RE PUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPUPLAIRE

MINISTERE DE L'ENSEINEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SEINTIFIQUE

UNIVERSITE D'ADRAR AHMED DRAYA

FACULTEE DES SEINCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DES SEINCES DE TECHNOLOGIE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DE L'OBTENTION D'UN DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL OPTION STRUCTURE

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5)

Présente par :

Mme : SLIMANI AMEL

Mme : HLIFI ZOHRA

Composition de jury :

PRESIDENT : Mme K.AIT HAMMOUDA

EXAMINTEUR : Mr IKHLEF BOUALEM

Encadreur: Mr BADA ABDELMALEK

2018 - 2019

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5)

بسم الله الرحمن الرحيم

Remercîment

Nous remercions « ALLAH » tout puissant de nous avoir accordé la santé et la volonté de réaliser

Ce modeste projet.

Un grand merci à notre encadreur monsieur

BADA ABDELMALEK

Enfin nous voudrions aussi remercier tous ceux qui ont partagé de prés ou de loin à l'élaboration

De ce travail.

DIDICACE

وما توفيقي الا بالله عليه توكلت واليه أنيب " "

Je dédie ce modeste travail à :

❖ Toute la famille « SLIMANI »

❖ Chère père AHMED, Chère mère AMARIA, mes bon parant ; que le dieu tout puissant vous garde pour moi.

❖ A mon marie, et mes enfants Soulef fatma, Walid, Abdelhadi.

❖ A mes très chers frères.

❖ A mes très chères sœurs.

❖ A mes chers tentes et oncles.

❖ A toutes mes amies a **ADRAR** ET **ORAN.**

❖ A tous ceux qui me connaissent.

AMEL

DIDICACE

وما توفيقي الا بالله عليه توكلت واليه أنيب " "

Je dédie ce modeste travail à :

- Toutes les familles « HLIFI, MARMI et BOULALI »

Et aux personnes qui me sont les plus cheres :

- A ma très chère père RAMEDANE
- A ma très chère mère DJAMEAA, mes bon parant ; que le dieu tout puissant vous garde pour moi.
- A mon marie BOULALI ABDELKADER, et mes enfants Zineb ,Sabrine, Mohammed et Sidra
- A mes très chers frères.
- A mes très chères sœurs.
- A mes chers tentes et oncles.
- A toutes mes amies a **ADRAR .**
- A tous ceux qui me connaissent.

En fin, je remercie mon ami et mon binôme Amel qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

ZOHRA

الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق تحت زائد طابق أرضي وخمسة طوابق علوية متواجدة بولاية وهران.

اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

- **المحور الأول :** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع اعطاء الأبعاد الأولية للعناصر و الحمولة كل عنصر المكون لها.

- **المحور الثاني :** دراسة الأجزاء الثانوية (الأدراج و البلاطات المفرغة و المملوءة).

- **المحور الثالث :** الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج SAP 2000 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA 99 المنقحة 2003.

- **أما المحور الأخير** يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة،العارضات والأساسات) اعتماد علىBAEL 91 المنقح سنة 1999 وRPA 99 .

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة، BAEL91 , RPA 99 / 2003 , SAP 2000.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme

Régulière à usage courant constituer d'un sous sol, rez de chaussée

+ 5 étages, Implanté dans la wilaya d'Oran.

Cette étude se compose de quatre parties.

-la première partie : c'est la description générale du projet avec

Une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente de charges.

-la deuxième partie : à été consacrée aux éléments secondaires

(L'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

- l'étude dynamique de la structure à été entamée dans la

Troisième partie par SAP 2000 afin de déterminer les différents sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

- la dernière partie : comprend le ferraillage des différentes

Éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL 91, modifiée 99 et des règlements parasismiques algériennes RPA99 / 2003.

Mots clés : bâtiment, béton, SAP 2000, RPA 99 / 2003, BAEL91.

summary

This project is a detailed study of a complexe architecture Consisting of a floor Under an additional grounds floor and five upper floors located in the state of Oran.

The study included four axes:

The first axis :

A general good of the project includes the definition of the project and the building, with Give the initial dimensions of the elements and load each component.

The second axis: the study of the secondary parts (drawers and tiles hollow and filled).

Axis III: dynamic study of the building by SAP **2000** program Providers

Us with the final results that allow the arming of the various components of the building, taking into account all the recommendations of the laws of the Algerian earthquake resistance RPA **99** revised **2003**.

The last axis : includes the study of the resistance parts of the building (columns, mannequins And foundations) was adopted on revised BAEL **91** in **1999** and RPA **99**.

key words: Architecture, Concrete, SAP **2000**, RPA **99/2003**, BAEL**91**.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL……1

CHAPITRE I : hypothése de calcul………2

I-1 Présentation de la structure…..……3

I-2- Les caractéristiques mécaniques des matériaux.……..3

CHAPITRE II : Pré dimensionnement de la structure ……6

II-1- Les planchers ……7

II-2 –Poutres……..9

II-3 –Poteaux……10

II-4-Les voile ……15

CHAPITRE III : Etude de plancher……16

II-1- Définition ……17

II-2 – Calcul des poutrelles ……17

CHAPITRE IV. Etude des éléments non structuraux ……36

IV-1- Etude de l'acrotère ……37

IV-2- Etude des escaliers……41

IV-3- Etude des balcons ……53

CHAPITRE V. Etude sismique……55

V-1- Introduction……56

V-2- Choix de la méthode ……56

V-3- Application de la méthode d'analyse modale spectrale ……57

V-4- Evaluation de la force sismique totale par la méthode statique équivalente ……62

V-5- La résultante des forces sismiques de calcul ……64

V-6- Caractéristiques géométriques et massique de la structure.....65

V-7- Calcul et vérification des déplacements 66

V-8- Vérification de l'effort normal réduit V.....67

V-9- Justification vis-à-vis l'effet P-Δ 68

Chapitre VI : Ferraillage Des Eléments Structuraux.....70

VI-1- Ferraillage des poteaux 71

VI-2- Ferraillage des poutres.....75

VI-3- Ferraillage du voile de contreventement 80

Chapitre VII : Etude des fondation 84

VII-1- Justification pour le choix des fondation.....85

VII-3- Etude du radier générale.....86

VII-4- Modélisation 88

Conclusion générale

Nomenclature romaine

Notation en minuscule

Bibliographie

Annexe

LISTE DES TABLEAUX

Tab.(II-1) : prédimentionnement des poutres……10

Tab. (II-2) : dégression des charges……13

Tab.(II-3) : Vérification au flambement ……14

Tab.(III-1) : les charges supportées par les poutrelles……19

Tab.(III-2) : Moment en appuis et en travée et les efforts tranchants (étage terrasse) ……22

Tab.(III-3) : Moment en appuis et en travée et les efforts tranchants (étage courant) ……22

Tab. (V-1) : valeur des pénalités Pq…… ….60

Tab. (V-2) : Périodes et facteurs de participation modale…… ….61

Tab. (V-3) : Les masses et les poids de chaque plancher (ETABS 9.7)……62

Tab.(V-4) : caractéristique géométriques et massiques de la structure……66

Tab.(V-5) : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x, y)……67

Tab.(v-6) : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux……68

Tab.(V-7) : Vérification à l'effet P- Δ sensx……69

Tab.(V-8) :Vérification à l'effet P- Δ sens y……69

Tab.(VI-1) : Caractéristiques mécanique des matériaux……71

Tab.(IV-2) :La longueur de recouvrement minimal……72

Tab.(VI-.3) : Le ferraillage longitudinal des poteaux……74

Tab.(VI-4) :Le ferraillage longitudinal des poteaux (c75)……75

Tab.(VI-5) : sollicitation de la poutre principale……76

Tab.(VI-6) :Epaisseurs des voiles……80

Tab.(VI-7) : Vérifications des contraintes……81

Tab.(VI-8) : participation des voiles dans l'effort tranchant……..81

Tab.(*VI-9)* *: participation des voiles dans l'effort normale……..81*

Tab.(VI-10): Sollicitations des voiles (ep=15cm)……..82

Tab.(VI-11) : ferraillage des voiles……82

LISTE DES FIGURES

Fig .(I-1) : Diagramme Contraintes-Déformations du béton……..4

Fig .(I-1) : Diagramme contraintes- Déf ormations de l'acier……5

Fig (II-1) : Prédimensionnement des poutrelles……8

Fig (II-2) :section de poutre principale ……9

Fig (II-3) :section de poutre secondaire ……..*10*

Fig (II-4) :section de poutre poteau……11

Fig (II-5) :surface afférente……12

Fig (II-5) :prédimensionement de voile……15

Fig.(III-1) :section de la poutrelles……..23

Fig.(III-2) : Ancrages des aciers en barre**s……..** 31

Fig.(IV-1) : *Dimensions de l'acrotère*……37

Fig.(IV-2) *: Schéma de ferraillage*……41

Fig(IV-3) *: Le schéma statique d'un escalier*……41

fig.(IV-4) : Section d'escalier …… *44*

Fig(VI-1 *) : Disposition constructives pour le ferraillage des poteaux (RPA99)..74*

Fig (VIII-1) : *Dimensions adoptées pour le radier……87*

Fig(VIII- 2) *: Coupe transversale sur radier……89*

Introduction

Notre projet consiste à réaliser l'étude d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez de chausser à usage commercial, plus 5 étage à usage d'habitation qui sera implanté dans la wilaya D'ORAN, notre site est classée en zone sismique IIa sur la carte sismique établi par l'RPA VERSION 2003 (Règlement Parasismique Algérien) .

Tous les calculs de notre projet sont entrepris conformément aux BAEL 91 , RPA99 ,…….

Dans le cadre de ce projet en a entamée les chapitres suivent :

Dans les chapitre I ; chapitre II : présentation du projet et le prédimensionnement des éléments structuraux qui sont les planchers les poutres , les poteaux et les voiles ;

Premièrement les planchers :

Le prédimensionnement doit respecter la condition de la fléché

Deuxièmement les poutres :

Le prédimensionnement doit respecter la condition de la flèche et la condition imposée par l'RPA.

Pour les poteaux leur prédimensionnement est dicté en respectant les trois critères suivants :

- Critère de résistance
- Condition imposée par l'ARPA 99
- Critère de stabilité de forme

Le 3 ème chapitre traite le calcule des planchers qui sont des éléments plans horizontaux destinées à limitée les étages et à supportée les charges permanent et variable.

Le 4eme chapitre m : études des éléments indépendants :

- Les escaliers
- Les balcons
- L'acrotère

Le 5 ème chapitre : étude sismique et modalisation de la structure selon le régle de RPA 99 VERSION 2003 et en utilisant le SAP 2000 pour modalisation.

Le 6ème chapitre : ferraillage des élément structuraux consistent a ferraillées les poteaux , repose sur les poutres et le voile à partir des résultat de fichier donnée par logiciel SAP2000

Le 7 ème chapitre : étude des fondations

L e bon choix de fondation de plusieurs critères à savoir :

- La nature du sol
- La sollicitation apportée
- L'importance du projet

CHAPITRE I

Hypothèse de calcul

Ce projet consiste à l'étudier d'un bâtiment (R+5) étage en béton armée , ce bâtiment est implanté ORAN zone sismique IIa d'après RPA 99 VERSION 2003 , la stabilité au bâtiment est assurée par un système mixte de portique auto stable et voile en béton armée dans les deux sens.

I.1. Présentation de la structure :

Notre étude consiste à calculer les élément résistance d' un bâtiment en béton armée selon les réglementations en vigeur [2] ,[4].

I. 1. 2. Caractéristiques géométriques :

L'ouvrage a une forme régulière et présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- La hauteur totale ……..20.30 m
- La hauteur du RDC ……5,00 m
- La hauteur des étages courants …..3,06 m
- La langueur total ……..22,15 m
- La largeur total …….. ……..19.70 m

I. 1. 3. choix constructif :

La résistance du bâtiment sera assurée par un système de contreventement mixte (Portique-voiles) dan les deux directions (X, Y), et cela pour répondre aux exigences de la réglementation parasismique Algérienne en tenant compte de la hauteur du bâtiment.

I. 1. 4. Les planchers :

Nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour les différents étages ainsi que la terrasse.
- Plancher dalle pleine d'épaisseur 20cm pour les locaux techniques

I. 1. 5. L'infrastructure :

L'infrastructure est conçue par des semelles filantes dans un sens, et des longrines entrecroisées au niveau du dallage pour assurer le chaînage des semelles filantes.

I. 1. 6. Caractéristiques mécaniques du sol :

Le calcul des fondations est en fonction du rapport géotechnique du sol et des recommandations du Centre de Génie Parasismique (CGS).

La contrainte admissible du sol d'assise est $\overline{\sigma_s}$ =2 bar, et sa raideur K= 4 Kg/cm selon le rapport géotechnique.

I.2. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

a)-Béton :

Le béton sera dosé à 350Kg/m3 avec un ciment CPA 325

- Résistance caractéristique à la compression fc28 = 25MPa.
- Résistance caractéristique à la traction ft28 = 0,6+0,06 fc28 = 2,1MPa
- Modules de déformation longitudinaux de béton :

- Instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32{,}16 \quad KN / mm^2$; Cas des contraintes instantanées .

-Différé $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10{,}82\ KN\ /\ mm^2$ cas des contraintes à la longue durées.

Contraint admissible :

A l'état limite de service, la contraint admissible du béton est :

$$\overline{\sigma_{BC}} = 0{,}6\ f_{c28} = 15\ Mpa$$

A l'état limite ultime, la contrainte de compression est donnée par l'expression suivante :

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

Où : θ = 1 si la durée d'application des charges est supérieure à 24h

θ = 0,9 si la durée d'application des charges inférieure à 24 h.

γ_b = 1,5 pour les cas courants

γ_b = 1,15 pour les situations accidentelles.

Dans ces conditions la valeur calculée de la contrainte de la compression du béton est :

- Cas courant σ_{bc}= 18.5 MPa
- Cas accidentel : σ_{bc}= 14.2 MPa

Diagramme contraintes- Déformations du béton :

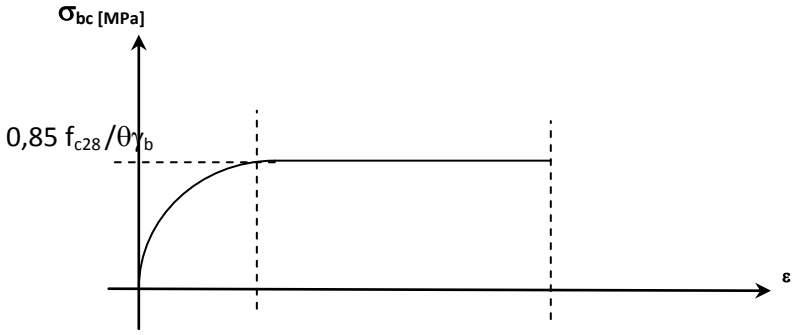


Fig .(I-1) **.** Diagramme Contraintes-Déformations du béton

b) Acier :

Nous utilisons les 3 types d'aciers suivants :

- **Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400** (pour les armatures longitudinales)
- **Barre rond lisse (RL) de nuance FeE235 (**pour les armatures transversales : cadres, étriers et épingles)

- **Treillis soudés :** constitués par des files, se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs point de croisement, de nuance FeE500.

Contrainte de l'acier :

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec. : γ_s : Coefficient de sécurité = $\begin{cases} 1{,}15 & \text{cas courant} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

D'où :

$\sigma_s =$ $\begin{cases} 348 \text{ MPa dans le cas courant} \\ 400 \text{ MPa dans la situation accidentelle} \end{cases}$

Diagramme contraintes- Déformations de l'acier :

Ce diagramme est valable pour tous les aciers quelque soient leurs modes d'élaboration. L'allongement maximal de l'acier est limité à 10‰

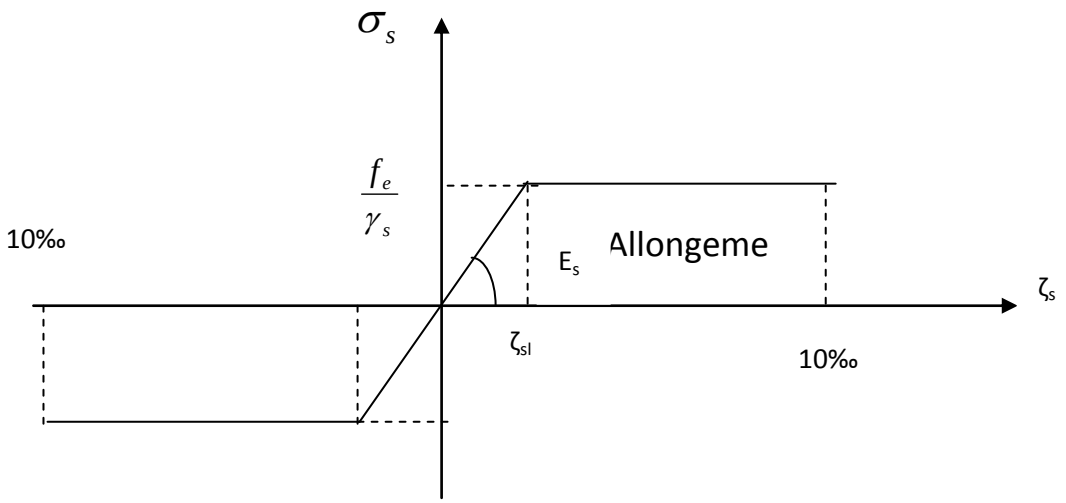


Fig .(I-2) . Diagramme contraintes- Déformations de l'acier

CHAPITRE II

Prédimensionnement des élément structuraux de la structure

On va voire dans ce chapitre le prédimensionné des éléments de la structure : les planchers , poutres ,poteaux et voile ces éléments doivent résisté au déférentes sollicitations :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges d'exploitation .
- Sollicitation horizontales concernant le cas du séisme , le calcul de prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature ce fait par des règles en vigueur RPA99 [1] , CBA93 [2] et BAEL 91 [3]

II.1. Les planchers :

Pour les bâtiments à surcharges modérées (bâtiment d'habitation) on utilise des planchers à corps creux qui possédant une bonne isolation phonique et thermique, jouent aussi le rôle d'un coffrage perdu pour les étages courants et la terrasse.

II.1.1. Prédimensionnement du plancher :

La hauteur de la poutrelle sera déterminée par la condition de rigidité :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}\ [cm]$$

Avec : ht : Epaisseur totale du plancher (corps creux +dalle de compression).
L : La portée maximale de la poutrelle.

Lmax= 440cm

$h_t \geq \frac{440}{22,5} = 20\ cm$ On prend ht=20 cm

16 cm : Epaisseur du corps creux

II.1.2.Dimensionnement des poutrelles :

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en T

$$b_1 = \min\left[\frac{b - b_0}{2}; \frac{L_{max}}{10}\right]$$

Avec :

L: portée de la nervure entre nus des poutres principales
L_0 : distance entre axes des nervures

$$b_1 = \min\left[\frac{60-10}{2}; \frac{440}{10}\right]$$

b = 2b1+10 = 60cm

Soit la largeur de la nervure b = 60cm (dimension normalisée).

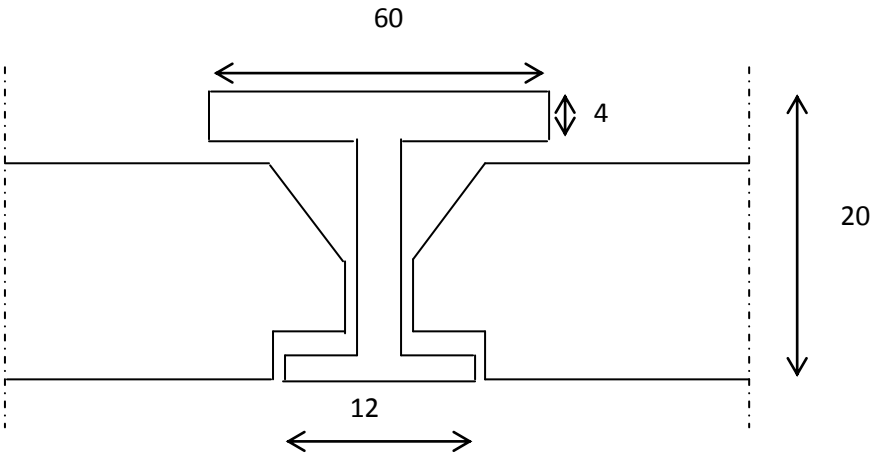


Fig (II-1) : Prédimensionnement des poutrelles

II.1.3. Descente de charge :

Les valeurs des charges soient pris du DTR (1)

a. Plancher terrasse inaccessible :

- Gravillon roulé 5 cm……00……75 kg / m^2
- forme de pente (10cm)……..220 kg / m^2
- tanchéité + isolation ……..15 kg / m^2
- Plancher corps creux (16+4) cm……..265 kg / m^2
- Enduit de plâtre ……30 kg / m^2

Charge permanente **G = 605Kg/m^2**

Surcharges d'exploitations Q = **100 Kg/m^2**

b. Plancher étage courant (habitation) :

Carrelage + mortier de pose……..110 kg / m^2

- Enduit de plâtre ……20 kg / m^2
- Corps creux (16+4)……..265 kg / m^2
- Cloison de séparation ……..100. kg / m^2

Charge permanente **G = 495 Kg/m^2**

Surcharges d'exploitations **Q = 150 Kg/m^2**

c. Plancher niveau RDC : G= 495 kg/m^2 , Q= 150 kg/m^2

d. Plancher à dalle pleine :

- Carrelage + mortier de pose……..110 kg / m^2
- Enduit de plâtre ……30 kg / m^2

- Poids de la dalle (16cm)……400 kg / m^2
- Cloison de séparation ……..100. kg / m^2

Charge permanente **G = 620 Kg/m^2**

Surcharges d'exploitations –balcon- **Q = 400Kg/m^2**

II.2. Poutre :

Le pré dimensionnement des poutres est basés sur les critères suivants :

- Critère de rigidité.
- Critère de résistance.
- Vérification des conditions du règlement parasismique Algérienne RPA99 [1].

a. Critère de rigidité :

$$h = (1/10 ; 1/15)L_{max}$$

$b = (0,4 \div 0,8)h$

L_{max} : La portée maximale de la poutre

h : La hauteur de la poutre

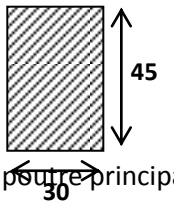
b : La largeur de la poutre

b. Critère de résistance :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} \leq \mu = 0,391$$

c. Conditions imposées par RPA 99[1] :

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30$ cm
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1,5h+b$



II.2.1. Poutres principales : L = 5 *Fig (II-2) :*section de poutre principale

h = (515/10; 515/15) = (51.5; 34.33) cm, on prend h = 45cm

b = (0,4÷0,8) h = (16 ; 32) cm, on prend b=30cm

Condition du RPA99 [1]:

- 45>30cm
- 30> 20cm
- 1,33<4
- $30 \leq 90$

II.2.2. Poutres secondaires : L_{max} = 500

h = (500/10; 500/15) = (50; 33.33) cm, on prend h = 40cm

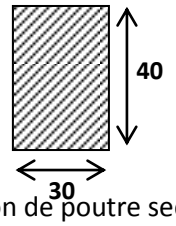


*Fig (II-3) :*section de poutre secondaire

Condition du RPA99 :

- 30>20cm
- 40>30cm
- 1, 33<4
- $30 \leq 90$

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Type	**Section [cm^2]**
Poutres principales	(30×45)
Poutres secondaires	(30×40)

Tab.(II-1): prédimentionnement des pouters

II.3. Poteaux :

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système planchers- poutres, ils supportent les charges verticales et participent à la stabilité de la structure vis-à-vis aux sollicitations extérieures.

La section du poteau se pré dimensionne suivant les critères de résistance et de stabilité de forme.

- **Critère de résistance :**

L'effort normal ultime « N_u » est obtenu par la formule suivant d'après les règles

BAEL 91[3].

$$N_u \leq N_{ultim} = \alpha\left[\frac{\beta_r \,.\, f_{c28}}{0{,}9.\gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s}\right] \text{..... (1)}$$

D'où :

$B_{r.}$: La section réduite du béton pour tenir compte les défauts d'exécution en retirant (1cm) d'épaisseur sur tout le périphérique du poteau :

$B_{r.} = (b-2)(a-2)$ … (cm^2)

α : Facteur réducteur :

$$\text{Si : } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2 + \left[\frac{\lambda}{35}\right]^2}$$

$$\text{Et si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = \frac{1500}{\lambda^2}$$

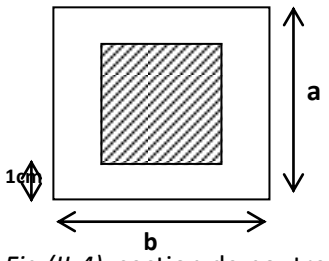


*Fig (II-4) :*section de poutre poteau

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prend λ=35 :

$$\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2(35/35)^2} = 0{,}708$$

On prend le pourcentage d'armature $A/B_{r.}$=1%

$$(1) \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha\left[\frac{f_{c28}}{0{,}9.\gamma_b} + \frac{f_e}{100.\gamma_s}\right]}$$

B : Section de poteau B = a × b

$B_{r.}$: Section réduite du poteau B_r = (a-2) (b-2)

Avec : f_{c28}=25Mpa f_e= 400MPa $\gamma_s = 1{,}15$ $\gamma_b = 1{,}5$

$$B_r \geq \frac{N_u}{1{,}557}$$ Avec N_u en KN ……(2)

$N_u = (1.35G+1.5Q).S_{aff}\ n + 1.35\ (G_{pp}+G_{ps}).n$

G_p : Poids propre de la poutre principale

$G_{p:}$ Poids propre de la poutre secondaire

$S_{aff:}$ Surface afférente

n : Nombre d'étages + RDC

- **Vérification au flambement :**

  Il s'agit de vérifier que le l'élancement de poteau soit inférieur ou égal 35

$$l = \frac{L_f}{i_{min}} \quad i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}} \quad L_l = 0,7 L_0 \quad I_{min} = h.b^3/12$$

λ : Élancement du poteau

L_f : langueur de flambement

I_{min} : rayon de giration

I_{min} : moment d'inertie de la section

L_0 : langueur de poteau.

- **Vérifications du RPA 99** [1]**:**

$$\min(b;h) \geq 25\ cm$$

$$\min(b;h) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Chois de la section des poteaux :

Pour une première analyse on adopté des sections carrées, réduites en hauteur sur deux niveaux (04types), en tenant en compte des lois de dégression.

- **Type 1:** 5éme étage
- **Types 2** : 3éme, 4éme étage
- **Types 3:**. 2éme étage
- **Types 4:**. RDC, 1ere étage

La dégression des charges :

Pour un calcul théorique, le pré dimensionnement exige une lois de dégression concernant les surcharges reparties du plancher terrasse jusqu'au RDC.

- On admet que les poteaux de rives ayant les mêmes dimensions que les poteaux centraux de chaque niveau.

Surface afférente :

S_{aff} = (5,00+3, 50) / 2 (5.15+3.7) / 2 = 18.83m^2

pp

G_{ps} =2500.0, 4.0, 3.5.00 = 1500 kg

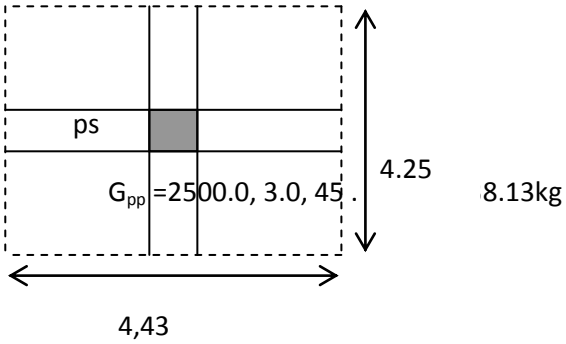


Fig (II-5) : surface afférente

a) Critère de résistance :

1. Type 1 : poteau de 5éme étage

a) les charges permanentes :

- poids de planché terrasse :……6.05X18.83 = 113.92 KN

-poids des poutres ……0.45X0.3X25X4.43=14.95 KN

-poids de chainage ……0.4X0.30X25X4.25= 12.75 KN

G= 141.62 KN

Q= 18.83 KN

N_u = 1.35 G+1.5Q=219.44 KN

(2) $\Rightarrow B_{r.} \geq 140.93\ cm^2$

On prend (b x h) = (40x40) cm^2

L e calcul des autre niveau et le méme , compte en la loi de dégression des charges de la façon suivante :

étage	charge	P[KN/m]
4ème étage	Q_0+1Q_1	2.5
3 ème étage	$Q_0+1.9\ Q_1$	3.85
2 ème étage	$Q_0+2.7Q_1$	5.05
1 ére étage	$Q_0+3.4Q_1$	6.1
RDC	Q_0+4Q_1	7

Tab. (II-2) : dégression des charges

2. Type 2 : poteau de 4éme étage et 3 éme étage

a) les charges permanentes :

- poids de planché terrasse :……4.95X18.83 = 113.92 KN

-poids des poutres ……0.45X0.3X25X4.43=14.95 KN

-poids de chainage ……0.4X0.30X25X4.25= 12.75 KN

-Poids de poteau de 5 ème étage ……0.4x0.4x25x3.06=12.24

G= 153.86 KN

Q= 47.08 KN

N= 278.33 KN

$\Rightarrow B_r \geq 178.76 cm^2$, on prend (b x h) = (45x45) cm^2

3. Type 3 : poteau de 2éme étage

N=316.46 KN on prend (b x h) = (50X50) cm^2

4. Type 4 : poteau de 1er étage RDC

N=414.73 KN on prend (b x h) = (55X55) cm^2

b)Vérification au flambement :

On vérifier que $\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$

Pour un palier de bâtiment à étages multiples on a :

L_f = 0,7 L = 0,7.3,06= 2,14 m

$$i = \sqrt{\frac{I}{b.h}} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12}$$

$$\Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ donc } \lambda = \frac{l_f}{h}\sqrt{12}$$

Poteaux (cm²)	$\lambda_{calculée}$	$\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$
40X40	19.47	Condition vérifiée
45×45	21.17	Condition vérifiée
50X50	24.71	Condition vérifiée
55X55	23.15	Condition vérifiée

Tab.(II-3): Vérification au flambement

c) Vérification aux conditions de RPA99[1] :

- **Poteau (40×40) cm^2**

  min (b,h)=40 ≥ 25 cm ……Condition vérifiée

  min (b,h)=40 ≥ 15 cm…….. Condition vérifiée

  1 / 4 ≤ 1≤ 4…… Condition vérifiée

- **Poteau (45×45) cm^2**

  min (b,h)=45 ≥ 25 cm …… Condition vérifiée

  min (b,h)=45 ≥ 15 cm…….. Condition vérifiée

  1 / 4 ≤ 1≤ 4…… …… …..Condition vérifiée

- **Poteau (50×50) cm^2**

  min (b,h)=50 ≥ 25 cm …… Condition vérifiée

min (b,h)=50 ≥ 15 cm…….. Condition vérifiée

1 / 4 ≤ 1≤ 4……. …… Condition vérifiée

- **Poteau (55×55) cm²**

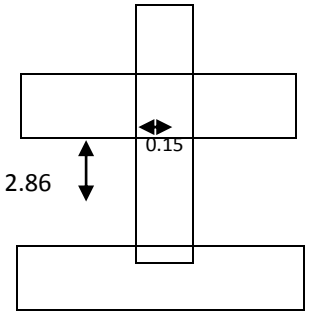
min (b,h)=55 ≥ 25 cm ……. Condition vérifiée

min (b,h)=55 ≥ 15 cm…….. Condition vérifiée

1 / 4 ≤ 1≤ 4……. …….. Condition vérifiée

II-4) **Les voiles**

L'épaisseur du voile doit satisfaire les condition de l'RPA 99 [1]:



a≥ he/20

a min ≥ 15 cm

L≥ 4a

avec he: La hauteur libre entre deux étages

Fig.(II-6) : pré dimensionnement de voile

he = 3.06-0.20=2.86 m

alors : a ≥14.3 cm

donc on peut adopter un voile dont l'épaisseur est de 15 cm

Conclusion :

Pour stabilité de bâtiment vis-à-vis à la sollicitation du second genre , pour que le bâtiment soit bien contreventé , les sections adoptées pour les éléments sont :

- Plancher corps creux (16+4) cm
- Poutre principale (bxh)=(30x45)
- Poutre secondaire (bxh)= (30x40)
- Poteaux :
  RDC et 1er étage (bxh)=(50x50)
  2eme etage ……5eme étage : (bxh)=(40x40)

Les sections et les dimensions des élément vérifies toutes les condition de réglementation en vigueur : [1], [2], [3].

CHAPITRE III

Etude de plancher

Les planchers sont des aires , généralement horizentales qui supportes les charges verticales associée a un système de poutre formant des nervures (poutrelles) , ils sont composées de corps creux de 16 cm , une dalles de compréssion 4 cm .

Pour déterminer des moments fléchissant et les efforts tranchant il ya trois méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire .
- Méthode RDM (trois moments)
- Méthode Caquot

Le calcul dans notre projet ce fait par la méthode forfaitaire BAEL 91 [3]

III-1- Définition :

Les surcharges de construction et la charge sont supportées par les planchers.

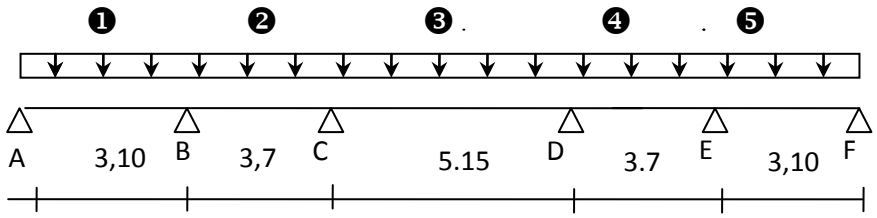
III-2- calcule des poutrelles

III.2.1 Type des poutrelles :

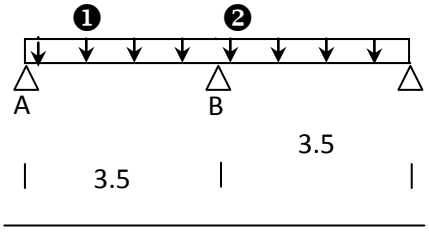
On deux type de poutrelles :

- Poutrelle type (1) à 5 travées.
- Poutrelle type (2) à 2 travées.

Poutrelle Type (1) :



Poutrelle type (2) :



III.2.2 La méthode forfaitaire :

C'est une méthode simplifiée qui permet de déterminer les sollicitations (M et T) en appuis et en travées. Son application est conditionnée par les vérifications suivantes :

- Fissuration est considérée comme peu nuisible;
- $Q \leq (2G; 500\ kg/m^2)$;
- Le moment d'inertie de la poutre est le même dans les différentes travées;
- Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0.8 et 1,25 $(0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1)$.

a. Travée de rive

$$\begin{cases} M_T^{AB} + (M_A+M_B)/2 \geq \max\left[\ 1,05M_0^{AB}, (1+0,3\alpha)M_0^{AB}\ \right] \\ M_T^{AB} \geq (1,2+0,3\alpha)\ M_0^{AB}/2 \end{cases}$$

b. Travée de intermédiaires :

$$\begin{cases} M_T^{BC} + (M_B+M_C)/2 \geq \max\left[\ 1{,}05M_0^{BC}, (1+0{,}3\alpha)M_0^{BC}\ \right] \\ M_T^{BC} \geq (1{,}2+0{,}3\alpha)\, M_0^{BC}/2 \end{cases}$$

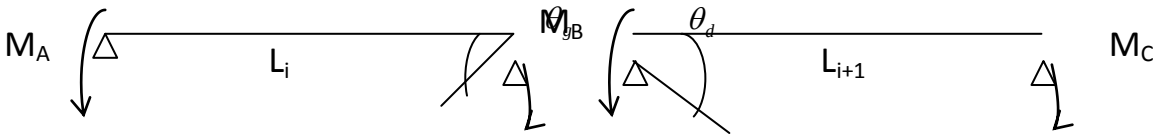
Avec : $\alpha = Q/(G+Q)$

Remarque :

Dans cette projet on applique la méthode forfaitaire pour les 1er au 5ème étage, mais elle est inapplicable pour le plancher terrasse car la 1er condition n'est pas vérifiée (fissuration préjudiciable) pour cela on utilisera la méthode des trois moments.

III.2.3 Méthode des trois moments :

La méthode des trois moments donne une relation entre les moments fléchissant de appuis consécutifs.



$$L_i M_A + 2(L_i + L_{i+1})\, M_B + L_{i+1} M_C = -6EI\,(\theta_{Bg}+\theta_{Bd}) = -q\left[\frac{L_{Bg}^3}{4} + \frac{L_{Bd}^3}{4}\right]$$

III.2.4 Le calcul des sollicitations :

ELUR : $q_u = (1{,}35G+1{,}5Q)$

ELS : $q_{ser} = (G+Q)$

a. Terrasse :

ELUR : $q_u = (1{,}35.605+1{,}5.100)0{,}6$

$q_u = 508 kg/m$

ELS $q_{ser} = (605+100)0{,}6 = 423 kg/m$

b. Plancher d'étage courant :

ELUR : $q_u = (1{,}35.495+1{,}5.150).0{,}6$

$q_u = 535{,}95 kg/m$

ELS $q_{ser} = (605+150)0{,}6 = 387 kg/m$

On va étudier en détail le calcul du 1er type de poutrelle et les résultats de 2éme type sont représentés dans un tableau récapitulatif.

	q_u (Kg /m)	q_{ser} [Kg /m]
Terrasse	**508**	**423**
Etage courant	**535,95**	**387**

Tab.(III-1) : les charges supportées par les poutrelles

III.2. 5. Plancher Terrasse :

III.2. 5. 1. Type (1)

a. E.L.U.R. : q_u=580 Kg/m

$M_0^{AB}= q_u L^2/8$ $M_0^{AB}= [580\times (3,7)^2]$

M_0^{AB} = 789, 59Kg.m

$M_A=M_F= 0.2\ M_0^{AB}$

On applique l'équation de la méthode des trois moments au niveau des appuis intermédiaires (B, C, D et E):

$3,3.M_A+2(3,7+3,7).M_B+3,7.M_C = -\frac{q}{4}(3,7^3+3,7^3)$

$13,2M_B+3,3M_c = -10421,73$kg.m

$3,3M_B+15,2\ M_C+3,3M_D =-16739,38$kg.m

$4,3M_C+15,2M_D+3,3M_E = -16739,38$kg.m

$3,3M_D+13,2M_E = -10421,73$kg.m

$M_A = M_F = -157,9$kg.m

$M_B = -586,16$kg.m

$M_C = - 813,36$kg.m

$M_D = -739,93$kg.m

$M_E = - 604,54$kg.m

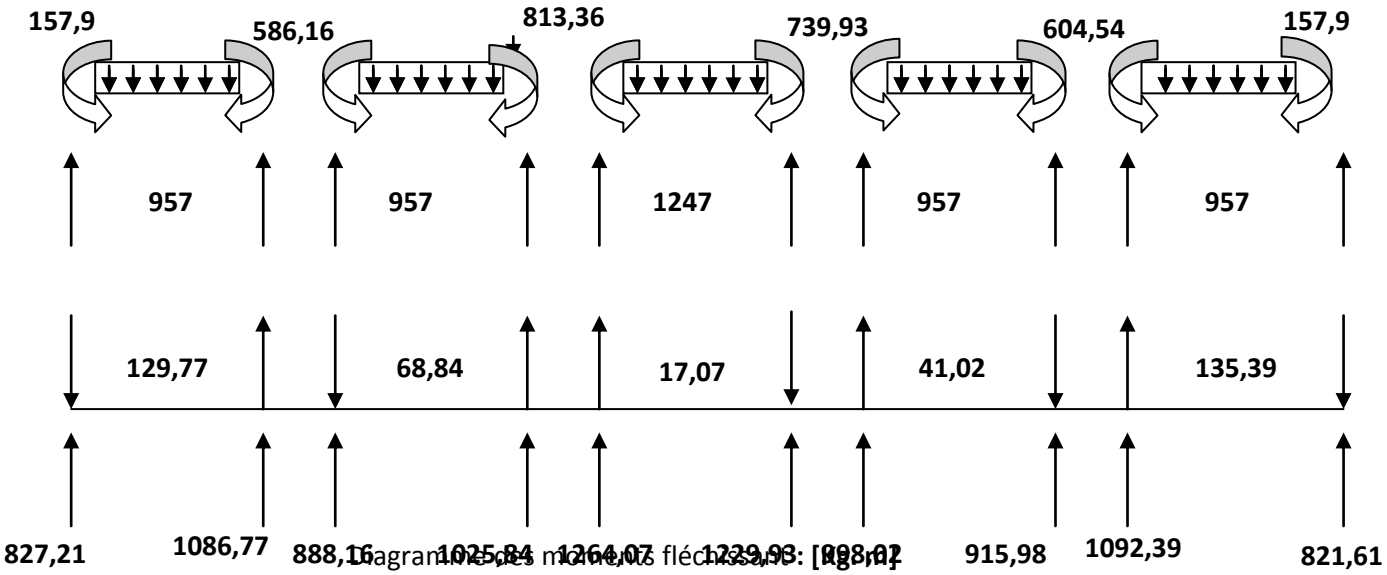


Diagramme des moments fléchissants : **[Kg.m]**

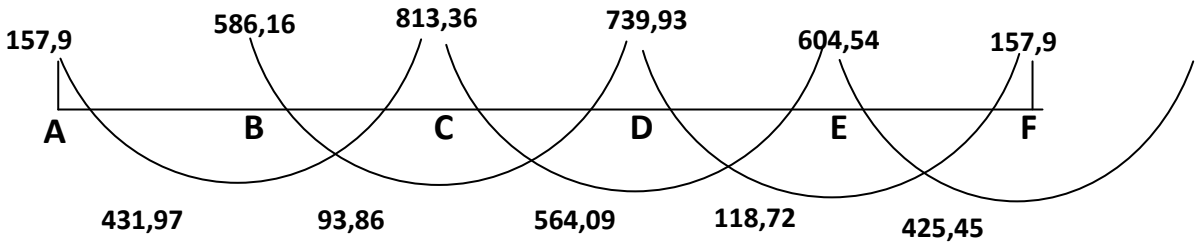
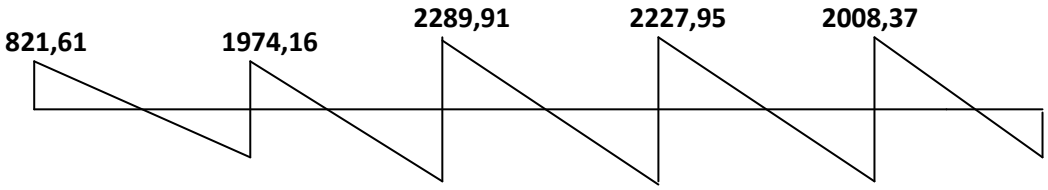


Diagramme des efforts tranchants : **[Kg]**



b. ELS :

q_{ser} = 423kg/m

$M_0^{AB} = q_u L^2/8 = \frac{423 \times 3,3^2}{8}$ =575,8kg.m

$M_A = M_F = 0.2\ M_0^{AB}$ = 115,16kg.m

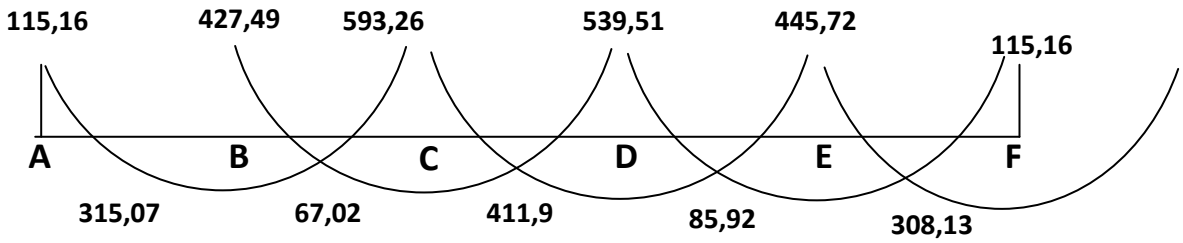
$13,2M_B+3,3M_c$ = -7600,67kg.m

$3,3M_B+15,2\ M_C+3,3M_D = -12208,20kg.m$

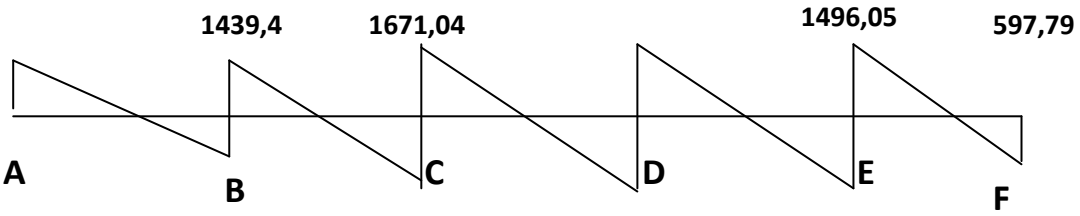
$4,3M_C+15,2M_D+3,3M_E = -12208,20kg.m$

$3,3M_D+13,2M_E = -7600,67kg.m$

Diagramme des moments fléchissant : [Kg. m]

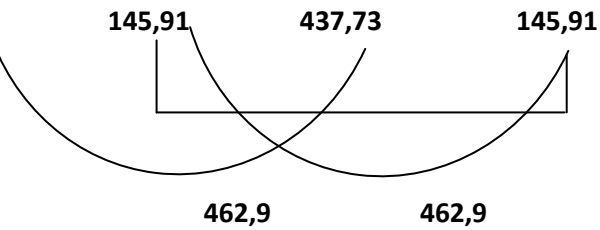


Digramme des efforts tranchants : **[Kg]**

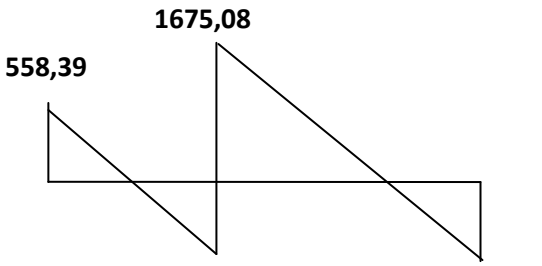


III.2. 5. 2. Type (2)

Diagramme des moments fléchissant [Kg.m]



Digramme des efforts tranchants [kg]



III.2. 6. Plancher d'étage courant :

a. ELUR

$q_u = 535,95kg/m$

$M_0 = \frac{q_u}{8} l^2$ $M_0^{AB} = M_0^{BC} \Rightarrow M_0^{DE} = M_0^{EF} = 729,56$ Kg.

$M_0^{CD} = 1238,71$ kg.m

Les moments en appuis :

$M_A=M_F=0,2M_0^{AB}$=145,9 Kg. m

$M_B = M_E = 0,5M_0^{AB}$ = 364,78 Kg. m

$M_D = M_C = 0,4M_0^{CD}$ = 495,48 Kg. M

Les moments en travée :

$$\alpha = \frac{150}{150+495} = 0,23$$

Moment de travée intermédiaire : $M_{tin} = \left[\frac{1+0,3\alpha}{2}\right] M_0$ =0,535 M_0

Moment de travée rive : $M_{triv} = \left[\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right]$ Mo=0,635M_0

Les tableaux suivants résument les résultats obtenus par le calcul :

✓ Etage Terrasse

	Moment en appuis (dan.m)		**Moment en travée (dan.m)**		**T_{max} (dan)**
type	ELU	ELS	ELU	ELS	
A	**813,36**	**593,26**	**564,09**	**411,9**	**2289,9**
B	**789,52**	**575,8**	**348,09**	**253,86**	**2296,8**

Tab.(III-2) *:Moment en appuis et en travée et les efforts tranchants (étage terrasse)*

✓ Etage courant

	Moment en appuis (dan.m)		**Moment en travée (dan.m)**		**T_{max} (dan)**
type	ELU	ELS	ELU	ELS	
A	**495,48**	**357,78**	**662,7**	**478,08**	**2076,2**
B	**437,73**	**316,06**	**462,9**	**334,25**	**1945,45**

Tab.(III-3) *: Moment en appuis et en travée et les efforts tranchants (étage courant)*

6. Calcule des armatures :

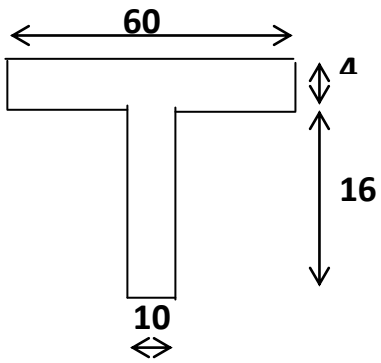
Plancher Terrasse :

a. Travée

a1. E.L.U.R : $M_u = 5640,9 N.m$

Le moment de la table :

$$M_{tb} = \sigma_{bc} h_0 b (d - \frac{h_0}{2})$$



Avec d=0.9h=18

Fig.(III-1) :section de la poutrelles

$M_{tb} = 136320 N.m > 5640,9 N.m \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire (b×h)= (60×20)cm^2

μ= $\frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5640,9}{60(18)^2 14.2} = 0.02 < 0.186 \Rightarrow pivot A \Rightarrow A' = 0$ **et** $\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 MPa$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025 \quad ; B = 1 - 0.4\alpha = 0.99$

$A_u = \frac{M_u}{Bd\sigma_s} = 0,9 \ cm^2$

a2. E.L.S : $M_{ser} = 411,9 N.m$

$\overline{\sigma_s} = \min(266.667; 201.633) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.633 MPa$

$M_T = \frac{b.h_0^2}{30} . \frac{(d - h_0/3)}{(d - h_0)} . \sigma_s = 7681,14 N.m \qquad M_T > M_{ser}$

Calcul d'une section rectangulaire de section (b×h)

$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b.d^2.\overline{\sigma_s}} = 0,001$

$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,03$

$\cos\varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,95 \qquad \Rightarrow \varphi = 16,93$

$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda}\cos(240^0 + \frac{\varphi}{3}) = 0,162$

$K_1 = 15\dfrac{1-\alpha_1}{\alpha_1} = 78{,}75$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\, MPa \Rightarrow A' = 0$

$B_1 = 1 - \dfrac{\alpha_1}{3} = 0{,}946$

$A_{ser} = \dfrac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s}.B_1.d} = 1{,}2 \quad cm^2$

a3. Condition de non fragilité :

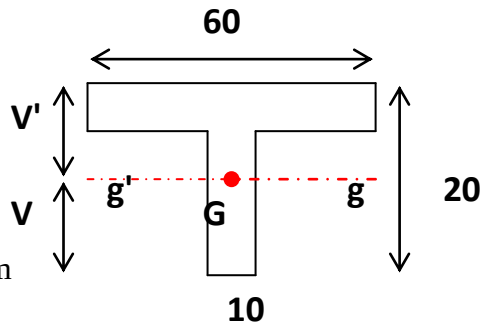
$$A_{min} = \frac{f_{t28} I_{gg'}}{f_e\, 0{,}81 V h}$$

Avec :

I_g : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section.

V, V' : Position du centre de gravité de la section totale du béton.

G : Centre de gravité de la section du béton.



$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0)h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0)h_0]} = 6cm$$

$V = h - V' = 14cm$

$$I_{gg'} = \frac{bV'^3}{3} + \frac{b_0 V^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V' - h_0)^3}{3}$$

$I_{gg'} = 13333{,}33cm^4$

$A_{min} = 0{,}31cm^2$

4. Armatures finales :

$A = \max(A_{ser}; A_u; A_{min}) = 1{,}2cm^2$

Le choix : $A_T = 3T10 = 2{,}36cm^2$ **Appuis :**

b. Appui

b.1. E.L.U.R. $M_u = -8133,6 N.m$

M_u <0 $\Rightarrow$ Le béton tendu est négligé dans les calculs $\Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire (10x20) cm^2

$$\mu = \frac{M_u}{10X18X14,2} = 0,17 > \mu_{AB} = 0,186$$

$$pivot A \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,23 \Rightarrow \beta = 0,908$$

$$A_u = \frac{M_u}{\delta_s \beta d} = 2,57 cm^2$$

B 2. ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b.d^2.\overline{\sigma_s}} = 0,001$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,3$$

$$\cos\varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,67 \qquad \Rightarrow \varphi = 47,93$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda}\cos(240^0 + \frac{\varphi}{3}) = 0,447$$

$$K_1 = 15\frac{1 - \alpha_1}{\alpha_1} = 18,55$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = 10,86 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$B_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,851$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s}.B_1.d} = 1,92 \quad cm^2$$

b3. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{f_{c28} I_{gg'}}{f_e 0.81.V.h} = 0,72$$

B 4. Armatures finales :

$$A = \max(A_{ser}; A_u; A_{min}) = 2,57 cm^2$$

Choix : $A_T = 2T14 = 3{,}08cm^2$

Vérification à l'effort tranchant :

T_{max}= 2296,8N

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 . d} = \frac{2296{,}8}{100.18} = 1{,}276 \ MPa$$

Fissuration préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min(0{,}15 f_{c28}/\gamma_b ; 4MPa) = (2{,}5 ; \ 4 \ MPa) = 2{,}5MPa$$

$donc \quad \tau_u < \overline{\tau_u}$ **: Condition vérifiée : cadres +étriers ⌊ à la ligne moyenne.**

Armatures transversales :

Diamètres des armatures transversales :

$$\phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{max}\right) = \min(5{,}71;10;10) \Rightarrow \phi \le 5{,}71 \ on \ prend \ \phi_t = 6mm$$

Donc A=2 $\phi 6 = 0{,}57cm^2$

Espacement des armatures transversales :

$$St_1 \le \min(0{,}9d; 40cm) \rightarrow St \le 19{,}44cm$$

$$St_2 \le \frac{A_t . f_t}{0{,}4 . b_0} = \frac{0{,}57.235}{0{,}4.10} = 33{,}5 \rightarrow St \le 33cm$$

$$St_3 \le \frac{0{,}9 . A_t . f_{et}}{(\tau_u - 0{,}3 . K . f^*_{tj})} = \frac{0{,}9.0{,}57.235}{(1{,}276 - 0{,}3.2{,}1)10} =< 16{,}2cm$$

$$s_t \le \min(16;33{,}5;16) \Rightarrow s_t = 15cm$$

Pourcentage minimale d'armatures :

$$\frac{A_t}{b_0 . St} . f_e \ge 0{,}4MPa \Rightarrow \frac{0{,}57}{10.15} .235 = 0{,}893MPa \ge 0{,}4MPa$$ ..... **Condition vérifiée**

Ancrages des armatures:

Crochet 45^0 : La Langueur de scellement (barres isoles)

$$L_s = \Phi \frac{f_e}{4 \tau_{su}}$$

Contrainte limites d'adhérence :

$$\tau_{su} = 0{,}6(\psi_s)^2 . f_{t28} .$$

Coefficient de scellement des barres égales a :

$$\begin{cases}\psi_s : 1\,(\text{R.L}) \\ \psi_s : 1{,}5\,(\text{barres HA})\end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0{,}6(1{,}5)^2.2{,}1 \Rightarrow \tau_{su} = 2{,}835\text{MPa}$$

$$L_s = 10.\frac{400}{(4.2{,}835)} = 352{,}733\text{mm} = 35{,}3\text{cm}$$

$L_s = 35{,}3\text{cm} > 30\text{cm}$ (**Largeur de l'appui) On utilisera un ancrage courbe**

$r = 5{,}5\phi$ **, pour les barres à hautes adhérence en acier FeE400**

$$L_1 + 2{,}56L_3 \geq L_s - 3{,}92.r \qquad \text{avec}\begin{cases}L_3 = 6\phi = 6\text{cm}. \\ L_1 = 30 - \frac{\phi}{2} - c - r = 22{,}5\text{cm}\end{cases}$$

$22{,}5 + 2{,}56.6 = 37{,}86\text{cm} > 35{,}3 - 3{,}92.5 = 32{,}5\text{cm}$..... **Condition vérifiée**

Vérification aux voisinages des appuis

a . Appui de rive :

Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1{,}15.V_{max}}{f_e} = \frac{1{,}15.22968}{400.100}$$ **=0,66cm²**

$A_s = 1{,}2 \geq 0{,}66$ **Condition vérifiée**

Vérification de la compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_{max}}{b_0 a} \leq \frac{0{,}8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{max} = 0{,}4b_0 a\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

a =min(à ;0,9.d)

La Largeur d'appuis=20cm

Enrobage C=max $\begin{cases}c_1 = \max(\phi;1\text{cm}) \\ c_2 = 1\text{cm}\end{cases} \Rightarrow c = 2\text{cm}$

à **=20-2-2=16cm**

a **=min (16 ; 16 ,2)** $\Rightarrow$ a **=16cm**

$V_{max} = 22968\text{N} < 0{,}4\frac{25}{1{,}5}100.16 = 106666{,}7\text{N} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b. Appuis intermédiaires

Vérification des armatures longitudinales

$V_{max} = 22968N \qquad M_u = -8133,6N.m$

$V_{max} + \frac{M_u}{0,9.d} = 22968 - \frac{8133,6}{0,9.0,18} = -27239,4 < 0 \Rightarrow$ **La condition n'est pas vérifiée**

Vérification de la compression du béton

$V_{max} \leq 0,4.b_0.a.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

$\sigma_{bc}^m \leq 1,3.\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 21,67MPa$

$\sigma_{bc}^m = \frac{22968}{200.400} = 0,28Mpa < 21,67Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

6-2. Etage courant :

a. Travée

a1. E.L.U : $M_u = 4954,8N.m$

d=0,9h=18cm

$M_{tb} = \sigma_{bc}h_0b(d - \frac{h_0}{2})$ **=54528N.m**

$M_{tb} = 54528N.m > 4954,8N.m$

$\mu = \frac{4954,8}{60(18)^2 14,2} = 0,017 < 0,186 \Rightarrow pivot A \Rightarrow A' = 0$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348MPa$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1-2\mu}) = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,99$

$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 0,79 \ cm^2$

a2. E.L.S :

$M_{ser} = 3577,8N.m$

La fissuration étant peu nuisible, seule la contrainte du béton sera vérifiée à l'ELS.

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = K.y_1 \rightarrow \text{avec } K = \frac{M_{ser}}{I_{yy_1}}$

Position de l'axe neutre :

$$S_{yy_1} = bh_0 \frac{h_0}{2} - 15A(18-4) = 314{,}1 \geq 0$$

$$S_{yy_1} = 0 \Leftrightarrow b\frac{y_1^2}{2} - 15A(18-y_1) = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 2{,}47\text{cm}$$

Moment d'inertie

$$I_{yy_1} = \frac{60y_1^3}{3} + 15A(d-y_1)^2$$

$$I_{yy_1} = 3159{,}37\text{cm}^4$$

$K = 1{,}13 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2{,}80 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$ **et comme la fissuration est peu nuisible, les armatures calculées à l'E.L.U.R. conviennent.**

a.3. Condition de non fragilité :

A_{min}= 0,397cm²

a.4. Armature finale :

$$A = \max(A_u ; A_{min}) = 1{,}3\text{cm}^2$$

$$A_T = 3T10 = 2{,}36\text{cm}^2$$

b. Appuis :

b1. E.L.U.R : $M_u = -6627\text{N.m}$ **<0 : le calcul se fait comme une section rectangulaire (b_0×h)**

$$\mu = \frac{6627}{10(18)^2 14{,}2} = 0{,}13 < 0{,}186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1{,}25(1-\sqrt{1-2\mu}) = 0{,}195 \Rightarrow \beta = 0{,}991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 1{,}15\ \text{cm}^2$$

b2. E.L.S : $M_{ser} = -4780{,}8\text{N.m}$

Vérification des contraintes à l'E.L.S. :

Position de L'axe neutre

$$5y_1^2 + 17{,}25\ y_1 - 310{,}5 = 0 \Rightarrow y_1 = 6{,}34\ \text{cm}$$

Moment d'inertie

$$I_{yy_1} = \frac{10}{3}(6{,}34)^3 + 15.1{,}15\ (18-6{,}34)^2$$

$$I_{yy_1} = 3193{,}91\text{cm}^4 \Rightarrow K = 1{,}49$$

$$\sigma_{bc} = K.y_1 = 1{,}49.6{,}34 = 9{,}48\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}.....\text{Conditionvérifiée}$$

⇒ Les armatures calculées à l ELU conviennent

b3. Condition de non fragilité :

A_{min}=1,30cm²

b4. Armature finale :

$$A = \max(A_u ; A_{min}) = 1{,}304\text{cm}^2$$

$$Aa = 3T10 = 2{,}36\text{cm}^2$$

7. Effort tranchant :

2N2076T_{max}=

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0.d} = \frac{20762}{10(18).10^{-2}} = 1{,}15\ \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0{,}2f_{c28}/\gamma_b\ ;\ 5\text{MPa}) = (4{,}1\ ;\ 5\ \text{MPa}) = \textbf{4,1MPa}$$

donc $\tau_u < \overline{\tau_u}$ ..... **Condition vérifiée**

8. Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

(ϕ ; b_0/10 ; ϕ_{max})

$\Phi_t \leq$6,8 mm⇒ on prend Φ_t=6mm.

A_t = 2Φ6=0,57 cm².

Espacement des armatures transversales :

$S_t \leq$ min (0,9d; 40cm) =19,44 cm

$$S_t \leq A_t \frac{f_e}{0{,}4b_0} = 0{,}57\frac{235}{0{,}4\times 12} = 27{,}9\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t_1} ; S_{t_2}) \Rightarrow S_t \leq 19{,}44cm \Rightarrow S_t = 15cm$$

Pourcentage minimal d'armatures :

$$\frac{A_t}{b_0.St}.f_e \geq 0{,}4\text{MPa} \Rightarrow \frac{0{,}57}{10.15}.235 = 0{,}893\text{MPa} \geq 0{,}4\text{MPa}.....$$ **Condition vérifiée**

Ancrages des aciers en barres :

Longueur de l'ancrage :

a = 0.9d = 0,9.18= 16,2cm

Langueur d'ancrage = a+2 = 18,1cm, on prend l'ancrage = 22cm

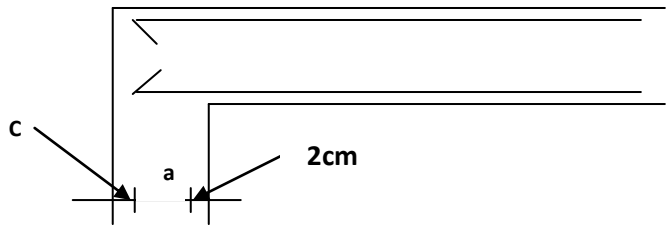


Fig.(III-2) : Ancrages des aciers en barres

Ancrages des barres tendues (longitudinal) : **Crochet 45^0** : **La Langueur de scellement**

$$L_s = \phi.\frac{f_e}{(4.\tau_{su})}$$

Contrainte limites d'adhérence

$\tau_{su} = 0,6(\psi_s)^2.f_{t28}$, τ_{su} .

Coefficient de scellement des barres égales a :

$$\begin{cases}\psi_s : 1\ (\text{R.L}) \\ \psi_s : 1,5\ (\text{barres HA})\end{cases}$$

$$\tau_{su} = 0,6(1,5)^2.2,1 \Rightarrow \tau_{su} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = 10.\frac{400}{(4.2,835)} = 352,733\text{mm} = 35,3\text{cm}$$

$L_s = 35,3\text{cm} > 30\text{cm}$ (**Largeur de l'appui) On utilisera un ancrage courbe**

Condition pour assurer l'ancrage

$r = 5,5\phi$ pour les HA

$$L_1 + 2,56L_3 \geq L_s - 3,92.r \qquad \text{avec} \begin{cases} L_3 = 6\phi = 6\text{cm}. \\ L_1 = 30 - \frac{\phi}{2} - c - r = 22,5\text{cm} \end{cases}$$

$22,5 + 2,56.6 = 37,86\text{cm} > 35,3 - 3,92.5 = 32,5\text{cm}$..... **Condition vérifiée**

Vérification au voisinage des appuis

a. Appui de rive :

Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1{,}15.V_{max}}{f_e} = \frac{1{,}15.20762}{400.100}$$ **=0,59cm²**

$$A_s = 2{,}36 \geq 0{,}59$$ **Condition vérifiée**

Vérification de la compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{1.V_{max}}{b_0.a} \leq \frac{0{,}8.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{max} = 0{,}4.b_0.a.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

a=min(à ;0,9.d)

La Largeur d'appuis=30cm

Enrobage C=max $\begin{cases} c_1 = \max(\phi = 1{,}2;1\text{cm}) \\ c_2 = 1\text{cm} \end{cases} \Rightarrow c = 2\text{cm}$

à **=30-2-2=26cm**

a **=min (26 ;16 ;2)** $\Rightarrow$ a **=16,2cm**

$$V_{max} = 20762\text{N} < 0{,}4.\frac{25}{1{,}5}.100.16{,}2 = 108000\text{N} \Rightarrow$$ **Condition vérifiée**

b. Appui intermédiaire :

Vérification des armatures longitudinales

$$V_{max} = 20762\text{N} \quad ; \quad M_u = -6627\text{N.m}$$

$$V_{max} + \frac{M_u}{0{,}9.d} = 20762 - \frac{6627}{0{,}9.0{,}18} = -20145{,}45 < 0 \Rightarrow$$ **Condition n'est pas vérifiée**

Vérification de la compression du béton

$$V_{max} \leq 0{,}4.b_0.a.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc}^{m} \leq 1{,}3.\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 21{,}67\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{m} = \frac{20762}{300.400} = 0{,}17\text{Mpa} < 21{,}67\text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

8. Calcul des déformations :

Pour limité les déformations dans la construction, on doit déterminer les flèches.

Le calcul des déformations globales doit tenir compte des phases successives de la construction ; et des déférentes sollicitations exercées.

a. Vérification de la flèche :

Selon (BEAL91) la justification de la flèche est inutile dans le cas ou les conditions indiquées ci- après sont remplies.

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 . d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

M_t : moment en travée maximal

M_0 : moment isostatique

A : section des armatures tendues en travée

$h_t / L_x = 24/495 = 0,048 < 1/16 = 0,062$ ……Condition non vérifiée

Condition (1) n'est pas vérifiée on doit donc faire un calcul justificatif de la flèche.

b. Evaluation de la sollicitation (M) :

Phase 1 : Charge permanente avant mise en place des revêtements.

$J_i = 3100$ N/m^2

Phase 2 : Charge permanente après mise en place des revêtements.

$G_i = 5200$ N/m^2

Phase 3 : l'ensemble de charges permanentes et d'exploitations

$P_i = 5200+1500 = 6700$ N/m^2

c. Calcul des moments fléchissants dans les différentes phases :

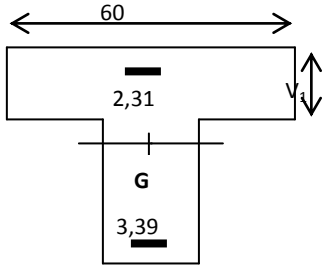
$M^{AB} \geq 0,72 M_0$ D'après la méthode forfaitaire on à :

L : Langueur de la grand porté entre nus d'appuis.

$M_{Ji} = 0,72.J_i L^2/8 = 4636,9$ N.m

$M_{Gi} = 0,535 J_i .L^2 = 5972,3$ N.m

$M_{Pi} = 0,535.gi.L^2 = 7827,1$ N.m



Centre de gravité :

A=2,36cm^2

Y_G=13,02cm^2

$Y=h-Y_G$=7cm

Position de l'axe neutre

Y_1=4,05cm

d. Contraintes de traction effective :

$$s_s = \frac{M_s}{A.Z} \quad \text{Avec} \quad Z = d - \frac{y_1}{3} = 18 - \frac{4,05}{3} = 16,64\,\text{cm}$$

$$\sigma_{s_{ji}} = \frac{411,9.10}{3,36.16,64} = 104,88\,\text{MP}a$$

$$\sigma_{G_i} = \frac{597,23.10}{39,27} = 152,08\,\text{MP}a$$

$$\sigma_{P_i} = \frac{7823}{3,39.16,55} = 199,31\text{MP}a$$

Moment d'inertie

$$I_0 = 28470,06\ cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,36}{10,18} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{c28}}{(2+3b_0/d)} = 3,23$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,29$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1,75.f_{c28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}; 0)$$

$$\mu_j = 0,535$$
$$\mu_G = 0,632$$
$$\mu_P = 0,705$$

e. Module de déformation :

$E_v = E_i/3$ =10820 N/mm^2

f. Flèche :

$$f = \frac{M.l^2}{10.E.I} \quad \text{en general}$$

Fji : Ifj=11240,01cm^4

$f_j^i = 2,37.10^3$m m

F^i_G : I_{fG}= 10297,05 cm^4 f^i_G =3,33.10^{3}m m

F^v_G : I_G = 17251,92 cm^4 f^v_G =5,97.10^{3}m m

F^v_p : I_{fp}= 9556,18 cm^4 f^v_p = 4,708.10^3 m

La flèche totale a pour valeur :

$\Delta_F = f^v_G - f^i_j + f^i_p - f^i_G$ =5,97-2,37+4,708-3,334=4,973.10^{3}m

g.- Flèche admissible :

F_{ad} = L/500 =430/500 =8,6cm > 0,7 cm ……Condition vérifiée

L'inégalité est vérifiée ; donc on peut admettre les dimensions prévues sans aucun risque de dépassement de la flèche admissible.

CHAPITRE IV

Etude des éléments non structuraux

Dans ce chapitre on va étudier les éléments non structuraux :

- **L'acrotére**
- **L'escalier**
- **Les balcons**

IV.1 Etude de l'acrotère :

1. définition :

L'acrotère est un élément non structuraux qui est encastre dans le plancher terrasse, il est soumis a un effort normal dus a son poids propre et un moment dus a une force statique équivalente le calcul sera fait pour une bonde de un mettre et un épaisseur de (10cm).

Le ferraillage se calcule pour une section rectangulaire d'une largeur de 1m travaillant en flexion composé.

Selon le RPA99 :

$$F_p = 4.A C_P w_p$$

Avec :F_p : La force statique équivalente horizontale.

- A : coefficient D'acculturation A = 0,15 (zone II ; groupe d'usage 2)
- C_p : Facteur de force horizontale ($0,3 \leq C_p \leq 0,8$)

C_p=0,8

- W_p : Poids propre de l'acrotère.

Fig.(IV-1) : Dimensions de l'acrotère

IV.2. Calcul de l'acrotère :

S = (0,1.0,6)(0,1 .0, 06) + (0,1.0, 04 / 2) =0,068 m^2

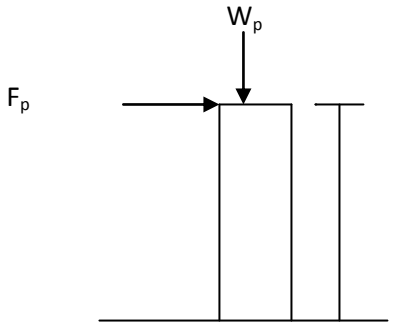
$$W_p = \delta_{ba}.S = 25.0,068 = 1,7 KN$$

$F_p = 4.A.C_p.W_p$

F_p= 4.0, 15.0, 8. 1,7 = 0,816 KN

$M_{fp}=F_p$ .h =0,816.1,00 = 0,816KN.m

Calcul des sollicitations :



a) E L U R :

M_u=1,5 .M_{fp} = 1,5.0,816 = 1,224 KN.m

N_u= 1,35 .W_p =1,35.1,7 = 2,295 KN.m

b) E L S:

M_{ser} =M_{fp} =0,816 KN.m

N_{ser}=W_p= 1,7 KN

Ferraillage:

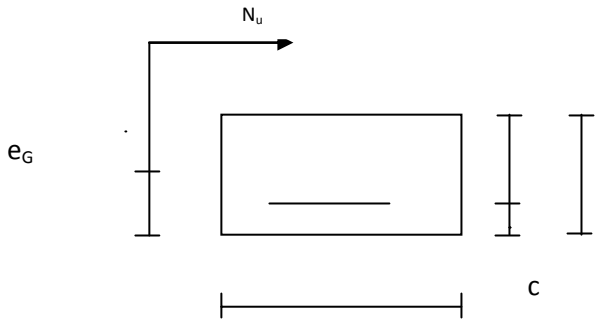
a) E L U R :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1{,}224}{2{,}295} = 0{,}53\text{m}$$

$$h/2 - c = 10/2 - 2 = 3\text{cm} = 0{,}03\text{m}$$

$$\Rightarrow e_G = 0{,}53\text{m} > h/2 - c = 0{,}03\text{m}$$

Donc l'effort normal « N_u » est appliqué à l'extérieur de la section $\Rightarrow$ Section partiellement comprimée $\Rightarrow$ Le calcul se fait à la flexion simple avec le moment fictif « M_{Au} ».



M_{Au}= Nu .e_A 100cm

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_A = e + \frac{h}{2} - c \\ e = e_G + e_a + e_2 \end{cases}$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométriques initiales

$$e_a = \max[2\text{cm}; L/250] = \max[2\text{cm}; 100/250] = 2\text{cm}.$$

e_2 : l'excentricité due aux efforts du second ordre.

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

$$l_f = 2L = 2.1{,}00 = 2m = 200cm$$

ϕ : Coefficient de fluage ; en général, on prend ϕ=2.

h : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement (h=10cm).

$a = \frac{M_G}{M_t}$ $M_G = 0$ ق *on prend généralement* $a = 0{,}5$

$$e_2 = \frac{3.200^2}{10^5}(2 + 0{,}5.2) = 3{,}6cm$$

$$e = e_G + e_a + e_2 = 53 + 2 + 3{,}6 = 58{,}6cm$$

$$e_A = 58{,}6 + 5 - 2 = 61{,}6cm$$

$$M_A = N_u . e_A = 1{,}414KN.m$$

$$m = \frac{M_A}{b.d^2.s_{bc}} = ,15 < m_{AB} = 0{,}186$$

$pivotA = A'$ 0ق

$a = 0{,}018$ $b = 0{,}992$

$$A_f = \frac{M_A}{b.d.s_s} = 0{,}51cm^2/ml$$

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{s_s} = 0{,}50cm^2/ml$$

E L S :

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0{,}48 > \frac{h}{2} - c = 0{,}03m$$

$\Rightarrow N_u$ *en dehors de la* section, section *partiellement comprimée*

le calcul se fait en flexion simple

avec "M_A".

$$M_{ser} = N_{ser}.e_A$$

$$e_A = e_G + \frac{h}{2} - c = 0{,}51m = 51cm$$

$$M_A = 1{,}7.0{,}51 = 0{,}867\ KN.m$$

$$\mu_1 = \frac{M_A}{\sigma_{bc}.b.d^2} = 0{,}01 < 0{,}186 \Rightarrow pivot\ A\ domaine\ 1, A' = 0$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(2/3\,fe; 110\sqrt{\tau.f_{tj}}\right) \quad ; \quad \tau = 1{,}6(HA)$$

$$\overline{\sigma_s} = \min(266{,}66; 202) = 202\ MPa$$

$$\alpha = 0{,}012 \qquad \beta = 0{,}995$$

$$A_s = \frac{M_A}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = 0{,}54cm^2/ml$$

$$A_{fs} = A_s - \frac{N_s}{\overline{\sigma_s}} = 0{,}54 - \frac{2700}{202} = 0{,}78cm^2/ml$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{min}=0{,}23.b.d.f_{tj} / f_e = 0{,}23.100.8.2{,}1 / 400 = 0{,}996$ ⟶ A= 1 cm^2 /ml

Les armatures adoptées sont des barres de T10(e=20cm).

A=max (A_u ; A_{fs} ; A_{min}) = 1 cm^2/ml

A_{app}=5T10 =3,93 cm^2/ml

Les armatures de répartition :

$A_r = A_{app} / 4$; Nous avons des armatures de répartition barres T8 avec e=20cm.

Vérification à l'effort tranchant :

$$T_{max} = 1{,}5.F_p = 1{,}5.0{,}816 = 1{,}224\,KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{1{,}224.10^3}{100.8} \Rightarrow \tau_u = 0{,}153\,MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0{,}10f_{c28}; 3MPa) = \min(2{,}5MPa; 3MPa) = 2{,}5MPa$$

$$\overline{\tau_u} > \tau_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

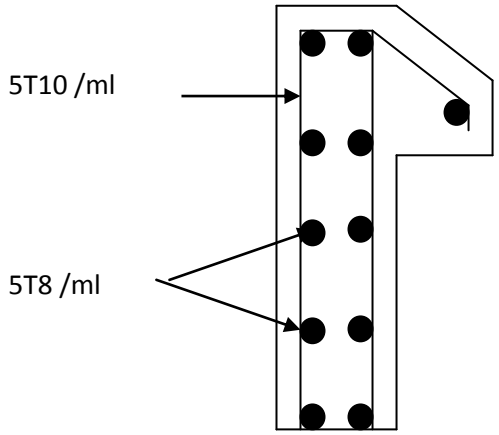


Fig.(IV-2) : Schéma de ferraillage

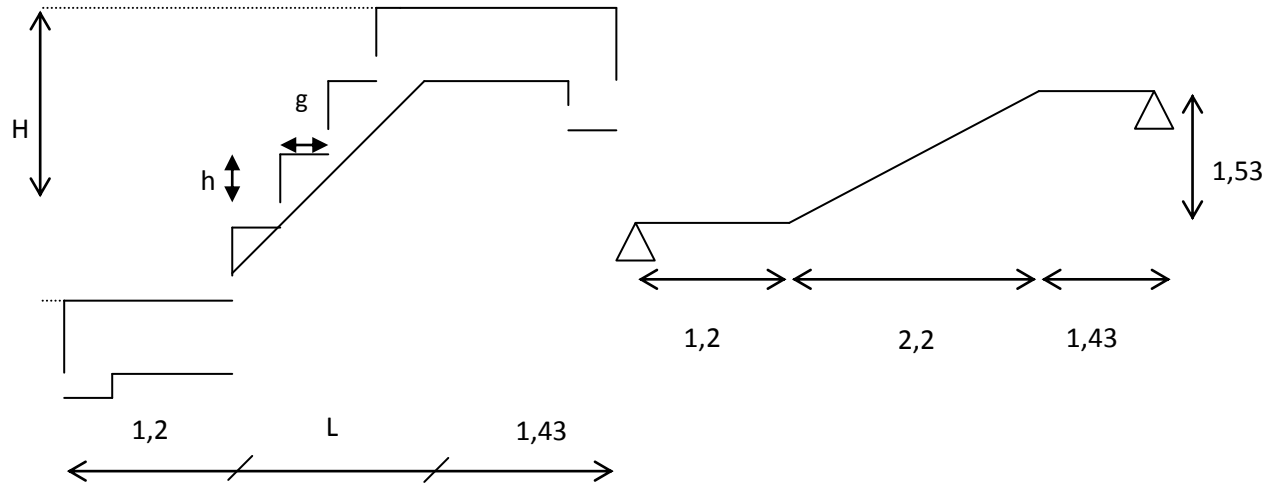
IV.2. Etude des escaliers

1. Définition : l'escalier est considére comme un élément qui perment la circulation entre les différents niveaux d'une structure, tout en assurant une fonction architecturale sécuritaire convenable.

On à deux types d'escalier

2. Etude de l'escalier (type 1) :

2.1. Schéma statique :



Fig(IV-3) : Le schéma statique d'un escalier

2.3. Dimensionnement :

La formule de BLONDEL : le tracé de l'escalier est correct si :

- $60 \leq 2h+g \leq 66$
- $n= H/h \Rightarrow h=H/n$
- $n-1=L/g \Rightarrow g=L/(n-1)$

(n-1) : Nombre de marches.

n : Nombre de contre marches.

h : Hauteur de la marche

g : Largeur de la marche (giron).

L : Portée en plan de la volée (L=2,2m)

H : Hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs.

Pour un bâtiment d'habitation, on prend : (g+2h) = 64

$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$

$64n^2-n(64+306+220)+306=0 \Rightarrow n=9 \Rightarrow 8$ marches

h = H/n=153/9=17 cm

g=L/(n-1) = 220/(9-1)=27,5cm

$tg\alpha = H/L = 0.638 \Rightarrow \alpha = 32.52^{\circ}$ $\cos\alpha = 0.82$

Epaisseur de la paillasse : $\frac{L_1}{30} \le e \le \frac{L_1}{20}$ avec $L_1 = \frac{L}{\cos\alpha} = 2{,}847\text{m}$

$e = 15\text{cm}$

Epaisseur du palier : e_p = 15cm

2.4. Descente de charges :

2.4.1. Volée :

Carrelage horizontal (2cm) ----------2200.0,02 = 44 daN/m^2

Mortier de ciment horizontal (2cm) ---------- 2000.0,02 = 40 daN/m^2

Carrelage vertical (2cm) ----------2200.0,02x17/30 = 24,5 daN/m^2

Poids propre de la paillasse ---------- 0,12x2500/cosα = 365,41 daN/m^2

Poids propre de la marche ---------- 0,17x2200/2 = 183,7 daN/m^2

Enduit en plâtre ---------- 1500.0,01/cosα =18,29 daN/m^2

G_v = 675,90 daN/m^2

Surcharge d'exploitation : P_v =250daN/m^2

2.4.1. Palier :

Revêtement en carrelage (2cm) ----------2200.0,02 = 44 daN/m^2

Mortier de ciment (2cm) ---------- 2000.0,02 = 40 daN/m^2

Palier ----------2500x0,12 = 300 daN/m^2

Enduit de plâtre----------1500.0,01= 15 daN/m^2

G_p = 399 daN/m^2

Surcharge d'exploitation : P_p = 250 daN/m^2

Pour une bande de 1 ml on a :

Volée : $q_{volée\_u}$ = (1,35.675,9+1,5.250).1ml=1287,46 kg/ml

$q_{volée\_ser}$ = (675,9+250) =925,9 kg/ml

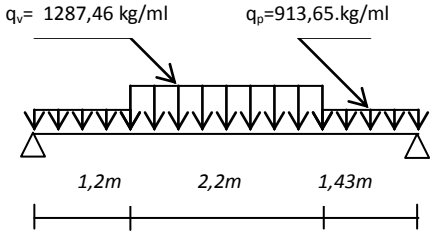
Palier : q_{palier_u}= (1,35.399+1,5.250) .1ml = 913,65 kg/ml

q_{palier_ser} = 399+250).1ml = 649 kg/ml

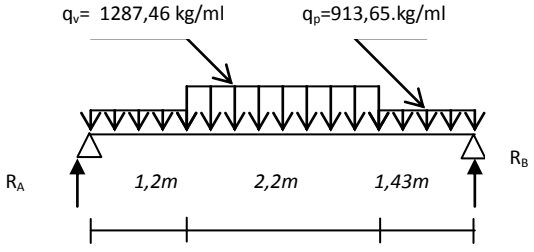
2.5. Détermination des sollicitations :

a) E.L.U.R.

$$\frac{\Delta q}{q_v} = \frac{1287,46 - 913,65}{1287;46} = 0,29$$



29% > 15% : **Donc on ne peut pas utiliser la charge équivalente, le système sera étudié tel qu'il est.**



R_A+R_B = 913,65.1,2+913,65.1,43+1287,46.2,2

R_A+R_B =5235,31 kg …… (1)

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow 913,65.\frac{1,2^2}{2} + 913,65.1,43.\left(3,4 + \frac{1,43}{2}\right) + 1287,46.2,2.\left(1,2 + \frac{2,2}{2}\right) - R_{B.}.4,83 = 0$$

$$R_B = 2598,07\,kg \qquad (1) \Rightarrow R_A = 2637,23\,kg$$

Calcul du moment max en travée et en appui :

$$M(x) = R_A.x - 913,65.1,2(x - \frac{1,2}{2}) - 1287,46\frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$V(x) = R_A - 1070,25.1,3 - 1495,5(x - 1,3)$$

$$M^{max} \Rightarrow V = 0 \Rightarrow x = 3,4\,m$$

$$M(3,4) = 2781,05\,kg.m$$

En appuis : M_{au}=-0,5M^{max}=-1390,52kg .m

En travée : M_{tu} = 0,75 M^{max} = 2085,78kg.m

2.6. Calcul des armatures :

a) E.L.U.R.

a1) En appuis : M_{au} =-1390,52kg.m

$$\mu = 0,083 \Rightarrow \alpha = 0,109 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A = 3,86\,cm^2/ml$$

$$A_{min} = 0,23bd.\frac{f_{tj}}{f_e} = 1,304\,cm^2$$

$$A_{achioise} = 4T12 = 4,52\,cm^2/ml$$

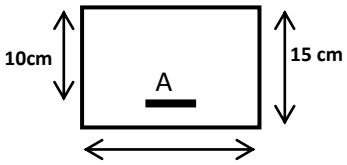


fig.(IV-4) : Section d'escalier

Espacement : (BAEL91 page 203)

E =(100-4.1,2)/4 =24 cm < 33cm

a2) Travée :

M_t=2085,78 kg.m

$$\mu = 0,125 \Rightarrow \alpha = 0,168 \Rightarrow \beta = 0,932$$

A=5,954 cm^2/ml

A_{min} = 1,304 cm^2/ml $A_{t\,chio}$ =6T12 =6,79 cm^2/ml

Espacement :

e = (100-6.1,2)/6 = 15,46 cm< 33 cm

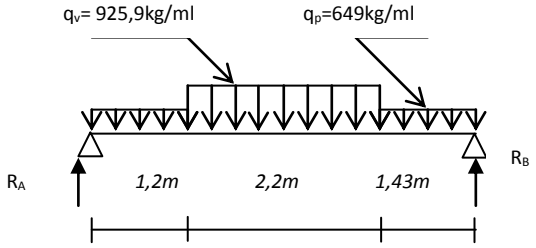
b) E.L.S. :

La fissuration étant peu nuisible, seule la contrainte du béton sera vérifiée à l'ELS.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}\ ,\ \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_{bc} = k.y_1 \qquad k = \frac{M_{ser}}{I_{yy_1}}$$

$\frac{\Delta q}{q} = \frac{925,9 - 649}{925,9} = 0,29 = 29\% > 15\% \Rightarrow$ **Donc on ne peut pas utiliser la charge équivalente, le système sera étudié tel qu'il est.**



R_A+R_B =3743,85 kg..... (2)

$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = 1857,42kg$; $(2) \Rightarrow R_A = 1886,42\,kg$

Calcul du moment max en travée et en appui :

$$M(x) = R_A.x - 649.1,2(x - \frac{1,2}{2}) - 925,9\frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$V(x) = R_A - 994,5 - 1080(x - 1,3)$$

$$M^{max} \Rightarrow V = 0 \Rightarrow x = 3,4\,m$$

$$M(3,4) = 1992,50\,kg.m$$

En appuis M_{aser}=-0,5M^{max}=-996,25 kg .m

En travée : M_{tser} = 0,75 M^{max} = 1494,37 kg.m

b1) En appuis : M_{aser} =996,25 kg.m

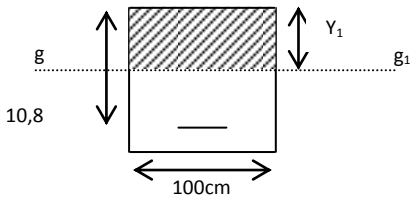
$$S_{gg'} = 0 \Leftrightarrow by_1 \cdot \frac{y_1}{2} - 15.A_u(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 3cn$$

$$I_{gg'} = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times A_u(d - y_1)^2 = 4418,55cm^4 \qquad I_{gg'} = 4418,55cin^4$$

$$K = \frac{9962,5}{4418,55} = 2,25$$

$$\sigma_{bc} = 2,25.3 = 6,76\,MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\,MPa$$



b2) En travée : M_{tser}=1494,37kg.m

y_1=3,58 cm $\qquad I_{gg'} = 6173,50cin^4$

K=2,42 $\Rightarrow \sigma_{bc} = 8,66MPa$

$\sigma_{bc} = 8,66MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.

Armatures de répartition :

- **En appuis :**
  $A_r = A_a/4 = 1,13\ cm^2/ml$ on adapte $A_r = 3\phi 8 = 1,51\ cm^2/ml$

  Avec : e=(100-3.0,8)/3=32 cm < 33 cm

- **En travée :** $A_r = A_t/4 = 1,69\ cm^2/ml$ on adapte $A_r = 4\phi 8$
  Avec : e = (100-4.0,8) /4 =24,2 cm < 33 cm

Vérification à l'effort tranchant :

$V_{max} = R_A = 26372,3$ N

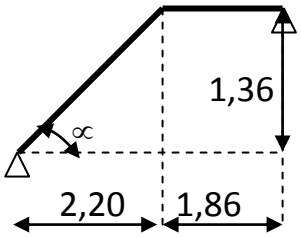
$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0.d} = \frac{26372,3}{100.10,8.10^2} = 0,24MPa$$

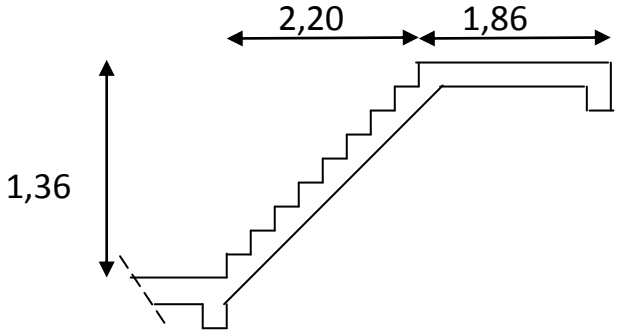
$$\overline{\tau_u} = \min(0,15\frac{f_{c28}}{\delta_b}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ .....Condition vérifiée

3. Etude de l'escalier (type 2) :

3. 1. Schéma statique :





3.2. Dimensionnement :

L : Portée en plan de la volée (L=2,4m)

H : Hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs (H=3,06/2=1,53m)

Pour un bâtiment d'habitation, on prend : (g+2h) = 64

On prend (g+2h) = 64

$64n^2 - n(64+2H+L)+2H = 0$

$64n^2 - n(64+306+240)+306 = 0 \Rightarrow n=9 \Rightarrow$ 8 marches

h = H/n=153/9=17 cm

g=L/(n-1) = 240/(9-1)=30cm

tg α = H/L =0.638 $\Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$ cos α =0.843

Epaisseur de la paillasse : $\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20}$ avec $L_1 = \frac{L}{\cos\alpha} = 2{,}847\text{m}$

E=15 cm.

Epaisseur du palier : e_p = 15cm

3.3. Descente de charges :

3.3.1. Palliasse :

Carrelage horizontal (2cm) ----------2200.0,02= 44 daN/m^2

Mortier de ciment horizontal (2cm) ---------- 2000.0,02= 40 daN/m^2

Carrelage vertical (2cm) ----------2000.0,02. $\frac{17}{30}$ = 24,5 daN/m^2

Mortier de ciment vertical (2cm) ----------2000.0, 02x17/30 = 22,3 daN/m^2

Poids propre de la paillasse ---------- 2500.0, 12/cosα = 352,69 daN/m^2

Poids propre de la marche ---------- 0,17x2200/2 = 183,7 daN/m^2

Enduit de plâtre ---------- 0,01.1500/cosα =17,64 daN/m^2

G_v =684,83 kg/m^2

Surcharge d'exploitation P_v = 250 kg/m^2

3.3.2. Palier :

Carrelage (2cm) ----------2200.0,02= 44 daN/m^2

Mortier de ciment(2cm)----------2000.0,02 = 40 daN/m^2

Dalle du palier----------2500.0,12 = 300 daN/m^2

Enduit de plâtre---------- 1500.0,01 = 15daN/m^2

G_p = 399 kg/m^2

Surcharge d'exploitation : P_p = 250 kg/m^2

Pour une bande de 1ml on a :

Volée : q_{vu} = (1,35.684,83+1,5.250).1ml=1299,52 kg/ml

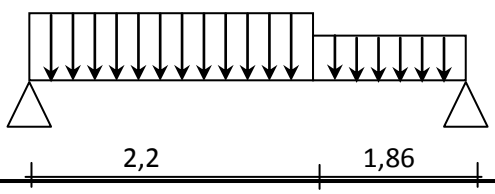
q_{vser} = (684,83+250) =934,83 kg/ml

Palier : q_{pu}= (1,35.515+1,5.250) .1ml = 913,65 kg/ml

q_{pser} = 399+250).1ml = 649kg/ml

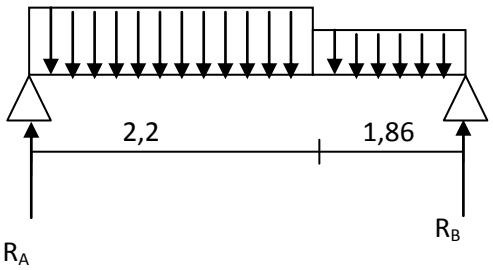
3.4. Détermination des sollicitations :

a) E.L.U.R.



$$\frac{\Delta q}{q_v}=\frac{1299,52-913,65}{1299,52}=0,29$$

29% > 15% : **Donc on ne peut pas utiliser la charge équivalente, le système sera étudié tel qu'il est.**



R_A+R_B = 1299,52.2,2+913,65.1,86

R_A+R_B =4558,33 kg ……(1)

$$\sum M/A=0\Leftrightarrow 1299,52.\frac{2,2^2}{2}+913,65.1,86.\left(2,2+\frac{1,86}{2}\right)-R_{B.}.4,06=0$$

$$R_B=2084,71\text{kg} \qquad (1)\Rightarrow R_A=2473,62\text{ kg}$$

Calcul du moment max en travée et en appui :

$$M(x)=R_A.x-649,76.x^2$$
$$V(x)=R_A-1299,32x$$
$$M^{max}\Rightarrow V=0\Rightarrow x=2,2\text{ m}$$
$$M(2,2)=2297,12\text{ kg.m}$$

En appuis : M_{au}=-0,5M^{max}=-1148,56kg

En travée : M_{tu} = 0,75 M^{ax} = 1722,84kg.m

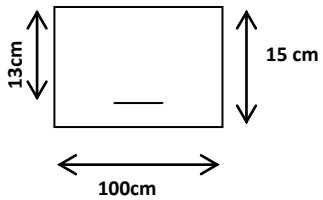
3.5. Calcul des armatures :

a) E.L.U.R.

a1) En appuis : M_{au} =-1148,56kg.m

$$\mu=0,069\Rightarrow\alpha=0,089\Rightarrow\beta=0,96$$
$$A=3,16\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min}=0,23bd.\frac{f_{tj}}{f_e}=1,304\text{cm}^2$$
$$A_{achioise}=4T12=4,52\text{cm}^2/\text{ml}$$



Espacement : e= (100-4.1,2)/4 =24 cm < 33cm

a2) En travée :

M_t=1722,84 kg.m

$\mu = 0{,}104 \Rightarrow \alpha = 0{,}137 \Rightarrow \beta = 0{,}944$

A=4,85 cm^2/ml

A_{min} = 1,304 cm^2/ml $A_{t\ chio}$ =5T12 =5,65 cm^2/ml

Espacement : e = (100-5.1,2)/5 =18,8 cm< 33 cm

b) E.L.S. :

La fissuration étant peu nuisible, seule la contrainte du béton sera vérifiée à l'ELS.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \ , \qquad \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_{bc} = k.y_1 \qquad k = \frac{M_{ser}}{I_{yy_1}}$$

$$\frac{\Delta q}{q} = \frac{934{,}83 - 649}{934{,}83} = 0{,}30 = 30\% > 15\% \Rightarrow$$ **Donc on ne peut pas utiliser la charge équivalente, le système sera étudié tel qu'il est.**

R_A+R_B =3263,76 kg…… (2)

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = 1487{,}84 kg \quad ; \quad (2) \Rightarrow R_A = 1775{,}92\,kg$$

Calcul du moment max en travée et en appui :

$$M(x) = R_A.x - 467{,}41x^2$$
$$V(x) = R_A - 934{,}82.x$$
$$M^{max} \Rightarrow V = 0 \Rightarrow x = 2{,}2\,m$$
$$M(2{,}2) = 1644{,}76\,kg.m$$

En appuis : M_{aser}=-0,5M^{max}=-822,38kg.m

En travée : M_t = 0,75 M_{max} = 1233,57kg.m

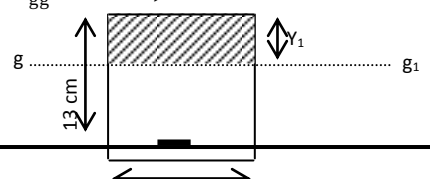
a) En appuis : M_{aser} =822,38 kg.m

$$S_{gg'} = 0 \Leftrightarrow by_1 \cdot \frac{y_1}{2} - 15.A_u(d - y_1) = 0 \Leftrightarrow 50y_1^2 + 47{,}4y_1 - 511{,}92 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 2{,}76cn$$

$$I_{gg'} = \frac{b.y_1^{\ 3}}{3} + 15 \times A_u(d - y_1)^2 = 3764{,}32cm^4 \qquad I_{gg'} = 3764{,}32cin^4$$

$$K = \frac{8223{,}8}{3764{,}32} = 2{,}18$$



$$\sigma_{bc} = 2{,}18.2{,}76 = 6{,}02\ \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\,\text{MPa}$$

b) En travée : M_{tser}=1233,57kg.m

y_1=3,3 cm $\quad I_{gg'} = 5290{,}08\text{cin}^4$

K=2,33 $\Rightarrow \sigma_{bc} = 7{,}69\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 7{,}69\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'E.L.U.R. conviennent.

- **Armateurs de répartition :**

En appuis :

$A_r = A_a/4$ =1,13 cm²/ml on adapte $A_r = 3\phi 8$= 1,51 cm²/ml

Avec : e= (100-3.0,8)/3=32 cm < 33cm

En travée : $A_r = A_t/4$ =1,41 cm²/ml on adapte $A_r = 5\phi 8$

Avec : e = (100-5.0,8) /5 =20 cm < 33cm

3.6. Vérification à l'effort tranchant :

$V_{max} = R_A$=2473,62 N

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0.d} = \frac{24736{,}2}{100.10{,}8.10^2} = 0{,}229\,\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0{,}15\frac{f_{c28}}{\delta_b}; 4\text{MPa}) = 2{,}5\,\text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ .....Condition vérifiée

4. Etude de la poutre palière :

4.1. Pré dimensionnement : L =3,20 m

$$\frac{L}{15} \le h_t \le \frac{L}{10} \Leftrightarrow 21{,}33 \le h_t \le 32\,\text{cm} \qquad \text{on prend } h_t = 30\,\text{cm}$$

Selon le RPA 99 :

min (h_t ; b) $\geq$ 25cm, on prend b = 30cm

Poids propre de mur :

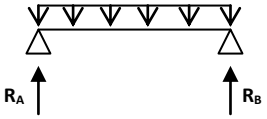
Pp = 270.093.3, 2 = 803,52 kg /ml

Poids propre du palier :

p_p= 0,3.0, 3.2500 = 225kg/ml

E.L.U.R. p_u=2004,768 kg/m

E.L.S. p_{ser}=1441,176 kg/m



4.2. Détermination des Sollicitations :

a) ELUR :

g = 1,35(803,52+225) +1,5(2004,768) = 4395,654 kg/m

$$M^{max} = \frac{gl^2}{8} = 5626,437 \text{ kg.m}$$

En appui : $M_a = -0,4M^{max} = -2250,575 \text{ kg.m}$

En travée : $M_t = 0,85M^{max} = 4782,471 \text{kg.m}$

4.3. Calcul des armatures :

4.3.1. Armatures longitudinales :

a) E.L.U.R. :

a1) En appui :

$\mu = 0,072 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \ , A' = 0$

$\alpha = 0,093 \Rightarrow \beta = 0,963$

$A_{au} = 2,487 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 0,23b.d\frac{f_{tj}}{f_e} = 0,978 \text{ cm}^2$

$A_{achoisie} = 3T12 = 3,14 \text{ cm}^2$

a2) En travée :

$\mu = 0,154 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \ , A' = 0$

$\alpha = 0,21 \Rightarrow \beta = 0,916$

$A_t = 5,557 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 0,23b.d\frac{f_{tj}}{f_e} = 0,978 \text{ cm}^2$

$A_{achoise} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) E.L.S. :

$g_{ser} = (803,52 + 225) + 1441,176 = 2469,7 \text{ kg/m}$

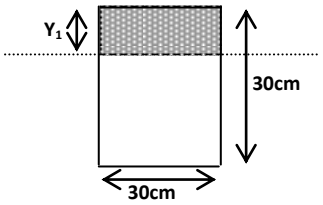
$M_{max} = \frac{g_{ser}l^2}{8} = 3161,21 \text{kg.m}$

b1) En appui : $M_a = -0,4M_{max} = -1264,5 \text{kg.m}$

b2) En travée : $M_t = 0,85M_{max} = 2687 \text{kg.m}$

La fissuration étant peu nuisible, seule la contrainte du béton sera vérifiée à l'ELS.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$



a) En appui : M_{aesr} =1264,5 kg.m

$$S_{gg'} = 0 \Leftrightarrow by_1 \cdot \frac{y_1}{2} - 15.A_u(d - y_1) = 0$$

$15y^2+47,1y-1271,7=0$

$$\Rightarrow y_1 = 7,77\text{cm}$$

$$I_{gg'} = 22108,22\ \text{cin}^4 \quad k=0,572 \quad \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,44\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}...\text{Condition vérifiée}$$

b) En travée : M_{tser}= 2687 kg.m

y_1=10,56 cm $\quad I_{gg'} = 39303,2\text{cin}^4$

$$k = 0,684 \Rightarrow \sigma_{bc} = 7,22\ \text{MpPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0.d} < \overline{\tau_u} \qquad T = \frac{p.l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{4395,654.3,20}{2.300.270} = 0,87\text{MPa}$$

D'après le BAEL91 page 108 on à :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,15\frac{f_{c28}}{\delta_b}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Condition vérifiée}$$

4.3.2. Armatures transversales:

$$\phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(0,857; 12; 3) = 0,857 \quad \text{on prend} \phi_t = 6\,\text{mm}$$

$$\Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,57\,\text{cm}^2/\text{ml}$$

Espacement : (d'après BAEL91 page 117)

$S_t \le \min(0,9d; 40\text{cm}) = 24,3\text{cm}$ S_t =15cm en zone courante.

$$S_t \le \frac{A_t.f_e}{0,4.b} = 11\text{cm} \qquad \text{on prend } S_t = 10\,\text{cm en zone nodale}$$

IV.3.Etude de balcon

1. Introduction :

Le balcon est constitué par une simple dalle faisant suite à la dalle du plancher de l'étage.

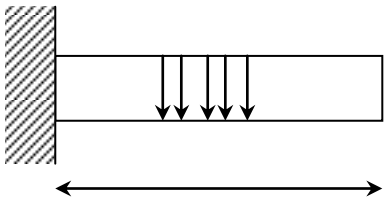
Les balcons seront étudiés comme des consoles, soumises aux différentes charges (G, Q, P).

2.Type des balcons : On a un seul type de balcons

(Garde corps est métallique sont poids propre est négligé)

3. Descente des charges :

- Carrelage (2cm)……..44 kg/m^2
- Mortier de pose (2cm)……..40 kg/m^2
- Dalle pleine (12cm)…….300 kg/m^2
- Enduit de plâtre (2cm) ……30 kg/m^2



fig(IV-5) : schéma statique de balcon.

G = 414 kg/m^2

Q = 350 kg/m^2

4. Calcul des sollicitations :

a. A l'E.L.U.R :

q_u = (1,35G+1,5Q) = 10839 N/ml

b. A l'E.L.S :

q_{ser} = G+Q = 764 N/ml

Moment d'encastrement : $M = -q_u \frac{l^2}{2} = 25755,6 \quad N..m$

5. Ferraillage :

a. A l'E.L.U.R :

$$\mu = \frac{M}{bd^2.\sigma_{bc}} = 0,15$$

$\alpha = 0,21 \qquad \beta = 0,915$

A= 7,48 cm^2

b. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23.b.d\frac{f_{tj}}{f_e} = 1,3 cm^2/ml \quad < A_u$$

On prend A= 5T14 = 7,70 cm^2 avec e = 20 cm < min (3h, 33 cm)

c. A l'E.L.S :

$$M_{ser} = -q_{ser}.\frac{l^2}{2} = 18154,1 \ N$$

On vérifie la condition de béton

$$\sigma_{bc} = k_1.y_1$$

$$S_{gg'} = b.\frac{y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 112,2\,y_1 - 1211,76 = 0 \Rightarrow y_1 = 3,92\,cm$$

$$I_{gg'} = \frac{b.y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = 7307,73\,cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{gg'}} = 2,48$$

$\sigma_{bc} = k.y = 9,73\,MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6\,f_{c28} = 15\,MPa$ .... Condition vérifiée

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELUR conviennent.

6. Vérification à l'effort tranchant :

$$T_{max} = 1,35G.l + 1,5.q.l = 23629N$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = 0,218\,MPa$$

$$\tau_l = 0,07\frac{f_{c28}}{\delta_b} = 1,17\,MPa \qquad \tau_u < \tau_l$$ ..... Condition vérifiée

Remarque :

en utilisé la même ferraillage dans les deux sens.

CHAPITRE V

Etude sismique

Le séisme est un phénomène naturel qui provoque des secousses qui se propagent sous forme d'onde qui à leur tour engendrent un mouvement du sol .

V-1) INTRODUCTION :

Le séisme est un phénomène naturel, caractérisé par des sous couses qui propagent sous forme d'ondes dites « ondes sismiques ».

Ainsi toute construction en béton sera conçue pour reprendre les forces horizontales dues à l'action du vent ou séisme.

*en présence de dernier, bâtiment aura comportement élastique et sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté. Et les calculs peuvent être présentés de trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique modale spectrale.
- La méthode dynamique par accélerogrammes.

a. méthode statique équivalente :

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réelles dynamique qui se développent dans la construction par un système de force statique fictives dont les effets sont considéré équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour l'application de cette méthode on doit vérifier un certain nombre de condition suivant le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003).

b. méthode dynamique modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

c. Méthode dynamique par accélerogrammes:

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

V-2) Choix de la méthode :

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est pas admise car, les conditions de son application (article 4.1.2.RPA) ne sont pas totalement réunies.

Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse définis dans le RPA99 V 2003.

Remarque :

Pour des raisons de contrôle et de vérification de l'ordre de grandeur de la force sismique, un calcul par la méthode statique équivalente sera effectué.

Dans le cadre de notre étude et vue la spécification de l'ouvrage, la détermination des efforts se ferra par le logiciel « ETABS » (Extended three dimensional analysis of building Systems).

V-2-1) Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

v-2-1-1). Hypothèse de calcul:

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (Approche par concentration de masse).
- Les planchers sont infiniment rigide comparativement aux éléments Porteurs (Les poteaux et voiles).

v-2-1-2). Définition du spectre de réponse de calcul:

Selon le RPA99 V2003 (article4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T : Périodes fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité.

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

V-2-1-3) Classification du site :

Selon le RPA99V2003 (tableau 3.2) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Dans l'absence du rapport géotechnique, on suppose que le sol est un sol meuble (catégorie S3).

V-2-1-3). Périodes caractéristique T1, T2 :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.7) Pour un site type S2 :

$$T_1 = 0.15 \text{ (sec)}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ (sec)}$$

V-2-1-4) Coefficient d'accélération de zone A :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.1) Le coefficient d'accélération A est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas le bâtiment situé a ORAN

A= 0.15

* Zone sismique : II a (sismicité moyenne)

oupe d'usage : 2 ouvrages courants ou d'importance moyenne

(Hauteur total = 20.30 m< 48 m)

V-2-1-5) Coefficient de correction d'amortissement η:

Selon le RPA99V2003 (formule 4.3) Le facteur d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$ (**0.7** : C'est la valeur minimum de**η**)

Avec :

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 4.2.RPA).

ξ = 10 % ⟶ présence des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764 \geq 0.7$

V-2-1-6) Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le RPA pour que R=5, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Pour un coefficient de comportement R=5 les voiles reprennent 88 % des sollicitations dues aux charges verticales alors les portiques reprennent 12% donc moins de 25%, alors R=4 (Tableau 4.3 RPA 99V2003)

V-2-1-7) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$ Avec :

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.sa valeur est donnée au tableau (4 .4 RPA)

Critère	P_q	
	Sens-X	**Sens-Y**
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,0
2. Redondance en plan	0,0	0,0
3. Régularité en plan	0,0	0
4. Régularité en élévation	0,0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
$\sum_{1}^{6} P_q$	**0,20**	**0,15**

Tab. (V-1) : valeurs des pénalités P_q

$$\begin{cases} Q_x = 1 + \sum_{1}^{6} P_{qX} = 1 + 0.15 = \mathbf{1.20} \\ Q_Y = 1 + \sum_{1}^{6} P_{qY} = 1 + 0.15 = \mathbf{1.15} \end{cases}$$

V-2-1-8) Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99 V 2003 (l'article 4.3.4 - a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	S UX (%)	S UY (%)
1	1.311108	0.0061	74.3911	0.0061	74.3911
2	1.131855	60.0638	0.0059	60.0699	74.397
3	0.959753	5.8937	0.0031	65.9636	74.4001
4	0.413128	0.0003	13.1115	65.9639	87.5116
5	0.256613	15.6564	0	81.6203	87.5116

Tab. (V-2) : Périodes et facteurs de participation modale

V-2-1-9). Poids totale de la structure W :

Égal à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^{n} Wi \quad \text{(Formule 4.5 RPA).}$$

Avec:

$$Wi = W_{Gi} + \beta\, W_{Qi}$$

- **W_{Gi} :** Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.
- **W_{Qi} :** poids dû aux charges d'exploitations.

- **β:** Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (tableau 4.5 RPA).

Dans notre cas on a un bâtiment d'habitation et commerces donc β = 0.2

- **W :** le poids total de la structure, il est tiré d'une manière automatique du logiciel ETABS.

iveau	Masse (t)	Poids (KN)
5 ème	495.003	4855.976
4 ème	498.880	4894.012
3 ème	503.516	4939.489
2ème	507.939	4982.883
1er	518.090	5082.467
RDC	572.181	5613.092
TOTAL	3095.60	30367.91

Tab. (V-3) : Les masses et les poids de chaque plancher (ETABS 9.7

V-3) PRESENTATION D'UN LOGICIEL D'ANALYSE DES STRUCTURES :

Le développement de la méthode des éléme0nts finis et les thermiques des réalisations numérique a permis de réalisation d'une série de programmes sap ; qui peuvent analyse n'importe quelle structure en basant sur :

- Description de la géométrie de la structure
- Description de propretés des matériaux et des sections des éléments.
- Définition de tous les cas des conditions de charges.

V-4) EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE PAR LA METHODE STAIQUE EQUIVALENTE :

Dans cette méthode, l'intensité effective de la force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales sous forme d'effort tranchant maximum selon la formule :

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

Avec :

a) coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est en fonction des usages de la structure, de la zone sismique et de la période de vie de la structure.

Dans notre cas de projet situé dans la wilaya d'Oran et à usage d'habitation

⟶ Usage **2** donc : **A=0.10.**

b) Facteur de qualité (Q) :

Il dépend de l'hypercité de la surabondance du système de la symétrie en plan d'où :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^{10} q$$

⟶ **Q = 1.2**

c) Coefficient de comportement global de la structure (R) :

En fonction de système de contreventement ⟶ **R = 5.**

d) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η)

Et de la période fondamentale de l a structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\,\eta\,(T2/T) & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/8} & T \ge 0.3\ s \end{cases}$$

η = 1

ξ = 5%

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site ⟶ T_2= 0.5 tableau (4.7 RPA).

T : période fondamentale de la structure ⟶ $T = C_t\, hn^{3/4}$ avec :

C_t = coefficient fonction du système de contreventement C_t= 0.075 tableau (4.6 RPA).

➢ **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

D'après (l'article 4.2.4 du RPA99V2003) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique (formule 4.6 et 4.7).

$$\begin{cases} T = C_T.h_N^{\,3/4} \\ T = 0{,}09.h_N / \sqrt{L} \end{cases}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (hauteur totale de la structure).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le (tableau 4.6 RPA).

Dans cas on a une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles on béton armé, donc $C_T = 0.05$

L : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

❖ Sens x :

$$\begin{cases} T = 0{,}05.(36{,}04)^{3/4} = 0{,}735s \\ T = 0{,}09.36{,}04/\sqrt{20{,}2} = 0{,}722s \end{cases}$$

T = min (0,735 ; 0,722) = 0,722 s $\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3$ s

$$D_X = 2{,}5\eta.(T_2/T)^{2/3} = 2{,}5.0{,}764.(0{,}5/0{,}722)^{2/3} = 1{,}495$$

$$V_X = \frac{A.D_X.Q}{R}.W = \frac{0{,}15 \times 1{,}495 \times 1{,}20}{5} \times 30367.91$$
$$V_X = 1579.13KN$$

❖ Sens-y :

$$\begin{cases} T = 0{,}05.(36{,}04)^{3/4} = 0{,}735s \\ T = 0{,}09.36{,}04/\sqrt{20{,}7} = 0{,}713s \end{cases}$$

T = min (0,735 ; 0,713) = 0,713 s $\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3$ s

$$D_y = 2{,}5\eta.(T_2/T)^{2/3} = 2{,}5.0{,}764.(0{,}5/0{,}713)^{2/3} = 1{,}507$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0{,}15 \times 1{,}507 \times 1{,}15}{5} \times 30367.91$$
$$V_y = 1518.39KN$$

V-5).la résultante des forces sismiques de calcul :

D'après (l'article 4. 3.6 RPA 99 V2003) :

La résultante des forces sismiques a la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \pi 0{,}80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,…) dans le rapport $0{,}8\frac{V}{V_t}$.

Sens x : $\begin{cases} V_{tx} = 1073.81KN \\ V_x = 1579.13KN \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{1073.81}{1579.13} = 0.68$

Sens-y : $\begin{cases} V_{ty} = 1062.87KN \\ V_y = 1518.39KN \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{ty}}{V_y} = \frac{1062.87}{1518.39} = 0.70$

Donc La condition $V_t > 0.8V$ n'est pas vérifiée donc on pondère toutes les réponses d'ordre dynamique avec les coefficients α_x et α_y :

Avec: $\begin{cases} \alpha_x = \frac{(0{,}8 \times 1579.13)}{1073.81} = 1{,}17 \\ \alpha_y = \frac{(0{,}8 \times 1518.39)}{1062.87} = 1{,}14 \end{cases}$

V-6) Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (poteaux, poutres, plancher, voiles, …etc).

- Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_{CM} = \frac{\sum(Mi.Xi)}{\sum Mi} \quad \text{et} \quad Y_{CM} = \frac{\sum(Mi.Yi)}{\sum Mi}$$

Avec:

Mi : la masse de l'élément (i).

Xi, Yi : coordonnées du CDG de l'élément(i) par rapport au repère global.

- Les coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion) sont données par :

$$X_{CR} = \frac{\sum_{t=1}^{t=k}(R_{jt}.Xi)}{\sum R_{jt}} \quad \text{et} \quad Y_{CR} = \frac{\sum_{l=1}^{m} R_{jl.};Y_i}{\sum R_{jl}}$$

Avec:

R_{jt} , R_{jl} : rigidité relative de niveau (j) longitudinal et transversal

- L'excentricité théorique dans les deux sens est donnée par :

$e_x = X_{CM} - Y_{CR}$

$e_y = X_{CM} - Y_{CR}$

En analysant la structure par ETABS nous avons les coordonnés suivantes

Niveau	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey (m)
5 ème	9.945	10.238	9.918	9.288	0.027	0.950
4 ème	9.945	10.238	9.921	9.291	0.024	0.947
3 ème	9.945	10.238	9.925	9.293	0.020	0.945
2ème	9.945	10.237	9.930	9.297	0.015	0.940
1er	9.946	10.236	9.937	9.308	0.009	0.928
RDC	9.946	10.239	9.944	9.328	0.002	0.911

Tab.(V-4) : caractéristique géométriques et massiques de la structure.

❖ L'excentricité accidentelle :

Dans le présent cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

➢ Pour cette excentricité ETABS peut la prendre en compte en lui Introduisant les 5% comme excentricité dans la définition du chargement sismique.

V-7). Calcul et vérification des déplacements :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 4-4-3) :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y). Le déplacement horizontal à chaque niveau «k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \cdot \delta ek$$

δk: déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δek: déplacement du aux forces sismiques Vi (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$\Delta k = \delta k - \delta k -1$

Le **RPA99**/version**2003** préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible qui est Δk_{adm}**= 1% he**.

Avec:

he : la hauteur libre de l'étage considéré.

Il faut vérifier que : $\Delta K \leq \Delta K_{adm}$

Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique et les vérifications se fait selon les deux directions, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après.

		Sens (X)			Sens (Y)				
Niveau	**h(m)**	**δe_k(m)**	**δ_k(m)**	**Δ_k(m)**	**δ_{ek}(m)**	**δ_k(m)**	**Δ_k(m)**	**$\Delta_k$adm (m)**	**$\Delta k < \Delta_k$ adm**
5 ème	3.06	0.0195	0.078	0.016	0.0251	0.1004	0.0156	0.0306	Vérifiée
4 ème	3.06	0.0155	0.062	0.0148	0.0212	0.0848	0.0164	0.0306	Vérifiée
3 ème	3.06	0.0118	0.0472	0.0136	0.0171	0.0684	0.0164	0.0306	Vérifiée
2ème	3.06	0.0172	0.0336	0.0116	0.1388	0.052	0.0156	0.0306	Vérifiée
1er	3.06	0.0055	0.022	0.0096	0.0091	0.0364	0.0144	0.0306	Vérifiée
RDC	3.74	0.0031	0.0124	0.0084	0.0055	0.022	0.0148	0.0374	Vérifiée

Tab.(V-5) : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x, y)

V-8) Vérification de l'effort normal réduit V:

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}30$$ Avec :

N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (fc28 = 25 MPa).

Niveau	Section (A × B) (cm^2)	N_d (KN)	*V*	*v* ≤ 0.3
5eme étage	40 × 40	1057,57	0,264	CV
4,3eme étage	45 × 45	1495,01	0,295	CV
2eme étage	50 × 50	1717,63	0,275	CV
1er, RDC	55 × 55	2176.73	0,288	CV
RDC	40 × 40	273,24	0,068	CV

Tab.(v-6) : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux

Remarque:

- L'effort N_d est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en Prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

$$\begin{cases} G+Q+Ex \\ 0,8.G \pm Ex \\ G+Q+Ey \\ 0,8.G \pm Ey \end{cases}.$$

- les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dan cette Vérification.

V-9). Justification vis-à-vis l'effet P-Δ :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 5-9) :

Les effets du 2eme ordre au (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K . \Delta_K}{V_K . h_K} \leq 0,10 .$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges des exploitations associées au dessus du niveau "K".

V_K: effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_K: déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1".

hK: hauteur de l'étage "K".

		Sens X					
Niveau	**h_K (m)**	**W_K(KN)**	**P_K(KN)**	**V_K(KN)**	**Δ_k (m)**	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
5 ème	3.06	4855.976	24581.406	1641.4	0.016	0.075	Vérifiée
4 ème	3.06	4894.012	29475.418	1817.85	0.0148	0.075	Vérifiée
3 ème	3.06	4939.489	34414.907	1977.83	0.0136	0.074	Vérifiée
2ème	3.06	4982.883	39397.790	2128.03	0.0116	0.067	Vérifiée
1er	3.06	5082.467	44480.257	2271.81	0.0096	0.059	Vérifiée
RDC	3.74	5613.092	50093.349	2393.84	0.0084	0.045	Vérifiée

Les résultats obtenus sont présents dans les tableaux suivants :

Tab.(V-7) : Vérification à l'effet P- Δ sens x

		Sens Y					
Niveau	**h_K (m)**	**W_K(KN)**	**P_K(KN)**	**V_K(KN)**	**Δ_k (m)**	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
5 ème	3.06	4855.976	24581.406	1600.99	0.0156	0.074	Vérifiée
4 ème	3.06	4894.012	29475.418	1783.47	0.0164	0.084	Vérifiée
3 ème	3.06	4939.489	34414.907	1950.74	0.0164	0.090	Vérifiée
2ème	3.06	4982.883	39397.790	2106.06	0.0156	0.090	Vérifiée
1er	3.06	5082.467	44480.257	2238.5	0.0144	0.089	Vérifiée
RDC	3.74	5613.092	50093.349	2348.88	0.0148	0.080	Vérifiée

Tab.(V-8) :Vérification à l'effet P- Δ sens y.

NB : **La condition $\theta \leq 0.1$ est vérifiée dans les deux directions.**

CHAPITRE VI

Ferraillage Des Eléments Structuraux

On distingue par élément résistant principaux les éléments aux action sismique : poteaux , poutres et voile.

Les résultats donnés par le SAP2000 et le calcul fait par deux types de sollicitations :

- Flexion simple pour les poutres.
- Flexion composée pour les poteaux et les voiles .

Les calcule et les vérifications sont conformes règle en vigueurs BAEL 91 ,

VI-1) Ferraillage des poteaux :

VI-1-1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal *« N »* et à un moment de flexion *« M »* dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (FE400)		
	γ_b	Fc28 (Mpa)	fbu (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	⍰s (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.478	1	400	400

Tab-VI-1) Caractéristiques mécanique des matériaux

a) Combinaison des charges :

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul des poteaux sont :

-Selon le règlement BAEL 91 :

- **E L U ..... 1,35 G + 1,5 Q**
- **E L S ..... G + Q**

-Selon le RPA 99 (situation accidentelle) :

- **G + Q + EX**
- **G + Q + EY**
- **0,8G ± EX**
- **0,8G ± EY**

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes, à savoir :

N max → M correspondant, M max → N correspondant

1. Recommandation du RPA99v 2003 :

a) Les armatures longitudinales : (Art 7.4.2 RPA)

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % de la section droite du poteau (Zone II). (Art 7.4.2 RPA)

❖ **Remarque** :

La section d'acier minimale est mentionnée dans les tableaux de ferraillage :

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 3 % (zone II)
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone II)
- Le diamètre minimal est de Φ 12
- La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone II)

Φ	12	14	16	20
L_r (cm)	48	56	64	80

Tab- IV-2) La longueur de recouvrement minimal

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit

Pas dépasser : L = 25 cm (zone II).

- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à

L'extérieure des zones nodales (zones critique).

b) Les armatures transversales :

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Il est pris égal à :

- 2.5 → Si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5
- 3.75 → Dans le cas contraire.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(10\Phi_l^{\min}, 15cm\right) & en\ zone\ nodale \\ S_t \geq 15\Phi_l^{\min} & en\ zone\ courante \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$$A_t = \begin{cases} 0.3\% \times S_t \times b_1 & si\ \lambda_g \geq 5 \quad (1) \\ 0.8\% \times S_t \times b_1 & si\ \lambda_g \leq 3 \quad (2) \\ interpoler\ entre\ (1)\ et\ (2) & si\ 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ_g : l'élancement géométrique du poteau qui est égale

$$\lambda_g = \left[\left(\frac{l_f}{a}\right) ou \left(\frac{l_f}{b}\right)\right]$$

a et **b :** les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

l_f : longueur de flambement du poteau.

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12mm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10\,\Phi_{min}$

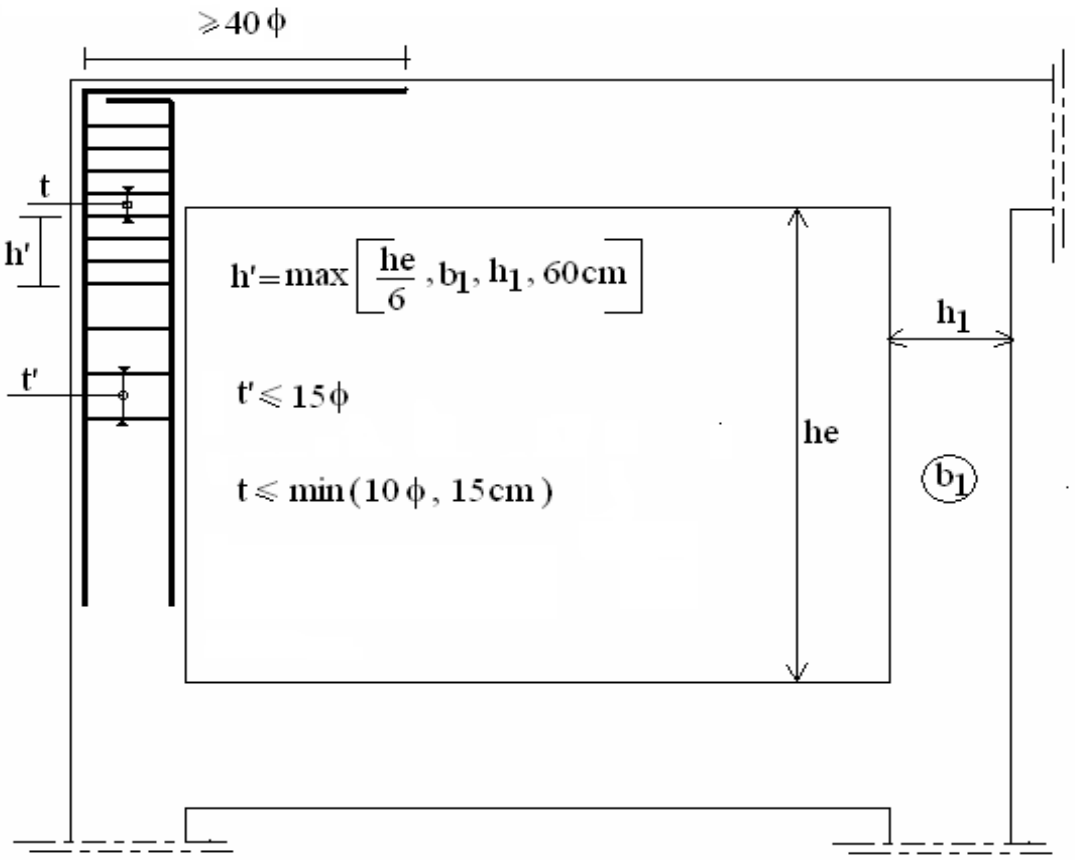


Fig VI-1) Disposition constructives pour le ferraillage des poteaux (RPA99)

c) Plan de repérage des poteaux :

AVEC :

Pa : poteau d'angle

Pr : poteau de rive

Pc : poteau central

VI.1.2) Ferraillage des poteaux :

On calculant le ferraillage longitudinal des poteaux d'une manière automatique avec ETABS nous avons les résultats suivants :

NIVEAU	As (ELU)	As (G+P+E)	Section	A min (RPA)	A max	Choix	A adopté
S-Sol+RDC	**10.8**	**10.8**	**POT60X60**	**28.8**	**108**	**6T16+6T20**	**30.91**
1+2	**9.075**	**9.075**	**POT55X55**	**24.2**	**90.75**	**10T16+2T20**	**26.39**
3+4	**7.5**	**7.5**	**POT50X50**	**20**	**75**	**10T16**	**20.11**
5	**6.075**	**8.09**	**POT45X45**	**16.2**	**60.75**	**8T16**	**16.08**
Terrace	**2.7**	**3.669**	**POT30X30**	**7.2**	**27**	**8T12**	**9.05**

Tab- VI-.3) Le ferraillage longitudinal des poteaux

NIVEAU	Section	A min (RPA)	A max	Choix	A adopté
RDC+ 1+2	**POT40X45**	**14.4**	**54**	**8T14+2T12**	**14.58**
3+4+5	**POT40X35**	**11.2**	**42**	**8T14**	**12.13**
terrace	**POT30X30**	**7.2**	**27**	**8T12**	**9.05**

Tab- VI-4) Le ferraillage longitudinal des poteaux (c75)

VI-2) Les poutres:

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

- La combinaison fondamentales : « 1 er genre » BAEL 91

1,35×G + 1,5×Q « ELU ».

- Combinaisons accidentelles : « 2 ème genre » RPA 99V2003

G + Q ± E. 0,8×G ± E.

VI-2-1) Recommandation du RPA99:

♣ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

♣ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

♣ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

♣ La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 ϕ en zone I

Exemple d'étude de la poutre principale:

<On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire situé au plancher haut du 2éme sous sol représentes sur la figure ci dessue. V.2.2.1.calcul des armatures longitudinale:

Section (cm2)	Mt(KN.m)	Ma (KN.m)	MSt(KN.m)	MSa (KN.m)
30x45	59,17	-122,14	42,51	-87,79

Tab-VI-5) : sollicitation de la poutre principale

A **- Ferraillage en travée :**

1- ELU :

$\Rightarrow \mu_u = 0{,}084.$

$\Rightarrow \mu_u < 0{,}187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1{,}25 \times (\sqrt{1-2\times\mu}) = 1{,}25\times(\sqrt{1-2\times 0{,}129}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0{,}109$$

$$Z = d\times(1-0{,}4\times\alpha) = 0{,}405\times(1-0{,}4\times 0{,}109)$$

$\Rightarrow Z = 0{,}387.$

$$A = \frac{M_u}{z \times \sigma} = \Rightarrow A_{st} = 4{,}39 cm^2$$

st

Donc : 4,39 >1,46cm^2.....**C.V**

2- ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 42{,}51.m.$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ $\Rightarrow$ $\gamma = \frac{90{,}64}{64{,}82} =$

2 $\frac{1,39-1}{1^{22}}+\frac{25}{00}+$ $= 0,445$

$\Rightarrow \alpha = 0,173 < 0,445$………………………………**C.V**

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

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

3- Armatures minimales :

4- <u>Armatures minimales :</u>

Selon **RPA99 V2003 :**

Amin $=$ **0,5% (b x h)**

$\Rightarrow \text{Amin} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$.

5- <u>Armatures maximales :</u>

Selon **RPA99 V2003**

A_{max} = 4 % (b x h) zone ourante.

A_{max} = 6 % (b x h) zone recouvrement.

- Amax = 4% x30x45= 54 cm^2 (Zone courante)
- Amax = 6% x30x 45= 81 cm^2 (Zone de recouvrement).

5. Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : **«** A_{st} = **3T14 + 3T12 »** de section **8,01** cm²/ml.

A- Ferraillage en appui :

1- ELU : $\Rightarrow \mu_u = 0,175$

- Condition de non fragilité :

Donc : $9,61 cm^2 > 1,46 cm^2$…………………………………………...**C.V**

2- ELS :

MAmax = 87,79 kN.m.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$\Rightarrow \alpha = 0{,}242 < 0{,}440$…….....**C.V**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma bc > \overline{\sigma bc}$.
L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

2- Armatures minimales :

- $A_{min} = 0{,}5\%\ (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 0{,}005 \times 30 \times 45 = 6{,}75\ cm^2$.

4. Choix des Armatures :

Le choix des armatures en appui : « $A_{st} \Rightarrow 3T14 + 3T16$ » de section 10,65 cm^2/ml.

V.3.2.2. L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 page 53:

$st \leq \min (h/4, 12\ \phi\ l\ min\ ; 30cm) \Rightarrow$ zone nodale

$st \leq h/2 \Rightarrow$ zone courant

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

VI-2-2) Diamètre des armatures transversales:

$\phi t \leq \min (h/35, b/10, \phi/ min)$

on prend $\phi t = \phi 8$

Recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zoneI)……RPA99

Φ = 1,6 cm → L_r = 1,2 x 40 = 48 cm ,alors on adopte: L_r = 64cm.

Φ = 1,4 cm → L_r = 1,4 x 40 = 56 cm ,alors on adopte: L_r = 60cm.

Φ = 1,2 cm → L_r = 1,2 x 40 = 48 cm ,alors on adopte: L_r = 50cm.

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, a l'extérieure des

zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

l'=2×h =90cm…… « **RPA99 V2003**, page**49**, fig**7.2** »

VI-3) Ferraillage du voile de contreventement :

VI-3-1) Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VI-3-2) Pré dimensionnement des voiles:

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

NIVEAU	Epaisseur (cm)
Les étages	15

Tab-VI-6) :Epaisseurs des voiles

VI-3-3) Vérification des contraintes tangentielles:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

ELU (1,35G+1,5Q)

ELA (G+Q+1,2Ex)

(G+Q+1,2Ey)

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,2\, f_{c28} \quad \text{.....(1)}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,06\, f_{c28} \quad \text{.....(2)}$$

Avec : b =1ml, d =0,9 ×épaisseur du voile

NIVEAU	V(KN)			τ_b (MPA)			τ_b =0,2 × f_{c28}	τ_b =0,06 × f_{c28}
	ELU	ELA(Ex)	ELA(Ey)	ELU	ELA(Ex)	ELA(Ey)		
RDC-1ier...5éme étages	2.8	5.25	1.9	0.02	0.038	0.014	5	1.5

Tab-VI-7): Vérifications des contraintes

VI-3-4) Justification de l'interaction voile-portique :

On a obtenue les résultats suivant à partir de logiciel SAP2000 :

Effort tranchant à la base (KN)	Effort tranchant du voile suivant (X) (KN)	Effort tranchant du voile suivant (Y) (KN)	Pourcentage (%)
2854.4	2194.84	---	76%
2981.64	---	2122.03	71%

Tab-VI-8): participation des voiles dans l'effort tranchant

Effort normale (KN)	Effort normale du voile suivant (X) (KN)	Effort normale du voile suivant (Y) (KN)	Pourcentage X(%)	Pourcentage Y(%)
78226.067	22014.699	18948.346	28 %	24 %

Tab-VI-9): participation des voiles dans l'effort normale

VI-3-5) Détermination des sollicitations:

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel « SAP 2000 » sous les combinaisons suivantes :

ELU (1,35G+1,5Q)

ELA (G+Q+1,2Ex), (G+Q+1,2Ey)

NIVEAU	Combinaisons	F_{11} *[KN]*	M_{11} *[KN.m]*	F_{22} *[KN]*	M_{22} *[KN.m]*	V *[KN]*
- RDC- 1^{ier}...$4^{éme}$ étages	ELU(1.35G+1.5Q)	-528	3.6	187.141	5.6	2.8
	ELA(G+Q+1.2Ex)	115	2.8	112	2.6	5.25

Tab-VI-10): Sollicitations des voiles (ep=15cm)

VI-3-6)Détermination du ferraillage:

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section :

(0, 15m- 1ml).

- ✓ Le calcul du ferraillage se fait de la même manière que les poteaux.

Après calcul du ferraillage on a trouvé que ce dernier est inferieur de min RPA donc le ferraillage choisi est le « min RPA ».

- ✓ Résultats de calcule sont regroupées dans tableau suivant :

	ferraillage	Min RPA (cm^2)		Armature choisie (cm^2)		St (cm)
ép=15cm	Verticalement	0,005(b.h)	7.5	9.03	8T12	15
	horizontalement	Arm ver/4	1.875	6.26	8T10	25

Tab-VI-11) : ferraillage des voiles

L'espacement :

Les règles constructives : D'après le **RPA99** (pages **66**,**67**)

Espacement maximal : S ≤ min(1,5 xa;30cm).

A l'extrémité du voile : S ≤15cm.

VI-3-7)Les linteaux :

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrées à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

a. Ferraillage :

- Vérification des contraintes tangentielle :

◆ M = 2.91 kn.m…….T=8,74 kn/m.

◆ $\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \overline{\tau_b} = 0,06 \times f_{c28}$.

$\tau_b = \frac{8,74 \times 10^{-3}}{1,0 \times 0,18} \leq \overline{\tau_b} = 0,06 \times 25$

$\tau_b = 0{,}048 MPa \leq \tau_b = \overline{1{,}50} MPa$ ..... **C.V**

Les linteaux sont calculés en flexion simple. On

devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion « $\mathbf{A_l}$ ».
- Des aciers transversaux « $\mathbf{A_t}$ ».

At ≥ M/Zfe

On prend alors comme section $\mathbf{A_l}$ la section minimale imposée par le **RPA** :

-Min RPA = 0,0015 xbxh = 0,0015x 20 x 100 = 3cm^2 /ml. Le choix : **«** A_{st} = **5T12 »** de section **5,65** cm^2/m

CHAPITRE VII

Etude des fondations

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles la transmettent les charges de la superstructure; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Une fondation sert à :

- types d'ouvrage construire.

- réaliser l'encastrement de la structure.

- La bonne répartition des charges.

- Limiter les tassements du sol.

- la raison économique.

- la facilité de réalisation.

VII-1) Justification pour le choix des fondations :

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

I. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, la première approche de semelle filante et filante croisées. Nous conduit à des dimensions très importantes (largeur de semelle) favorisent ainsi le chevauchement des bulbes de compression sous semelles voisines engendrant inévitablement l'instabilité de l'ouvrage pour ce type de sol ainsi le rapprochement des points d'appuis.

$\rightarrow$Nous avons un chevauchement.

Notre choix portera sur un radier général, qui est un système de fondation composé d'une dalle et occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure, il présente les avantages suivants :

1. Une bonne répartition des charges.
2. Evite les tassements différentiels importants.
3. Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
4. Rapidité d'exécution.

Faisons un calcul pour une semelle isolée et filante pour justifier notre choix.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous procédons à la vérification suivante :

Ss / St < 50% Avec :

St : est la surface totale du bâtiment.

Ss : est la surface des semelles, Elle est donnée par : $S_S \geq N_{Ser} / \sigma_S$

Avec :

N_{Ser} : La somme des efforts normaux apportés par chaque poteaux et voile à la base à l'ELS.

Calcul des surfaces revenant aux semelles :

N = 67437.82 KN

σ_{sol} = 200 KN / m^2 ⇒ Ss = 67437.82 / 200 = 337.20 m^2

Ss / St = (337.82 / 327.25) x 100 = 96.87 % > 50 %

→ Donc, il serait plus intéressant d'orienter notre choix sur un **radier** général.

VII-2) Étude du radier générale :

a) Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul des poteaux sont :

- **1.35 G + 1.5 Q** **ELU**
- **G + Q** **ELS**

b) Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé soumis à la réaction du sol. Ce radier est supposé infiniment rigide, son pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Epaisseur du radier {la nervure la dalle} :**

➢ **Condition forfaitaire :**

La nervure prend dans ce cas une section en T avec :

- L max = 5.1 m.

- La hauteur de la nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_t \geq \frac{5.1}{10} \Rightarrow h_t \geq 0.51\,m.$

On prend : ht=0.90 m.

- La largeur de la nervure : $b_0 = b_{poteau} = 0.6cm$

❖ **Pré dimensionnement de l'hourdis :**

$$h_r = h_0 = \frac{L_{max}}{20} = \frac{5.1}{20} = 0.255m$$

On prend : hr = 0.50 m

Conclusion :
On choisit un radier de dimensions :

$$\begin{cases} \mathbf{h_t = 90\ cm} \\ \mathbf{h_r = 50\ cm} \end{cases}$$

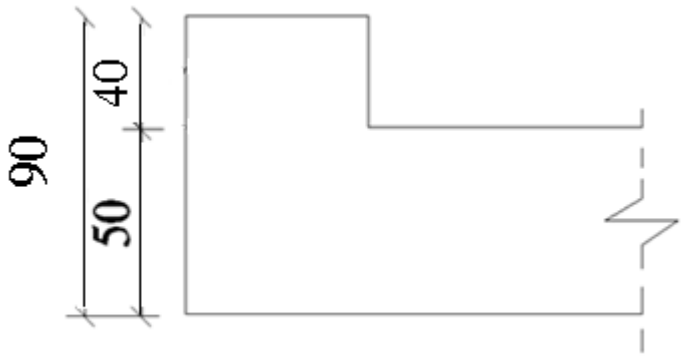


Fig (VII-1) dimensions adoptées pour le radier*

➢ **Surface minimale du radier :**

La surface totale du radier : S =405,96m²

c) Vérification des contraintes :

On doit vérifier que la contrainte du sol est inférieure à la contrainte admissible

$\sigma_{sol}=K x \Delta_{max} \leq \overline{\sigma_{sol}}$ Sachant que :

- *Coefficient de Ballast* : $K = 40MN/m^3$
- *Contrainte admissible du sol* : 2 bars.

La capacité portante du sol n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol, elle dépond aussi des dimensions en plan et de la profondeur d'ancrage de la fondation, donc il faut recalculer la contrainte admissible suivant les caractéristiques en plan et en profondeur d'ancrage de notre structure.

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{F}\left((1-0.2\frac{B}{L})\gamma\frac{B}{2}N_\gamma + \gamma D(N_q - 1) + \left(1+0.2\frac{B}{L}\right)CN_c\right)$$

AVEC:

- **ϕ** = 30° (angle de frottement).
- **C** = 0 (cohesion du sol).
- γ = 18 KN/m^3 (poids volumique du sol).
- **F**= 3 (coefficient de sécurité).
- **D**= 4,90 m (profondeur d'ancrage par rapport au terrain naturel).
- **L**= 20.4 m (longueurs du radier).
- **B**= 19.9m (largeur du radier).

pour

$$\varphi = 30° \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 21.8 \\ N_q = 18.4 \\ N_c = 30.1 \end{cases}$$ (Tableau Caquot et Kerisel)

$$q_{adm} = 0.018x4.9 + \frac{1}{3}\left((1-0.2\frac{19.9}{20.40})0.018x\frac{19.9}{2}x21.8 + 0.018x4.9x(18.4-1)\right)$$

$$q_{adm} = 1.65\ MPa$$

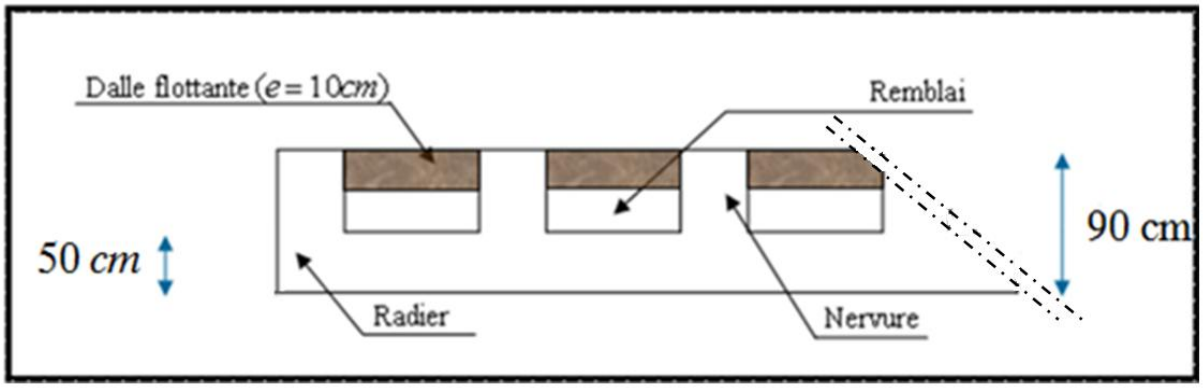
- *Déplacement élastique maximum* **:**

$\Delta_{max} = 0.0232m$ (Tiré de la cartographie des déplacements à l'ELS)

$\sigma = Kx\Delta_{max} = 40x0.0232m = 0.928MPa \leq 1.65MPa$ (C.V)

VII-3)Modélisation :

Le calcul des efforts sollicitant le radier est obtenu en modélisant celui-ci en éléments plaques solidaires à des barres représentant les nervures, chargés par les réactions du sol (engendrées par des efforts ramenés à la superstructure au moyen des poteaux et voiles), l'ensemble est appuyé sur des appuis élastiques.



Fig(VII- 2) Coupe transversale sur radier *

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel SAP afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferraillage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE

LIVRES

- Calcul de l'ouvrage en béton armé M.belaeougi
- Charge permanentes et charge d'exploitation DTR.C 2.2.

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes **RPA99 [1]**.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93[2].**
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91[3]**.

Mémoires fin d'étude :

Etude d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation en zone sismique II.

KABA NOURA ET SIRAT AICHA C.U.B.2008.

LOGICIELS

- Logiciel de **SAP 2000**.
- Excel 2007
- Word 2007
- AUTO CAD **2014**.

ANNEXE

Notations en majuscule

A, A_s : Aire d'une section d'acier.

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

B : Aire d'une section béton.

B_r : Section réduite.

E:Module d'élasticité longitudinale du béton.

F : Force ou action.

G : Charge permanente.

Q: Surcharge d'exploitation.

H : Hauteur.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment de flexion le plus souvent.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment de calcul à l'état limité de service.

N : Effort normal.

$\mathbf{N_u}$: Effort normal ultime.

$\mathbf{N_{ser}}$: Effort normal service.

P : force ou action.

R: réaction.

S:Section.

$\mathbf{S_t}$: Espacement des armatures transversales.

T : Effort tranchant.

V : Effort tranchant.

W: poids.

Notations en minuscule

a : Dimension transversale.

b : Dimension longitudinal.

$\mathbf{b_0}$: Epaisseur brute de l'âme d'une section.

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

$\mathbf{f_e}$: la limite d'élasticité de l'acier.

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

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

$\mathbf{f_{t28}}$ et $\mathbf{f_{c28}}$**:** Grandeurs précédemment calculé à 28 jours.

h : Hauteur d'une section de béton.

i : Rayon de giration.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient.

l : Longueur.

l_f: Longueur de flambement

r : Rayon de courbure.

t : Période.

Z_b: Bras de levier.

Nomenclatures Grecques

γ_b: Coefficient de sécurité du béton.

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_{bc}: Raccourcissement relatif du béton.

ε_s: Déformation de l'acier.

η: Coefficient de fissuration relative à une armature.

θ: Coefficient sans dimension.

λ: Elancement.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de poisson.

α: Rapport de deux dimensions en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire

De béton.

σ: Contrainte normale générale.

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression dans le béton.

$\boldsymbol{\sigma_s}$: Contrainte de traction dans l'acier.

$\boldsymbol{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible.

$\boldsymbol{T_s}$: Contrainte d'adhérence.