V} \end{array} \right.$$

✚ Vérification des exigences du **RPA 99 Version 2003 (Art 7.5.1)** :

$$\left[\begin{array}{lll} b = 30 \text{ cm} > 20\text{cm} & \text{C.V} \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30\text{cm} & \text{C.V} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1,66 \leq 4 & \text{C.V} \end{array} \right.$$

II.3- Pré dimensionnement des Poteaux :

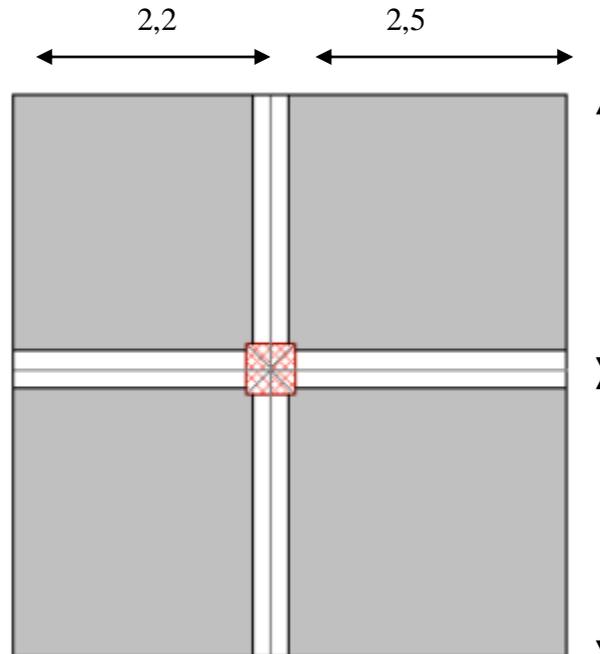
Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambement.

- Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

- Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELU en compression simple.
- ils doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux



II.3.1-Pré dimensionnement selon les règles du CBA 9

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}}$$

- B_r : section réduite
- N_u : la charge verticale à L'ELU

$$N_u = Q \times S \times n$$

- Q : charge moyenne répartie
- On suppose que $Q = 1 \text{ t/m}^2$
- n : nombre d'étages
- $n = 7$.

$$S = (2,2\text{m} + 2,5\text{m}) \times (2,47\text{m} + 2,425\text{m}) = 23,03\text{m}^2$$

$$N_u = 1 \times 23,03\text{m}^2 \times 7 = 161,21 \text{ t} = 1,6121 \text{ MN}$$

- β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0,85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right.$$

- Pour le pré dimensionnement $\lambda = 3 \Rightarrow \beta = 1.2$
- On prend $\frac{A_s}{B_r} = 1\%$ pourcentage d'armature précisé par le RPA99 V.2003.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} \theta = 1 \text{ (charge } > 24 \text{ h)}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \qquad \qquad \qquad \gamma_b = 1 \quad , \quad \gamma_s = 1,15$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 1,6121}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times \frac{400}{100 \times 1,15}} = 0,103$$

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \geq 0,103$$

$$\text{on fixe } a = b \longrightarrow B_r = (a - 0,02)^2 \geq 0,103$$

$$a = \sqrt{0,103} + 0,02 = 0,34 \text{ m}$$

on prendra $a = b = 40 \text{ cm}$

II.3.2-Pré dimensionnement selon le RPA 99.V2003.

$$V = \frac{N_u}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

avec : B_c : section de poteau.

$$B_c \geq \frac{N_u}{f_{c28} \times 0,3} = \frac{1,6121}{25 \times 0,3} = 0,215 \text{ m}^2$$

$$a = b$$

$$B_c = a \times b \longrightarrow B_c = a^2 \longrightarrow a \geq \sqrt{0,215} = 0,46 \text{ m}$$

$$a = b = 50 \text{ cm}$$

✚ Vérification des conditions du R.P.A 99 version 2003 Art (7.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a ; b) \geq 25 \\ \text{Min}(a ; b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 50 \geq 25 \\ 50 \geq \frac{306}{20} = 15,3 \\ \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \end{array} \right.$$

✚ Vérification au flambement :

-Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833,33 \text{ cm}^4$$

-Calcul du Rayon de giration :

$$l_x = l_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{520833,33}{2500}} = 14,43 \text{ cm}$$

-Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{l_x} = \frac{0,7 \times l_0}{l_x} < 50$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{0,7 \times 306}{14,43} = 14,84 < 50$$

Le flambement est vérifié.

Poteaux	N_u	B_r	$a \geq$ cm	B_c m^2	$a \geq$ cm	$a =$ cm	l_0 m	l_f m	λ	flambement	RPA
S-SOL	1,612	0,103	34,1	0,215	46,4	50	3,06	2,14	14,84	C.V	C.V
RDC	1,381	0,088	31,6	0,184	42,9	50	3,06	2,14	14,84	C.V	C.V
E1	1,151	0,074	29,2	0,153	39,1	45	3,06	2,14	14,84	C.V	C.V
E2	0,921	0,059	26,2	0,123	35,1	45	3,06	2,14	14,84	C.V	C.V
E3	0,691	0,044	22,9	0,092	30,3	40	3,06	2,14	14,84	C.V	C.V
E4	0,461	0,029	19,1	0,062	24,9	40	3,06	2,14	14,84	C.V	C.V
E5	0,230	0,014	13,8	0,031	17,6	35	3,06	2,14	14,84	C.V	C.V

Tableau II.1: récapitulatif des sections des poteaux

II.4- Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent ou au séisme.

On a deux types des voiles (Voile de contreventement et Voile de soutènement).

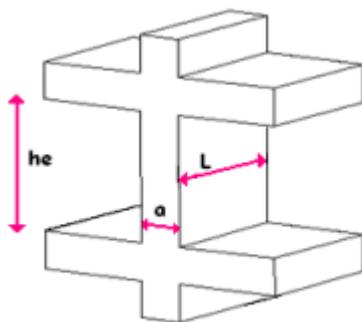


Figure II-3: Coupe de voile en élévation

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité Le R.P.A 99(version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivant:

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = h_0 - h_{pp} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \\ l \geq 4 \times a \end{array} \right.$$

Avec :

- h_0 : hauteur d'étage.
- a : épaisseur des voiles : $a_{min} = 15\text{cm}$
- l : longueur de voile

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = 3,06\text{m} - 0,40 = 2,66\text{m} \\ a \geq \frac{266}{20} = 13,3 \\ l \geq 4 \times 15 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} a = 15\text{cm} \\ L \geq 60\text{Cm} \end{array} \right.$$

II.5-Descente des charges :

II.5.1-Plancher terrasse inaccessible :

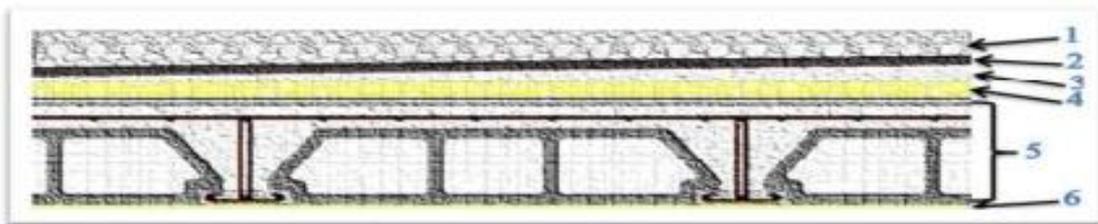


Figure II.4 : terrasse inaccessible

Tableau II.2-Evaluation des charges permanentes du planche terrasse.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN /m ³)	G (KN /m ²)
1-Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3-Forme de pente en béton léger	0,1	22	2,20
4-isolation thermique polystyrène	0,04	4	0,16
5-Dalle en corps creux	0,21		2,80
6-Enduit plafond en plâtre	0,02	10	0,20

- ❖ La Charge permanente $G = 6,33 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ m}^2$

II.5.2-Plancher étage courant :

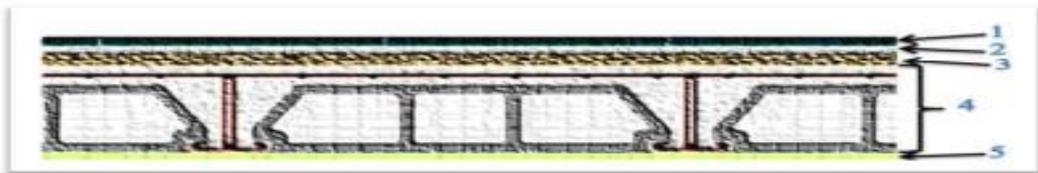


Figure II.5 : coupe plancher étage courant.

Tableau. II.3: Descente des charges (plancher étage courant)

Désignation	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1-carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Lit de sable fin	0,02	18	0,36
4-Plancher en corps creux (16+5)	0,21		2,8
5Enduit plafond en plâtre	0,02	10	0,2
6-Cloison de séparation			1

- Charge permanente $G = 5.2 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation (RDC, 1ere a 5eme) :

Logement $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation (plancher entresol) : local $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

II.5.3-Plancher en dalle pleine:

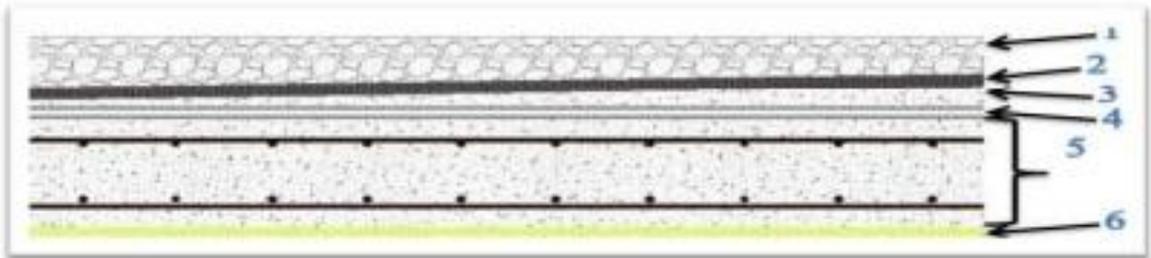


Figure II.6: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

Tableau. II.4- Descente des charges (terrasse en dalle pleine)

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
1-Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3-Forme de pente en béton léger	0,1	22	2,20
4-Isolation thermique en polystyrène	0,04	4	0,16
5-Dalle pleine	0,15	25	3,75
6-Enduit plafond en plâtre	0,02	10	0,20

- Charge permanente (poids propre) $G = 7,28 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.5- Descente des charges (dalle pleine)

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	$G(\text{KN}/\text{m}^2)$
1-carellage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Lit de sable fin	0,02	18	0,36
4-Dalle pleine	0,15	25	3,75
5-Enduit plafond en plâtre	0,02	10	0,2

- Charge permanente (poids propre) $G = 5.15 \text{ KN}/\text{m}^2$
- La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 1.5 \text{ KN}/\text{m}^2$
- La charge d'exploitation (Loggias) $Q = 3.5 \text{ Kg}/\text{m}^2$

II.5.4- Mur intérieurs (simple paroi) :

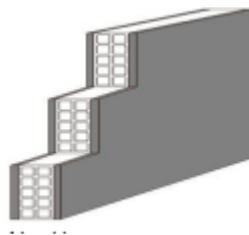


Figure II-7 : Mur simple cloison

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	$G(\text{KN}/\text{m}^2)$
1-enduit en ciment extérieur	0,02	20	0,4
2-Brique creuse	0,10 et 0,20	9	0,9 et 1,75
3-Enduit en ciment intérieur	0,02	14	0,28

Tableau II.6: Charge permanente du mur intérieurs

- Charge permanente (poids propre) $G = 1.58 \text{ KN}/\text{m}^2$.
- Charge exploitation : $Q = 2.43 \text{ KN}/\text{m}^2$.

II.5.5-Murs extérieurs (double paroi) :

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	$G(\text{KN}/\text{m}^2)$
Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,2
Brique creuse	0,15	9	1,35
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en ciment extérieur	0,02	10	0,2

Tableau II.7: Charge permanente du mur extérieur

- La Charge permanente $G = 2,65\text{KN}/\text{m}^2$

II.5.6-Escaliers (Palier de repos) :

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	$G(\text{KN}/\text{m}^2)$
1-carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	22	0,44
3-Poids propre de palier	0,15	25	3,75
4-Enduit plafond en plâtre	0,02	10	0,2

Tableau II.8: Charge du palier

- La Charge permanente $G = 4,83 \text{ KN}/\text{m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN}/\text{m}^2$

II.5.6-Escaliers Volée (paillasse de la volée) :

Désignation	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	$G(\text{KN}/\text{m}^2)$
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier horizontale	0,02	22	0,40
3-Carrelage contre marche	0,02	$20 \times 0,17/0,3$	0,226
4-Mortier vertical	0,02	$20 \times 0,17/0,3$	0,226
5-Paillasse en B A	0,18	25	4,5
6-Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
7-Contre marche		$25 \times 0,17/0,3$	2,125

Tableau II.9: Charge de la Volée

- La Charge permanente $G = 8,117 \text{ KN}/\text{m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN}/\text{m}^2$

III -1- Introduction :

Les planchers sont des aires militants les étages et supportent les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance** : les planchers supportent leurs poids propre et surcharges d'exploitation statique ou dynamique.
- **Fonction d'isolation** : il isole thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de façon complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol.

-Pour notre projet bâtiment à usage d'habitation nous avons adopté un plancher en corps creux :

-Les planchers en corps creux sont composés de 3 éléments principaux (figure III -1) :

- Les corps creux ou (entre vous) qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou (hourdis) coulée sur les entre vous qui reprend les efforts de compression, le plancher est entouré par un chainage horizontal et poutres.

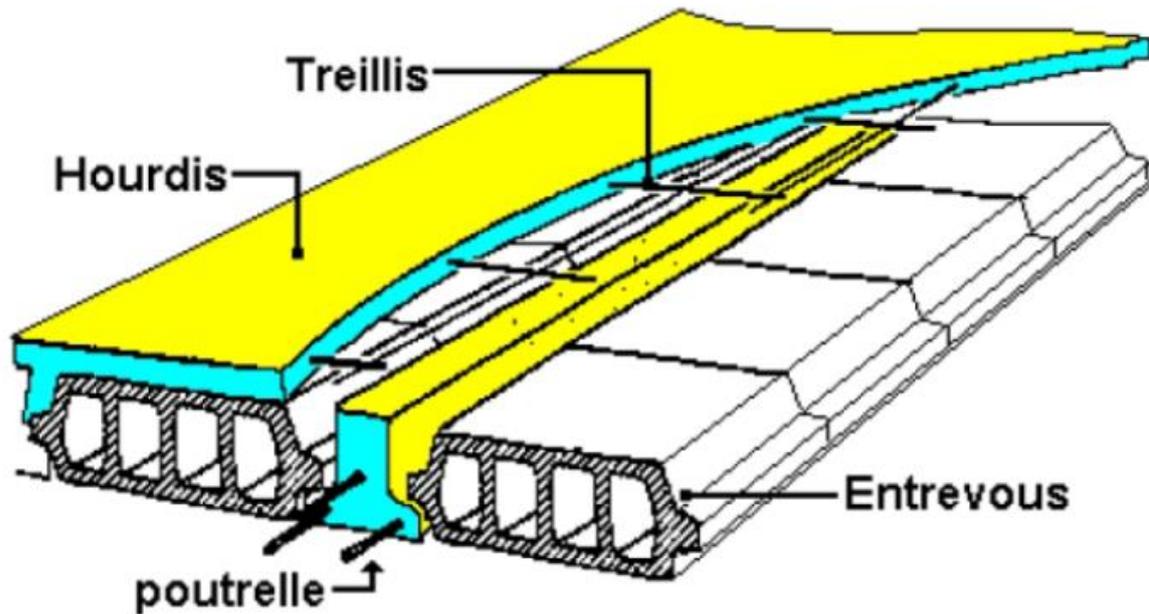


Figure : III -1- schéma d'un plancher en corps creux

III.2. Dimensionnement des poutrelles :

- Notre construction étant une construction courante à surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

On a un seul type de plancher à corps creux $h_t = 21 \text{cm}$.

- 16cm : corps creux .
- 5cm : dalle de compression.

- Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacé de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer les entrevous.

- Hauteur du plancher $h_t = 21 \text{cm}$
- Épaisseur de la nervure $h_0 = 4 \text{cm}$
- Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{cm}$

$$0,4h_t < h_0 < 0,8h_t$$

$$0,08 < b_0 < 0,17$$

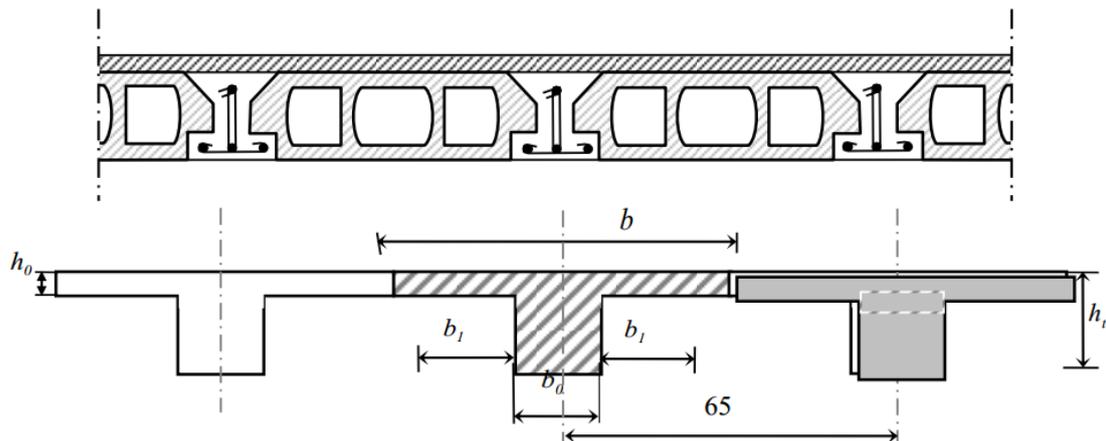


Figure III.2 : Schéma d'un plancher en corps creux

III -2-1: Evaluation des charges : (charge supporté par les poutrelles)

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml) $q_u=(1,35G+1,5Q)\times b$	ELS(KN/ml) $q_s=(G+Q)\times b$
Plancher terrasse inaccessible	6,33	1,00	6,53	4,76
Plancher RDC + étage courant	5,20	1,50	6,02	4,35
Plancher haut Sous-sol	5,20	2,50	7,00	5,00

Tableau - III -1 : charge supporté par les poutrelles.

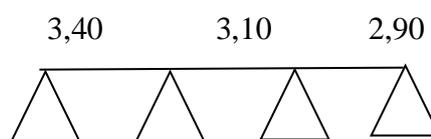
III -2-2 : Type de poutrelle :

Nous avons 4 types des poutrelles pour les étages courant et RDC et étage terrasse inaccessible.

Type 1 :



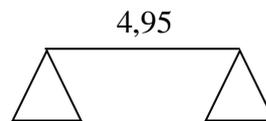
Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



III.2.3 -Les combinaisons des charges :

-Les charges par mètre linéaire (ml) :

Plancher sous-sol à usage (Local) :

- $G=5,2 \times 0,65= 3,38$ KN/ml
- $Q= 2,5 \times 0,65= 1,625$ KN/ml

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,99 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 5,005 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

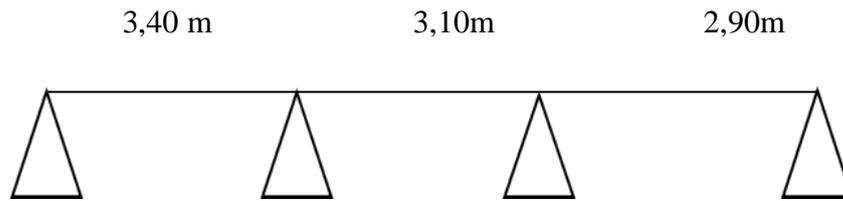
Plancher terrasse :

- $G= 6,33 \times 0,65=4,11$ KN/ml
- $Q=1 \times 0,65=0,65$ KN/ml

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,52 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,76 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

III.2.4-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Choix de type : on choisit la poutrelle de type2 comme exemple de calcul, les autres types seront calculés par logiciel **sap2000**.



III.2.5-Etage locale sous-sol :

1-La charge d'exploitation :

$$Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$$

a-Plancher commerce : $G=5,2$, $Q=2,5KN/m^2$

$$Q= 2,5 < 2G=10,4KN/m^2 \quad \text{vérifié}$$

b-Plancher terrasse : $G = 6,33KN/m^2$, $Q = 1 KN/m^2$

$$Q=1 < 2G \quad \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Poutrelle à d'inertie constante ($I=cste$)..... vérifié

- Fissuration peu préjudiciable.
- Les moments d'inerties des différents travées sont identiques.

Portée $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$0,8 \leq \frac{3,4}{3,1} \leq 1,25 \quad 0,8 \leq 1,09 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,1}{2,9} \leq 1,25 \quad 0,8 \leq 1,068 \leq 1,25$$

- Donc toutes les Conditions sont vérifiées pour appliquer la **méthode forfaitaire**.

III.3.1-Calcul des sollicitations :

-Plancher haut sous-sol : $G=5,2 KN /m^2$, $Q =2,5KN/m^2$

$$q_u=(1,35G+1,5Q) \times 0,65 =7,12KN/ml$$

-Moment en travée de référence :

$$L_1=3,40\text{m} \quad M_{01}=\frac{q_u}{8} \times L_1^2 = \frac{7,12}{8} \times 3,4^2=10,40\text{KN}$$

$$L_2=3,10\text{m} \quad M_{02}=\frac{q_u}{8} \times L_2^2 = \frac{7,12}{8} \times 3,1^2=8,55\text{KN}$$

$$L_3=2,90\text{m} \quad M_{03}=\frac{q_u}{8} \times L_3^2 = \frac{7,12}{8} \times 2,9^2=7,48\text{KN}$$

III -3-2-Moment en appui :

$$M_A=0,2M_{01}=0,2 \times 10,40=2,08\text{KN.m}$$

$$M_b=0,5M_{02}=0,5 \times 8,55=4,275\text{KN.m}$$

$$M_c=0,5M_{03}=0,5 \times 7,48=3,74\text{KN.m}$$

$$M_D=0,2M_{03}=0,2 \times 7,48=1,49\text{KN.m}$$

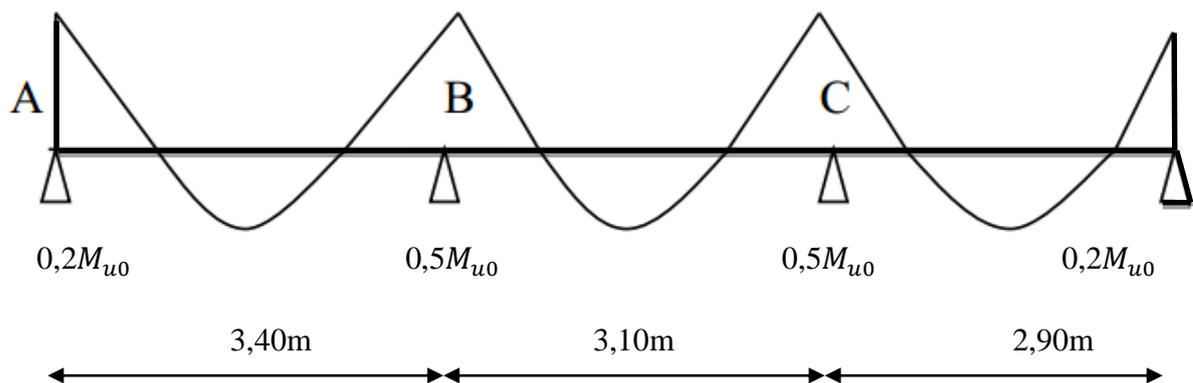


Figure III.3 : Moment en appuis.

III -3-3-Les Moment en travée :

M_{t1} ?

$$M_{t1}+\left(\frac{M_w+M_e}{2}\right) \geq \max \{(1+0,3 \times \alpha) \times M_0 ; 1,05 M_0\}$$

$$\alpha=\frac{Q}{G+Q}=\frac{2,5}{5,2+2,5}=0,32$$

$$M_{t1}+\left(\frac{M_w+M_e}{2}\right) \geq \max \{(1,096 \times M_0 ; 1,05 M_0)\}$$

Travée (AB) : $M_{01}=10,40\text{KN.m}$

$$M_w=2,08$$

$$M_e=4,275$$

$$\frac{M_w+M_e}{2}= 3, 17\text{KN.m}$$

$$M_{t1}+3,17 \geq \max \{(1,096 \times M_0 ; 1,05 M_{01})\}$$

$$M_{t1}+3,17 \geq \max \{(1,096 \times 10,40 ; 1,05 \times 10,40)\}$$

$$M_{t1}+3,17 \geq \max (11,39 ; 10,92)$$

$$M_{t1}+3,17 \geq 11,39$$

$$M_{t1} = 11,39 - 3,17 = 8, 22\text{KN.m}$$

Travée BC : $M_{02}=8, 55\text{KN.m}$

$$M_w=4,275$$

$$M_e=3,74$$

$$\frac{M_w+M_e}{2}= 4, 0075\text{KN.m}$$

$$M_{t1}+4,0075 \geq \max \{(1,096 \times M_{02} ; 1,05 M_{02})\}$$

$$M_{t1}+4,0075 \geq \max \{(1,096 \times 8,55 ; 1,05 \times 8,55)\}$$

$$M_{t1}+4,0075 \geq \max (9,37 ; 8,97)$$

$$M_{t1}+4,0075 \geq 9,37$$

$$M_{t1} = 9,37 - 4,0075 = 5, 36\text{KN.m}$$

Travée CD : $M_{03}=7, 48\text{KN.m}$

$$M_w=3, 74\text{KN.M}$$

$$M_e=1, 49\text{KN.m}$$

$$\frac{M_w+M_e}{2}= 2, 615\text{KN.m}$$

$$M_{t1} + 2,615 \geq \max \{(1,096 \times M_{03} ; 1,05 M_{03})\}$$

$$M_{t1} + 2,615 \geq \max \{(1,096 \times 7,48 ; 1,05 \times 7,48)\}$$

$$M_{t1} + 2,615 \geq \max (8,19 ; 7,8)$$

$$M_{t1} + 2,615 \geq 8,19$$

$$M_{t1} = 8,19 - 2,615 = 5,575 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = ?$$

$$M_{t2} \geq \frac{1+0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{pour une travée intermédiaire}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{pour une travée de rive}$$

Travée AB :

$$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} \times M_{01} = M_{t2} \geq \frac{1,2+(0,3 \times 0,32)}{2} \times 10,40 = 6,74 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{t2} \geq \frac{1+0,3 \times \alpha}{2} \times M_{02} = M_{t2} \geq \frac{1+(0,3 \times 0,32)}{2} \times 8,55 = 4,68 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{t2} \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} \times M_{03} = M_{t2} \geq \frac{1,2+(0,3 \times 0,32)}{2} \times 7,48 = 4,85 \text{ KN.m}$$

				
Les appuis	A	B	C	D
Longueur (m)	3,40	3,10	2,90	
M_{app} (KN.M)	2,08	4,275	3,74	1,49
M_{t1} (KN.M)	8,22	5,36	5,575	
M_{t2} (KN.M)	6,74	4,68	4,85	
M_{tmax} (KN.M)	8,22	5,36	5,575	

Tableau III.2 : récapitulatif des moments.

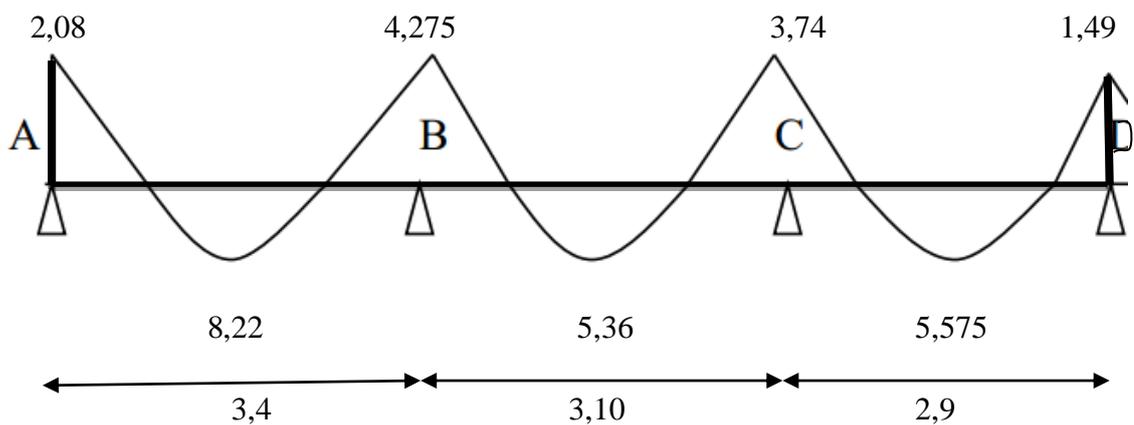


Figure III -4- Diagramme de M_t (KN.m)

Effort tranchant :

$$T_0 = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{7,12 \times L}{2}$$

Dessin				
En appui	A	B	C	D
Longueur(m)	3,4	3,10	2,90	
T_0 (KN)	12,10	11,04	10,32	
T_i droite (KN)	12,10	$11,04 \times 1,1 = 12,14$	$10,32 \times 1,1 = 11,35$	
T_i gauche (KN)		$-11,00 \times 1,1 = -12,14$	$-10,32 \times 1,1 = -11,35$	-11,35

Tableau III .3: diagramme des efforts tranchants.

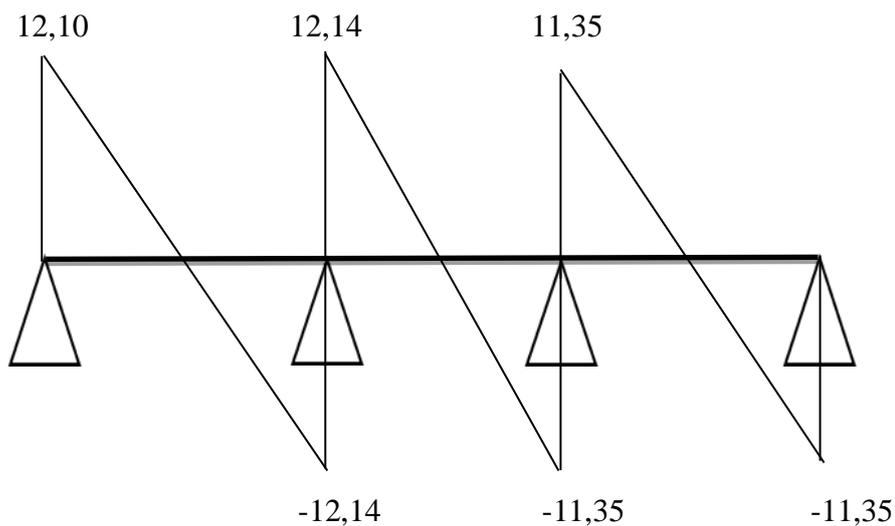


Figure III.5 : Diagramme de T (KN)

L'utilisation du logiciel SAP 2000 :

-Les résultats de calcul obtenus par ce logiciel sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau- III -4 : différents efforts pour l'ELU.

PLANCHER	Type	$M_{app}(K_N.m)$	$M_t(K_N.m)$	T(KN)
Sous-sol	1	17,12	17,97	24,20
	2	14,83	11,19	23,86
	3	14,50	10,38	21,48
	4	12,27	10,29	20,22
RDC+ étage courant	1	11,82	8,01	14,67
	2	12,59	8,04	15,33
	3	12,17	9,22	15,24
	4	13,07	9,37	15,72
Terrasse	1	11,47	9,93	15,74
	2	10,88	7,38	13,81
	3	13,55	8,11	15,91
	4	13,40	8,34	16,12

Tableau III.5 : différents efforts pour l'ELS.

Plancher	type	$M_{app}(KN.m)$	$M_t (KN.m)$	T(KN)
Sous-sol	1	11,66	11,45	15,83
	2	12,70	11,20	15,97
	3	12,81	8,30	14,17
	4	12,94	9,23	14,37
RDC+ étage courant	1	6,90	8,15	12,82
	2	8,79	6,53	12,94
	3	11,18	7,01	13 ,49
	4	11,29	7,13	13,91
Terrasse	1	9,15	7,76	11,73
	2	7,98	5,4	10,14
	3	10,68	5,95	12,24
	4	11,01	5,99	12,33

III -4-1-Ferrailages des poutrelles :

Poutrelle type (2) plancher sous-sol:

ELU :

En travée :

$$M_{max}=20, 52KN.m=0, 02052MN.m$$

$$M_0=b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$h_0=0,05m ; b=0,65m ; h =0,21m ; d=0,9h= 0,189m$$

$$f_{bu}=14,17\text{Mpa}$$

$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,189 - 0,025) = 0,0755\text{Mn}$ moment qui équilibre la table

$$M_u < M_t \quad (\text{l'axe neutre sera à l'intérieur de la table})$$

-Le calcul du ferrailage se fait comme pour une section rectangulaire $b \times h$

$$\mu = \frac{M_{max}}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,02052}{14,17 \times 0,65 \times 0,189^2} = 0,062$$

$$\gamma \frac{M_u}{M_s} = \frac{p_u}{p_s} = \frac{7,00}{5,00} = 1,4$$

$$\mu_{lu} = [(3440 \times \gamma) + (49 \times f_{c28}) - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0,2991$$

$$\mu = 0,062 < \mu_{lu} = 0,2991$$

Pas d'armatures comprimées.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu_u}) = 0,08$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,189 \times (1 - 0,4 \times 0,08)$$

$$\alpha = 0,08$$

$$Z = 0,183\text{m}$$

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

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,02052}{0,183 \times 348}$$

$$A_{st} = 3,22 \text{cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 3 T 12 = A_{st} 3,39 \text{cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$f_e = 400$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} = 1,48$$

$$A_{st} \geq 1,48 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$M_{max} = 21,96$$

$$M_{max} \leq M_t$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, on fait le calcul comme pour la section rectangulaire $b_0 \times h$ ($12 \times 21 \text{ cm}^2$).

$$\mu = \frac{M_{max}}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,02196}{14,17 \times 0,12 \times 0,189^2} = 0,36$$

$$\mu = 0,36 < 0,2991 \quad \text{pas d'armature comprimée (} \bar{A} = 0 \text{) .}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 0,25$$

$$Z = 0,17 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{0,02196}{348 \times 0,183} = 3,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 1 T 14 \text{ fil} + 1 T 16 \text{ chap} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$f_e = 400$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0,27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

ELS :

-Ce type de poutrelle est soumise à des fissurations peu nuisible et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

-Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite.

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

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{p_u}{p_s} = \frac{7,00}{5,00} = 1,4$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{travée} \leq 0,46 \quad \longrightarrow \quad 0,08 \leq 0,46 \quad \text{C.V}$$

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

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{p_u}{p_s} = \frac{1}{5} = 1,4$$

$$0,25 \leq 0,46 \quad \text{C.V}$$

Calcul des armatures transversales :

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

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

Avec : h : hauteur totale de la poutrelle

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales

b_0 : largeur de l'âme de la nervure

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{21}{35}; 1,2 ; 1,2 \right)$$

$$\phi_t \leq \min (0,6 ; 1,2 ; 1,2)$$

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

Choix : $2\phi_t 6 \longrightarrow A_t = 0,57\text{cm}^2$

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le **RPA99 V2003** on a :

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_{min} ; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{21}{4}; 12 \times 1,2 ; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (5,2 ; 12 \times 1,2 ; 30\text{cm})$$

$$S_t = 5\text{cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} \longrightarrow S_t \leq \frac{21}{4}$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

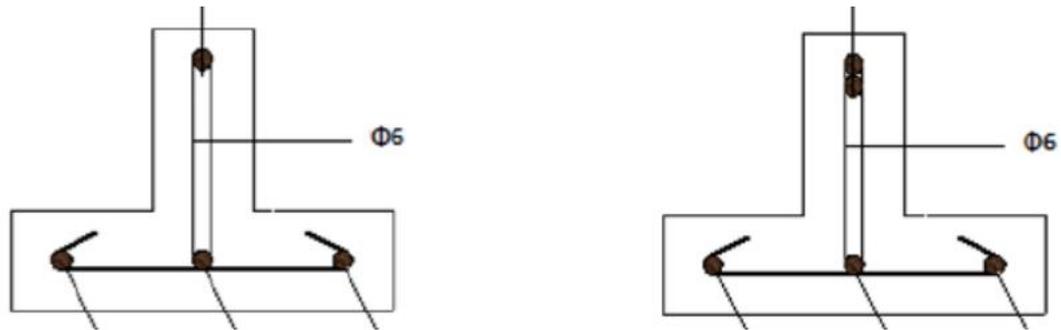


Figure-III.6: Disposition des armatures dans les poutrelles type 2 appui et travée

Vérification au cisaillement :

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{avec : } b_0 = 12 \text{ cm ; } d = 18,9 \text{ cm ; } V_u = 113,53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,5 M_{pa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 M_{pa} \\ 5 M_{pa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

Vérification au glissement :

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} V_u = 113,53 \text{ KN.m} \\ M_u = 117,89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$-0,0579 < 0 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures au niveau des appuis.

L'ancrage des barres :

Pour assurer un ancrage correct c'est-à-dire empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton qui l'entoure il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{c28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ bar} \quad (\text{pour acier HA})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1$$

$$\bar{\tau}_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \emptyset \times \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83}$$

$$L_s = 35,30 \text{ cm}$$

On a : $L_s = 35,3 \text{ cm} > b = 30$ (b : largeur de la poutre)

Donc on adoptera un ancrage courbe pour des barres tendues

La condition pour assurer l'ancrage est la suivante :

$$L_1 + 2,56L_3 \geq L_s - 3,92r$$

Avec r : rayon de courbure minimum

Pour les barres HA ; $F_e E 400$.

LA longueur de la partie hors du crochet : $L = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,5 = 14,12$

$$\text{HA} \longrightarrow r = 5,5\emptyset = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

$$L_1 = L - 3,5\emptyset = 14,12 - (3,5 \times 1) = 10,62 \text{ cm}$$

$$L_3 = 6\emptyset = 6 \text{ cm}$$

$$L_1 + 2,56L_3 = 10,62 + 2,56 \times 6 = 26 \text{ cm}$$

$$L_s - 3,92r = 35,3 - (3,92 \times 5,5) = 13,74$$

$$L_1 + 2,56 L_3 = 26 \text{ cm} \geq L_s - 3,92r = 13 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

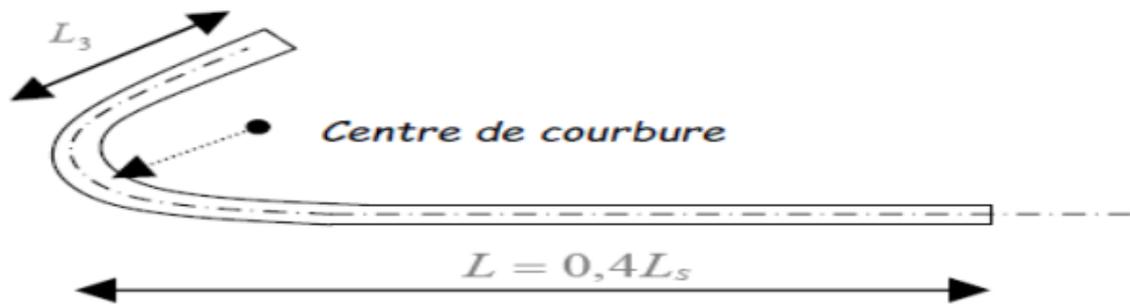


Figure III -7 : encrage du bar tendu à 45°

III -5 : Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement C B A :

La dalle de compression à une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre $\emptyset = 6\text{mm}$, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures

Soit A la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm^2 pour mètre de nervures).

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

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (AP)

A_2 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (AR)

$$A_2 = A_1 / 2$$

$$F_e = 500 M_{pa} \text{ Quadrillage de TS TIE 500}$$

$$S_t S_t / 2$$

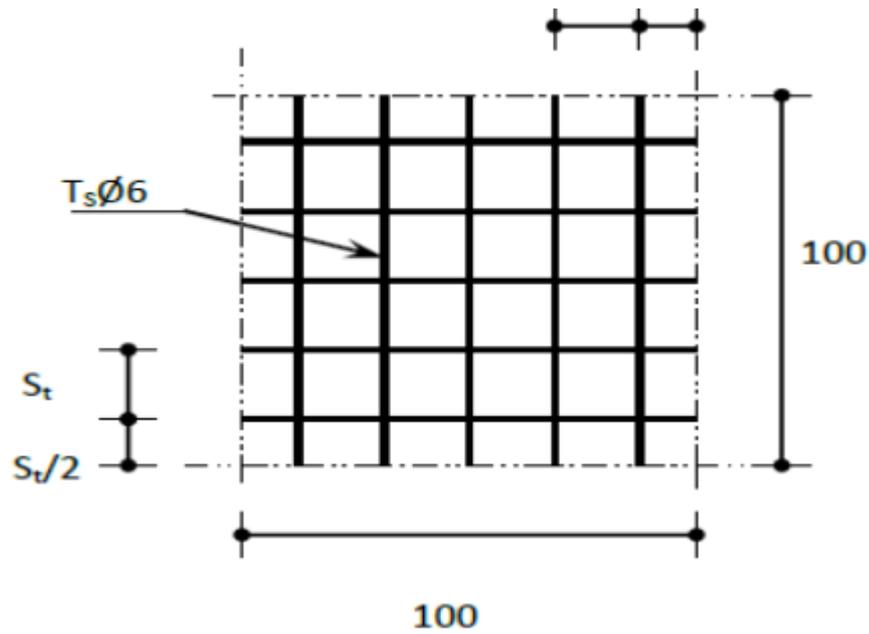


FIGURE III -8 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

$$A_1 = 4 \times \frac{65}{500} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ Ø } 6 \longrightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\text{Soit } 3 \text{ Ø } 6 \longrightarrow A_2 = 0,85 \text{ cm}^2 \quad \text{et } S_t = 30 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adopte un treillis soudés $\text{Ø}6 \times 30 \times 30$

Dont la dimension des mailles est égale à 30 cm suivant les deux sens.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	A_{st} Calculée		A_{st} choisi	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Haut sous-sol (local)	3,22 cm ²	3,71cm ²	3 T 12	1 T 14fil + 1 T16chap
Haut RDC + Etage	2,53 cm ²	2,92cm ²	3 T 10	1T12+1T12
Plancher terrasse	2,24 cm ²	2,38cm ²	3 T 10	1T12+1T12

Tableau III.6: récapitulatif du ferrailage des poutrelles.

IV.1 Etude de l'acrotère :

IV.1.1. Introduction :

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

IV.1.2. Dimensions :

- Le calcul se fera sur une bande de 1 m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui entraîne des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

IV.1.3 Calcul de la sollicitation d'acrotère :

IV.1.3.1-Poids propre :

$$G_1 = S \times \gamma_b$$

$$S = [(0,5 \times 0,1) + (0,25 \times 0,05) + (\frac{0,25 \times 0,05}{2})]$$

$$S = (0,05 + 0,125 + 0,00625)$$

$$S = 0,18125 \text{ m}^2$$

$$G = 0,18125 \times 25$$

$$G_1 = 4,53 \text{ KN/ml}$$

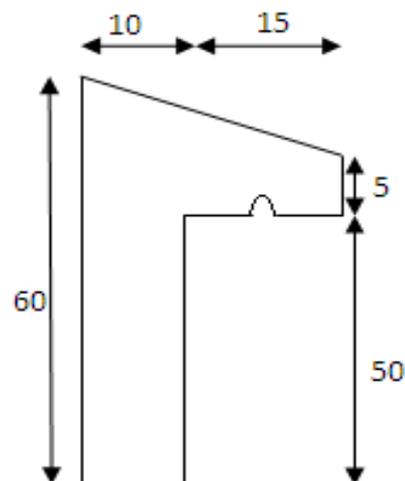
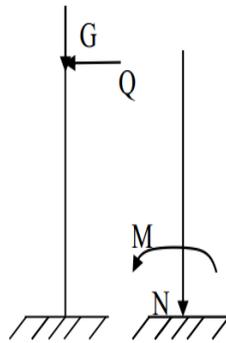


Figure IV -1 : dimension de l'acrotère

IV.1.3.2-Enduit en ciment (e= 2cm) :



$$G_2 = 20 \times e \times U$$

U : périmètre de la section d'acrotère

$$U = 0,6 + 0,5 + 0,1 + 0,15 + 0,05 + 0,254 = 1,654 \text{ m}$$

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times 1,65 = 0,664 \text{ KN/ml}$$

$$M_p = G_1 + G_2$$

$$M_p = 1,7 + 0,664$$

$$M_p = 2,36 \text{ KN/ml}$$

IV.1.3.3- Calcul de la force horizontale:

Exigence des règles **R. P. A 99** :

Le règlement impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de structure secondaire et les équipements ancrés à la structure suivant la formule :

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

A: coefficient d'accélération de zone

C_p : Facteur de force horizontale

W_p : Poids des éléments considérés

A=0,15 (zone 2A; groupe d'usage)

$C_p=0,15$ "element en console "

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,36 = 1,13 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fait en flexion composée.

IV.1.3.4-A l'état limite Ultime (E.L.U) :

Calcul des sollicitations

Effort normal : $N_u = 1,35 W_p$

$$N_u=1,35 \times 2,36$$

$$N_u=3,186 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_u= 1,5 F_p \times h$$

$$M_u=1,5 \times 1,13 \times 0,6$$

$$M_u=1,017 \text{ KN.m}$$

○ **Calcul des excentricités** :

Excentricité du 1^{ère} ordre e_1 :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \times e_a$$

Avec :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant.

-Les imperfections géométriques initiales après exécution :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2\text{cm} \\ e_a = \max \\ L/250 = 60 / 250 = 0,24 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \times e_a = \frac{1,017}{3,186} + 0,02$$

$$e_1 = 0,34 \text{ m}$$

- **Elancement géométrique :**

L_f : la longueur de flambement : $L_f = 2,06$

$$L_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ cm}$$

$$H = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{1,2}{0,1} = 12 < \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right)$$

$$12 < \max\left(15; \frac{20 \times 0,34}{0,10}\right) = 64$$

-Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

- **Excentricité du 2^{ème} ordre e_2 :**

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

-L'excentricité due aux efforts de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{W_P}{W_P + F_P} = \frac{2,36}{2,36 + 1,13} = 0,68$$

φ : Le rapport de déformation finale du au fluage de la déformation instantanée.

(φ : généralement égale à 2) ; h : la hauteur totale de la section dans la direction du flambement (h = 10 cm)

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} (2 + (0,68 \times 2))$$

$$e_2 = 0,0145 \text{ m}$$

- **Sollicitation ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :**

$$N_u = 3,186 \text{ KN} \quad M_u = N_u(e_1 + e_2)$$

$$M_u = 3,186(0,34 + 0,0145)$$

$$M_u = 1,13 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,354 \text{ m}$$

- **Sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendues :**

$$e_1 = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,354 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$e_A = 0,384 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_1 = 3,186 \times 0,384$$

$$M_{uA} = 1,22 \text{ KN.m}$$

IV.1.3.5-A l'état limite de service (E L S) :

$$\text{Effort normale : } N_{ser} = W_p = 2,36 \text{ KN}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_{ser} = F_p \times h = 1,31 \times 0,6 = 0,678 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,678}{2,36} = 0,287 \text{ m}$$

- **Sollicitation amenées au centre de gravité des aciers tendues :**

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,287 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,317 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \times e_1 \quad M_{ser} = 2,36 \times 0,317 = 0,748 \text{ KN.m}$$

Calcul des sections d'aciers :

Moment réduit de référence à l'états limite ultime :

$$\mu_{bc} = 0,8 \times \left(1 - 0,4 \times \frac{h}{d} \right) = 0,8 \times \frac{0,1}{0,01} \left(1 - 0,4 \times \frac{0,1}{0,08} \right)$$

$$\mu_{bc} = 0,5 \text{ KN.m}$$

Moment réduit agissant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,22 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0134 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0134 < \mu_{bc} = 0,5 \quad \text{section partiellement tendue}$$

Donc le calcul se fait en flexion simple

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{ser A}} = \frac{1,22}{0,678} = 1,80$$

$$10^4 \mu_{lu} = (3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times f_{c28} \times \frac{1}{\theta} - 3050) \text{ pour } F_e E 400$$

$$\mu_{lu} = ((3440 \times 1 \times 1,80) + (49 \times 25 \times 1) - 3050) \times 10^{-4} \text{ pour } F_e E 400$$

$$\mu_{bu} = 0,0134 < \mu_{lu} = 0,436 \quad \bar{A} = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,0134 < 0,275 \quad \text{la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 8 (1 - 0,6 \times 0,0134)$$

$$Z_b = 7,9 \text{ cm}$$

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

$$\text{Section d'acier : } A_{st} = \frac{M_{uA}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1,22 \times 10^3}{7,9 \times 348}$$

$$A_{st} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armature en flexion composée :

$$\bar{A} = 0$$

$$A = A_{st} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0,44 - \frac{3,186 \times 10}{348}$$

$$A = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale :

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4cm^2}{\text{périmètre (m)}} \\ \frac{0,2 \times B}{100} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{1,654} = 2,42 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,2 \times (10 \times 100)}{100} = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2,42 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{choix des armatures : } 5 \text{ T } 10 = 3,8$$

Espacement :

$$\text{On adopte un espacement} \longrightarrow s_t = 20 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \quad \text{soit } 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } s_t = 15\text{cm}$$

Figure IV.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

. IV.1.3.6-Vérification des contraintes :

Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

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

$$\text{Avec : } = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0134})$$

$$\alpha = 0,016$$

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{ser A}} = \frac{1,22}{0,678} = 1,8$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,80-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,65$$

On a donc :

$$\alpha = 0,016 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,65$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{C.V}$$

Vérification de l'effort tranchant : $T = F_p = 1,13 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{1,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} T_{max} = F_p = 0,014 MP_a$$

$$\overline{\tau}_u \text{ min} = \begin{cases} 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 MP_a \end{cases} \quad \overline{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 MP_a \\ 5 MP_a \end{cases}$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 MP_a$$

On a donc : $\tau_u = 0,014 MP_a < \overline{\tau}_u = 3,33 MP_a$ C.V

IV.2 -Etude escalier :

IV.2 .1-Introduction :

-Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

-Notre construction comporte un escalier à deux volées, il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'arrivée.

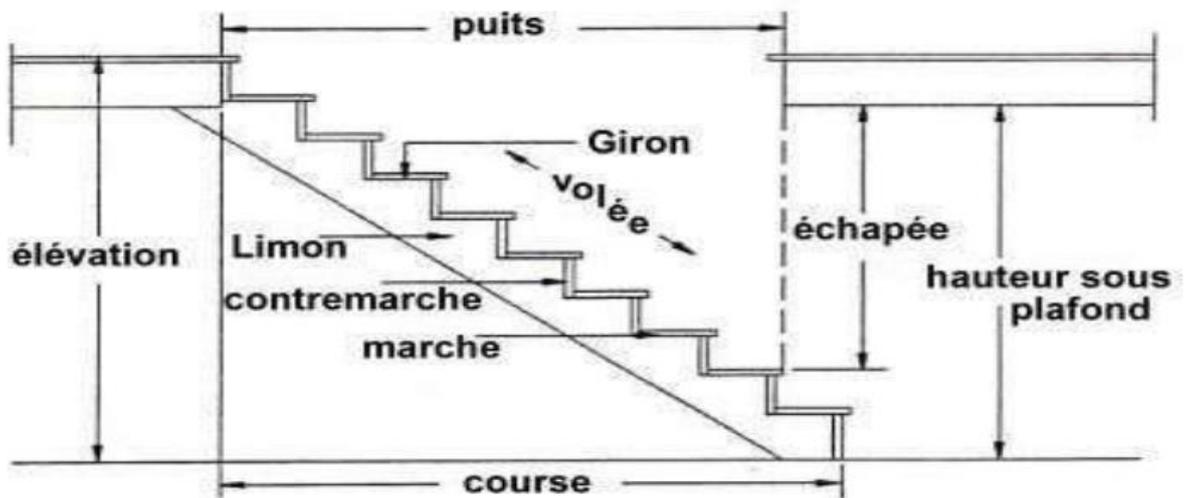


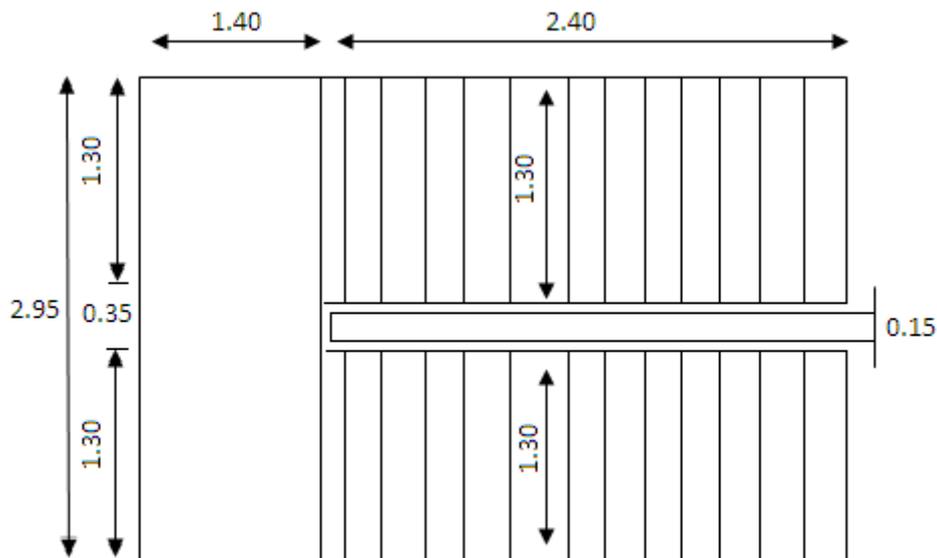
Figure- IV-3 : Les éléments d'escaliers

- H : hauteur d'un demi- étage
- Le palier de repos : $(2,95 \times 1,40) m^2$
- L'emmarchement : 1,30 d'après le plan architectural.

-Les escaliers sont à deux volées identiques, h : hauteur de contre marche

g :(giron) largeur de la marche

n : nombre de marche



Figure—IV.4 : Schéma dimensions d'escaliers

IV.2.2-Pré-dimensionnement des éléments :

Calcul de la largeur et la hauteur des escaliers :

D'après la formule de (blondel) :

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

D'après le plan architectural on prend : $g = 30 \text{ cm}$

Nombre de contre marche : $g = \frac{L}{n-1}$

$$n-1 = \frac{L}{g} = \frac{2,40}{0,3} = 8 \quad \longrightarrow \quad \text{nombre de marche}$$

Donc le nombre de contre marche $n = 9$.

Hauteur de contre marches : $h = \frac{H}{n-1}$ tel que $H = \frac{3,06}{2} = 1,53$

$$h = \frac{1,53}{8} = 0,19 = 19 \text{ cm}$$

Epaisseur de palier :

$$L = 2,95 \text{ m} = 295 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$$

$$\frac{295}{20} \leq e \leq \frac{295}{15}$$

$$14,75 \leq e \leq 19,66$$

→ e = 15 cm

Epaisseur de la paillasse : e=15 cm

.Calcul de l'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg}\alpha = \frac{19}{30} = 0,633 \quad \alpha = 32,33$$

	$G(K_N/m^2)$	$Q(K_N/m^2)$
Paillasse	8,117	2,5
Palier	4,83	2,5

Tableau. IV. 1 : Charge permanente et d'exploitation d'escalier.

Tableau. IV. 2 : Combinaison d'action :

	ELU	ELS
Combinaison	$1,35G+1,5Q$	$G+Q$
Paillasse (K_N/ml)	14,71	10,62
Palier (K_N/ml)	10,27	7,33

IV .2.3.Détermination des efforts internes :

Schéma statique :

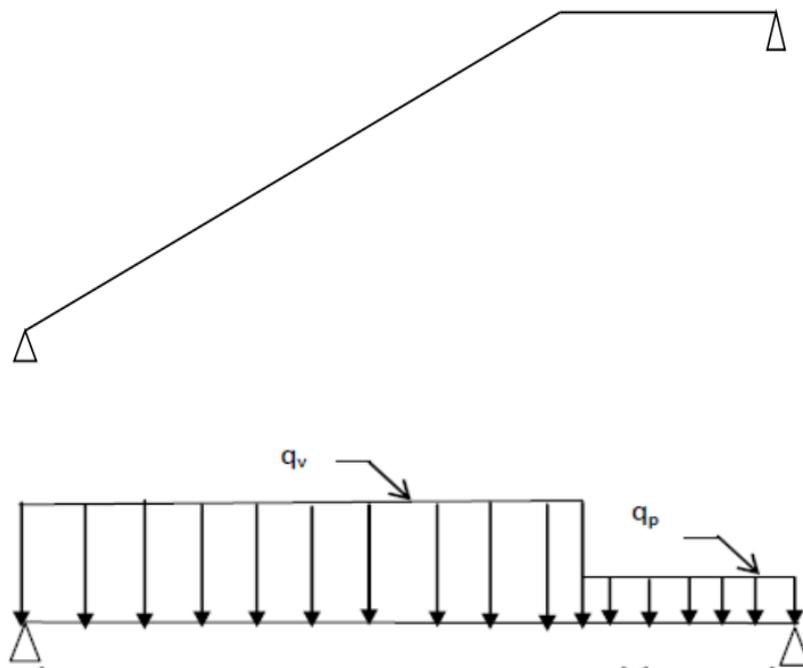


Figure- IV -5 : Schéma statique.

Calcul à l'E L U :

$$q_v = 14,71 \text{ KN/m}$$

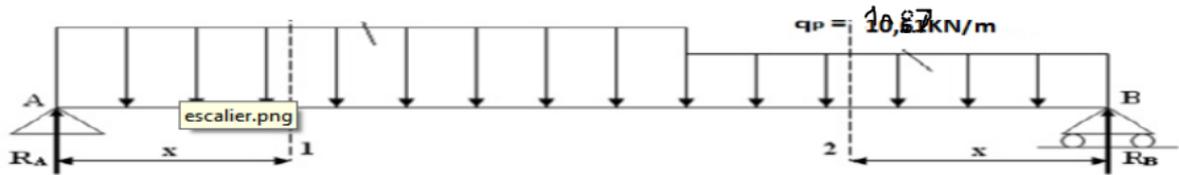


Figure- IV -6 : Schéma des forces à L'E L U

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum M_{F/A} = 0$$

$$\longrightarrow (-R_B \times 3,8) + q_p \times 1,40 \times 3,1 + (q_v \times 2,4) \times 2,4/2 = 0$$

$$3,8R_B = (10,27 \times 1,4 \times 3,1) + (14,71 \times 2,4 \times 1,2)$$

$$3,8R_B = 86,93$$

$$R_B = 22,87$$

$$\sum M_{F/B} = 0$$

$$\longrightarrow (R_A \times 3,8) - (q_v \times 2,40) \times 2,60 - (q_p \times 1,4) \times 1,4/2 = 0$$

$$3,8R_A = (14,71 \times 2,4 \times 2,6) + (10,27 \times 1,4 \times 0,7)$$

$$3,8R_A = 101,85$$

$$R_A = 26,80$$

Vérification :

$$\sum F_V = R_A + R_B - (q_v \times 2,4 + q_p \times 1,4) = 0$$

$$= 49,67 - 49,67$$

$$= 0 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

IV.2.4. Détermination des moments fléchissant des efforts tranchants :

Section -1-1 : $0 \leq x \leq 2,4$ m

$$M_{(x)} = R_A \times x - q_v \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 26,80 \times x - 14,71 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,4) = 64,32 - 42,36 = 21,96 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M'_{(x)} = R_A - q_v \times x = 0$$

$$M'_{(x)} = 26,80 - 14,71 \times x = 0$$

$$x = 1,82 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1,82) \longrightarrow M_{max} = 48,77 - 24,36$$

$$M_{max} = 24,41 \text{KN.m.}$$

$$T_{(x)} = R_A - q_v \times x$$

$$T_{(x)} = 26,80 - 14,71 \times x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 26,80 \text{KN} \\ T(2,4) = - 8,50 \text{KN} \end{array} \right.$$

Section-2-2 : $0 \leq x \leq 1,4$ m

$$M(x) = R_B \times x - q_p \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 22,87 \times x - 10,27 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,4) = 22,87(1,4) - 10,27 \times \frac{(1,4)^2}{2} = 21,96 \text{KN..m}$$

$$M'_{(x)} = 22,87 - 10,27 \times x = 0$$

$$X = 2,23 \text{ m}$$

$$T(x) = R_B + q_p \times x$$

$$T(x) = -22,87 + 10,27 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -22,87 \text{ KN} \\ T(1,4) = -8,49 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul à L'E L S : calcul des réactions d'appuis.

$$\sum M_{F/A} = 0$$

$$-R_B \times 3,8 + q_p \times 1,4 \times (2,4 + 0,7) + q_v \times 2,4 \times 1,2$$

$$R_B = \frac{62,39}{3,8}$$

$$R_B = 16,41 \text{ KN}$$

$$\sum M_{F/B} = 0$$

$$R_A \times 3,8 - (q_v \times 2,4 \times 2,6) - (q_p \times 1,4 \times 0,7)$$

$$R_A = \frac{66,26 + 7,18}{3,8} = 10,32 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_v = R_A + R_B - (q_v \times 2,4 + q_p \times 1,4) = 35,73 - 36,02 = 0 \quad \text{C.V}$$

IV.2.5. Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

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

$$M(x) = R_A \times x - q_v \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 19,32 \times x - 10,62 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,4) = 15,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = R_A - q_v \times x = 19,32 - 10,62 \times x = 0$$

$$19,32 = 10,62 \times x$$

$$X = 1,82 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1,82) = 35,16 - 17,58$$

$$M_{max} = 17,58 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_A - q_v \times x$$

$$T(x) = 19,32 - 10,62 \times x$$

$$\begin{cases} T(0) = 19,32 \text{ KN} \\ T(2,4) = 19,32 - 10,62(2,4) = -6,17 \text{ KN} \end{cases}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,4$

$$M(x) = R_B \times x - q_p \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 16,41 \times x - 7,33 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,4) = 16,41(1,4) - 7,33 \times \frac{1,4^2}{2} = 15,79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = 16,41 - 7,33 \times x = 0$$

$$X = \frac{16,41}{7,33}$$

$$X = 2,24 \text{ m}$$

$$T(x) = -R_B + q_P \times x$$

$$T(x) = -16,41 + 7,33 \times x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -16,41 \text{ KN} \\ T(1,4) = -16,41 + 7,33 (1,4) = -6,15 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau. IV. 3 : Récapitulation des moments et efforts tranchants :

	ELU	ELS
$M_{max}(K_N.m)$	24,41	17,58
$T_{max}(K_N)$	26,80	19,32

Les diagrammes :

ELU

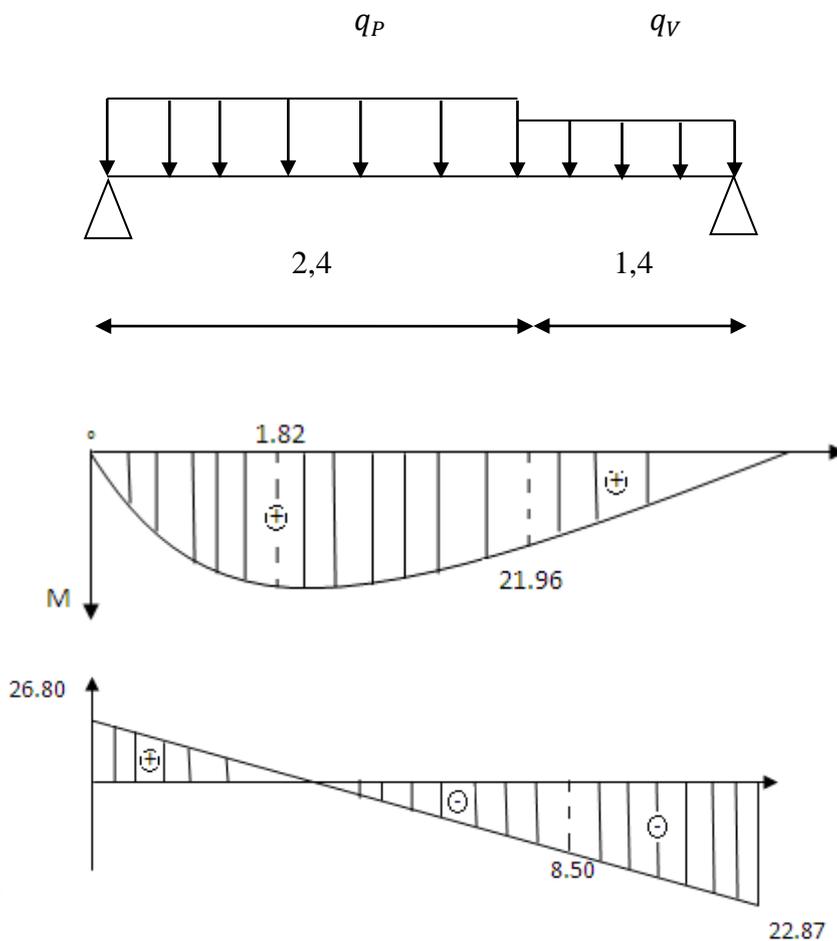


Figure- IV -7 : Le diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à E L U

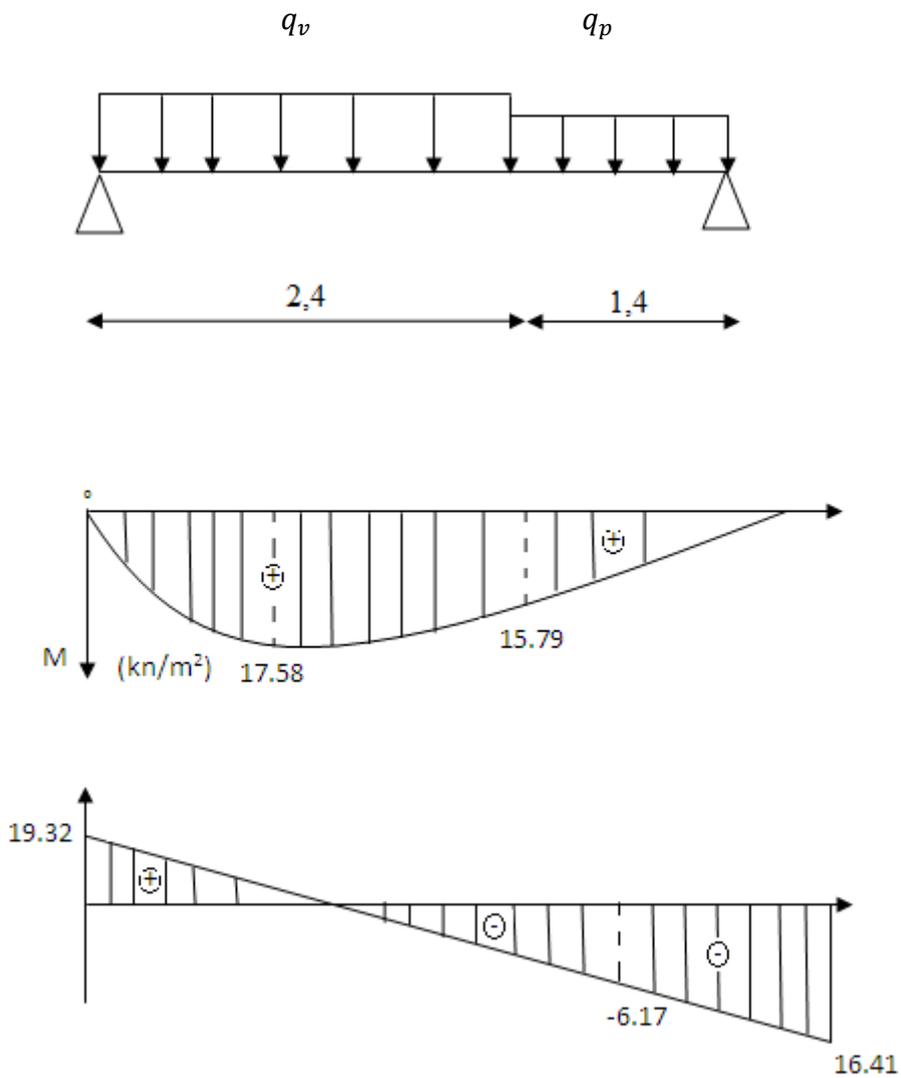


figure- IV- 8 : Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à E L S

IV .2.6.Détermination du ferrailage :

Calcul à l'E L U :

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 15$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$b = 1,4 \text{ m} \quad 1.4$$

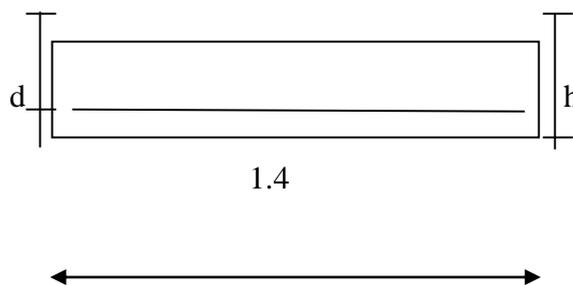


Figure- IV -9 : Dimensionnement de la section calculé

Les contraintes :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 21}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

En travée :

$$M_{ut} = 0,85 \times M_{\max} \quad M_{ut} = 0,85 \times 24,41 = 20,75 \text{ Kn.m}$$

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{20,75 \times 10^{-3}}{1,4 \times 0,135^2 \times 14,17} = \frac{20,70 \times 10^{-3}}{0,361} = 0,057$$

$$\mu_u = 0,8 \times \alpha L (1 - 0,4\alpha L) \text{ avec : } \alpha L = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\mu_u = 0,8 \times 0,0725 (1 - 0,4 \times 0,0725) \quad \text{avec : } \alpha L = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\alpha L = 0,0725 \times 0,058$$

$$\mu_u = 0,056$$

$$\mu_u = 0,056 < 0,0725 \quad \text{section à simple armature}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \alpha = 0,0725$$

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

$$Z = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{20,75 \times 10^{-3}}{0,130 \times 347,83}$$

$$A_{st} \text{ travée} = 4,58 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,28 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \min} \geq 0,28 \times 1,4 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} = 2,28 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st} \text{ travée} \geq 2,28 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est : $A_{st} \text{ travée} = 8 \text{ T } 12 = 9,05 \text{ cm}^2$

Armature de répartition :

$$A = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_r = \text{T10 esp} = 15 \text{ cm}$

$$e \leq \min (3 \text{ h} ; 33 \text{ cm}) = \min (15 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

En appui :

$$M_{ua} = 0,50 \times M_{max} = 0,50 \times 24, = 12,2 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{12,21 \times 10^{-3}}{1,4 \times 0,135^2 \times 14,17} = \frac{20,70 \times 10^{-3}}{0,361} = 0,0339$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha L (1 - 0,4\alpha L) \quad \text{avec : } \alpha L = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,044 (1 - 0,4 \times 0,044) \quad \text{avec : } \alpha L = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0678})$$

$$\mu_l = 0,0345\alpha L = 0,044 \quad \longrightarrow$$

$$\mu_u = 0,0339 \leq \mu_l = 0,0345 \text{ section simple armature}$$

IV .2.7.Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{st}}$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,044 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,132 \end{array} \right.$$

$$A_{st} = \frac{12,21 \times 10^{-3}}{0,132 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 2,65 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,28 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \min} \geq 0,28 \times 1,4 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} = 2,28 \text{ cm}^2$$

Condition vérifier $A_{st} \text{ appui} \geq 2,28 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage choisi est $A_{st} \text{ appui} = 8 \text{ T } 12 = 9,05 \text{ cm}^2$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Calcul à l'E L S :

La vérification des contraintes simplifie comme suite :

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

En travée :

$$M_{ut} = 0,85 \times M_{u \max} M_{ut} = 0,85 \times 24,41 = 20,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85 \times M_{s \max} M_{st} = 0,85 \times 17,58 = 14,94 \text{ KN.m}$$

IV.2.8..Etude de la poutre palière :

$$\text{Pré-dimensionnement : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec L : distance entre axe de poteaux : $L = 3,05 \text{ m}$, h : hauteur de la poutre

$$\frac{5,00}{15} \leq h \leq \frac{5,00}{10}$$

$$33,33 \leq h \leq 50$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

$$d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm}$$

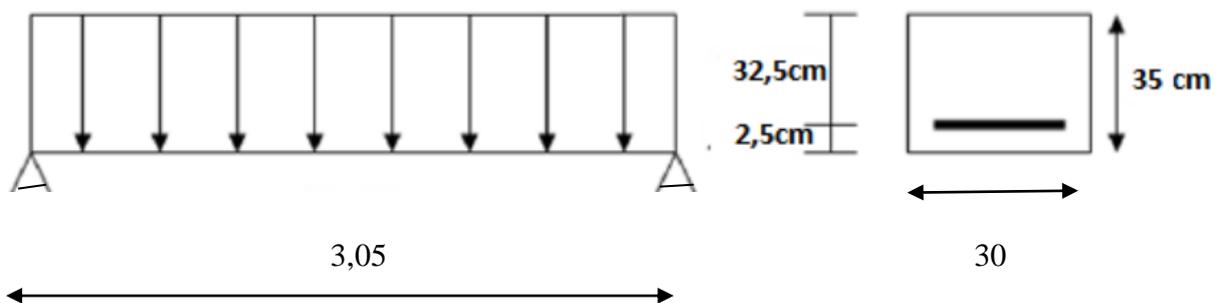


Figure- IV -10 : Schéma de la poutre palière

Descende des charges :

Charge permanente (G) :

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,26 \text{ KN/ml}$

Mur double parois sur le palier : $3,10 \times \left(\frac{3,06}{2} - 0,95 \right)$

$$G = 4,718 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation $Q = 0 \text{ KN/ml}$

Réaction d'escalier :

$$\text{On a : } T_{max} = \frac{R_A}{L/2}$$

Combinaison des charges :

$$\text{E L U : } q_u = 1,35G + T_{u \max} = \frac{26,80}{3,05/2} = 17,63$$

$$q_u = 1,35 \times 4,71 + 17,63 = 23,98 \text{ KN}$$

$$\text{E L S : } q_s = G + T_{u \max} = \frac{19,32}{3,05/2} = 12,71$$

$$q_s = 4,71 + 12,71 = 17,42 \text{ KN/ml}$$

Détermination du ferrailage :

Calcul à L'E L U :

$$\text{Les contraintes : } f_{cb} = 14,17 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_{u \max} = q_u \times \frac{L^2}{8} \longrightarrow M_{u \max} = 23,98 \times \frac{3,05^2}{8}$$

$$M_{u \max} = 27,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times M_{u \max} \longrightarrow M_{ut} = 0,85 \times 27,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 23,67 K_N.m$$

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$
$$\mu_u = \frac{23,67 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,311^2 \times 14,17}$$
$$\mu_u = 0,056$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha L (1 - 0,4 \times \alpha L) \quad \text{avec : } \alpha L = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha L = 0,072$$

$$\mu_l = 0,056 \quad \mu_u \leq \mu_l \quad \text{section simple armature.}$$

Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - \mu_u}) = 0,072 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,3 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{23,67 \times 10^{-3}}{0,30 \times 347,83} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,325 \times 0,30 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,17 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st\text{travée}} = 5 T 12 = 5,65\text{cm}^2$$

En appui :

$$M_{u\text{max}} = q_u \times \frac{L^2}{8} = 24,41 \times \frac{3,05^2}{8}$$

$$M_{u\text{max}} = 28,38 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u\text{a}} = 0,5 \times M_{u\text{max}}$$

$$M_{u\text{a}} = 0,5 \times 28,38$$

$$M_{u\text{a}} = 14,19 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{14,19 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,034$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha L (1 - 0,4 \times \alpha L) \quad \text{avec : } \alpha L = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha L = 0,043$$

$$\mu_l = 0,034 \quad \mu_u = \mu_l = 0,034 \quad \text{section simple armature.}$$

Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - \mu_u}) = 0,043 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,31\text{m} \end{cases}$$

$$A_{st\text{appui}} = \frac{14,19 \times 10^{-3}}{0,31 \times 347,83} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,325 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ appui} \geq 1,17 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st} \text{ appui} = 3 \text{ T14} = 4,62$$

Calcul à L'E L S :

La vérification des contraintes :

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

En travée :

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} \quad \longrightarrow \quad M_u = 24,41 \times \frac{3,05^2}{8}$$

$$M_u = 28,38 \text{ K}_N \cdot \text{m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{L^2}{8} M_s = 17,58 \times \frac{3,05^2}{8} \text{ K}_N \cdot \text{m}$$

$$M_s = 20,44 \text{ K}_N \cdot \text{m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \longrightarrow \quad \gamma = \frac{28,33}{20,44} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,44 \quad \text{C.V}$$

Pour que l'équation indiquée soit vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée.

En appui :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} = 28,38 \text{KN.m}$$

$$M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 20,77 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,38$$

$$\alpha_{appui} \leq 0,44 \quad \text{C.V}$$

Puis que l'équation indiquée ci-dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en appui.

Le R.P.A V 2003 exige que :

$$A_{st \min} = 0,5 \% \times (b \times h) \text{ dans toute la section.}$$

On a :

$$A_{st \min} = 0,5 \times \frac{0,30 \times 0,35}{100} = 5,2 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{st \text{ travée}} + A_r \text{ travée} = 5,65 + \frac{5,65}{4} = 8,47 > 5,20$$

$$A_{st \text{ appui}} + A_r \text{ appui} = 4,62 + \frac{4,62}{4} + 6,93 > 5,20 \quad \text{C.V}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_{\min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{35}{35} ; 1,2 ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min (1 ; 1,2 ; 3)$$

$$\emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le R P A 90 V 2003 on a :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_{min} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t = 8,75 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{35}{4} \longrightarrow S_t = 17,5 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement :

$$T_{max} = \frac{q_u \times L}{2} \longrightarrow T_{max} = \frac{17,63 \times 3,05}{2}$$

$$T_{max} = 26,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \longrightarrow \tau_u = \frac{26,88 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,276$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 M_{Pa} \right)$$

Fissuration peu nuisible : $\gamma_b = 1,5$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 ; 4)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,276 M_{Pa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 M_{Pa} \quad \text{C.V}$$

Vérification de la flèche :

h : hauteur de la poutre palière

L : la largeur de la poutre palière

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,35}{3,05} > \frac{1}{16}$$

$$0,115 > 0,06 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \longrightarrow \frac{0,35}{3,05} > \frac{1}{18} \times \frac{20,44}{28,38} \longrightarrow 0,115 > 0,04 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st \text{ appui}}}{b \times d} \leq \frac{2,5}{f_e}$$

$$\frac{4,62 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,325} \leq \frac{2,5}{400}$$

$$0,0047 \leq 0,0062 \quad \text{C.V}$$

Tableau. IV .4 -Récapitulation du ferrailage de la poutre palière :

	Ferrailage Calculé (cm^2)	Ferrailage Choisi (cm^2)	A_r Transversale	Espacement (cm)
En travée	2,26	5 T 12=5,65	Ø 8 mm	7,5cm zone nodale
En appui	1,32	3 T 12=4,62 cm	Ø 8 mm	15cm zone courante

IV.3. Etude balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{20} < e < \frac{L}{15}$$

On a : L = 1,5m.

$$\frac{150}{20} < e < \frac{150}{15}$$

$$7,5 < e < 10$$

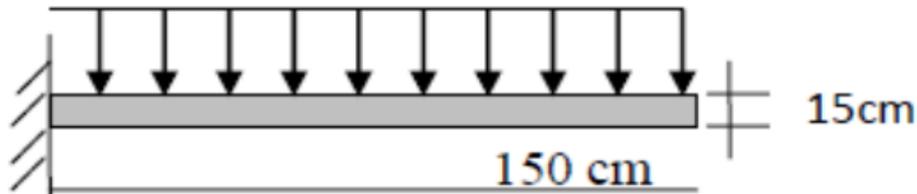


Figure. IV. 11- Schéma de balcon.

On prend une épaisseur de 10cm, avec des considérations pratiques (on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique, alors on doit majorer à $e = 15\text{cm}$).

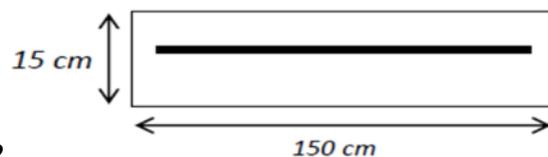
IV.3.1-Evaluation et combinaison des charges :

$$G = 5,15\text{KN}/\text{m}^2 ; Q = 3,5\text{KN}/\text{m}^2.$$

Le calcul se fera pour une bande de 1,5ml.

$$\text{A l'état limite ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,2\text{KN}/\text{m}^2.$$

$$\text{A l'état limite service : } q_{ser} = G + Q = 8,65 \text{KN}/\text{m}^2.$$



$$M_u = q_u L^2 / 2$$

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_{ser} = q_{ser} \times L .$$

IV.3.2. Diagramme de sollicitations :

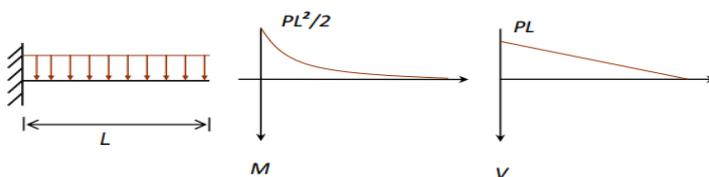


Figure. IV.12- Schéma statique.

	$Q_u(KN/m^2)$	$M_{max}(KN.m)$	$V_{max}(KN)$
ELU	12,2	13,725	18,5
ELS	8,65	9,73	12,97

Tableau. IV.5- Effort interne à l'ELU et l'ELS.

IV.3.3-Ferraillage :

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

Calcul à l'ELU :

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

$$\mu = \frac{M_u^{max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{12,2 \times 10^{-3}}{1,5 \times 0,135 \times 14,17} = 0,032$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,133m$$

$$\sigma_z = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MP_a$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{Z \times \sigma_s} = \frac{12,2 \times 10^{-3}}{0,133 \times 348} = 2,63 cm^2$$

$M_u(K_N.m)$	μ	α	Z(cm)	$\epsilon_s(\text{‰})$	$\bar{\sigma} (MP_a)$	$A_{su} cm^2$
12,2	0,032	0,041	0,133	0,01	348	2,63

Tableau. IV.6-Ferraillage du balcon à l'ELU.

Calcul à l'ELS :

La contrainte du béton à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 MP_a$

La contrainte de l'acier à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_t} \right]$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 MP_a$$

La position de l'axe neutre $x = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{\bar{\sigma}_{st} + 15\bar{\sigma}_{bc}} \times d = 0,07m$

$$Z = d - \left(1 - \frac{x}{3}\right) \longrightarrow Z = 0,13$$

Moment de service ultime : $\bar{M}_L = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x \left(d - \frac{x}{3}\right)$

$$\bar{M}_L = 4,10 \text{ KN.m}$$

$M_{ser} \leq M_L \longrightarrow$ La section est sans aciers comprimés.

$$\text{D'où } A_{s,ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_s} = \frac{8,65 \times 10^{-3}}{0,133 \times 348}$$

$$A_{s,ser} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = 2,71 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_s = \min(A_{su}; A_{s,ser}; A_s^{min})$

$$A_s = 2,71 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est T12 esp = 15cm

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 12,15 \text{ cm}$$

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

Pour les armatures de répartition, nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,71}{4} = 0,67$$

On choisit T_{12} avec un espacement $S_t = 15\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28} ; 4MP_a)$ fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{18,3}{0,144 \times 1,00} = 0,127 < \bar{\tau}_u = 3,25. \quad \text{C.V}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.1.Introduction :

Il est d'abord important de souligner que ce ne sont pas les séismes qui tuent, mais les bâtiments qui s'écroulent sur leurs occupants, la majorité des constructions a été construit sans tenir compte de l'aspect sismique ou, au mieux, avec des méthodes inadaptées. Les dernières générations des normes de construction tiennent compte des récents progrès du génie parasismique et elles incluent, par exemple, les méthodes modernes (spectral, temporelle) de dimensionnement qui assurent un comportement sismique favorable des structures.

Le présent chapitre est consacré à une description de l'action dynamique causée par le tremblement de terre. Quelques notions de sismologie sont introduites. La méthode spectrale modales et la méthode temporelle sont introduites dans le présent chapitre.



Figure V.1 philippine-magnitude de 6,8- 06 février 2012



Figure .V.2 Indonésie – magnitude 8,7-11 avril 2012

V.2.Définition de séisme :

Un séisme ou tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes due à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosion par exemple). Il se produit de très nombreux séismestous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains.

Environs cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices.

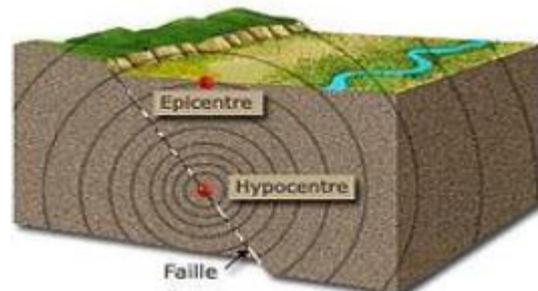


Figure. V.3 caractéristique de séisme.

V.3.Séisme tectonique :

Les séismes tectoniques sont de loin les plus fréquents et dévastateurs. Une grande partie des séismes tectoniques a lieu aux limites des plaques, où se produit un glissement entre deux milieux rocheux. Ce glissement, localisé sur une ou plusieurs failles, est bloqué durant les périodes inter-sismiques (entre les séismes). et l'énergie s'accule par la déformation élastique des roches. Cette énergie et le glissement sont brusquement relâchés lors des séismes.

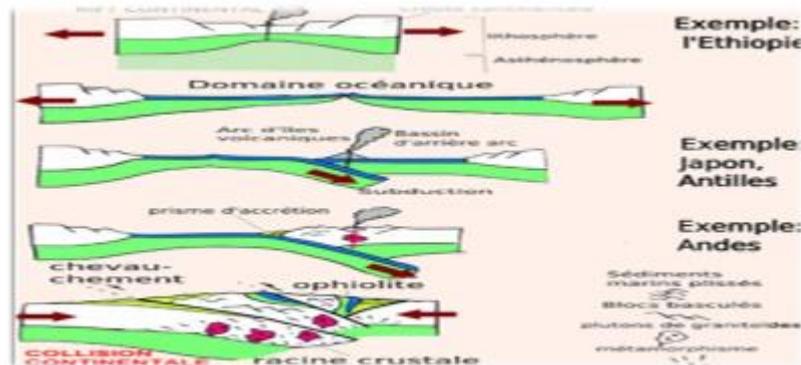


Figure V.4 model des plaques tectoniques

V.4. Caractéristique du séisme :

V.4.1. Epicentre :

Lors d'un séisme, on désigne par épïcentre la projection à la surface de la terre de l'hypocentre, le point où prend naissance la rupture. Pour être plus clair, l'épicentre correspond à la verticale exacte du foyer. Ainsi les ondes sismiques ont à parcourir le chemin le plus court pour atteindre l'épicentre à la surface du sol. Elles perdent, du coup, très peu d'énergie du fait du peu de roches que ces ondes traversent. Comme elles ont plus d'énergie à l'épicentre, les dégâts provoqués sont plus importants en cet endroit qu'ailleurs. Figure 3.3.

V.4.2. Hypocentre :

Lors d'un séisme, on désigne par hypocentre (ou foyer) le point de départ de la rupture sismique sur la faille. la projection de l'hypocentre sur la surface terrestre s'appelle l'épicentre. Lors de l'explosion d'une bombe nucléaire, l'hypocentre représente la zone à l'aplomb de l'explosion (quand elle est aérienne) et donc la zone d'impact majeure figure 3.3.

V.4.3. La faille :

En géologie, une faille est une déformation consistant en un plan ou une zone de rupture le long duquel deux blocs rocheux se déplacent l'un par rapport à l'autre. Ce plan divise un volume rocheux en deux compartiments qui ont glissé l'un par rapport à l'autre. Le déplacement et la déformation cisailante sont dus aux forces exercées par les contraintes tectoniques, qui résultent de la tectonique des plaques ou à la force gravitaire (instabilité gravitaire).

V.4.4. Type des failles :

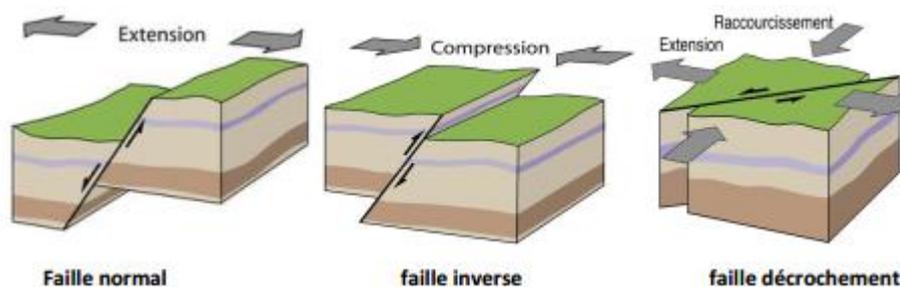


Figure V.5. Type des failles

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. Pour l'étude dynamique des structures en Algérie sous l'effet des charges sismiques il y a des requêtes par le règlement parasismique algérien.

Le règlement parasismique algérien :



Figure V.6. Boumerdes-magnitude 6,8-21mai 2003.

V.5.Méthode de calcul :

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

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale.

V.5.1.Méthode statique équivalente

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

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

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

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

c. vérification des conditions d'application

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

d. Conclusion :

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

V.5.2 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le

concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.6. Modélisation :

V.6.1-Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis SAP 2000 est utilisé.

V.6.2-Définition SAP2000 :

Le **SAP2000** est un logiciel destiné pour le calcul des efforts internes, édité par computers & structures INC. Dans **SAP2000**, les ses initiales signifient **Structural Analysis Program (programme d'analyse structurelle)**.

Ce logiciel, qui en est à sa dix-huitième édition, est fréquemment utilisé par les ingénieurs en civils lors de la conception et l'analyse de ponts, bâtiments, d'édifice et de barrages ainsi que d'autre projet

Le logiciel est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement, ponctuel, linéaire, surfacique.... Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (pois propre de la structure et charges d'exploitation) ou vérifications : Eurocode, règlement, américains et autres.

Le logiciel n'est pas disponible en français, et il ne donne pas les schémas aidant pour le coffrage et ferrailage pour les éléments en béton armé.

V.6.3-Objectif de la modélisation

Le but de cette modélisation est de créer un model numérique qui simule le comportement réel de la structure sous conditions et charges extérieurs.

La méthode des éléments finis (MEF), nous permet de faire un gain colossal en matière de temps et d'énergie car ce dernier regroupe à la foi domaines des sciences de l'ingénierie la mécanique des milieux continue la méthodologie des matériaux de construction.

V.6.4-Modélisation

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

-Détermination des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton (voir chapitre II).

-Détermination des caractéristiques géométriques (voir chapitre I).

-Détermination des conditions aux limites :

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

-Détermination de la descente des charges :

-Détermination des forces sismiques E :

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

-Détermination des combinaisons des charges :

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

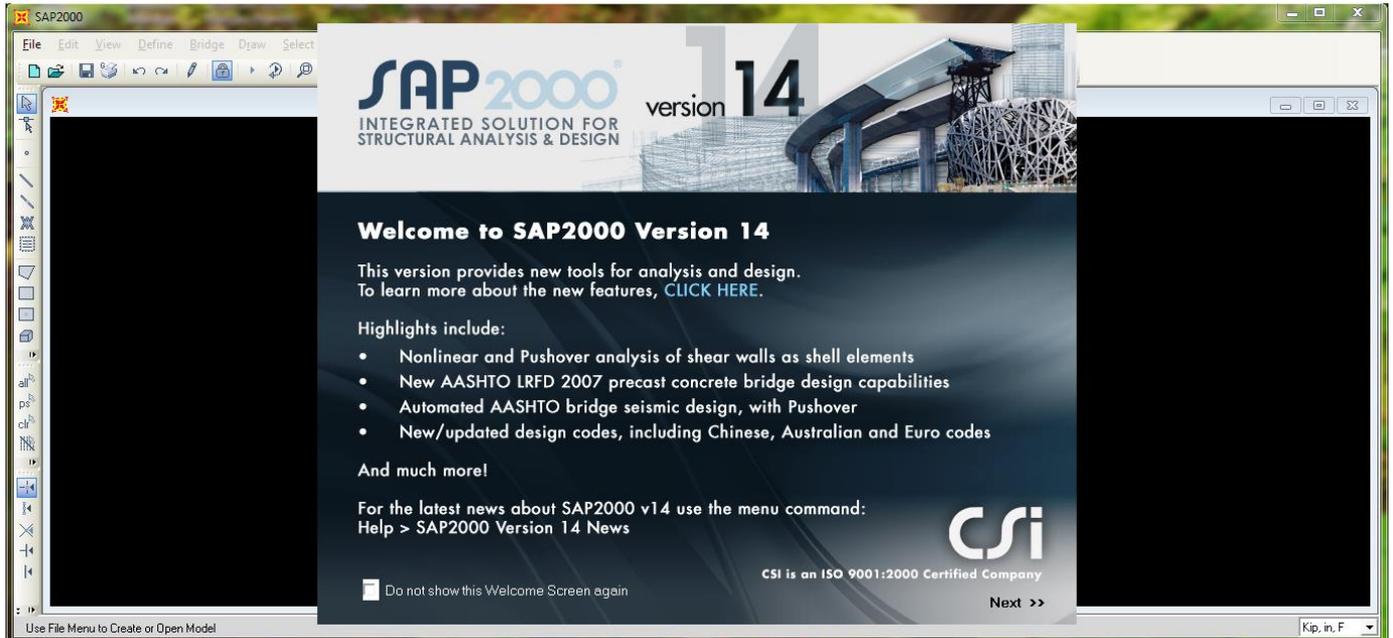
3) $0.8G + E$

4) $0.8G - E$

5) $G + Q + E$

6) $G + Q - E$

7) $G + Q + 1.2E$



Démarche de modélisation sur le logiciel SAP2000 V14

a) Création d'un nouveau fichier :

Dans cette étape notre logiciel SAP2000 nous propose le choix d'unité et les modèles des structures (portiques, escaliers, poutreetc.)

Et voilà quelque figure des étapes à suivre :

Figure 07 et 08 : Page d'accueil

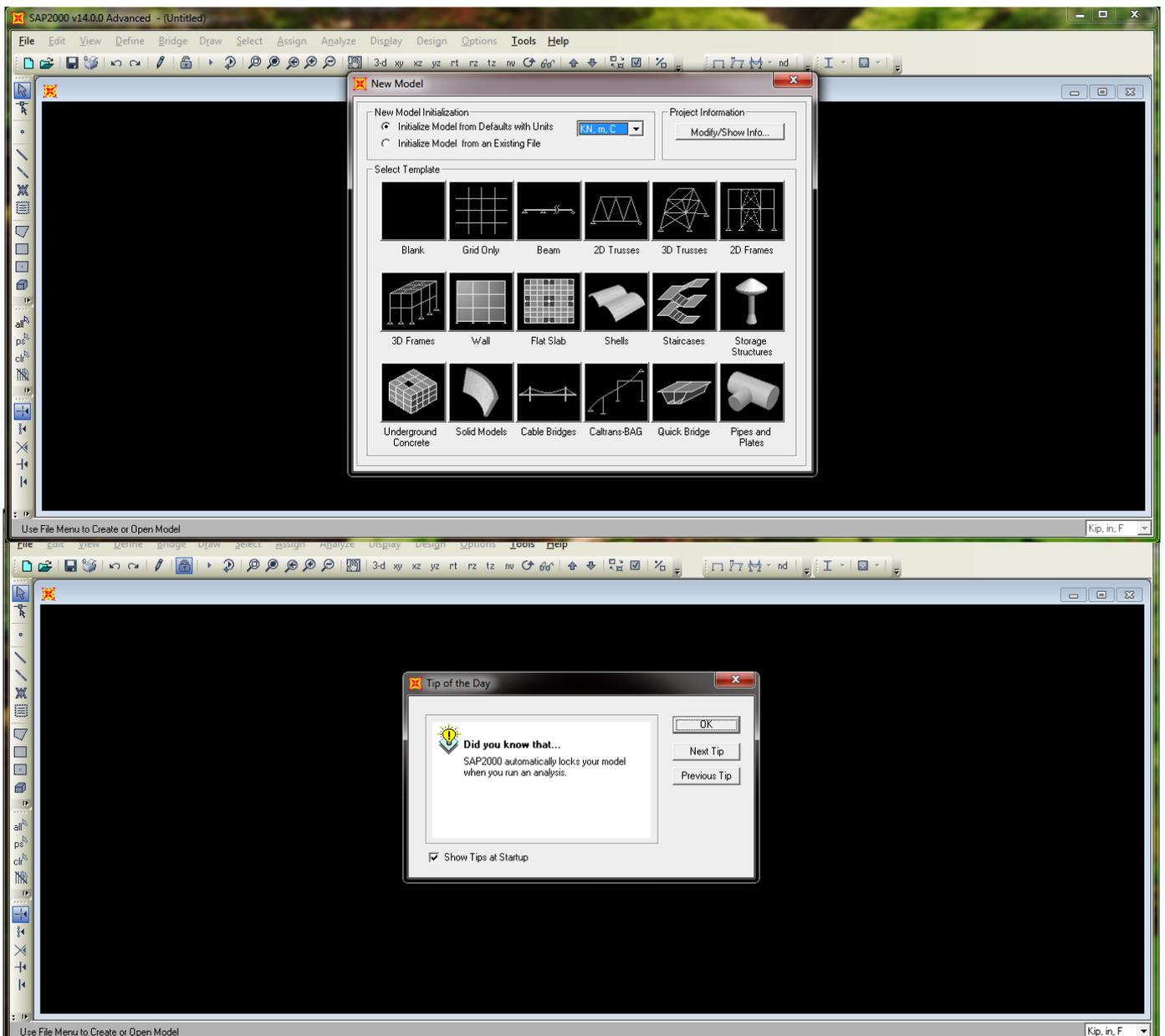
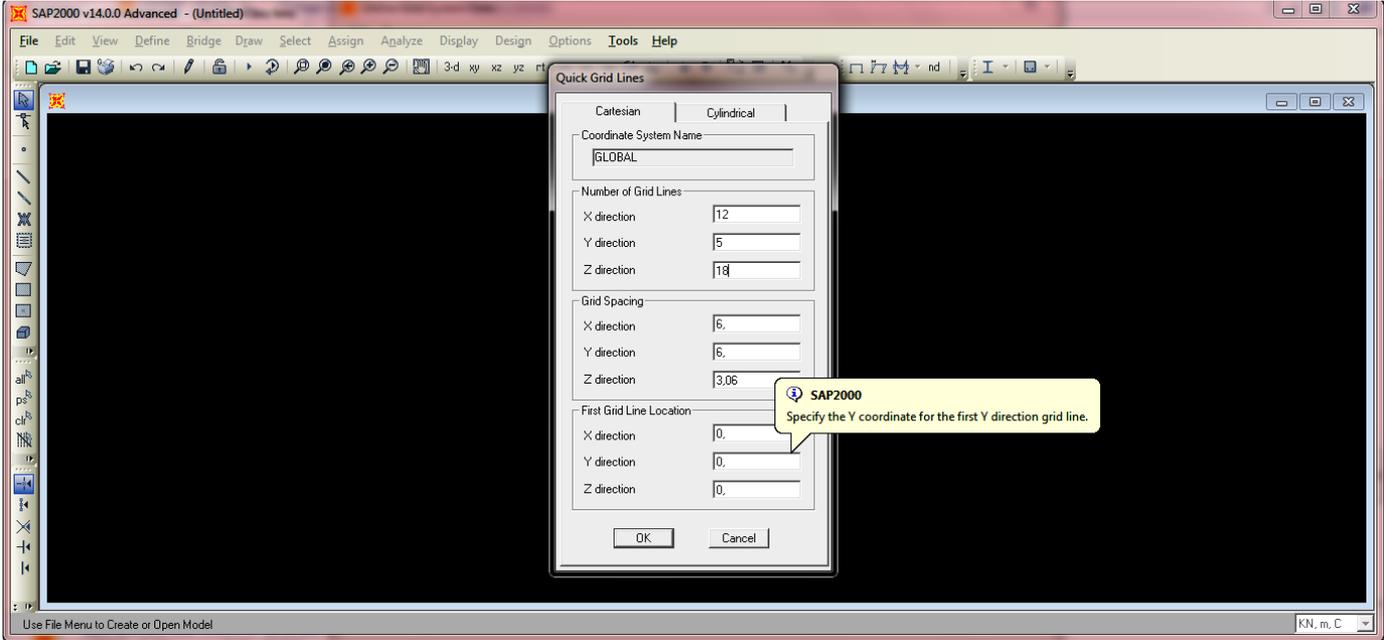
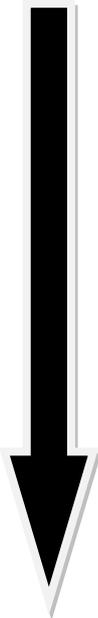
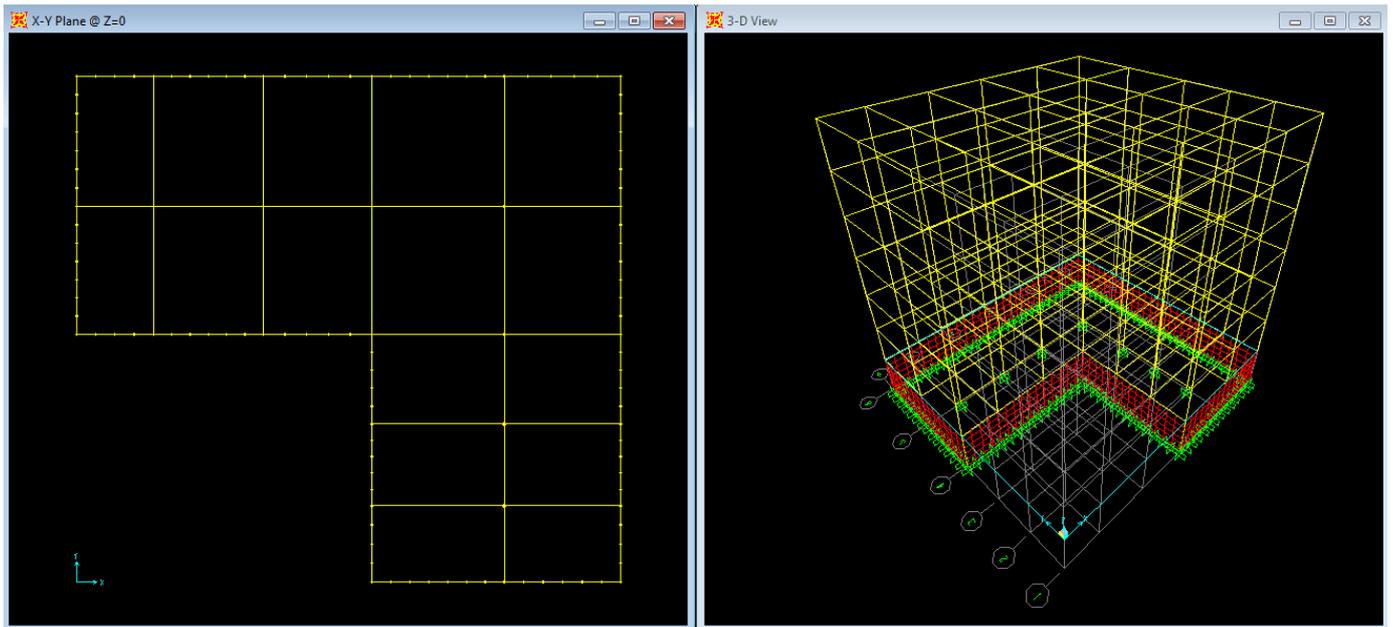


Figure 09 : type de projet

Figure 10 : les grideslines





FigureV.11. : La structure en XY et en 3D

On a défini :

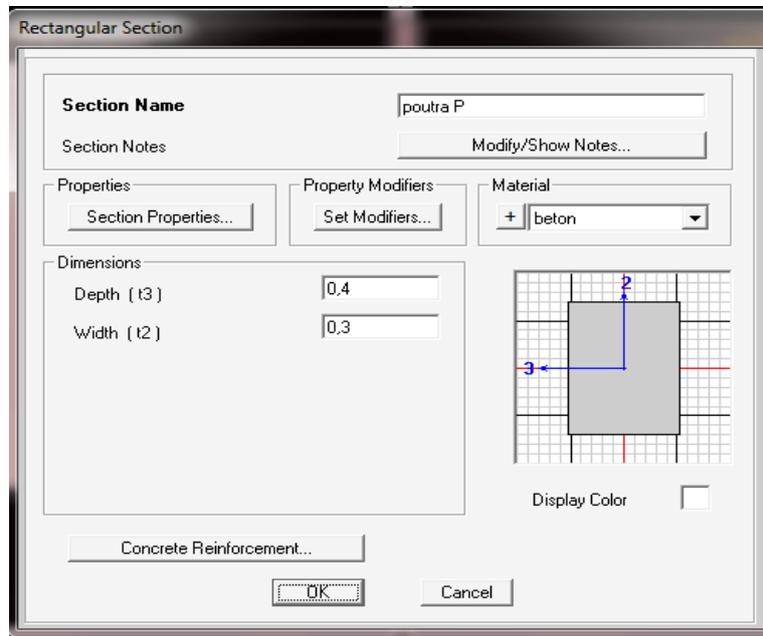
Le matériau Béton armé :

Material Property Data

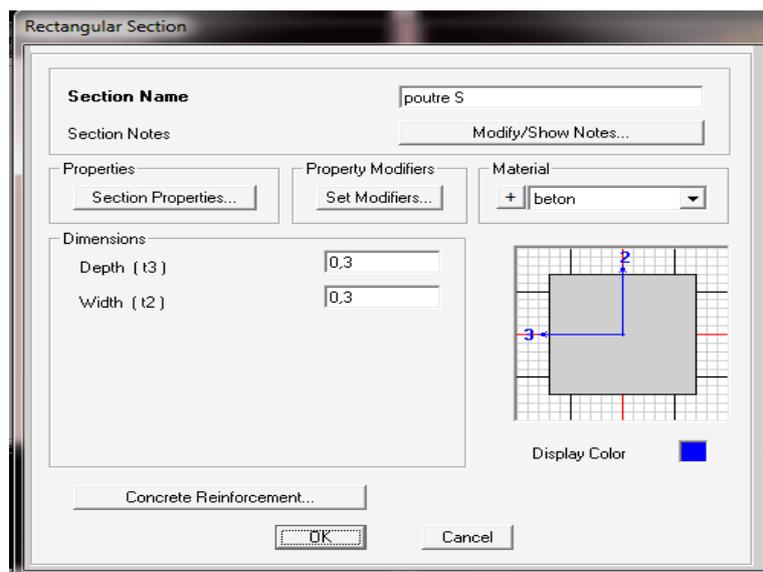
General Data	
Material Name and Display Color	beton ■
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	25,
Mass per Unit Volume	2,5493
Units	
	KN, m, C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	32164195
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05
Shear Modulus, G	13401748
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	25000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

➤ Poutre

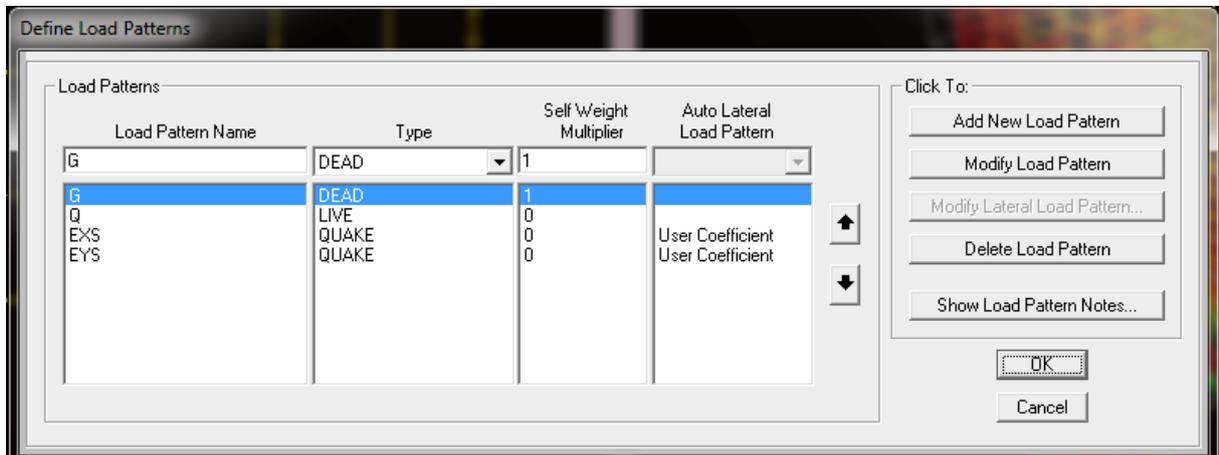
principale :



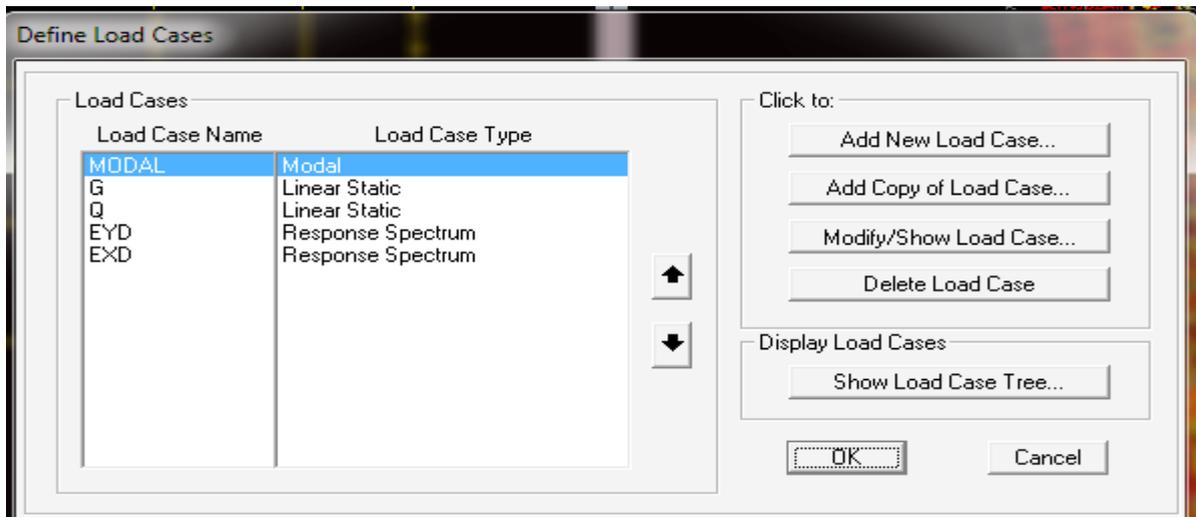
➤ Poutre secondaire :



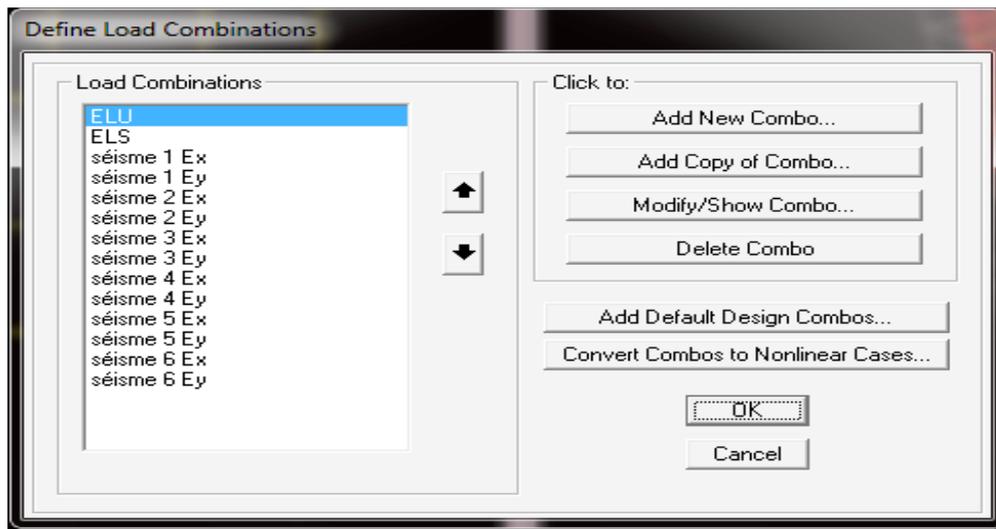
➤ Load patterns :



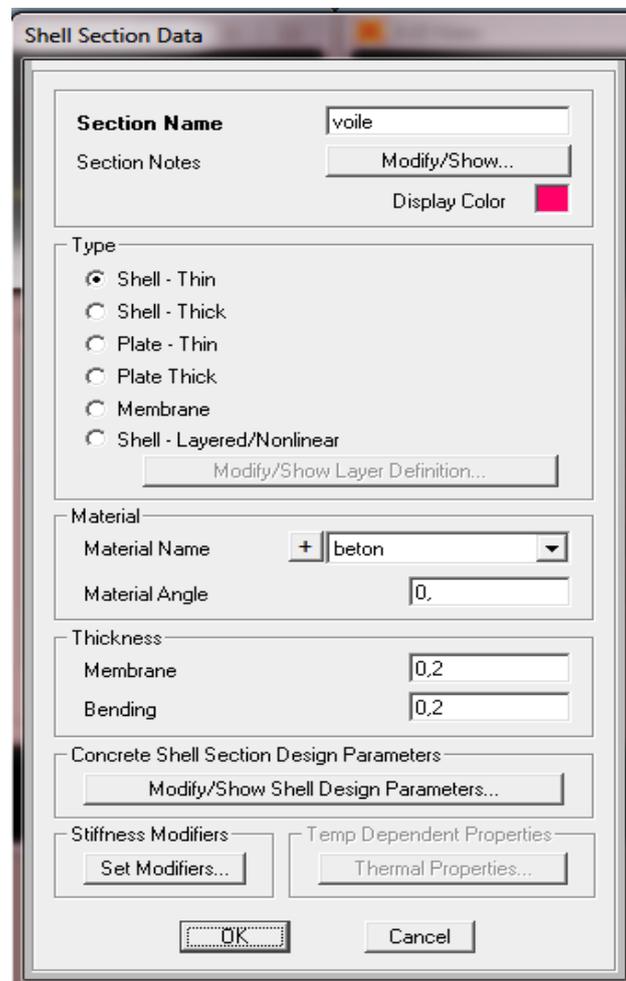
➤ Load cases :



➤ Load combinaison :



➤ Définir le mur voile



V.7-Spectre de réponse de calcul :

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

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

V.7.1- Calcul du poids total de chaque plancher

poids totale = charge permanente + $\beta\%$ × surcharge.

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

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

V.7.2-Préparation des données de SAP2000

a. Calcul de la masse sismique dans chaque niveau

Méthode de calcul :

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

Surface : S , périmètre : pér

Terrasse :

Plancher : G x S

Acrotère : S_{Acrotère} x 2500 x pér

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

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

$\frac{1}{2}$ poteaux : $0,5 \times (S_{pot} \times 2500 \times H_{\text{auteur pot}} \times n)$

$\frac{1}{2}$ murs de façade : $0,5 \times (\gamma_{mur} \times h_e \times L \times 0,7)$

$\frac{1}{2}$ murs voiles : $0,5 \times H_{\text{Voile}} \times 2500 \times \text{pér} \times \text{épaisseur}$

Etage courant :

Plancher : $G \times S$

Poutres principales : $S_{pp} \times 2500 \times n \times L$

Poutres secondaires : $S_{Ps} \times 2500 \times n \times L$

Poteaux : $S_{pot} \times 2500 \times H_{\text{auteur pot}} \times n$

murs de façade : $\gamma_{mur} \times h_e \times L \times 0,7$

murs voiles : $H_{\text{voile}} \times 2500 \times \text{pér} \times \text{épaisseur}$

b. W : Poids total de la structure :

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

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

W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_Q : Charges d'exploitation.

V.7.3- Évaluation de la force sismique

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

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

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

D : facteur d'amplification dynamique.

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

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

W : poids totale de la structure.

V.7.4- résultante de la force sismique

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

V.7.5- Définitions de la valeur des coefficients

1. coefficient d'accélération de zone (A)

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

Notre bâtiment est implanté a Ain T'émouchent (zone IIa) et appartient au **groupe 1b**, **pour** notre cas on a : $A= 0,2$.

2. coefficient de comportement globale de structure(R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3. RPA99 en fonction du système de contreventement, $R= 4$

3. facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

Critère q	P.q.	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

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

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$.(RPA 99 révisée en 2003)

$$Q = 1 + (0,05+0,05+0,05+0,000+0,05+0,10) = 1,3.$$

4. le pourcentage d'amortissement critique

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7 \%$; (tableau4.2.RPA99)

5. la période fondamentale T :

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6. RPA99.

$$C_t = 0.05$$

$$T = 0,05 \times 21,42^{3/4} = 0,49 \text{ sec}$$

D : est la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcule considéré.

Suivant x-x : $L_x=20,55\text{m}$. $T_x = \frac{0,9 \times h}{\sqrt{l_x}}$

Suivant y-y : $L_y=19,2\text{m}$. $T_y = \frac{0,9 \times h}{\sqrt{l_y}}$

$T_x = \min(0,616; 0,737) \implies T_x = 0,60 \text{ s}$

$T_y = \min(0,731 ; 0,737) \implies T_y = 0,62\text{s}$

6. période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble

$T_1=0,15\text{s}$ $T_2=0,50\text{s}$ (Tableau 4.7. RPA99).

7. facteur de correction d’amortissement donné par la formule

$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0,8819 \geq 0,7$

. Facteur d’amplification dynamique : Donné par la formule :

D =

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(T_2 / 3 \right)^{2/3} \left(3/T \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Sens x :

$T_2 < T_x < 3s$ $0,50 < 0,60 < 3s$

Donc : $D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 0,51$

Sens-y : $T_2 < T_y < 3s \implies 0,50 < 0,731 < 3s$

Donc : $D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 0,47$

V.7.6-La force sismique totale sera :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0,2 \times 0,51 \times 1,3}{4} \times 6854,006 = 227,10$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0,2 \times 0,47 \times 1,3}{4} \times 6854,006 = 209,39$$

V.7.7- Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \dots \dots \dots \text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F_t : la force contenue au sommet de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} T_x \leq 0,7s & F_{tx} = 0 \\ T_y \leq 0,7s & F_{ty} = 0 \end{cases} \implies$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j} \dots \dots \dots \text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i h_i : le niveau où se trouve la force F_i

$W_i W_j$: poids revenant aux planchers i, j . h_j : niveau d'un plancher quelconque

Tableau V.2 effort tranchant :

Etage	W _i (KN)	h _i (m)	W _i ×h _i	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	V _x - F _{tx} (KN)	V _y - F _{ty} (KN)
05	3789,67	20,87	79090,41	356,63	319,14	3860,82	3455,02
04	3789,67	17,81	67494,02	304,34	272,35	3860,82	3455,02
03	3789,67	14,75	55897,63	252,05	225,55	3860,82	3455,02
02	3913,22	11,69	45745,54	206,27	184,59	3860,82	3455,02
01	3913,22	8,63	33771,08	152,27	136,27	3860,82	3455,02
R.D.C	4128,31	5,57	22994,68	103,68	92,78	3860,82	3455,02
Sous sol	4128,31	5,57	22994,68	103,68	92,78	3860,82	3455,02
Σ	45796,21		879211,93				

V.8- Vérification des déplacements

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec :

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-1" avec :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement $R = 4$

h_e : hauteur de l'étage

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau K.

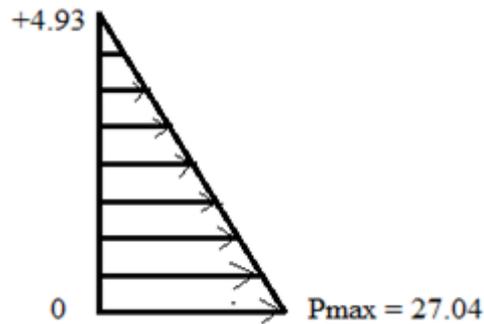
δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques F_1 (y compris l'effet de torsion). D'après les résultats donnés par le SAP2000.

Les déplacements relatifs des nœuds maîtres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	$\delta_{ek} \text{ max}$ (cm)		$\Delta k_{MAX} \times R$ (cm)		0.01h _e (cm)	RPA
	δ_x	δ_y	Δx	Δy		
TERASS	3,31	3.42	3,09	3.20	3,06	C.V
5	1,21	1,35	1,08	1,19	3.06	C.V
4	0,9	1,01	1,01	1,12	3,06	C.V
3	0,61	0,69	0,84	0,94	3,06	C.V
2	0,37	0,42	0,7	0,77	3,06	C.V
1	0,17	0,2	0,49	0,56	3,06	C.V
RDC	0,03	0,04	0,10	0,14	3,06	C.V
Sous sol	0,018	0,025	0,062	0,087	3,06	C.V

Tableau V.3 vérification des déplacements

V.10-La poussée de terre :



Le calcul se fait :

$$p(z_i) = \frac{1}{2} \times k_a \times \gamma_t \times z_i$$

Avec :

$$\gamma_t = 19$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$K_a = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = \operatorname{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right)$$

$$K_a = 0.577$$

$$P(Z_i) = 5.48 \times Z_i$$

$$P(4.93) = 0 \text{ KN/ml}$$

$$P(0) = 27.04 \text{ KN/ml}$$

$$P(Z_i) = C \times Z_i + D$$

$$P(0) = C \times 0 + D = 18.93$$

$$P(4.93) = C \times 4.93 + 18.93$$

$$C = -\frac{18.93}{4.93}$$

$$C = -3.84$$

VII-1-Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

1. reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- Le report et la répartition des charges

à un niveau convenable du sol, en égard à sa nature et à ses caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles :

1. L'implantation des fondations liées aux notions de nature des sols, de constructions voisines et d'érosion dus à l'eau.
2. La résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures.
3. Le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênant à son exploitation et à fortiori des dommages compromettant sa stabilité.
4. Ces considérations doivent être indépendamment remplies et des précautions doivent être prises pour que les fondations aient les qualités requises

VII -2-Choix des fondations :

Selon le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 3bars$.

Le système de fondations adopté et préconisé par les recommandations du rapport géotechnique est le suivant :

- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, il faut vérifier que :

$$S_s / S_b < 50\%$$

Avec :

S_s : la surface des semelles.

S_b : la surface du bâtiment.

$$\sigma_s = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kn/m}^2$$

$$S_b = 289.75 \text{ m}^2 \text{ (AutoCAD).}$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s = N_{\text{ser}} / \sigma_s = 75681,1315 / 200 = 378.40 \text{ m}^2$$

$$S_s / S_b = 378.40 / 289.75 = 1.30\% > 50\%$$

Conclusion :

La surface totale des semelles ne dépasse pas les 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui n'induit pas le chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager deux types de semelles :

- Semelles filantes sous mur périphérique.
- Semelles filantes sous poteaux.

VII- 3-Etude des semelles :

VII- 3.1- Semelles filantes sous mur périphérique :

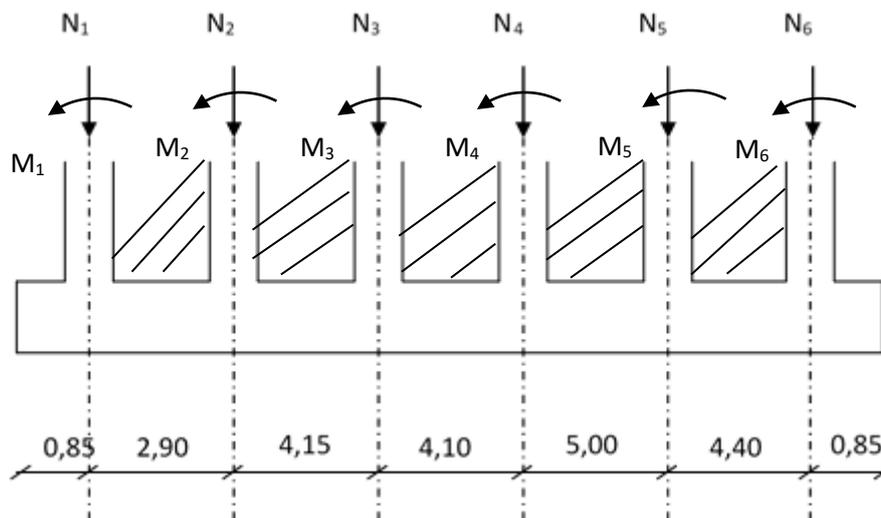


figure VII (1) : Schéma d'une semelle filante sous mur périphérique.

Pré dimensionnement :

➤ **Combinaison G+P (E.L.S) :**

$$N = \sum N_i = 7061,12 \text{ kN}$$

$\sum N_i$: la somme des efforts normaux

$$\sigma = \frac{N_t}{L \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \cdot \overline{\sigma_{sol}}} = \frac{7061,12}{3 \times 27,43} = 85,81 \text{ cm on prend } B = 1,70 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 5 = \frac{170 - 40}{4} + 5 = 36,25 \text{ cm on prend } h_1 = 45 \text{ cm}$$

• **Vérification de longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot B}}$$

E : module d'élasticité du béton = 32164,2 MPa.

K : coefficient de raideur du sol = 4 Kg/cm².

I : moment d'inertie de la semelle = $B \times h^3 / 12$.

B : largeur de la semelle.

L_{max} : longueur maximal entre les poteaux = 4,7m.

L_e : longueur élastique de la semelle.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164,2 \times 1,7 \times 0,45^3}{12 \times 4 \times 1,7 \times 0,1}} = 7,04 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} l_e = 11,06 \text{ m} > l_{i \max} = 4,7 \text{ m}$$

Semelle rigide \Rightarrow répartition de la contrainte est linéaire.

• **Poids de la semelle :**

$$N_s = h \cdot b \cdot L \cdot \gamma_b = 0,45 \cdot 1,7 \cdot 27,43 \cdot 25 = 322,5 \text{ kN}$$

• **Poids de remblai :**

$$N_r = (H - h)(B \cdot L - a \cdot b) \cdot \gamma_b = (1, -0,45)(1,7 \cdot 27,43 - (0,6 \cdot 0,4)) \cdot 18 = 459,27 \text{ kN}$$

Vérification de la stabilité :

➤ **Combinaison 0,8G + E :**

$$M_T = -3797,55 \text{ kN.m}$$

$$N_T = 7579,36 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{M_T}{N_T} = -0,49 < \frac{l_t}{6} = 4,57 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

⇒ La stabilité de la semelle est assurée.

Vérification des contraintes :

➤ **Combinaison G + P :**

$$M_T = \sum M_i + \sum N_i \cdot X_i$$

$$M_T = -1022,15 \text{ kN.m}$$

$$N_T = 7046,16 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{M_T}{N_T} = 0,14 < \frac{l_t}{6} = 4,57 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ Répartition trapézoïdale.

$$\sigma_{\text{moy}} = \left(1 + \frac{3e_0}{L_T}\right) \times \frac{N_T}{B \times L_T} = \left(1 + \frac{3(-0,14)}{27,43}\right) \times \frac{7046,16 \times 10^2}{2743 \times 170} = 2,14 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 2,14 \text{ bars} < \sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Combinaison G + P + E :**

$$N_T = 12652,15 \text{ kN}$$

$$M_T = -23677,42 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_T}{N_T} = 1,87 < \frac{l_t}{6} = 4,57 \text{ m} \rightarrow \text{C.V}$$

→ Répartition trapézoïdale

$$\sigma_{\text{moy}} = \left(1 + \frac{3e_0}{L_T}\right) \cdot \frac{N_T}{B \cdot L_T} = 2,89 \text{ bars} < \sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Calcul du ferrailage de la semelle :

La semelle sera ferrillée sous la combinaison fondamentale :

$$N_u = \frac{N_T}{L} = 338,27 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 8,65 \text{ kN.m/ml}$$

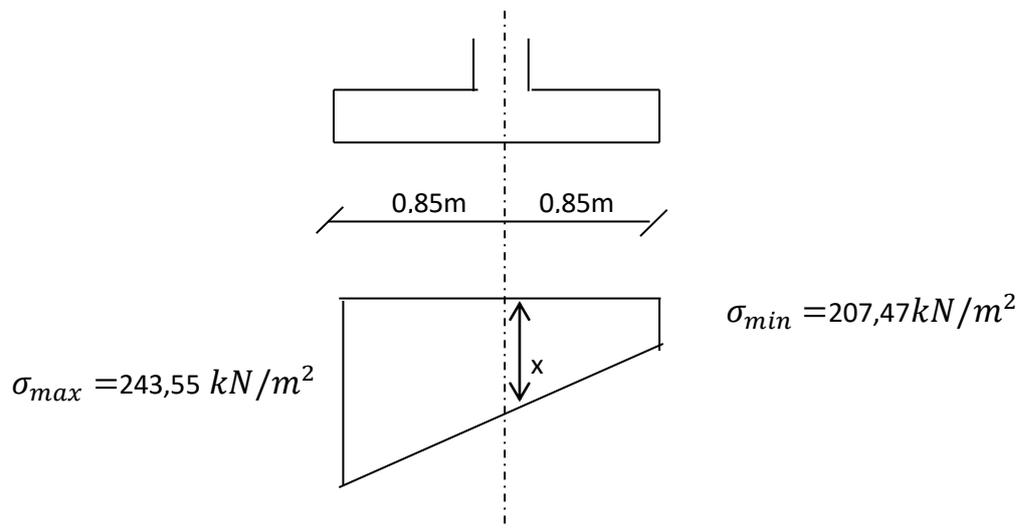
$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,02 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{1,7}{6} = 0,36 \text{ m}$$

⇒ répartition trapézoïdale.

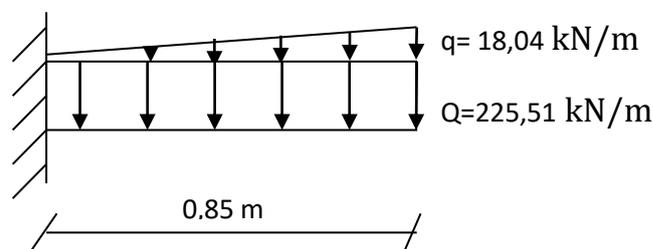
$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N_u}{B \cdot 1} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{B} \right) = 234,53 \text{ kN/m}^2 < 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_u}{B \cdot 1} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) = 243,55 \text{ kN/m}^2 < 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N_u}{B \cdot 1} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) = 207,47 \text{ kN/m}^2 < 350 \text{ kN/m}^2$$



Après le calcul on trouve $x=148,02 \text{ kN/m}^2$



Le moment maximal se trouve au niveau de l'encastrement.

$$M_{\text{max}} = M_e = Q \frac{L^2}{2} + q \frac{L^3}{3} = 172,51 \text{ kN.m}$$

- **Armature longitudinales :**

Le calcul sera fait pour une section rectangulaire (100x45)cm².

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 45 = 40,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{172510}{100 \times 40,5^2 \times 14,2} = 0,036$$

$$\alpha = 0,046$$

$$\beta = 0,981$$

$$A = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{172510}{0,981 \times 40,5 \times 348} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_r = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2 S_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$V_{\text{umax}} = 139,82 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{\text{umax}}}{b \times d} = \frac{139,82 \times 10^3}{1700 \times 900} = 0,103 \text{ MPa}$$

Fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau} = \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$

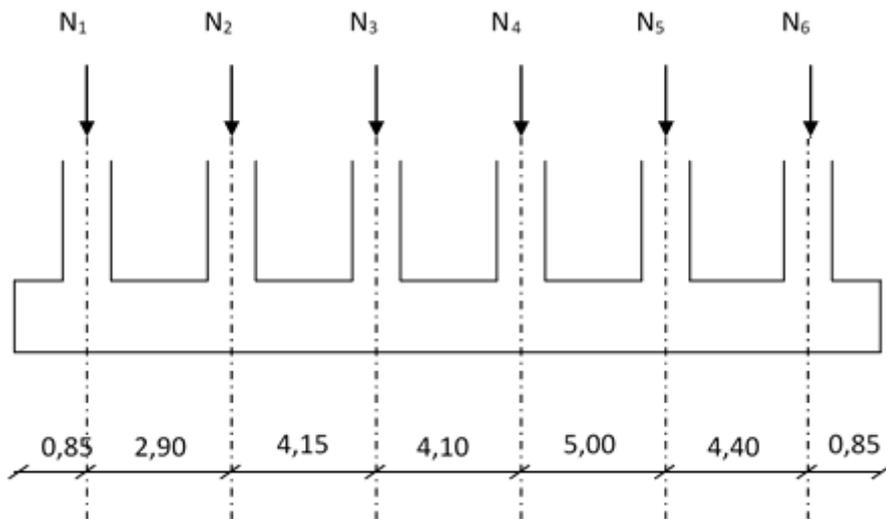


Fig VII (2) : Schéma d'une semelle filante sous poteaux.

$$\tau = 0,103 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

VII- 3.2-Semelles filantes sous poteaux :

Pré dimensionnement :

➤ **Combinaison G+P (E.L.S) :**

$$N = \sum N_i = 7222,889 \text{ kN}$$

$$B \geq \frac{Nt}{L \cdot \sigma_{sol}} = \frac{7222,889}{3.27,43} = 92,11 \text{ cm on prend } B = 280 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 5 = \frac{280 - 60}{4} + 5 = 60 \text{ cm on prend } h_1 = 45 \text{ cm}$$

- **Poids de la semelle :**

$$N_s = h \cdot b \cdot L \cdot \gamma_b = 0,45 \cdot 1,7.27,43 \cdot 25 = 524,6 \text{ kN}$$

- **Poids de remblai :**

$$N_r = (H - h)(B \cdot L - a \cdot b) \cdot \gamma_b = (1 - 0,45)(1,7.27,43 - (0,4 \cdot 0,6)) \cdot 18 = 459,27 \text{ kN}$$

Vérification de la stabilité :

➤ **Combinaison 0,8G + E :**

$$M_T = -17682,41 \text{ kN.m}$$

$$N_T = 8781,35 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{M_T}{N_T} = -2,01 < \frac{l_t}{6} = 4,57 \text{ m} \rightarrow \text{la stabilité de la semelle est assurée.}$$

Vérification des contraintes :

➤ **Combinaison G + P :**

$$M_T = \sum M_i + \sum N_i \cdot X_i$$

$$M_T = -1163,86 \text{ kN.m}$$

$$N_T = 7934,939 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{M_T}{N_T} = -0,14 < \frac{l_t}{6} \rightarrow C.V$$

→ Répartition trapézoïdale

$$\sigma_{moy} = \left(1 + \frac{3e_0}{L_T}\right) \cdot \frac{N_T}{B \cdot L_T} = 2,41 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = 2,41 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 3 \text{ bars} \dots \dots \dots C.V$$

➤ **Combinaison G + P + E :**

$$N_T = 10545,925 \text{ kN}$$

$$M_T = -18142,3 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_T}{N_T} = -1,72 \text{ m} < \frac{l_t}{6} \rightarrow C.V$$

→ Répartition trapézoïdale

$$\sigma_{moy} = \left(1 + \frac{3e_0}{L_T}\right) \cdot \frac{N_T}{B \cdot L_T} = 2,48 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 3 \text{ bars} \dots \dots \dots C.V$$

-Ferrailage du libage :

$$q = \frac{N + 1,35 \cdot (Nr + Ns)}{L} = 376,62 \text{ kN/ml}$$

$$M_t = \frac{ql^2}{24} = 541 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \frac{ql^2}{12} = 241,95 \text{ kN.m}$$

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = 0,196 < 0,186$$

$$\alpha = 0,275$$

$$\beta = 0,889$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 22,9 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 40 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2/ml$$

• **Armature finale:**

$$A^t = \max (A_u^t ; A_{min}) \Rightarrow A^t = 22,9 \text{ cm}^2$$

• **Choix de la section appliquée :**

$$\text{On prend : } A^t = 3 \times 4T16 = 24,13 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = 0,087 < 0,186$$

$$\alpha = 0,114$$

$$\beta = 0,954$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 5,8 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 40 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2/ml$$

- **Armature finale :**

$$A^a = \max (A_u^a ; A_{min}) \Rightarrow A^a = 5,8 \text{ cm}^2$$

- **Choix de la section appliquée :**

On prend : $A^a = 4T16 = 6,16 \text{ cm}^2$.

-Ferrailage de la semelle :

$$A = \frac{q(B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_s} = 13,59 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = 7T16 = 14,07 \text{ cm}^2/ml$$

CONCLUSION GENERALE

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « Sap 2000 ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en semelles filantes du fait de la moyenne portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure vers sol.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus licence master.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Référence Bibliographiques

Références Bibliographiques

[BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS1988.

[RPA,03] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

[Cours pratique de mécanique des sols], par jean COSTET, Guy SANGLERAT tome2.