

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :...../ 2018

جامعة محمد خيضر - بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع:...../ 2018



Mémoire de Master
Spécialité : Génie Civile
Option : Structure

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION
R+7 CONTREVENTE PAR PORTIQUE + VOILE**

Etudiante :
Chenafi kamilia

Encadreur :
Dr. Hachemi Samya

Promotion : Juin 2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

*Tout d'abord je remercier **Allah** avant tout
Je tiens à remercier mon prof, **Hachmi Samya** qui m'a soutenu tout au long de cette mémoire.
Je le remercie pour sa patience, sa gentillesse, sa disponibilité et ses judicieux conseils qui
ont contribué à alimenter ma réflexion.*

*Et je voudrais remercier mes parents pour tous leurs sacrifices pour moi et pour mes études
spéciales et pour m'avoir fourni le repos nécessaire et suffisamment d'argent, et le meilleur de
tout cela est de me les soulever sur **la Sunna d'Allah et Son Messager et l'hamdolliah**
Ma mère, mon père, mes frères, mes sœurs, merci Sur votre soutien à moi*

*Je souhaite remercier tous les professeurs et associés de recherche du groupe de recherche en
génie des structures de département génie civil de l'université de Med Khider Biskra, Je tiens à
remercier ma chère amie Sabrina pour son aide précieuse et sa gentillesse, Tout au long de mes
études universitaire*

*Je voudrais adresser ma gratitude aux personnes suivantes qui m'ont supporté de près ou de loin
dans un environnement industriel encourageant: **Lahcen Hamdi ; Sabrina***

*J'aimerais remercier les membres du jury pour leur patience de lire et commenter cette mémoire.
Finalement, je tiens à dire un immense merci et toute ma reconnaissance à*

Mon fiancé Oussama

*Pour son soutien tout au long de mes études et surtout vers la fin... Son amour et son énergie
m'ont donné chaque jour la force nécessaire pour mener à bien cette mémoire de master.*

Dédicace

Au non de Dieu le clément et le miséricordieux

Avec toute ma profonde gratitude et à titre de reconnaissance, je dédie ce modeste

Travail à la mémoire de

A mon père

Et ma mère

Grace a ces encouragements, elle a pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes

études

A mes frères ;

A mes sœurs Et Notamment ma sœur SAMIRA ;

Et A toute ma famille

A mes chères amies : Sabrina ; Amina ; Fatima

Et très cher ami et le plus proche comme mon frère Lahcen Hamdi

Et à la promotion Génie civil 2018.

A tous ceux qui veulent un meilleur avenir à ce pays.

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE I : Présentation du projet

I.1 Introduction	Error! Bookmark not defined.
I.2. Caractéristiques géométrique de la structure	Error! Bookmark not defined.
I.3.Les règles de calcul	Error! Bookmark not defined.
I.4. Conception de la structure.....	Error! Bookmark not defined.
I.5. Caractéristiques des matériaux.....	Error! Bookmark not defined.
I.6. Caractéristiques Mécaniques de Matériaux.....	Error! Bookmark not defined.

CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	Error! Bookmark not defined.
II.2. Pré-dimensionnement des poutres	Error! Bookmark not defined.
II.3. Pré-dimensionnement des poteaux	Error! Bookmark not defined.
II.4. Pré-dimensionnement de dalle Pleine.....	Error! Bookmark not defined.
II.5. Pré-dimensionnement des voiles.....	Error! Bookmark not defined.
II.6. Pré-dimensionnement de plancher en corps creux.....	Error! Bookmark not defined.
II.7. Pré-dimensionnement d'escalier	Error! Bookmark not defined.

CHAPITRE III: Descente des charges

III.1. Charges permanentes et surcharges.....	Error! Bookmark not defined.
III.2. Descente des charges.....	23

CHAPITRE IV : Eléments secondaires

IV.1. Introduction	Error! Bookmark not defined.
IV.2. Les planchers.....	Error! Bookmark not defined.
IV.3. Les balcons	Error! Bookmark not defined.

CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments.....	1
---	----------

Liste des figures

CHAPITRE I

<i>Figure I.1. Diagramme parabole rectangle.....</i>	<i>07</i>
<i>Figure I.2. Diagramme contrainte-déformation d'acier.....</i>	<i>09</i>

CHAPITRE II :

<i>Figure II.1. Pré-dimensionnement des poteaux.....</i>	<i>13</i>
<i>Figure II.2. Pré-dimensionnement des poteaux.....</i>	<i>14</i>
<i>Figure II.3. Coupe de voile en élévation.....</i>	<i>15</i>
<i>Figure II.4. Dalle en corps creux.....</i>	<i>16</i>
<i>Figure II.5. Les caractéristiques géométriques de plancher.....</i>	<i>17</i>
<i>Figure II.5. Description de l'escalier.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure II.5.1 schéma statique de l'escalier.....</i>	<i>19</i>

CHAPITRE III :

<i>Figure III.1. Plancher étage courant.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure III.2. Murs extérieurs.....</i>	<i>21</i>
<i>Figure III.3. Descente des charges sur le poteau.....</i>	<i>24</i>

CHAPITRE IV :

<i>Figure IV.1. Corps Creux.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure IV.2. le plancher Type 1.....</i>	<i>33</i>
<i>Figure IV.3. Diagrammes des moments et l'effort tranchant EC de type 01 au ELU</i>	<i>37</i>
<i>Figure IV.4. Diagrammes des moments et l'effort tranchant de type 01 au ELS.....</i>	<i>38</i>
<i>Figure IV.5. Poutre repose sur 2 appuis.....</i>	<i>38</i>
<i>Figure IV 6. Diagrammes des moments et l'effort tranchant EC de type 02 au ELU.....</i>	<i>39</i>
<i>Figure IV 7. Diagrammes des moments et l'effort tranchant EC de type 02 au ELS.....</i>	<i>40</i>
<i>Figure IV 9. Diagrammes des moments et l'effort tranchant de TR type 01 au ELU.....</i>	<i>43</i>
<i>Figure IV 10. Diagrammes des moments et l'effort tranchant de TR type 02 au ELS.....</i>	<i>44</i>
<i>Figure IV 11. Diagrammes des moments et l'effort tranchant TR de type 02 au ELU.....</i>	<i>45</i>

<i>Figure IV.12. Diagrammes des moments et l'effort tranchant de TRtype 02 au ELS.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure IV.13. Section de ferrailage de poutrelle.....</i>	<i>46</i>
<i>Figure IV.15. Schéma statique de balcon.....</i>	<i>50</i>
<i>Figure IV.16. Ferrailage de la console de la terrasse.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure IV.17. Ferrailage de la console d'étage courant.....</i>	<i>55</i>
<i>Figure IV.18. Les charges sur l'escalier.....</i>	<i>57</i>
<i>Figure IV.19. Schéma statique.....</i>	<i>58</i>
<i>Figure IV.20. Vue en plan et coupes d'escalier.....</i>	<i>58</i>
<i>Figure IV.21. Diagrammes de M et T.....</i>	<i>58</i>
<i>Figure IV.22. Ferrailage de poutre palière.....</i>	<i>71</i>
<i>Figure IV.23. Ferrailage d'escalier.....</i>	<i>71</i>
CHAPITRE V:	
<i>Figure V.1.Simulation de la force sismique.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure V.2.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....</i>	<i>79</i>
<i>Figure V.3.Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....</i>	<i>79</i>
<i>Figure V.4.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure V.5.La première disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure V.6.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure V.7.Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure V.8.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure V.9.Deuxième choix de disposition des voiles.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure V.10.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure V.11.Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure V.12.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure V.13.Deuxième choix de disposition des voiles.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure V.14. L'effort tranchant sismique de l'étage.....</i>	<i>89</i>
<i>Figure V.15. Vibration de sens longitudinal.....</i>	<i>123</i>

<i>Figure V.16. Vibration de sens transversal.....</i>	<i>123</i>
<i>Figure V.17. Force sismique et effort tranchant de Sens longitudinal.....</i>	<i>129</i>
<i>Figure V.18. Force sismique et effort tranchant de Sens transversal.....</i>	<i>130</i>
<i>Figure V.19. Action au vent.....</i>	<i>131</i>
<i>Figure V.20. Paroi verticale.....</i>	<i>135</i>
<i>Figure V.21. Toiture plate.....</i>	<i>136</i>
CHAPITRE VI:	
<i>Figure VI.1. Section de poteau.....</i>	<i>147</i>
<i>Figure VI.2. Schéma de ferrailage des poteaux.....</i>	<i>149</i>
<i>Figure VI.3. Section de poutre principale.....</i>	<i>152</i>
<i>Figure VI.4. Section de poutre secondaire.....</i>	<i>153</i>
<i>Figure VI.5. Ferrailage de la poutre principale.....</i>	<i>159</i>
<i>Figure VI.6. Ferrailage de la poutre secondaire.....</i>	<i>159</i>
<i>Figure VI.7. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....</i>	<i>161</i>
<i>Figure VI.8. Sollicitation au voile.....</i>	<i>161</i>
<i>Figure VI.8. Ferrailage de voile.....</i>	<i>169</i>
CHAPITRE VII:	
<i>Figure.VII.1. Schéma de radier.....</i>	<i>178</i>
<i>Figure.VII.02. Schéma isostatique et sollicitations de les débords.....</i>	<i>184</i>
<i>Figure.VII.03. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).....</i>	<i>186</i>
<i>Figure.VII.04. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).....</i>	<i>187</i>
<i>Figure.VII.05. Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).....</i>	<i>188</i>
<i>Figure.VII.06. Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS).....</i>	<i>189</i>
<i>Figure.VII.7. Ferrailage globale de radier.....</i>	<i>192</i>
<i>Figure.VII.8. Ferrailage sur appui de nervure.....</i>	<i>192</i>
<i>Figure.VII.9. Ferrailage en travée de nervure.....</i>	<i>192</i>

Liste des tableaux

CHAPITRE III :

<i>Tableau III.1. Descente des charges (B6).....</i>	<i>25</i>
<i>Tableau III.2. récapitulatif</i>	<i>26</i>
<i>Tableau III.3. Descente des charges (C6).....</i>	<i>27</i>
<i>Tableau III.4. Récapitulatif</i>	<i>29</i>
<i>Tableau III.5 L'évaluation des charges plancher étage courant</i>	<i>20</i>
<i>Tableau III.6 L'évaluation des charges plancher terrasse accessible.....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau III.7. L'évaluation des charges des murs extérieurs.....</i>	<i>21</i>
<i>Tableau III.8. L'évaluation des charges des murs intérieurs.....</i>	<i>22</i>
<i>Tableau III.9. L'évaluation des charges des murs acrotère.....</i>	<i>22</i>

CHAPITRE IV :

<i>Tableau IV.1.1. Des moments sur appuis de type 1 étage courant.....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau IV.1.2. Moments sur travée de type 1 étage courant.....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau IV.1.3. Les effort tranchants type 1 étage courant.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau IV.1.4. Les moments sur appuis de type 2 étage courant.....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau IV.1.5. Moments de type 2 étage courant.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau IV.1.6. Les effort tranchants type 2 étage courant.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau IV.1.7. Les moments sur appuis de type 1 étage terrasse.....</i>	<i>41</i>
<i>Tableau IV.1.8. Moments sur travée de type 1 terrasse.....</i>	<i>42</i>
<i>Tableau IV.1.9. Les efforts tranchants de type 1 terrasse.....</i>	<i>43</i>

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été l'un des soucis majeurs de l'homme depuis sa création et l'une de ses occupations privilégiées. Les constructions étant le principal témoin du niveau aussi bien culturel que civilisationnel des nations passées. Aussi doivent-elles présenter toutes les caractéristiques d'esthétique, de fonctionnalité et de pérennité à travers le temps.

En ce qui concerne l'ingénieur, la pérennité d'une construction reste primordiale.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été destinée, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Elle doit résister à toutes les actions et autres aléas naturelles susceptibles de s'exercer aussi bien pendant sa réalisation que durant son exploitation et qu'elle ait une durée de vie acceptable au regard de son prix de revient que des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux à utiliser, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la réalisation et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

Chapitre I

Présentation du projet

I. PRESENTATION DE PROJET

I.1 Introduction

Notre travail consiste à étudier un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée et de sept étages identiques à usage d'habitation avec une terrasse accessible; l'ouvrage sera implanté à **Sétif** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone **IIa**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La structure de l'ouvrage est constituée en portiques et voiles avec un contreventement mixte.

I.2. Caractéristiques géométrique de la structure

Les caractéristiques de la structure sont:

- ❖ Longueur en plan: $L= 23.85$ m.
- ❖ Largeur en plan : $B =13.09$ m.
- ❖ Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère): $H=25.48$ m.
- ❖ Hauteur du RDC 3.06 m
- ❖ Hauteur d'étage courant 3.06 m.
- ❖ La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée d'un côté par un escalier.
- ❖ Les cloisons et les murs sont en briques creuses.
- ❖ La terrasse est accessible avec un mur de 1.5 m de hauteur.
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2: bâtiment considéré comme bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.
- ❖ Le site est considéré comme meuble (S3).

I.3. Les règles de calcul

- ❖ Règles parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).
- ❖ Charge permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC2.2).
- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91**).

I.4. Conception de la structure

a. Choix du contreventement

Conformément au R.P.A 99 version 2003, notre bâtiment est contreventé par un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

b. Planchers

Les planchers de tous les étages sont de type corps creux surmonté d'une dalle de compression avec des poutrelles en béton armé coulées sur place et d'épaisseur totale (16+4) cm soit 20 cm.

c. Poutres

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires.

d. Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

e. Escalier

La cage d'escalier permet l'accès du niveau RDC au sept^{ième} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

f. Les murs

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creuses de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

g. Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en mortier de ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

- Revêtement en carrelage pour les planchers.

h. Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

i. Infrastructure

Le terrain est relativement plat et constructible. Les sondages carottés effectués par le laboratoire ont permis de relever que le terrain est hétérogène tant horizontalement qu'en profondeur.

La profondeur d'ancrage du bâtiment préconisée par le laboratoire est de 4.50m, le sol d'assise proposé étant constitué principalement d'argile moyennement.

Le laboratoire a préconisé des fondations de type radier général.

I.5. Caractéristiques des matériaux

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation, construit en béton armé.

LE BETON ARME =BETON+ACIERS

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

I.6. Caractéristiques Mécaniques de Matériaux

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de points faibles.

A. Béton

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement.

Le dosage en ciment varie entre 350-370 kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 300 kg/m³, les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

A.1. Composition du béton

Le dosage est fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée.

Pour obtenir un béton :

- ❖ **Ciment Portland : CPJ 42,5**
- ❖ **Sable** : dimension : $\Phi \leq 5$ mm.
- ❖ **Gravier** : dimension : $5 \text{ mm} \leq \Phi \leq 25$ mm.
- ❖ **Eau**
- ❖ Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre **2400 kg/m³** et **2500 kg/m³**.

A.2. Résistance du béton à la compression

Le béton est défini par sa contrainte à la compression déterminée à 28 jours d'âge notée f_{c28} . Pour un dosage de 350 kg/m³, f_{c28} est prise égal 25MPa, la résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{cj} = [J / (4,76 + 0,83J)] f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} , \quad \text{pour } J \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = [J / (1,40 + 0,95J)] f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} , \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } J > 28 \text{ jours.}$$

$$J = 28 \text{ jours, } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

A.3. Résistance du béton à la traction

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à 40 MPa est définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{D'où: } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

A.4. Module déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de «Young ou module de déformation longitudinal», il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

Le module de déformation longitudinale instantané E_{ij}

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

On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à f_{cj} (exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différé E_{vj}

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité E

C'est le rapport entre les contraintes appliquées σ et la déformation relative $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que, dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

Module de déformation transversale G

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

A.5. Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec: ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

$\nu = 0.0$ dans le cas des ELU (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des ELS (section non fissurée)

La relation qui lie le coefficient de poisson et le module de glissement G est:

$$G = \frac{E \times (1 + \nu)}{2} \Rightarrow \begin{cases} G_{ELU} = 15411,21 MPa \\ G_{ELS} = 18493,45 MPa \end{cases}$$

Remarque : La résistance d'un béton à la rupture par compression varie avec le dosage en ciment (elle augmente avec ce dosage).

A.6. Contraintes limites

Selon le **B.A.E.L** on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

L'état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cessait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

a. États limites ultimes E.L.U

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

$$f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa: action accidentales} \end{array} \right\}$$

0.85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau}_u = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors
 $\overline{\tau}_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{MPa})$
- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

b. Etat limite de service E.L.S

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

A.7. Diagramme contrainte déformation

Si l'on exerce une sollicitation de compression sur une éprouvette de béton et que l'on enregistre l'évaluation de la déformation $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$ au fur et à mesure qu'augmente la contrainte $\sigma = \frac{F}{S}$ on, obtient une courbe dont l'allure est présentée ci-dessous

Diagramme Parabole rectangle

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle". Ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son raccourcissement (fig.1) est constitué comme suit:

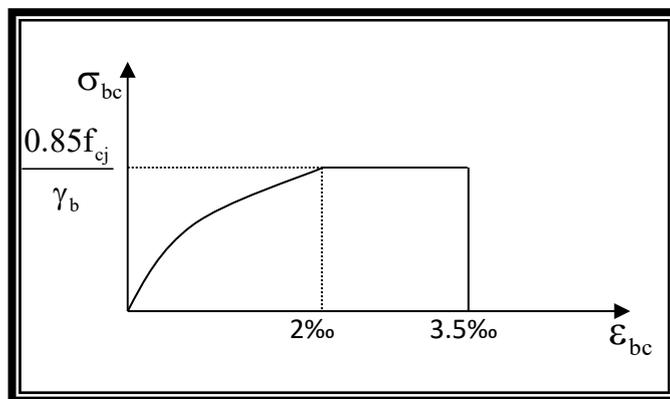


Figure I.1. Diagramme parabole rectangle

On a entre O et 2‰ un arc de parabole passant par l'origine $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$, $\sigma_{bc} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj}$ en pratique $f_{cj} = f_{c28}$: entre 2‰ et 3,5‰ par une parallèle à l'axe des déformations et tangente en "S" à la parabole

- Le raccourcissement du béton est limité à 3,5‰
- Pour le calcul à l'E.L.S, on suppose que l'on reste dans le domaine élastique. (fig.1).
- La contrainte de béton est limitée à $\sigma_{bc} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj}$
- Le coefficient de sécurité, γ_b a pour valeur

$$\varnothing \begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour les situations accidentelles} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{pour les autres cas} \end{cases}$$

B- L'acier

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les aciers pour le béton armé sont ceux de :

Acier rond lisse RL

Acier feE24 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 235 MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 410 à 490 MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1.175%

Acier feE22 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 215MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 380 à 490 MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1.075%

Acier de haute adhérence HA

Ce sont des aciers de type 1 de nuance feE40 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 400MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 480MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1%

Treillis soudés : on trouve en rouleaux si ($\phi \leq 5\text{mm}$) ou en panneaux ; ils sont en mailles rectangulaires ou carrées pouvant aller 75,100,125,150,200,250,300

B.1. Caractère mécanique

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par $\langle f_e \rangle$

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

B.2. Etat limite d'ouverture des fissures

On est amené à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion sont la déformation de la pièce.

Cas où la fissuration est peut nuisible

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments en cause situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été déterminé en état limite ultime d'où :

$$\sigma_{St} \leq f_e$$

Cas où la fissuration est préjudiciable

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en causesont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas il importe de respecter les normes suivantes :

-La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 MPa$$

η : Coefficient de sécurité (coefficient de fissuration), dont la valeur est égale à 1 pour les ronds lissés y compris les treillis soudés est 1.6 pour les armatures à haute adhérence(HA)

f_{tj} : la résistance caractéristique a la traction du béton exprimée en Mpa.

η = coefficient de fissuration qui dépend de la moins bonne adhérence.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{haute adhérence} \end{cases}$$

Cas où la fissuration est très préjudiciable

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposées à un milieu agressif ou doivent une étanchéité dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.973 MPa$$

B.4. Diagramme déformation contrainte

E.L.U : les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations ϵ_s de l'acier par le diagramme ci-dessous

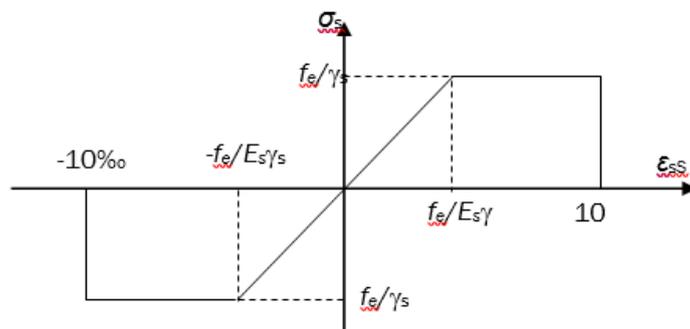


Figure.I.2. Diagramme contrainte-déformation d'acier

Le diagramme est valable pour tous les aciers quel que soit leur mode d'élaboration.

• À l'origine A : $\left(\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}; \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ une droite d'équation $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

• Du point A au point B : une horizontale d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes

f_e = limite élastique de l'acier

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{l} 1 : \text{situation accidentales} \\ 1.15 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$

E_s = module d'élasticité de l'acier

- L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 ‰

$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

- Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine.

E.L.S : afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II. PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003, BAEL 83. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des poutres

- **Les poutres principales (sens transversales)**

- **Condition de portée**

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

Avec L_{\max} : La longueur maximal de portée

$$L_{\max} = 385 \text{ cm}$$

$$h = 385 \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \rightarrow h = (25 \div 38) \text{ cm}$$

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

$b = (0,3 \div 0,6) h = (12 \div 16)$. On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification aux conditions du RPA 99**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \text{----- C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \quad \text{----- C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4,0 \quad \text{----- C.V.}$$

$$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30 \text{ cm} .$$

$$1,5 h + b_1 = 1,5 \times 40 + 30 = 90 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \quad \text{----- C.V}$$

Donc les conditions de RPA sont vérifiées, on prend une section de la poutre principale égale à $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

- **Les poutres secondaires (sens longitudinales)**

- **Condition de portée**

$$L_{\max} = 365 \text{ cm}$$

$$h = 365 \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \rightarrow h = (24; 36) \text{ cm}$$

On prend: $h = 30 \text{ cm}$

$$b = (0,3 ; 0,6) h$$

$$b = (0,3 ; 0,6)30$$

$$b = (9 ; 12) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification aux conditions du RPA 99**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \text{ ----- C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \text{ ----- C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 30/30 = 1 < 4,0 \text{ ----- C.V.}$$

$$b_{\text{Max}} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\text{Max}} = 30 \text{ cm} .$$

$$1,5 h + b_1 = 1,5 \times 30 + 40 = 85 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 85 \text{ cm}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, on prend une poutre secondaire de section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.3. Pré-dimensionnement des poteaux

Poteaux d'étage 4, 5, 6 et 7^{ième}

On prend une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

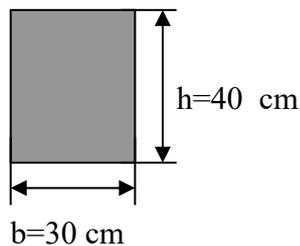


Figure II.1. Pré-dimensionnement des poteaux.

➤ **Conditions du RPA 99**

$$\text{Zones IIa : } \text{Min} (b_l ; h_l) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \text{ ----- C V}$$

$$\text{Min} (b_l ; h_l) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = 2.66 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 13.3 \text{ cm} \text{ ----- C V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.75 < 4 \text{ ----- C V}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ pour 4, 5, 6 et 7^{ième} étages.

➤ **Poteaux d’RDC,1, 2 et 3^{ième}**

On prend une section de (40 x 50) cm²

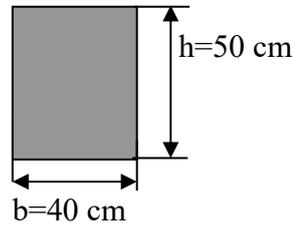


Figure II.2. Pré-dimensionnement des poteaux.

➤ **Vérification aux conditions du RPA 99**

Min (b_l; h_l) ≥ 25 cm ⇒ 50 cm > 25 cm ; en zones IIa ----- C V

$$\text{Min} (b_l; h_l) \geq \frac{h_e}{20}$$

h_e = 266 cm ⇒ 40 cm ≥ 13.3 cm ----- C V

$$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1.28 < 4 \text{ ----- C V}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section (35× 45) cm² pour RDC, 1, 2 et 3^{ième}

Dalle Pleine

Le pré dimensionnement de la dalle pleine se fait selon les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion

L_x = 1.20 m, L_y = 2.75m

L_x/L_y = 0.43 > 0.4 → Dalle reposant sur 4 cotés.

Donc : h_t = $\left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) \cdot L_x$

h_t = $\left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) \cdot 380 = (9.5 \div 7.6)$

- L’isolation acoustique:(loi de masse) h_t ≥ 15cm.
- Rigidité ou limitation de la flèche: ≠ 1/500.
- La sécurité en matière d’incendie :
 - 7 cm pour 1 heure de coupe-feu.
 - 11cm pour 2 heures de coupe-feu.

Donc on prend h = 15 cm.

II.4. Pré-dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99.

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'article 7.7.1 du RPA99, les voiles doivent satisfaire la condition :

$$L \geq 4a$$

Où « a » est l'épaisseur du voile. Le cas échéant, le voile est plus considéré comme étant un élément linéaire.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étagée et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

$$h_e = 3.06 - 0,40 = 2,66 \text{ m (Cas le plus défavorable : voile R.D.C)}$$

$$a \geq h_e / 20 = 266 / 20 = 13.3 \text{ cm ; On prend : } a = 15 \text{ cm}$$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de 15 cm.

$$L_{\max} = 385 \text{ cm}$$

$$4a = 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \Rightarrow L \geq 4a \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

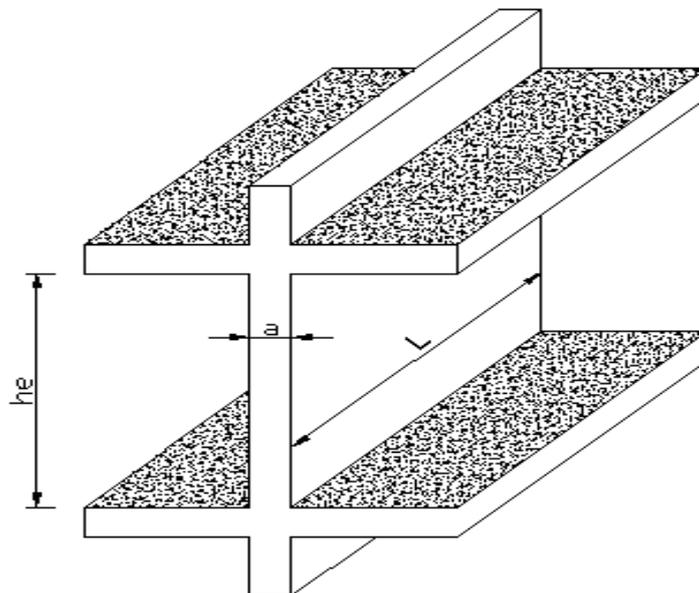


Figure II.3. Coupe de voile en élévation.

II.5. Pré-dimensionnement de plancher en corps creux

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le BAEL91 (Art. B.6.8.423).

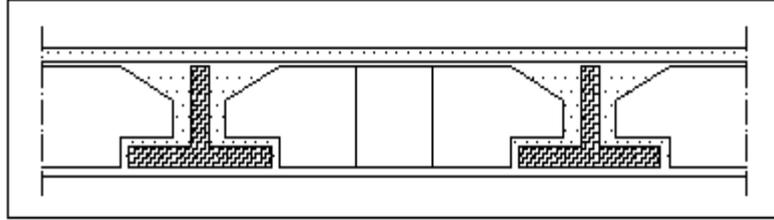


Figure II.4. Dalle en corps creux.

➤ **Condition de flèche :** BAEL91 (art. B.6.8.423).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles : $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{22,5}$

h_t : hauteur total (corps creux + dalle de compression)

l_x : est la plus grande portée parallèle au poutrelles (L= 365 cm).

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{l_x}{22.5}$$

$$L_x/22.5 = 365/22.5 = 16.22 \text{ cm} \rightarrow h > 16 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$
 { 4 cm hauteur de la table de compression
 16 cm hauteur du corps creux

Les caractéristiques géométriques des poutrelles

L'hourdis choisi est normalisé, il est 16 cm de hauteur et 55 cm de longueur.

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

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives ($L_n = 55 \text{ cm}$).

L : la longueur de la nervure ($L_{\max} = 365 \text{ cm}$).

$$b_1 = \min \{ 27.5 \text{ cm} ; 36.5 \text{ cm} \}$$

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b = 2.b_1 + b_0 = (2 \times 27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

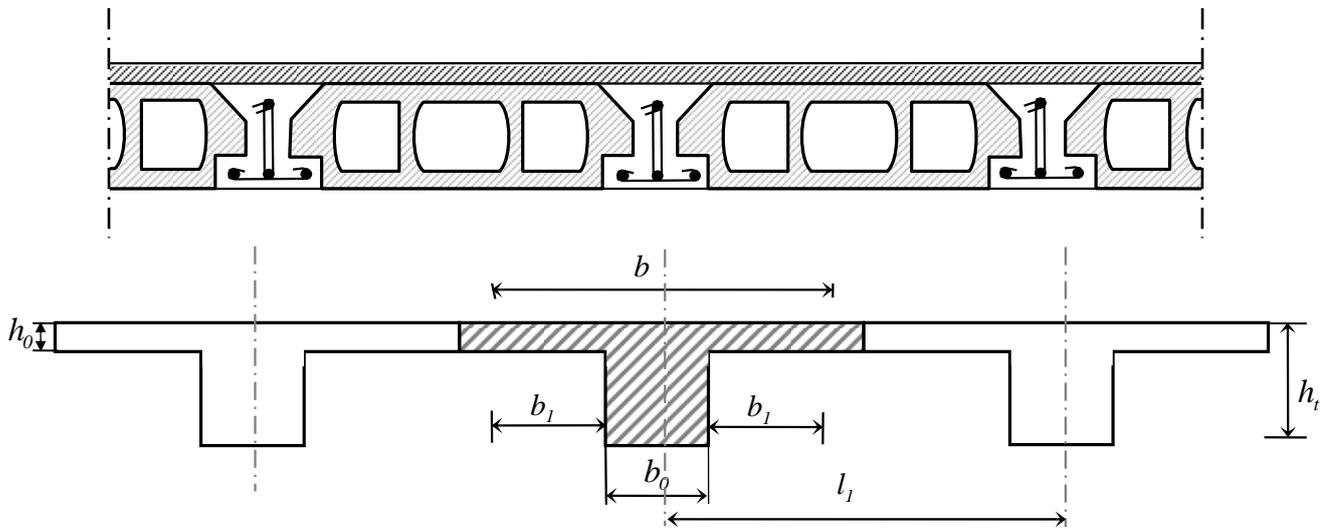
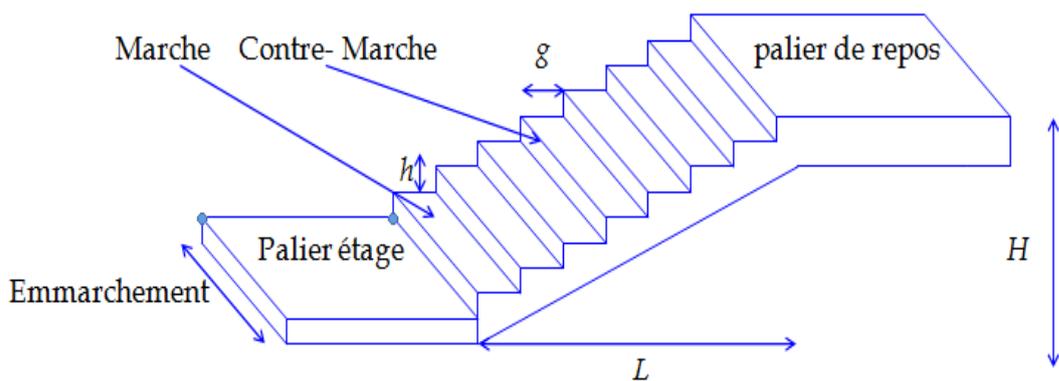


Figure II.5. Les caractéristiques géométriques de plancher

II.6. PRE-DIMENSIONNEMENT D'ESCALIER

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.



Figure

Figure II.5. Description de l'escalier.

h : hauteur de contre marche

g : largeur de marche (giron).

Pratiquement : la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$ cm .

la largeur g : $25 \leq g \leq 32$ cm .

On prend : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm.

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

- Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contre marche.

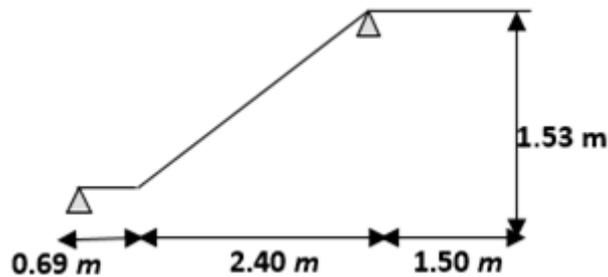


Figure II.5.1 schéma statique de l'escalier

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches}$$

Longueur de la volée

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

Inclinaison de la pailasse

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52$$

H : hauteur d'étage = 3.06 m

L : Longueur de la volée = 2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$D'où : e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max} \Leftrightarrow \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 285 \quad e = (9.5 \div 14.25) \text{ cm}$$

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

La largeur de palier

$$L = 155 - 20 = 135 \text{ cm}$$

7. Pré-dimensionnement consol

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \rightarrow (L_{\max} = 1.35 \text{ m})$$

$$h \geq (9 \div 13.5) \text{ cm} .$$

Donc on prend $h = 14 \text{ cm}$

Chapitre III

Descente des charges

III.2. DESCENTE DES CHARGES

III.1. Introduction

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

III.2. Rôle de descente de charge

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

III.3. Loi de dégression : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5 Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

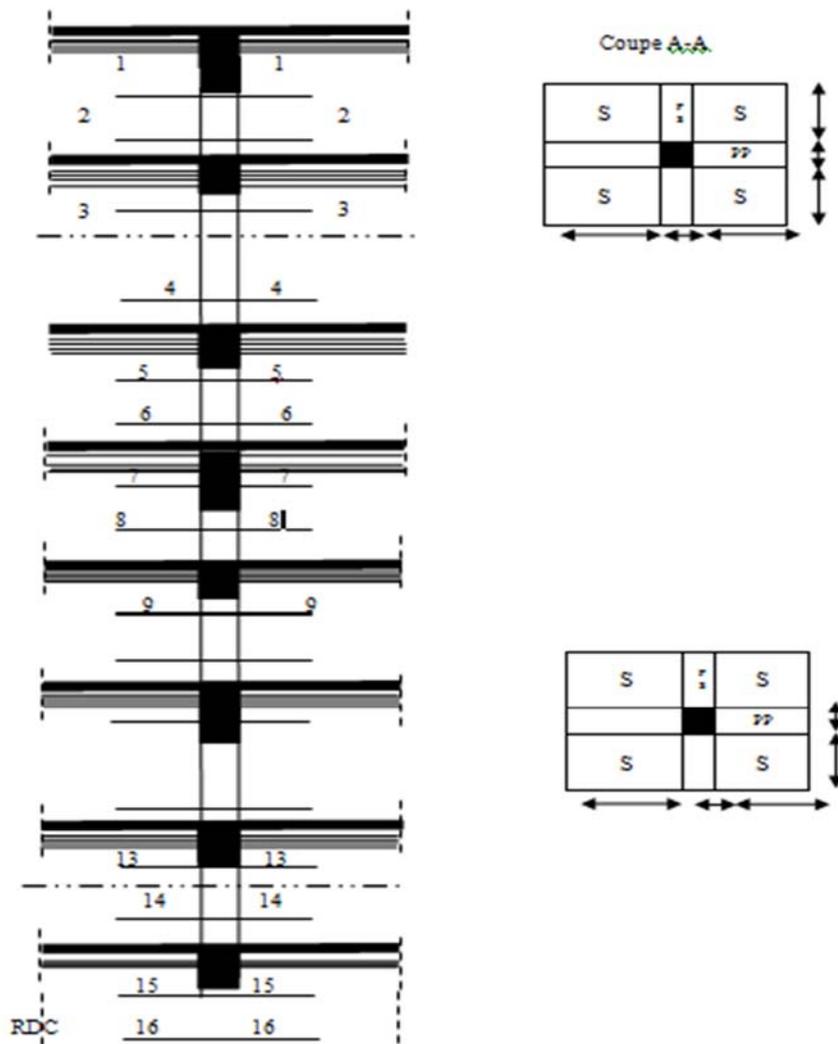


Figure III.3. Descente des charges sur le poteau

III.4. Descente des charges sur le poteau (B6)

Surface afférente

- Plancher terrasse

$$S_{GT} = (1.825 + 1.375) \times (1.825 + 1.975) = 12.16 \text{ m}^2$$

$$S_{GT\text{poutre}} = [(1.825 + 1.375 + 1.775 + 1.925) \times 0.30] = 2.07 \text{ m}^2$$

$$S_{QT} = (1.375 + 0.3 + 1.825) \times (1.975 + 0.3 + 1.825) = 14.35 \text{ m}^2$$

- Pour 4, 5, 6 et 7^{ième} étages

$$S_G = (1.375 + 1.825) \times (1.825 + 1.975) = 12.16 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 14.35 - (0.30 \times 0.40) = 14.23 \text{ m}^2$$

- Pour RDC, 1, 2 et 3^{ième} étages

$$S_G = (1.375 + 1.825) \times (1.975 + 1.825) - (0.05 \times 0.10 \times 4) = 12.14 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 14.35 - (0.40 \times 0.50) = 14.15 \text{ m}^2$$

Niveau	Élément	G (kN)	Q (kN)
1-1	Plancher Terrasse: $(3.55 \times 12.16) + (0.55 \times 2.07)$ Poutre s : $(0.30 \times 0.30 \times 3.2) \times 25$ Poutre p : $(0.30 \times 0.40 \times 3.7) \times 25$	44.3065 7.2 11.1	$14.35 \times 1.5 = 21.525$
2-2	Venant 1-1 : Poteau : $(0.30 \times 0.40 \times 3.06) \times 25$	62.6065 9.18	21.525
3-3	-Venant 2-2 : Plancher E.C : 4.43×12.16 Poutre s : Poutre p :	71.7865 53.8688 7.2 11.1	21.525+ $(14.23 \times 1.5) = 42.87$
4-4	-Venant 3-3 Poteau :	143.9553 9.18	42.87
5-5	-Venant 4-4 Plancher E.C : Poutre s : Poutre p :	153.1353 53.8688 7.2 11.1	42.87+ $(21.345 \times 0.9) = 62.08$
6-6	-Venant 5-5 Poteau:	225.3041 9.18	62.08
7-7	-Venant 6-6 Plancher E.C : Poutre s : Poutre p :	234.4841 53.8688 7.2 11.1	60.55+ $(21.345 \times 0.8) = 77.626$
8-8	-Venant 7-7 Poteau :	306.6529 9.18	77.626
9-9	Venant 8-8 Plancher E.C : Poutre s : Poutre p :	315.8329 53.8688 7.2 11.1	77.626+ $(21.345 \times 0.7) = 92.567$
10-10	-Venant 9-9 Poteau :	388.0017 9.18	92.567
11-11	-Venant 10-10 Plancher E.C : 4.43×12.14 Poutre s : Poutre p :	397.1817 53.7802 7.2 11.1	92.567+ $(14.15 \times 1.5 \times 0.6) = 105.30$
12-12	-Venant 11-11 Poteau : $(0.40 \times 0.50 \times 3.06) \times 25$	469.2619 15.30	105.30
13-13	-Venant 12-12 Plancher E.C : Poutre s : Poutre p :	484.5619 53.7802 7.2 11.1	105.30+ $(21.225 \times 0.5) = 115.91$
14-14	-Venant 13-13 Poteau :	556.6421 15.30	115.91
15-15	-Venant 14-14 Plancher E.C : Poutre s :	571.9421 53.7802 7.2	115.91+ $10.6125 = 126.5225$

	Poutre p :	11.1	
16-16	-Venant 15-15 Poteau :	644.0223 15.30	126.5225
		$\Sigma =$ 659.3223	$\Sigma = 126.5225$

Tableau III.1 Descente des charges (B6)

• **VERIFICATION DE LA SECTION DE POTEAU : BAEL91 (B.8.4,1)**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

$$\text{suivante : } N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{h}$$

$$Lf = 0.7L_0$$

$$b < h \rightarrow \lambda_x > \lambda_y \rightarrow \lambda = \lambda_x$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.30} = 24.73$$

$$\lambda = 24,73 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \alpha = 0.755$$

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (h-2)(b-2)$$

$$- \gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$= \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B) A_{\min}^{\text{BAEL}}$$

$$= 0.8 \%B (\text{zone IIa}) A_{\min}^{\text{RPA}}$$

- **TABLEAU RECAPITULATIF :**

Tableau III.2 récapitulatif

Niveau	N_u (N.m)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	N_u (N.m)	condition
4÷7	694145.295	56	960	960	106400	29429194.85	V
RDC÷3	1079868.85	72	1600	1600	182400	2970396.135	V

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

- RDC÷3étage: (50×30) cm².
- 4÷7étages: (30×40) cm².

III.5. Descente des charges sur le poteau (C6)

Surface afférente

- Plancherterrasse

Corps creux

$$S_{GT} = \{[(1.825 \times 1.825) + (1.52 \times 1.825) + (1.375 \times 1.825)] + [(1.30 \times 1.375)]\} = 8.614 \text{ m}^2$$

$$S_{GT\text{poutre}} = \{[(1.825 + 0.3 + 1.52) \times 0.3] + [(1.825 + 1.375) \times 0.3]\} = 2.053 \text{ m}^2$$

$$S_{QT} = [(1.825 + 1.375 + 0.3) \times (1.825 + 0.3 + 1.30)] + [(1.825 + 0.3) \times 0.22] = 12.455 \text{ m}^2$$

Dalle pleine

$$S_G = 1.30 \times 1.375 = 1.787 \text{ m}^2$$

- Pour, 4, 5, 6 et 7^{ième} étages

$$S_G = \{[(1.825 \times 1.825) + (1.52 \times 1.825) + (1.375 \times 1.825)] + [(1.30 \times 1.375)]\} = 8.614 \text{ m}^2$$

$$S_Q = [(1.825 + 0.3) \times (1.825 + 0.3 + 1.52)] + [1.375 \times (1.825 + 0.3)] + (1.30 \times 1.375) - (0.3 \times 0.4) = 12.335 \text{ m}^2$$

Pour RDC, 1, 2 et 3^{ième} étages

$$S_G = 8.614 - (0.05 \times 0.10 \times 4) = 8.594 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 12.455 - (0.40 \times 0.50) = 12.255 \text{ m}^2$$

Niveau	Élément	G (kN)	Q (kN)
1-1	Mur acrotère 2.54×0.018 Poteau (0.10×0.10×1.5) × 25 Plancher Terrasse: Corp creux(3.55×8.614)+(0.55×2.053) Dalle pleine 4.79×1.787 Poutre s : (0.30×0.30 ×3.2) ×25 Poutre p : (0.30 × 0.40×3.345) ×25	0.045 0.375 31.70885 8.559 7.2 10.035	(12.455×1.5)+(1.787×3.5)=24.937
2-2	Venant 1-1 : Poteau :(0.30×0.40×3.06) × 25 Mur extérieur : (3.06-0.15)×1.375×2.76	57.92285 9.18 11.043	24.937
3-3	-Venant 2-2 : Plancher E.C :4.43×8.614 Dalle pleine : 1.787×4.79 Poutre s : Poutre p :	78.1458 38.16 8.559 7.2 10.035	24.937+ 24.757=49.694
4-4	-Venant 3-3 Poteau : Mur ext :	142.099 9.18 11.043	49.694
5-5	-Venant4-4 Plancher E.C : Poutre s : Poutre p :	162.3228 38.16 7.2 10.035	49.694+ (24.757×0,9)=71.9753
6-6	-Venant 5-5 Poteau: Mur ext :	217.7178 9.18 11.043	71.9753
7-7	-Venant6-6 Plancher E.C : Poutre s : Poutre p :	237.9408 38.16 7.2 10.035	71.9753+ (24.757×0,8)=91.7809
8-8	-Venant 7-7 Poteau : Mur ext :	293.3358 9.18 11.043	91.7809
9-9	Venant 8-8 Plancher E.C : Poutre s : Poutre p :	313.5588 38.16 7.2 10.035	91.7809+ (24.757×0.7)=117.2379
10-10	-Venant 9-9 Poteau : Mur ext :	368.9538 9.18 11.043	117.2379
11-11	-Venant 10-10 Plancher E.C : 4.43×9.43 Poutre s : Poutre p :	389.1768 38.0714 7.2 10.035	117.2379+ (24.673×0.6)=132.0201
12-12	-Venant 11-11 Poteau :(0.40 × 0.50 × 3.06) × 25 Mur ext :	490.145 15.30 11.043	132.0201
13-13	-Venant 12-12 Plancher E.C : Poutre s : Poutre p :	516.488 38.0714 7.2 10.035	132.0201+ (24.637×0,5)=144.33

14-14	-Venant 13-13 Poteau : Mur ext :	571.7944 15.30 11.043	144.33
15-15	-Venant 14-14 Plancher E.C : Poutre s : Poutre p :	598.1374 38.0714 7.2 10.035	144.33+ (24.637×0,5)=156.6485
16-16	-Venant 15-15 Poteau : Mur ext:	653.4438 15.30 11.043	156.6485
		$\Sigma =$ 679.7868	$\Sigma =$ 156.6485

Tableau III.3 Descente des charges (C6)

• VERIFICATION DE LA SECTION DE POTEAU : BAEL91 (B.8.4,1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

suivante : $N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

- $N_u = 1,35G + 1,5Q$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$

$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{b}$; $\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{Lf}{h}$

$Lf = 0.7L_0$

$b < h \rightarrow \lambda_x > \lambda_y \rightarrow \lambda = \lambda_x$

$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.30} = 24.73$

$\lambda = 24,73 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \alpha = 0.755$

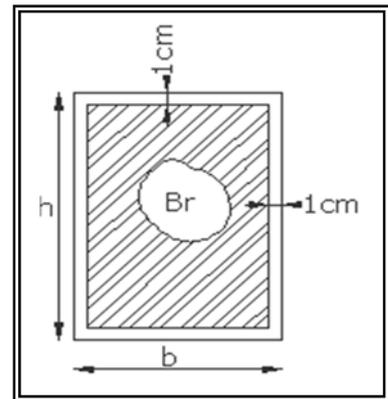


Figure.III.4. Section réduite de poteau

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$B_r = (h-2)(b-2)$

- $\gamma_b = 1.50$; $\gamma_s = 1.15$.

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$A = \max(A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$

$= \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B) A_{min}^{BAEL}$

$= 0.8 \%B \text{ (zone IIa)} A_{min}^{RPA}$

- TABLEAU RECAPITULATIF :
 - Tableau III.4 récapitulatif

Niveau	N_u (N.m)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	N_u (N.m)	condition
4÷7	723418.83	56	960	960	106400	29429194.85	V
RDC÷3	1152684.93	72	1600	1600	182400	2970396.135	V

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

- RDC÷3étage: (50×30) cm².
- 4÷7étages: (30×40) cm².

III.1. CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGE

1. LES PLANCHERS

- **Plancher étage courant**

Charge permanente : D'après le DTR BC 2.2

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.01	3	0.03
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Dalleen corps creux	0.2	-	2.80
04	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
05	Cloisons	-	-	1
				$\Sigma = 4.43$

- **Tableau III.5** L'évaluation des charges plancher étage courant

Charge permanente : $G = 5.2 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5.2 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

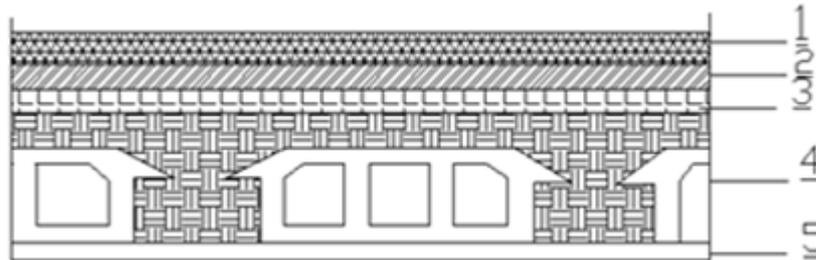


Figure III.1. Plancher étage courant.

- **Plancher terrasse: terrasse accessible**

Charge permanente : D'après le DTR BC 2.2

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.01	3	0.03
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
04	Dalleen corps creux	0.2	-	2.80
05	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 3.55$

Tableau III.6 L'évaluation des charges plancher terrasse accessible

Charge permanente : $G=3.55 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3.55 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1.5 \text{ KN/ml}$

2. LES MURS

• **Murs extérieurs**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison).

1. Enduit de ciment (2 cm).
2. Brique creuse (15 cm).
3. L'âme d'air (5 cm).
4. Brique creuse (10 cm).
5. Enduit en plâtre (2 cm).

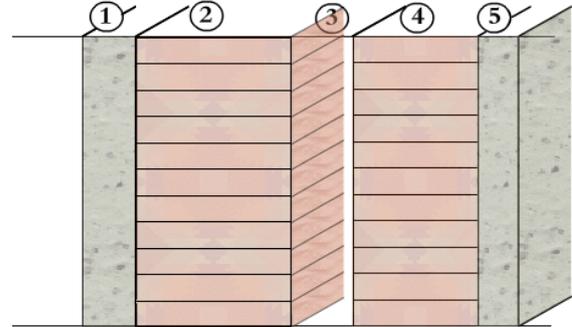


Figure III.2.Murs extérieurs.

	Désignations	e (m) γ	(KN/m ³) Charges	(KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	/	1.3
3	Amme d' air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	/	0.9
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=2.76

Tableau III.7. L'évaluation des charges des murs extérieurs

Charge permanente : $G=2.76 \text{ KN/ m}^2 \times 1 \text{ m} = 2.76 \text{ KN/ml}$

• **Murs intérieurs**

N°	Designations	e (m) γ	(KN/m ³) Charges	(KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	/	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=1.3

Tableau III.8. L'évaluation des charges des murs intérieurs

- Murs acrotère

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.15	/	1.3
2	Briquecreuse	0.10	/	0.9
				$\Sigma = 2.20$

Tableau III.9. L'évaluation des charges des murs acrotère

3. LES BALCONS

- Balcon courant

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.01	30	0.30
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Dalle pleine	0.15	25	3.75
4	Enduitenplâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 4.65$

Charge permanente $G = 4.65 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 4.65 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

- Balcon terrasse

Tableau III.5 L'évaluation des charges balcon terrasse

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.01	30	0.30
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
04	Enduit en ciment	0.02	10	0.20
05	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
				$\Sigma = 4.77$

Charge permanente $G = 4.77 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 4.77 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1.5 \text{ KN/ml}$

Chapitre IV

Eléments secondaires

IV. ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Dans ce chapitre nous allons calculer et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

IV.1. Les planchers à corps creux

IV.1.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

✓ Planchers à corps creux (16+4=20cm)

Plancher = Poutrelle + Corps-creux + Dalle de compression.

- **Calcul des poutrelles**

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.$$

- Calcul des moments
- ❖ Les moments en appui
 - $0.2M_0$ pour appui de rive
 - $0.6M_0$ pour poutre de deux travées

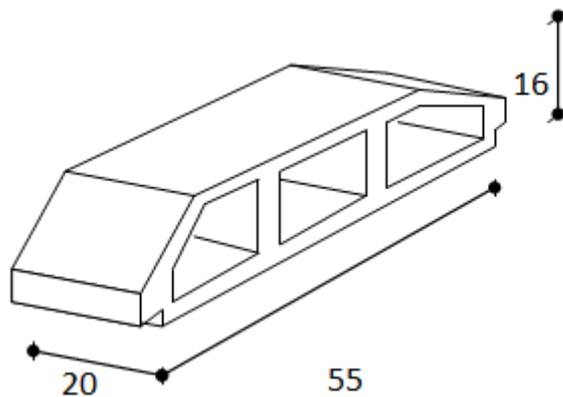


Figure IV.1. Corps Creux

- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

- ❖ Les moments en travées

$$M_t \geq \max(1.05 ; (1+0.3\alpha)) M_0 \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq M_0 \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \quad \text{travée de rive}$$

$$M_t \geq M_0 \frac{1+0.3\alpha}{2} \quad \text{travée intermédiaire.}$$

- Dimensionnement des poutrelles

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ;$$

- Les méthodes approchées

- a) Méthodes forfaitaire

Condition d'application

$$Q \leq 2G$$

$$Q \leq 500 \text{ Kg.m}^2$$

Inertie constante (I) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

Fissuration peu nuisible

- b) Méthode de Caquot

Condition d'application :

$Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
 } La charge d'exploitations est élevée.

Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

IV.1.2. Calcul des planchers

IV.1.2.1. Plancher étage courant

- **Combinaisons d'actions**

E.L.U

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65$$

$$q_u = (4430 \times 1,35 + 1500 \times 1,5) \times 0,65 = 5349,825 \text{ N/ml}$$

E.L.S

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0,65$$

$$q_{\text{ser}} = (4430 + 1500) \times 0,65 = 3854,5 \text{ N/ml}$$

- **Les types des planchers**

On a deux types des poutres contenues dans la plancher d'étages courants.

Type 1: Poutre repose sur 8 appuis

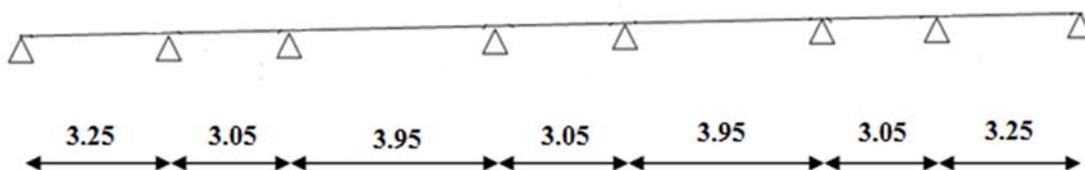


Figure IV .2 le plancher Type 1

- **Condition d'application**

$$Q = 1500 \text{ N} ; G = 4430 \text{ N}$$

$$1500 \leq 2 \times 4430 = 8860 \text{ N} \dots \text{ (C.V)}$$

- Les moments d'Inertie des poutres sont constantes (I)..... cv

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

$$\text{Alor : } 0,8 \leq \frac{3,25}{3,05} = 1,06 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,95}{3,05} = 1,29 \geq 1,25$$

- Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégés par l'étanchéité multicouches (c.v)

Cette méthode n'est pas applicable car la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée c.a.d :

$$\frac{3.95}{3.05} = 1.29 \geq 1.25$$

Donc on utilise la méthode de Caquot.

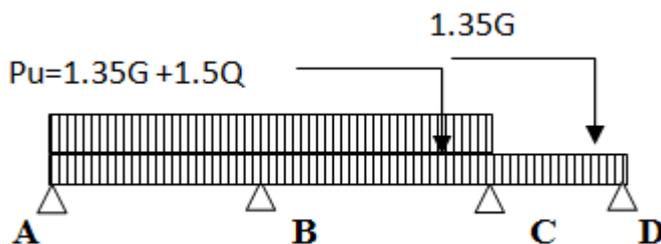
- **Méthode de Caquot minoré**
- **Condition d'application**
- ✓ $Q < 2G$ et $Q < 500 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- ✓ Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants
- **Les moments sur appuis**
- **Calcul des moments max au niveau des appuis**

En prend : $L' = L$ (travée de rive)

$L' = 0.8 L$ (travée intermédiaire)

E.L.U

- **Calcul des moments max sur les appuis**
 - **Appui de rive**
- $$M_a = -0.2 \frac{q \times l^2}{8}$$
- **Appui intermédiaire**



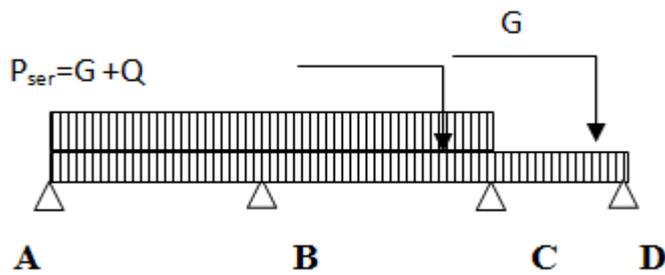
$$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = - \frac{q_u (l_w^3 + l_e^3)}{8.5(l_w + l_e)}$$

E.L.S

- **Calcul des moments max sur les appuis**
- **Appui de rive**

$$M_a = -0.2 \frac{q \times l^2}{8}$$

- Appui intermédiaire



$$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = - \frac{q_{ser}(l_w^3 + l_e^3)}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Appuis		A	B	C	D	E	F	G	H
M_a	E.L.U	-1412,68	-5404,015	-5179,134	-5179,134	-5179,134	-5179,134	-5404,015	-1412,68
	E.L.S	-1017,828	-3893,54	-3731,51	-3731,51	-3731,51	-3731,51	-3893,54	-1017,828

Tableau IV.1.1. Des moments sur appuis de type 1 étage courant

• Calcul des moments max sur les travées

- Travée de rive

$$M_a = -0.2 \frac{q \times l^2}{8}$$

- Travée intermédiaire

$$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

$$X = \frac{L}{2} - \left\{ \frac{M_e - M_w}{P.L} \right\}$$

$$M_T = \frac{P X^2}{2} + M_w$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0(N.m)$	$M_T(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_T(N.m)$
A – B	3,25	7063,44	1412.688	5089,14	2813.73
B – C	3,05	6220,84	1833.88	4482,06	1309.98
C – D	3,95	10433,83	5701.03	7517,48	4083.51
D – E	3,05	6220,84	2011.22	4482,06	1396.88
E – F	3,95	10433,83	5701.03	7517,48	4083.51
F – G	3,05	6220,84	1833.88	4482,06	1309.98
G – H	3,25	7063,44	1412.688	5089,14	2813.73

Tableau IV.1.2. Moments sur travée de type 1 étage courant

- Les efforts tranchants

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l}$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		T_w	T_e	T_w	T_e
A – B	3,25	7600,52	-9786,40	5170,62	-7356,50
B – C	3,05	7505,20	-8811,76	5224,832	-6531,39
C – D	3,95	10565,90	-10565,90	7612,63	-7612,63
D – E	3,05	8158,48	-8158,48	5878,11	-5878,11
E – F	3,95	10565,90	-10565,90	7612,63	-7612,63
F – G	3,05	7505,20	-8811,76	5224,832	-6531,39

G – H	3,25	7600,52	-9786,40	5170,62	-7356,50
--------------	------	---------	----------	---------	----------

Tableau IV.1.3. Les effort tranchants type 1 étage courant

ELU

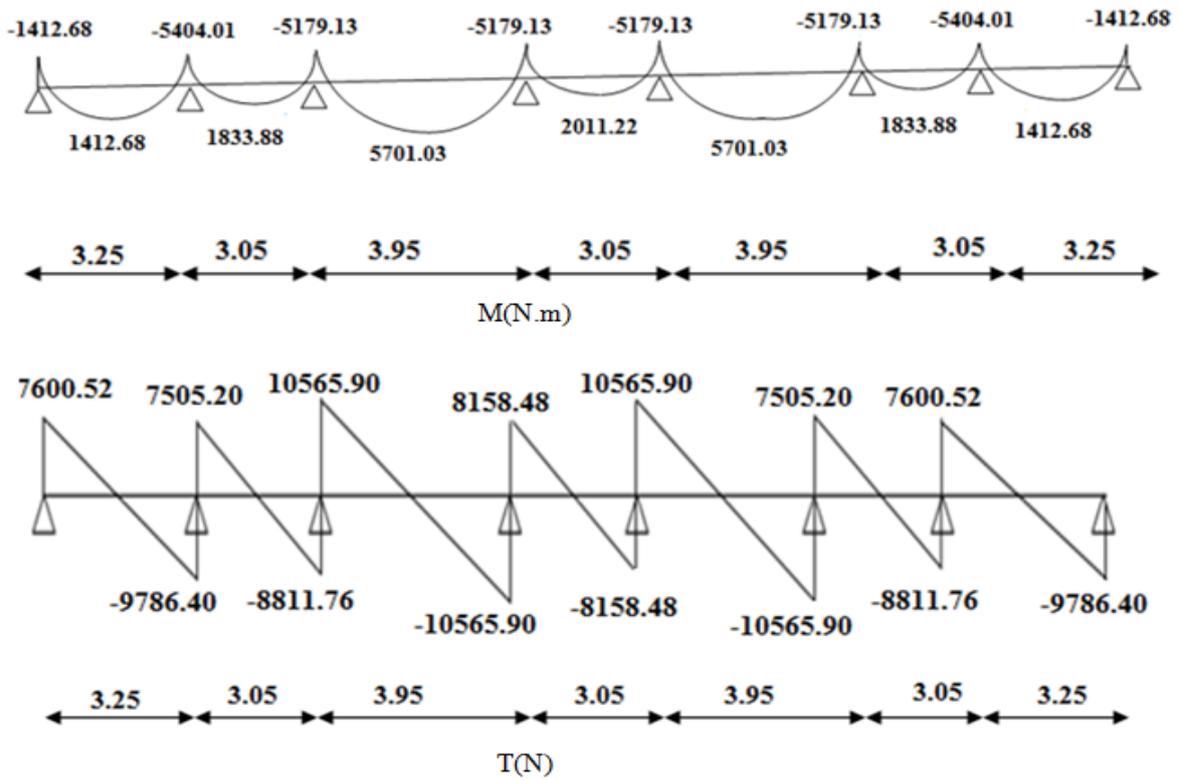


Figure IV 3. Diagrammes des moments et l'effort tranchant de type 01 au ELU

ELS

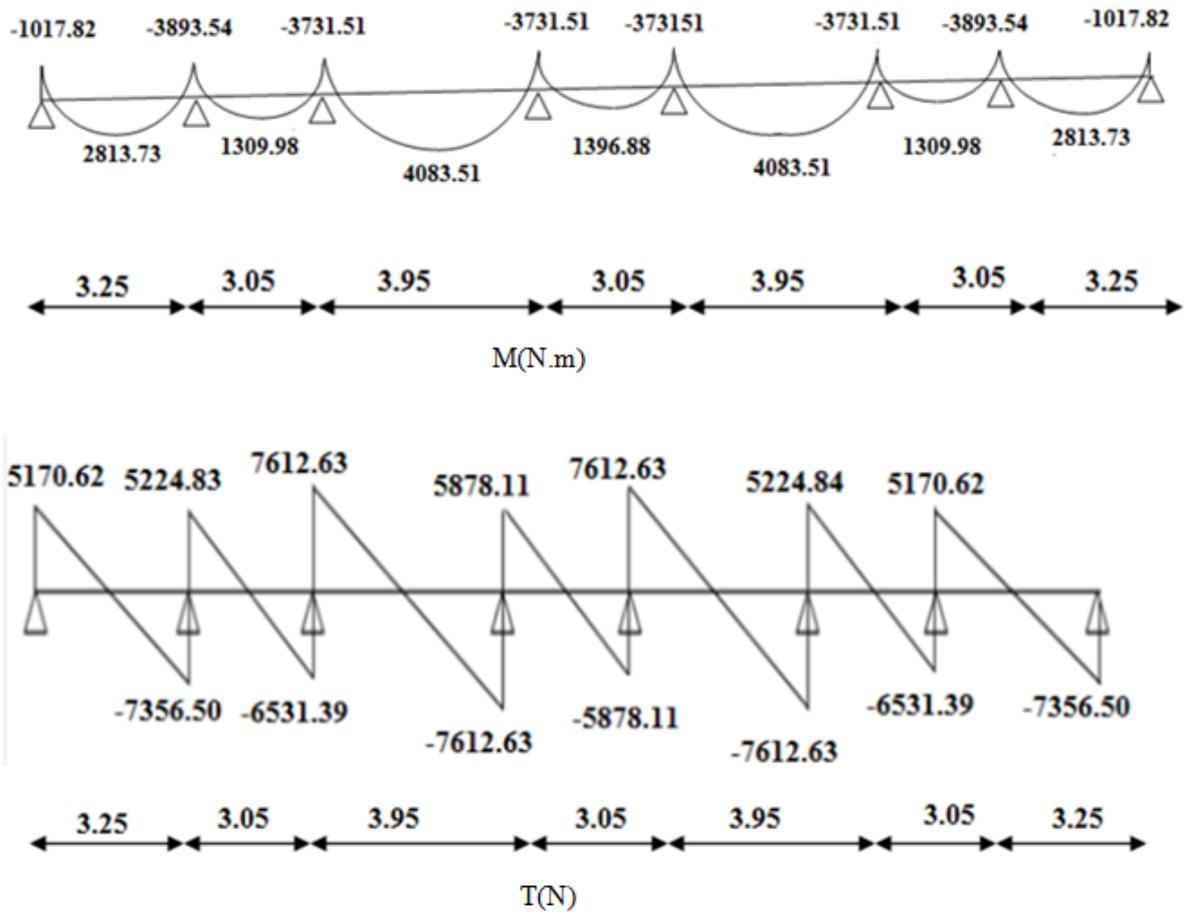


Figure IV 4. Diagrammes des moments et l’effort tranchant de type 01 au ELS

Type 2: Poutre repose sur 2 appuis

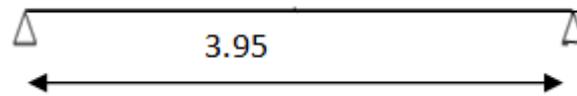


Figure IV 5. Poutre repose sur 2 appuis

- Calcul des moments max sur les appuis

$$M_a = -0.3 \frac{q \times l^2}{8}$$

Appuis		A	B
M _a	E.L.U	-2457,57	-2457,57
	E.L.S	-1776,06	-1776,06

Tableau IV.1.4. Les moments sur appuis de type 2 étage courant

• Calcul des moments max sur les travées

$$M_a = -0.85 \frac{q \times l^2}{8}$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0(N.m)$	$M_T(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_T(N.m)$
A – B	3,95	8191,911	6553,52	5902,20	5032,17

Tableau IV.1.5. Moments de type 2 étage courant

• Les efforts tranchants

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l}$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		T_w	T_e	T_w	T_e
A – B	3,95	10565,89	-10565,89	7612,63	-7612,63

Tableau IV.1.6. Les effort tranchants type 2 étage courant

ELU

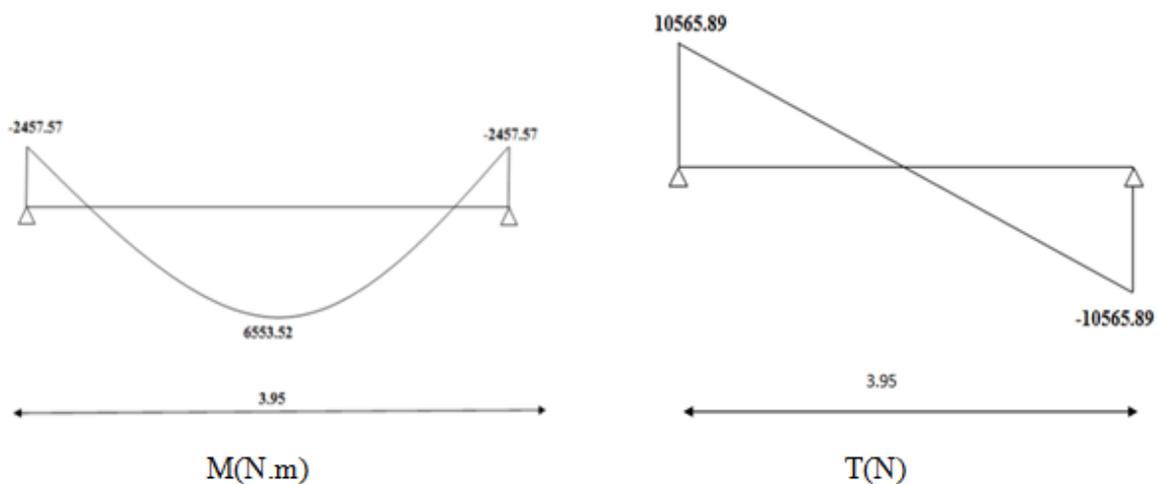


Figure IV 6. Diagrammes des moments et l’effort tranchant EC de type 02 au ELU

ELS

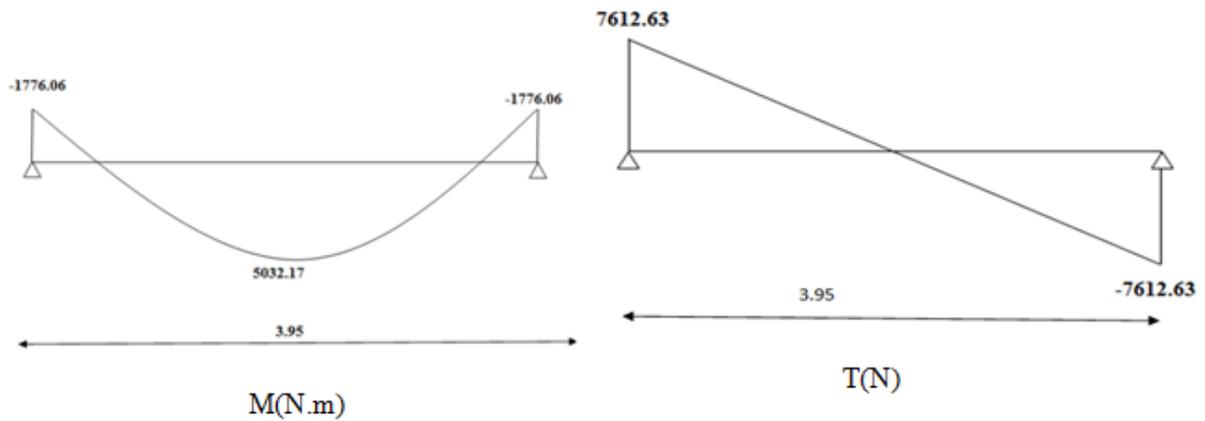


Figure IV 7. Diagrammes des moments et l'effort tranchant EC de type 02 au ELS

IV.1.2.3. Plancher terrasse

- **Combinaisons d'actions**

E.L.U

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65$$

$$q_u = (3550 \times 1,35 + 1500 \times 1,5) \times 0,65 = 4577,625 \text{ N/ml}$$

E.L.S

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0,65$$

$$q_{ser} = (3550 + 1500) \times 0,65 = 3282,5 \text{ N/ml}$$

- **Les types des planchers**

On a deux types des poutres contenues dans la plancher terrasse.

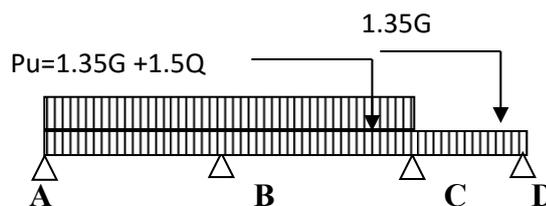
E.L.U

- **Calcul des moments max sur les appuis**

- **Appui de rive**

$$M_a = -0,2 \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Appui intermédiaire**



$$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} = - \frac{q_u (l_w^3 + l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)}$$

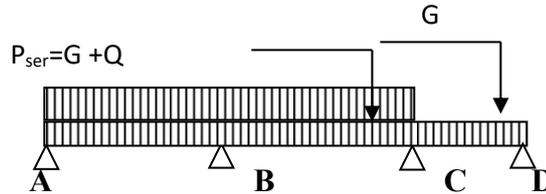
E.L.S

- Calcul des moments max sur les appuis

- Appui de rive

$$M_a = -0.2 \frac{q \times l^2}{8}$$

- Appui intermédiaire



$$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = - \frac{q_{ser}(l_w^3 + l_e^3)}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Appuis		A	B	C	D	E	F	G	H
M_a	E.L.U	-1208,77	-4623,99	-4431,57	-4431,57	-4431,57	-4431,57	-4623,99	-1208,77
	E.L.S	-866,784	-3315,74	-3177,76	-3177,76	-3177,76	-3177,76	-3315,74	-866,784

Tableau IV.1.7. Les moments sur appuis de type 1 étage terrasse

- Calcul des moments max sur les travées

- Travée de rive

$$M_a = -0.2 \frac{q \times l^2}{8}$$

- Travée intermédiaire

$$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

$$X = \frac{L}{2} - \left\{ \frac{M_e - M_w}{P.L} \right\}$$

$$M_T = \frac{P X^2}{2} + M_w$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0(N.m)$	$M_T(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_T(N.m)$
A – B	3,25	6043,895	3406,39	4333,92	2442,63
B – C	3,05	5322,92	1771,929	3816,93	1218,28
C – D	3,95	8927,79	4942,56	6401,90	3521,69
D – E	3,05	5322,92	1860,853	3816,93	1285,50
E – F	3,95	8927,79	4942,56	6401,90	3521,69
F – G	3,05	5322,92	1771,929	3816,93	1218,28
G – H	3,25	6043,895	3406,39	4333,92	2442,63

Tableau IV.1.8. Moments sur travée de type 1 terrasse

• Les efforts tranchants

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l}$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		T_w	T_e	T_w	T_e
A – B	3,25	6522,96	-8354,31	4418,38	-6249,73
B – C	3,05	7021,49	-6940,25	5046,43	-4965,19
C – D	3,95	9040,80	-9040,80	6482,93	-6482,93
D – E	3,05	6980,87	-6980,87	5005,81	-5005,81
E – F	3,95	7021,49	-6940,25	5046,43	-4965,19
F – G	3,05	9040,80	-9040,80	6482,93	-6482,93
G – H	3,25	6522,96	-8354,31	4418,38	-6249,73

Tableau IV.1.9. Les efforts tranchants de type 1 terrasse

ELU

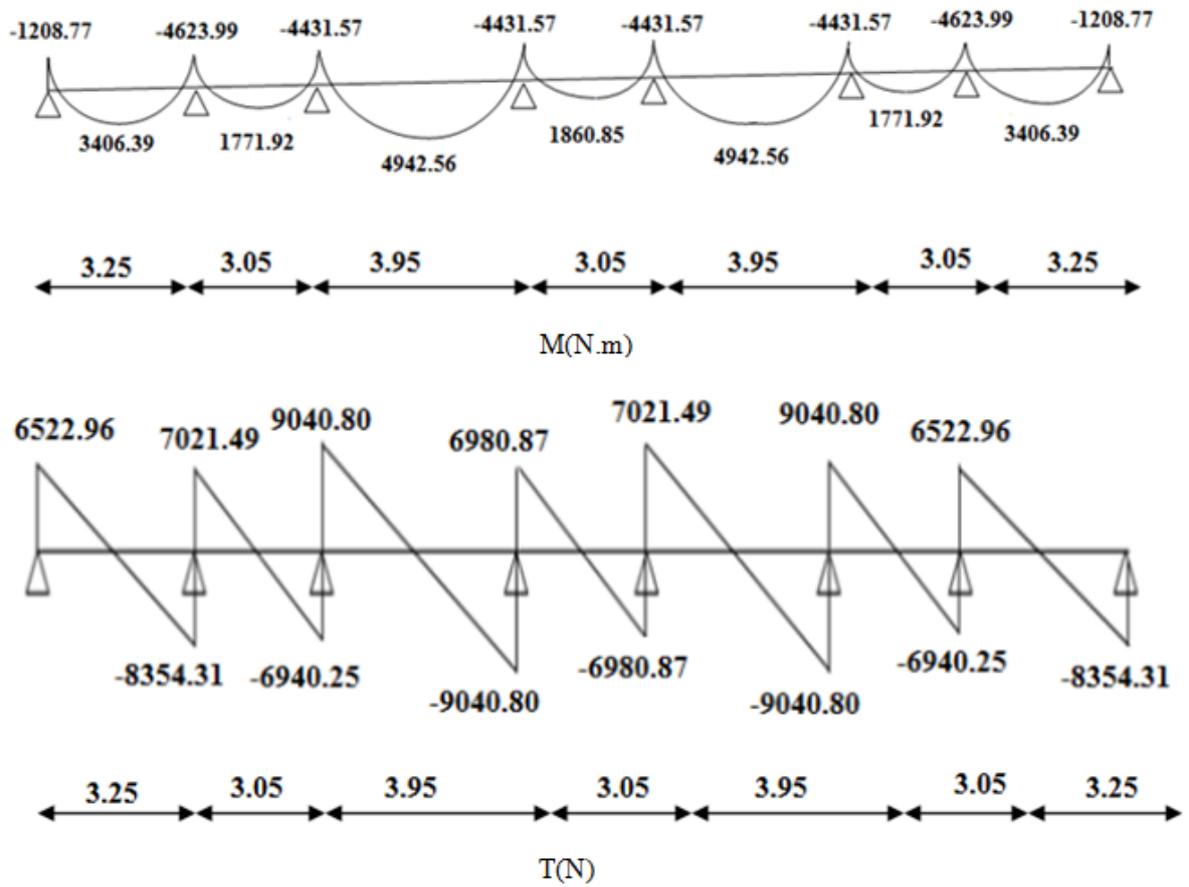


Figure IV 9. Diagrammes des moments et l'effort tranchant TR de type 01 au ELU

ELS

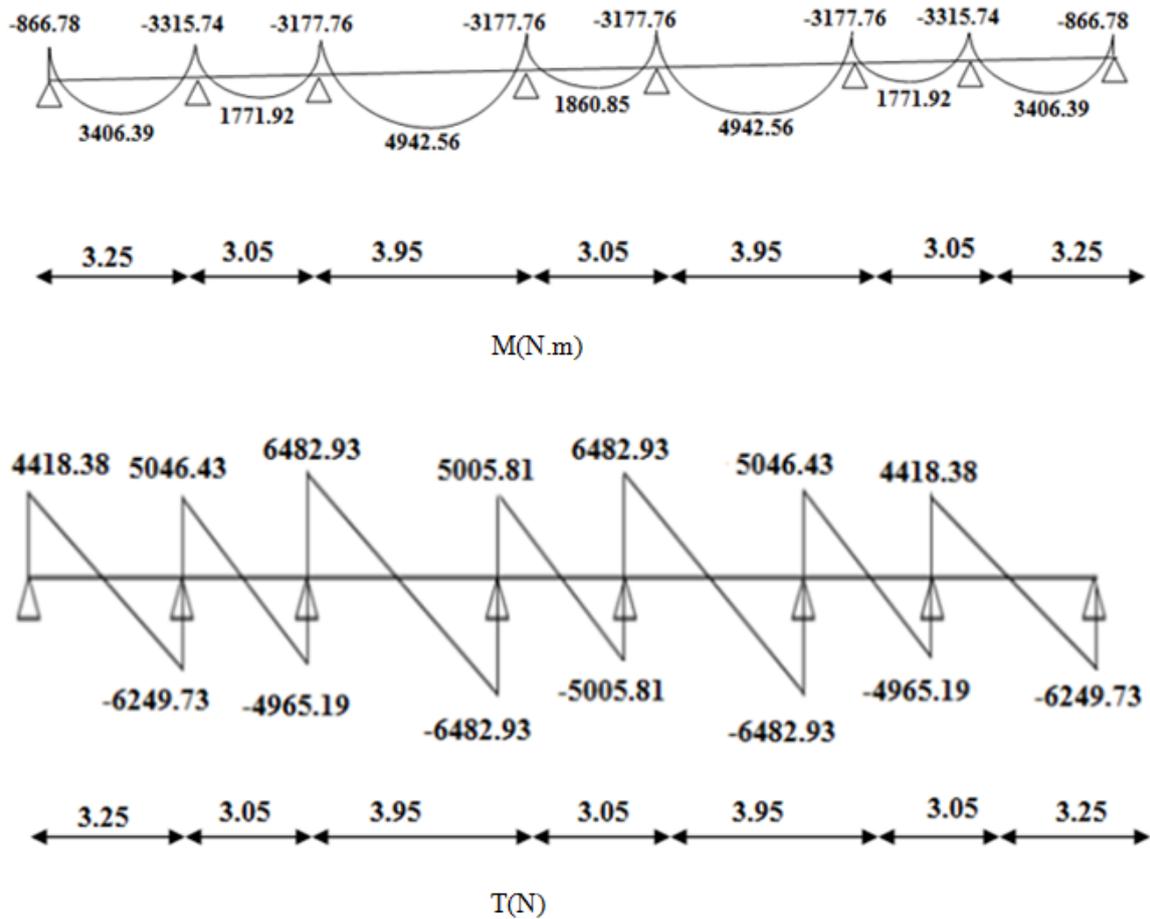


Figure IV 10. Diagrammes des moments et l'effort tranchant TR de type 01 au ELS

- Calcul des moments max sur les appuis

$$M_a = -0.3 \frac{q \times l^2}{8}$$

Appuis		A	B
M _a	E.L.U	-2102,84	-2102,84
	E.L.S	-1507,89	-1507,89

Tableau IV.1.10. Les moments sur appuis de type 2 étage terrasse

- Calcul des moments max sur les travées

$$M_a = -0.85 \frac{q \times l^2}{8}$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0(N.m)$	$M_T(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_T(N.m)$
A – B	3,95	7009,48	5607,59	5026,32	4272,37

TableauIV.1.11. Moments sur travée de type 2 terrasse

• Les efforts tranchants

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l}$$

Travées(m)		E.L.U		E.L.S	
		T_w	T_e	T_w	T_e
A – B	3,95	9040,80	-9040,80	6482,93	-6482,93

TableauIV.1.12. Les efforts tranchants de type 2 terrasse

ELU

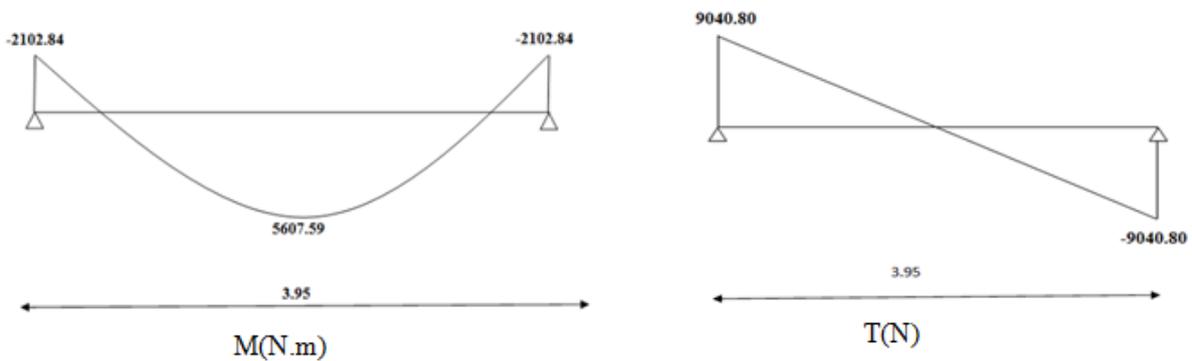


Figure IV 10. Diagrammes des moments et l'effort tranchant de type 02 au ELU

ELS

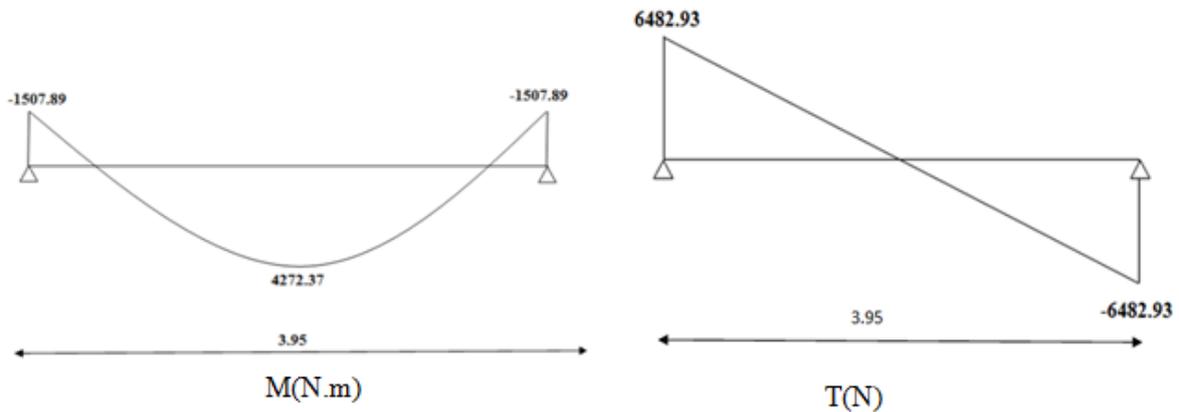


Figure IV 11. Diagrammes des moments et l'effort tranchant de type 02 au ELS

IV.1.2.4. Calcul du ferrailage

	$M_T^{\max}(N.m)$	$M_{App}^{\max}(N.m)$	$T_{\max}(N)$
E.L.U	5701.03	-5404.015	-10565.90
E.L.S	4083.51	-3893.54	-

• L'enrobage

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

* $c_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$$

Alors on adopte $c = 2 \text{ cm}$

$$\Rightarrow d = h_t - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

A. Les armatures longitudinales

a - Plancher Terrasse

$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 10 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$

$d = 18 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$

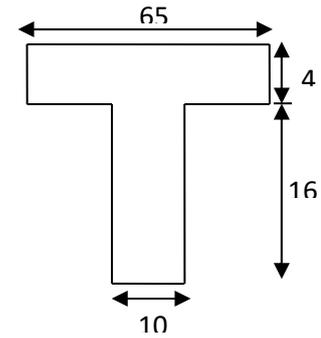


Fig.IV.13. Section de ferrailage de poutrelle.

E. L. U

En Travée

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \overline{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

$M_r^{\max} 5701.03 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur $b=65 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b d^2} = \frac{5701.03}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.0190 < \mu_l = 0.392$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu = 0.0190 \Rightarrow \beta = 0.904 \Rightarrow \alpha = 0.0239$

$$A_U = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5701.03}{348 \times 0.904 \times 18} = 1.006 \text{ cm}^2$$

Sur Appuis

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$M^a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	B	A (cm²)
5404.015	0.117	0,392	0.155	0.938	0.919

E. L. S : D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

	A	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	0.0381	12220	8930	1,37	25	0,435	cv
Sur Appui	0.1805	8730	6380	1,37	25	0,435	cv

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

B. Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

- $A_{tmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$
- En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$
- Sur appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$

C. Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

- $A_m' \geq 0.001 \times b \times h$
- En Travée: $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$.
- Sur Appuis : $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$.

D. Tableau Récapitulatif : A = max (A^{cal} ; A_{min}; A_m')

Eléments	A _{calcu} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _m ' (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.99	1.41	1.30	1.99	2T12 = 2,26
Appuis	1.56	0.22	0.20	1.56	2T12 = 2,26

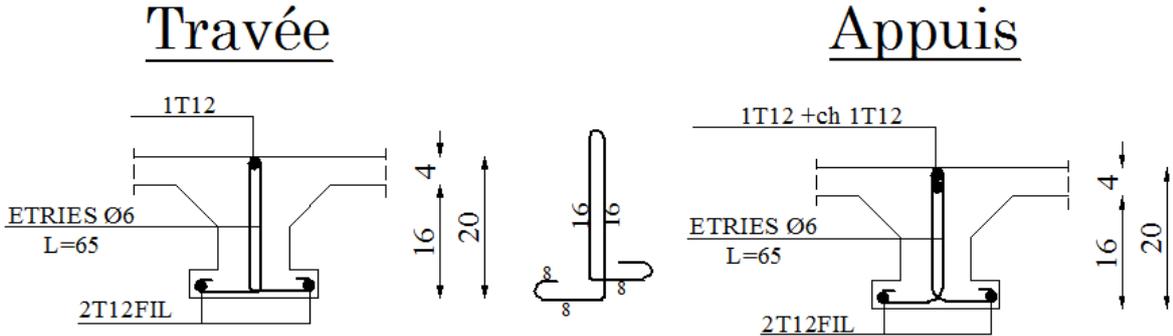


Fig.IV.13. Ferrailage de poutrelle.

IV.2.LES BALCONS

IV.1. METHODE DE CALCUL

Le balcon est assimilé d'une dalle console uniformément chargé encastrée au niveau de la poutre, le béton sera réalisé en dalle pleine de 14 cm d'épaisseur, soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation Q et à une charge concentrée a son extrémité libre due à la maçonnerie du garde-corps P .

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

$$L/15 < e < (L/20) + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1.35\text{m}$$

$$9 \leq e \leq 13.75$$

On prend une épaisseur de : 15 cm.

IV.2. ÉVALUATION DES CHARGES

IV.2.2 terrasse

Charge permanentes $G = 4770 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 1500 \text{ N/m}^2$

Poids de mur $P = 3300\text{N}$

IV.2.1. Étage courant

Charge permanente $G = 4650 \text{ N/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

- murs extérieurs

La hauteur du mur : $h = 1.20\text{m}$

On prend une bande de 1 m.

$$P = 2200 \times 1.20 \times 1\text{m} = 2640 \text{ N}$$

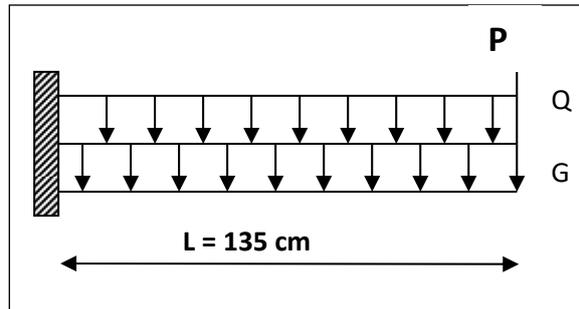


Figure IV.15. Schéma statique de balcon

IV.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS

IV.3.1. Terrasse

$$M_g = g l^2 / 2 = 4770 \times (1.35)^2 / 2 = 4346.66 \text{ N.m}$$

$$M_q = q l^2 / 2 = 1500 \times (1.35)^2 / 2 = 1366.87 \text{ N.m}$$

$$M_p = P \times l = 3300 \times 1.35 = 4455 \text{ N.m}$$

$$T_g = g \times l = 6439.5 \text{ N}$$

$$T_q = q \times l = 2025 \text{ N}$$

$$T_p = P = 3300 \text{ N}$$

IV.3.2 Étage Courant

M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p (N.m)	T_g (N)	T_q (N)	T_p (N)
4237.31	3189.37	3564	6277.5	4725	3564

IV.4- LES COMBINAISONS D’ACTION

- **E.L.U :**

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5 M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

- **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (N.m)	13932.54	15315.82
	T_u (N)	16185.82	20373.52
ELS	M_{ser} (N.m)	10168.53	10990.68

IV.5. CALCUL DU FERRAILLAGE

IV.5.1. Armatures Longitudinales

IV.5.1.1. Terrasse

On prend : $C = 3$ cm ; $d = h - C = 15 - 3 = 12$ cm.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13932.54}{14,2 \times 100 \times (12)^2} = 0,0681 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.0681 \longrightarrow \alpha = 0.0882 \longrightarrow \beta = 0.964$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13932.54}{348 \times 0.964 \times 12} = 3.46 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	Γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
13932.54	10168.53	1.37	0.0882	0.435	V

- **Pourcentage minimale** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité** : BAEL (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$

$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
3.46	1.449	1.5	2.15	5T10 = 3.93

IV.5.2.2. Étage courant

- **E.L.U**

$M_u(\text{N.m})$	μ	μ_t	α	B	$A_u(\text{cm}^2)$
15315.82	0.0749	0.392	0.0974	0.961	3.82

- **E.L.S**

$M_u(\text{N.m})$	$M_{\text{ser}}(\text{N.m})$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
15315.82	10990.68	1.39	0.0974	0.445	V

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$

$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
3.82	1.449	1.5	3.82	6T10 = 4.71

IV.5.2. Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{20373.52}{1000 \times 110} = 0.185 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28/\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = 0.185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.3. Les Armatures De Répartition

- Terrasse: $A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$

Soit : $A_r = 4\emptyset 6 = 1.13 cm^2$

- Étage courant : $A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17cm^2$

Soit : $A_r = 4\emptyset 8 = 2.01 cm^2$

IV.5.4. Espacement Entre Les Armatures

- Les armatures longitudinales :

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{6} = 17cm$

- Terrasse : $S_t = \frac{100}{5} = 20 cm$

- Les armatures transversales :

- Terrasse : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min(3h, 33cm) \Rightarrow S_t^l = 20cm < 33cm$$

$$S_t^r \leq \min(4h, 45cm) \Rightarrow S_t^r = 25cm < 45cm$$

IV.6. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\text{pas.} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > 0.0625 \quad (C.V)$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M^0} \rightarrow \frac{14}{135} = 0.103 \geq 0.1 \quad (Mt = M^0) \quad (C.V)$

- $\frac{A}{b^0 \times d} \leq \frac{3.82}{fe}$

A/ Étage courant : $\rightarrow \frac{4.71}{100 \times 12} = 0.00393 < 0.0105$

B/ Terrasse : $\rightarrow \frac{3.93}{100 \times 12} = 0.00328 < 0.0105 \quad (C.V)$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

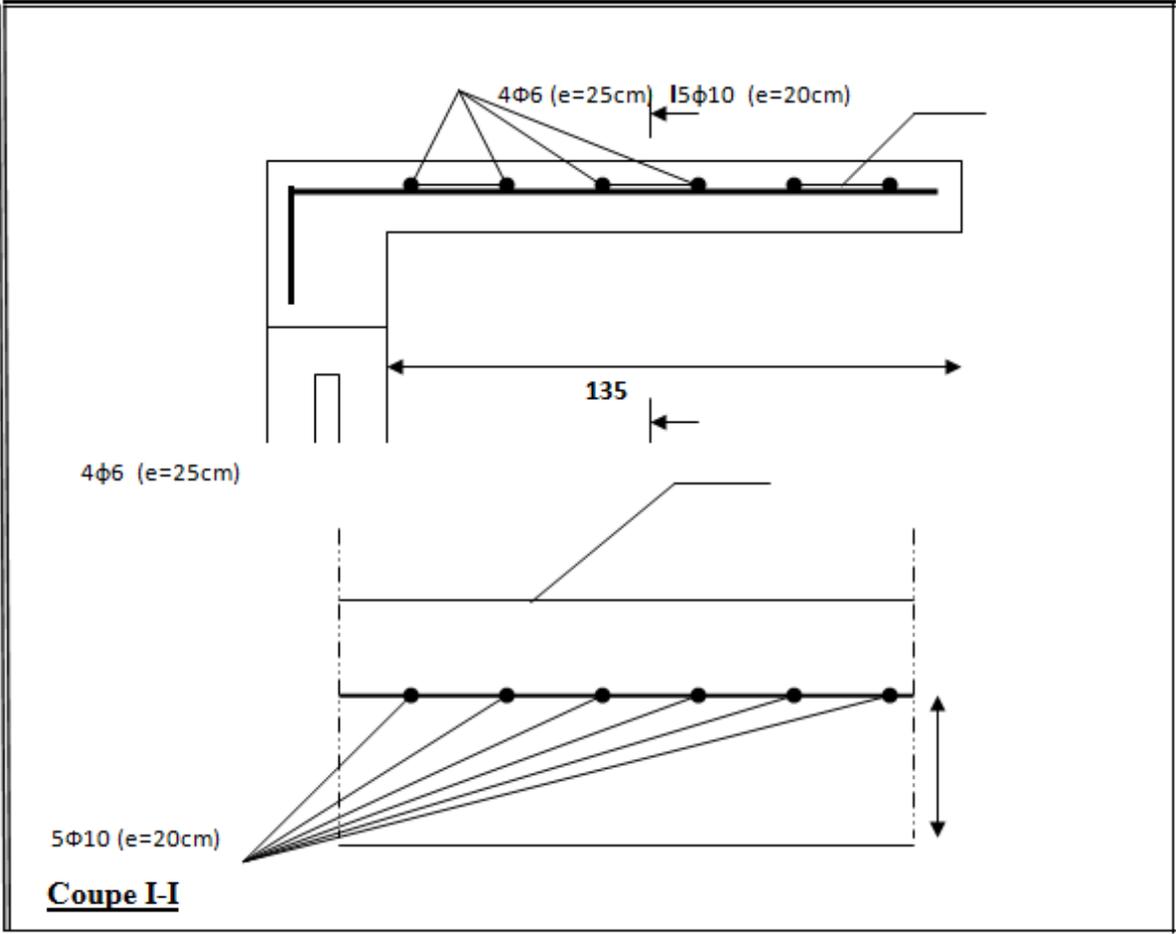


Figure IV.16. Ferrailage de la console de la terrasse.

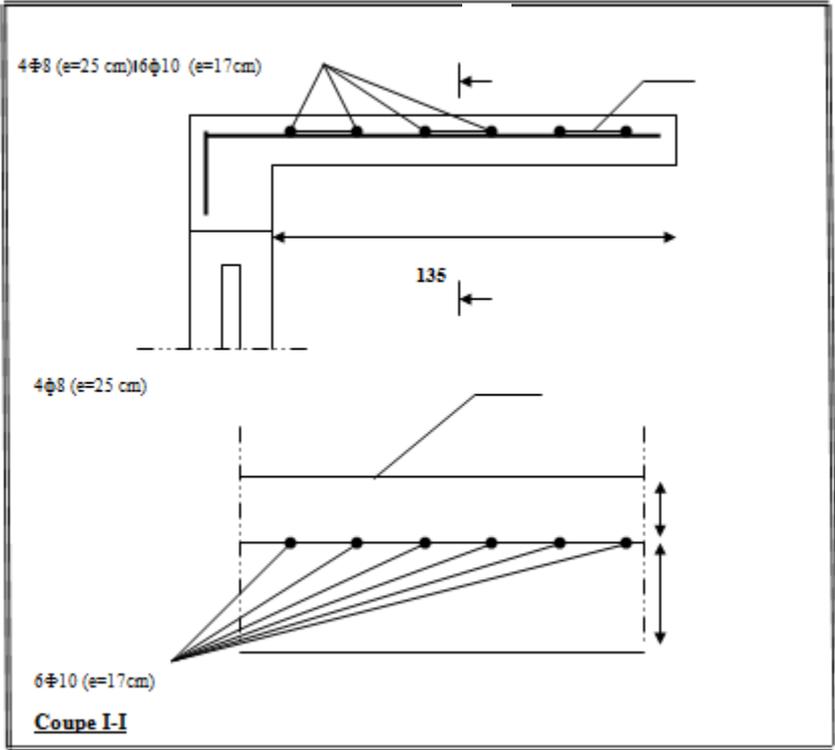


Figure IV.17. Ferrailage de la console d'étage courant.

IV.3. L'ESCALIER

IV.3.1. METHODE DE CALCUL

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Marche	0.085	22	1.87
4	Paillasse	0.177	25	4.425
5	enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	grande corps (métal léger)	-	-	0.10
				$\Sigma = 7.435$

- **Tableau IV.2.1.** L'évaluation des charges paillasse

Charge permanente : $G = 7.435 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 7.435 \text{ KN/ml}$

Palier

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Dalle pleine	0.15	25	3.75
4	enduit de plâtre	0.02	10	0.20
5	grande corps (métal léger)	-	-	0.10
				$\Sigma = 4.89$

- **Tableau IV.2.2.** L'évaluation des charges palier

Charge permanente : $G = 4.89 \text{ KN/ m}^2 \times 1 \text{ m} = 4.89 \text{ KN/ml}$

Charges exploitation : $Q = 2.50 \times 1 \text{ m} = 2.50 \text{ KN/ml}$

IV.3.2. COMBINAISONS D’ACTION

E.L.U

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q$$

E.L.S

$$P_{ser} = (G + Q)$$

	Paillasse (KN/ml)	Palier(KN/ml)
ELU	13.78	10.35
ELS	9.93	7.39

IV.3.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS

Schéma statique

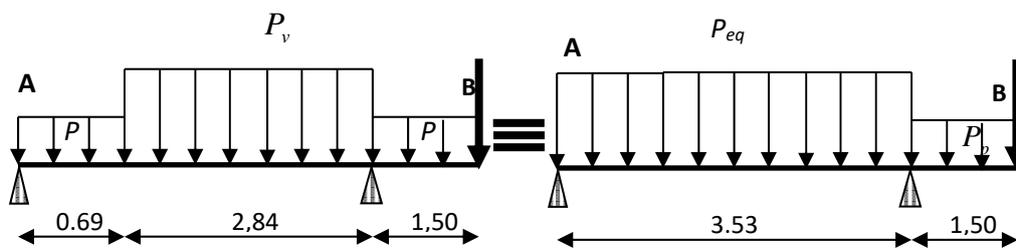


Figure IV.18. Les charges sur l’escalier.

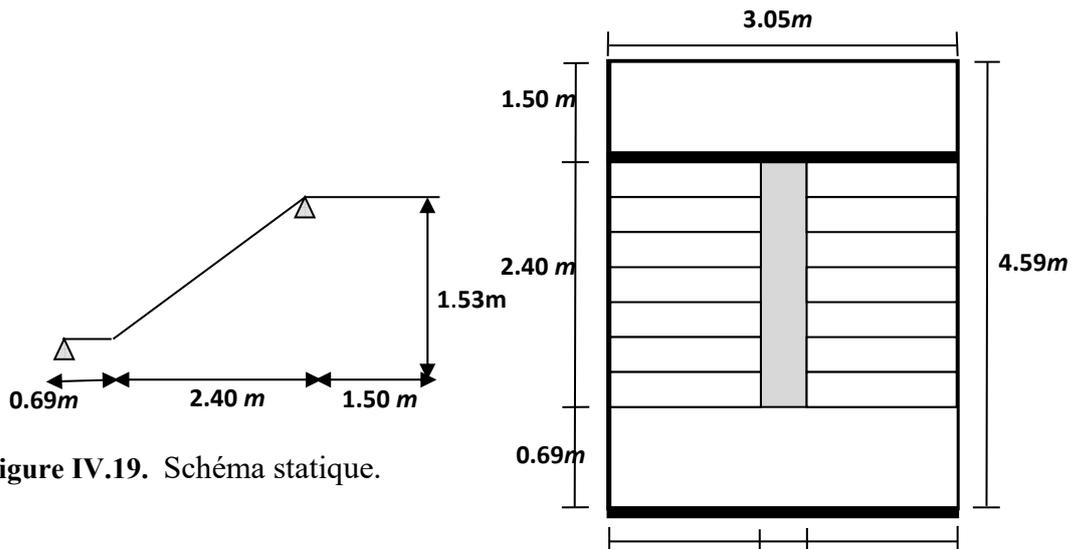


Figure IV.19. Schéma statique.

Figure IV.20. Vue en plan et coupes d'escalier

- La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2 + P_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$
- Le moment isostatique : $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$
- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

➤ L'E.L.U

Pour une paroi en briques d'épaisseur de 30cm le poids surfacique 280 Kg/m²

$$p = (3.1 \times 1.53) \times 280 = 1328.04 \text{ kg}$$

	p_{eq} (kN/ml)	M_o (kN. m)	M_t (kN. m)	M_a (kN. m)	T (kN)
E.L.U	12.14	31.97	27.17	9.59	27.86
ELS	8.71	22.93	19.49	6.87	

MELU

MELS

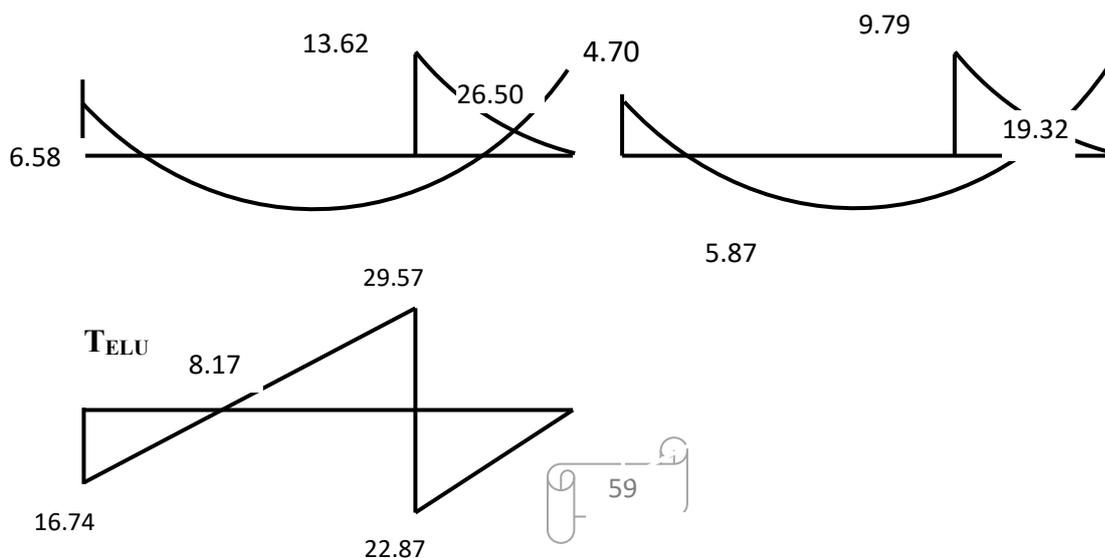


Figure IV.21. Diagrammes de M et T.

IV.3.4. CALCUL DEFERRAILLAGE

IV.3.4.1. Les armatures longitudinales

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

$$b=100\text{cm}$$

$$d=h-c \text{ (} c=2 \text{ cm)} = 15-2=13\text{cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

- En Travée

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{8.17 \times 1000}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.034$$

$$f_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.034 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 0.0432\beta = 0.982$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{8.17 \times 1000}{348 \times 0.982 \times 13} = 1.84 \text{ cm}^2$$

- Sur Appuis

$$\mu = \frac{26.50 \times 1000}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.110$$

$$\alpha = 0.146\beta = 0.942$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = \frac{26.50 \times 1000}{348 \times 0.942 \times 13} = 6.21 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif du résultat

Elément	M (KN.m)	b (cm)	μ	μ_1	α	β	$A^{cal}(\text{cm}^2)$
Travée	8.17	100	0.034	0.392	0.0432	0.982	1.84
Appui	26.50	100	0.110	0.392	0.146	0.978	6.21

E.L.S

La contrainte maximale de béton comprimée: B.A.E.L.91. (A.4.5.2).

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Il ne sera pas nécessaire de calculer σ_b pour E.L.S si la relation suivante est remplie

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

	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.0432	8.17	5.87	1.39	25	0.445	vérifiée
Sur appuis	0.146	26.50	19.32	1.37	25	0.435	vérifiée

- Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ - En travée : -}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En appuis : } A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

- En travée : $A'_m \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A'_m \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}, A'_{\text{min}})$$

Tableau récapitulative du ferrailage

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A'_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$	choix
Travée	1.84	1.569	1.5	1.84	3.02	6 HA 8
Appui	6.21	1.569	1.5	6.21	6.79	6 HA 12

IV.3.4.2. Vérification de l'effort tranchant

- La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{29570}{1000 \times 130} = 0.227 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa Appuis}$$

$$\tau_u = 0.227 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa (C.V)}$$

IV.3.4.3. Les armatures de répartition

$$A_t = A_L / 4$$

	A_L	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	3.02	0.755	3HA8=1.51 cm^2
Appuis	6.79	1.697	4HA8=2.01 cm^2

Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

a- Armatures longitudinales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} \\ \text{-Appuis: } S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b-Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Appui)} \\ \text{(Travée)} \end{array}$$

IV.3.4.4. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{353} = 0.042 \geq 0.0625 \dots\dots\dots (\text{C: non vérifier})$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.02}{100 \times 13} = 0.00232 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots (\text{C: vérifié})$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{353} \geq \frac{817.00}{10 \times 204298} = 0.039 \leq 0.042 \dots\dots (\text{C: vérifié})$$

Comme le condition (1) n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

Calcul de la flèche :BAEL 91 (art B.6.5, 2)

➤ **Position du centre de gravité de la section homogène**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 15 \frac{15}{2} + 15 \times 3.02 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 3.02} = 7.66 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 15 - 7.66 = 7.34 \text{ cm}$.

$$\delta = y_G - 2 = 5.66 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène**

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_o = \frac{100}{3} (7.66^3 + 7.34^3) + 15 \times 3.02 \times 5.66^2 = 29614.612 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{3.02}{100 \times 13} = 0.00232$$

Pour les déformations instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00232} \Rightarrow \lambda_i = 9.05$$

➤ **Déformations de longue durée**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$

$$\frac{2}{5} \times 9.05 \Rightarrow \lambda_v = 3.62$$

➤ **Calcul du moment fléchissant à E.L.S**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$g = \frac{489 \times 0.69 + 734.5 \times 2.84}{0.69 + 2.84} = 686.512 \text{ Kg / m}$$

$$j = \frac{(G_{\text{dalle.pleine}} \times L_{\text{palier}}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{\text{paillasse}}}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$j = \frac{375 \times 0.69 + (442.5 + 187) \times 2.84}{3.53} = 579.75 \text{ Kg / m}$$

$$M_{ser}^g = \frac{0.85 g l^2}{8} = \frac{0.85 \times 686.512 \times 3.53^2}{8} = 908.92 \text{ kg.m}$$

$$M_{ser}^j = \frac{0.85 j l^2}{8} = \frac{0.85 \times 579.75 \times 3.53^2}{8} = 767.57 \text{ kg.m}$$

$$M_{ser}^{q_{ser}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 943 \times 3.53^2}{8} = 1248.50 \text{ kg.m}$$

➤ **Calcul des contraintes de traction**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.232$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.232 \Rightarrow \beta_1 = 0.866$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{908.92 \times 10^4}{0.866 \times 302 \times 130} = 267.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{767.57 \times 10^4}{0.866 \times 302 \times 130} = 225.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{1248.50 \times 10^4}{0.866 \times 302 \times 130} = 367.21 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de coefficient $\ll \mu \gg$**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad (A=0 \text{ si } \mu=0)$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00232 \times 225.76 + 2.1} = 0.124$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00232 \times 267.33 + 2.1} = 0.198$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00232 \times 367.21 + 2.1} = 0.333$$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée**

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

➤ **Calcul des inerties**

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{29614.612}{1 + 3.62 \times 0.198} = 35611.60 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{29614.612}{1 + 9.05 \times 0.198} = 16370.70 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{29614.612}{1 + 9.05 \times 0.124} = 26140.32 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q_{ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q_{ser}}} = 1.1 \times \frac{29614.612}{1 + 9.05 \times 0.333} = 9733.93 \text{ cm}^4$$

➤ **Flèche correspondant**

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot I^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{908.92 \times 10^3 \times (353)^2}{10 \times 3216420 \times 16370.70} = 0.215 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot I^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{767.57 \times 10^3 \times (353)^2}{10 \times 3216420 \times 26140.32} = 0.113 \text{ cm}$$

$$f_{qser} = \frac{M_{ser}^{qser} \cdot I^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^{qser}} = \frac{1248.50 \times 10^3 \times (353)^2}{10 \times 3216420 \times 9733.93} = 0.496 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot I^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{908.92 \times 10^3 \times (353)^2}{10 \times 1081887 \times 35611.60} = 0.293 \text{ cm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{qser} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = (0.293 - 0.113) + (0.496 - 0.215) = 0.461 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L \leq 5$ m on a :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.706 \text{ cm} > \Delta f_t = 0.461 \text{ cm} \quad CV$$

IV.3.5. CALCUL DELAPOUTRE PALIERE

IV.3.5.1. DIMENSIONNEMENT

Condition portée (selon BAEL).

$$\begin{cases} h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \\ b = (0,4 \div 0,8) h \end{cases} \quad I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes}$$

Telle que h : hauteur de poutre

b : largeur de poutre

$$\begin{cases} h = (2.033 \div 30.5) ; L_{\max} = 3.05 \text{ m} \\ h = 30 \text{ cm} \\ b = (0,4 \div 0,8) h = (12 \div 24) = 25 \text{ cm} \end{cases} \quad I_{\max} : \text{la plus grande portée entre les axes}$$

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

$$. h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } b = 25 \text{ cm} , \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$. h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 < 4$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30×25) cm².

IV.3.5.2. Méthode de calcul

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g .
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur extérieur g_m .

IV.3.5.3. ÉVALUATION DES CHARGES

- Poids propre de la poutre

$$g = h \times b \times \gamma = 0,3 \times 0,25 \times 2500 = 187,5 \text{ kg / ml}$$

- La réaction d'escalier

$$p = p_{eq} \times \frac{l}{2} = 1228 \times \frac{3,05}{2} = 1872,7 \text{ kg / ml}$$

$$q = Q \times \frac{l}{2} = 250 \times \frac{3,05}{2} = 381,25 \text{ kg / ml}$$

IV.3.5.4. CALCUL DE LA POUTRE A LA FLEXION

IV.3.5.4.1. Combinaisons d'actions

$$\text{E.L.U} \rightarrow P_u = 1,35 (g + P) + 1,5 q = 3353,145 \text{ kg/ml}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow P_{ser} = g + P + q = 2441,45 \text{ kg/ml}$$

IV.3.5.4.2. Les sollicitations

- En appui

$$\text{E.L.U} : M_0 = P_u \times \frac{L^2}{8} = 3353.145 \times \frac{(3.05)^2}{8} = 3899.08 \text{kg.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 1169.72 \text{ kg.m}$$

$$T_u = P_u \times L/2 = 3353.145 \times \frac{3.05}{2} = 5113.55 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.S} : M_0 = P_s \times \frac{L^2}{8} = 2441.45 \times \frac{(3.05)^2}{8} = 2838.95 \text{kg.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 851.685 \text{ kg.m}$$

- En travée

$$\text{-E.L.U} : M_0 = P_u \times \frac{L^2}{8} = 3353.145 \times \frac{(3.05)^2}{8} = 3899.08 \text{kg.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 3314.22 \text{ kg.m}$$

$$T_u = P_u \times L/2 = 3353.145 \times \frac{3.05}{2} = 5113.55 \text{ kg}$$

$$\text{- E.L.S} : M_0 = P_s \times \frac{L^2}{8} = 2444.45 \times \frac{(3.05)^2}{8} = 2838.95 \text{kg.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 2413.11 \text{ kg.m}$$

IV.3.5.4.3. Calcul de ferrailage (Armatures longitudinales)

E.L.U

- Travée

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3314.22 \times 10}{14,2 \times 25 \times 28^2} = 0.112$$

$$\mu = 0,112 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \alpha = 0.149 \Rightarrow \beta = 0.940$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3314.22 \times 10}{348 \times 0,940 \times 28} = 3.62 \text{ cm}^2$$

-Appui

$$\mu = \frac{1169.72 \times 10}{14,2 \times 25 \times 28^2} = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \alpha = 0.053 \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A = \frac{1169.72 \times 10}{348 \times 0.979 \times 28} = 1.23 \text{ cm}^2$$

	M (kg.m)	M	A	B	A ^{cal} (cm ²)
Travée	3314.22	0.112	0.149	0.940	3.618
Appuis	1169.72	0.042	0.053	0.979	1.23

E.L.S

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

	A	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$
En travée	0.149	3314.22	2413.11	1.37	25	0.435
Sur appuis	0.053	1169.72	851.685	1.37	25	0.435

- **Conditions de non fragilité**

➤ **Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001.25.30 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A^1_{\min}, A^2_{\min})$

	$A_u (\text{cm}^2)$	$A^1_{\min} (\text{cm}^2)$	$A^2_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	3.62	0.845	0.75	3.62	3HA14 = 4,62
Appuis	1.23	0.845	0.75	1.23	3HA12 = 3,39

IV.3.5.4.4 Vérification de la contrainte tangente : BAEL91 (art A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{5113.55 \times 10}{250 \times 280} = 0.730 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.730 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} (\text{Condition .Vérifier})$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\sigma_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\} \sigma_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} ; 1,4 ; \frac{25}{10} \right\} = 0,85 \text{ cm soit : } \sigma_t = 8 \text{ mm.}$$

IV.3.5.4.5. La quantité des armatures transversales BAEL91: (art a.5.1, 2)

$$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

- RPA 99version2003:

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

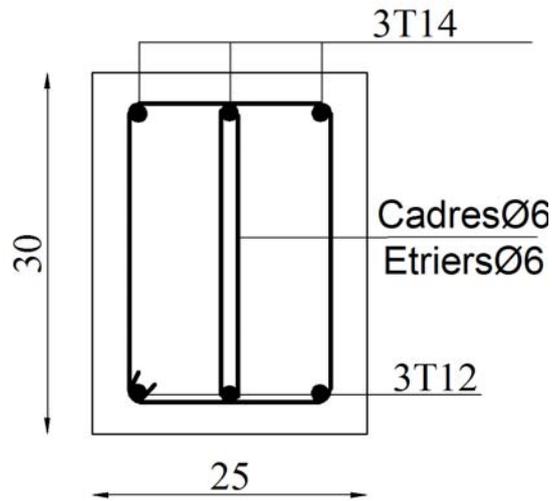


Figure IV.22. Ferrailage de poutre palière.

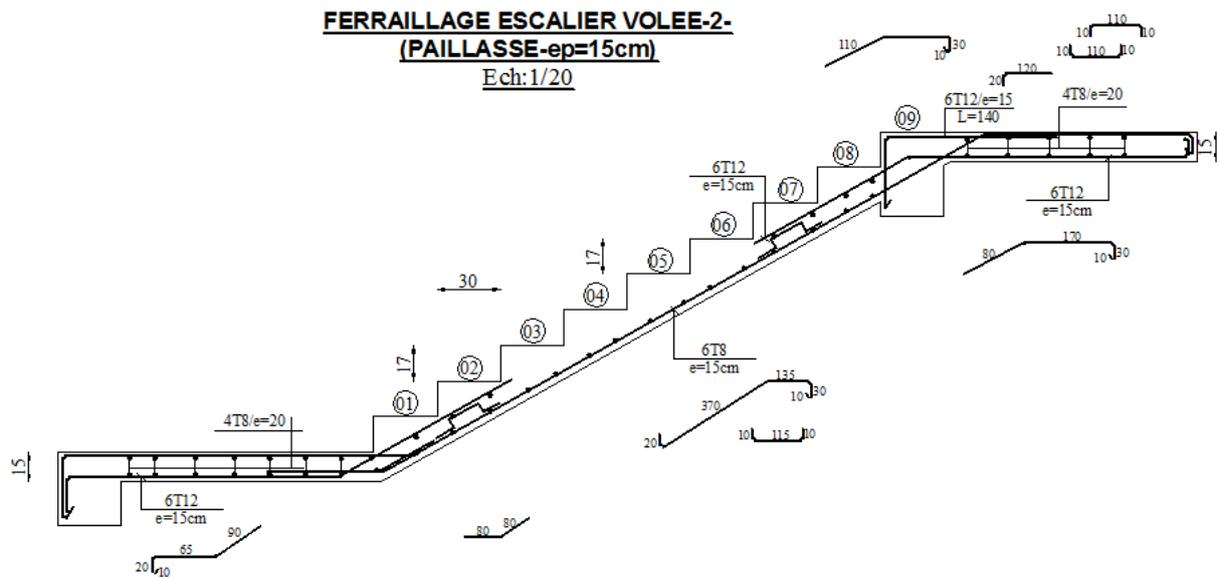


Figure IV.23. Ferrailage d'escalier.

Chapitre V

Etude dynamique

V.1.ETUDE SISMIQUE

V.1.1. INTRODUCTION

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leur supports et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.1.2. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a-Méthode statique équivalente

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones

I et IIa et à 30m en zones **IIb** et **III**.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

-tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.

- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

b- Les Méthodes Dynamiques

- **La méthode d'analyse modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**

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

La structure du projet étudié ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par.

La méthode d'analyse modale spectrale.

V.1.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- l'ouvrage est implanté dans la wilaya SETIF donc en zone IIa.
- Le bâtiment est d'usage d'habitation donc il est classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif de cet ouvrage, on est en présence d'un solmeuble de catégorie S3.
- **Méthode d'analyse modale spectrale**

➤ Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum d'effet engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ Description du logiciel ROBOT

-Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface unique.

-Il permet une décente des charge automatique et rapide.

- Un calcul automatique de l'effort tranchant de chaque étage, effort tranchant de la basse, masse, centre de masse et de torsion ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.

-Les poutres, les poteaux et les voiles sont modélisés.

-Les planchers ont considérés rigides dans leurs plans et sont simulés par des diaphragmes.

➤ Buts de l'analyse dynamique

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrés au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière a inclure une partie de la surcharges d'exploitation Q ($\beta = 0.2$).

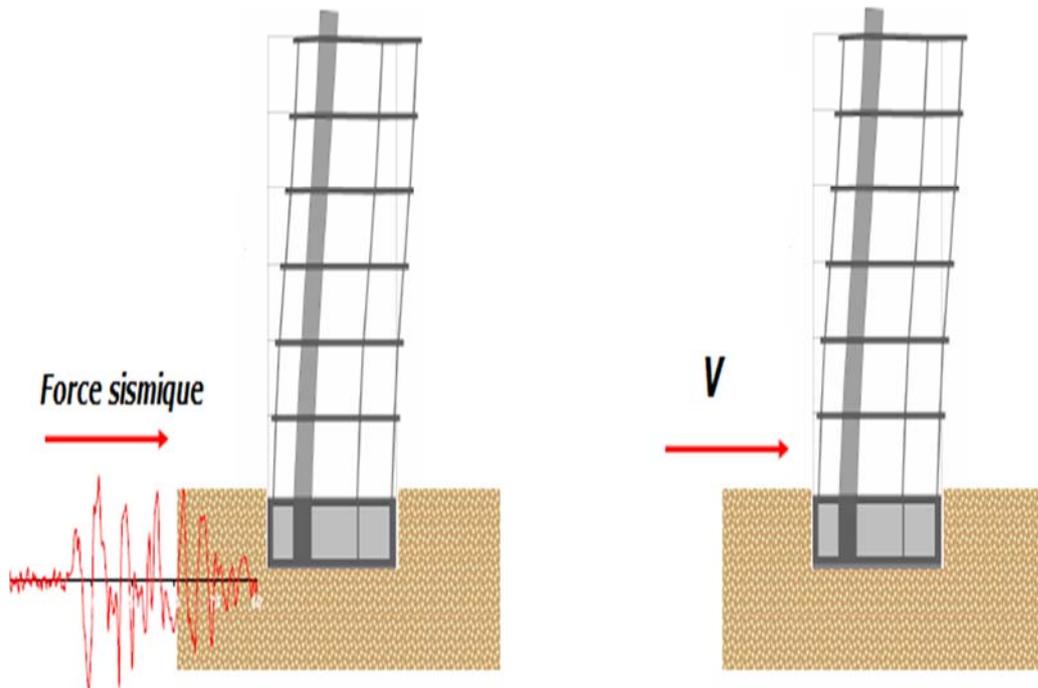


Figure V.1. Simulation de la force sismique.

3. Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

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

A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0,15$)

η : facteur de correction d'amortissement

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$ Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure .

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 > 0.7$

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

P_q : la pénalité qui depend de l'observation ou non de la critère « q » d'après le T.A.B 4.4 (R.P.A 99) :

Critère "q"	P_q	
	Observé	N/observé
1.conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
2.Redondance en plan	0	/
3.Régularité en plan	/	0.05
4.Régularité en elevation	0	/
5.controle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. controle de la qualité de l'exécution	/	0.10

on ressortir que : $Q_x = Q_y = 1.20$

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

R : coefficient de comportement site $\rightarrow T_1 = 0.15$ sec et $T_2 = 0.5$ sec

R = 5 (mixte Portiques voiles avec in teraction) (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003)

Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version 2003 p31 $\rightarrow C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 24.48^{3/4} = 0,55 \text{ sec}$$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{23.85}} = 0.45 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.45 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{11.94}} = 0.63 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.55 \text{ sec}$$

-Nombre de modes à considérer

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui suit:

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 à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- où 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 l'structure.

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

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

-Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT de la première proposition pour la structure

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,77	0,57	70,48	0,01	70,48	0,01
2	3,54	0,28	0,02	67,45	70,5	67,46
3	4,28	0,23	0,07	0,00	70,57	67,46
4	6,37	0,16	16,05	0,01	86,62	67,47
5	13,27	0,08	6,30	0,00	92,92	67,47
6	14,51	0,07	0,00	21,22	92,92	88,69
7	17,46	0,06	0,00	0,00	92,92	88,69
8	19,07	0,05	0,00	0,00	92,92	88,69
9	19,08	0,05	0,00	0,03	92,92	88,73

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

-le 1^{er} mode est un mode de translation ($u_x=70,48\%$, $u_y=0,01\%$)

-le 2^{ème} mode est un mode de translation ($u_x=0,02\%$, $u_y=67,45\%$)

-le 3^{ème} est un mode torsion.

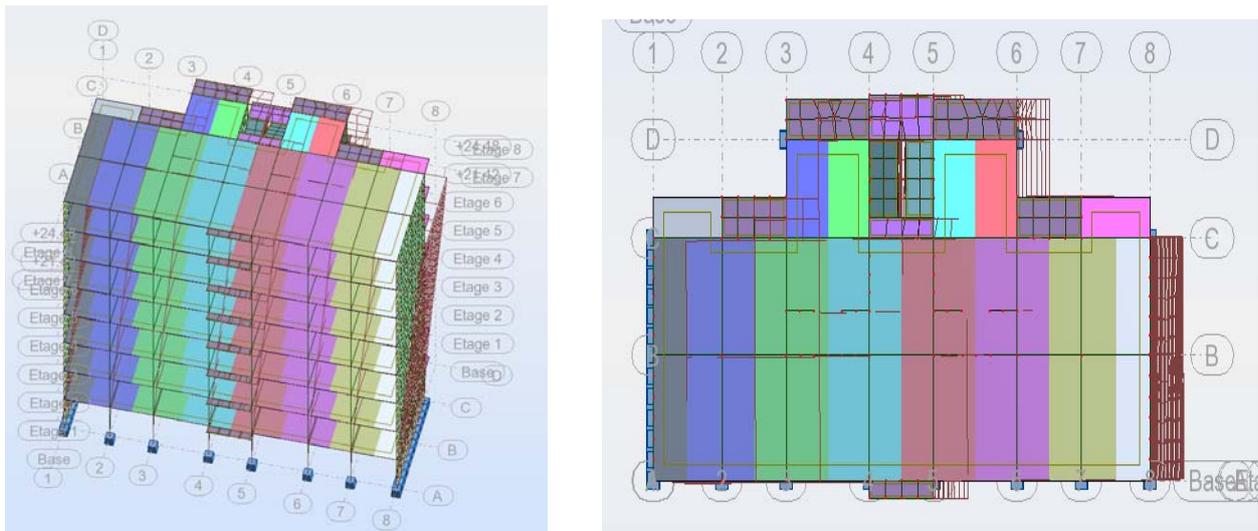


Figure V.2. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

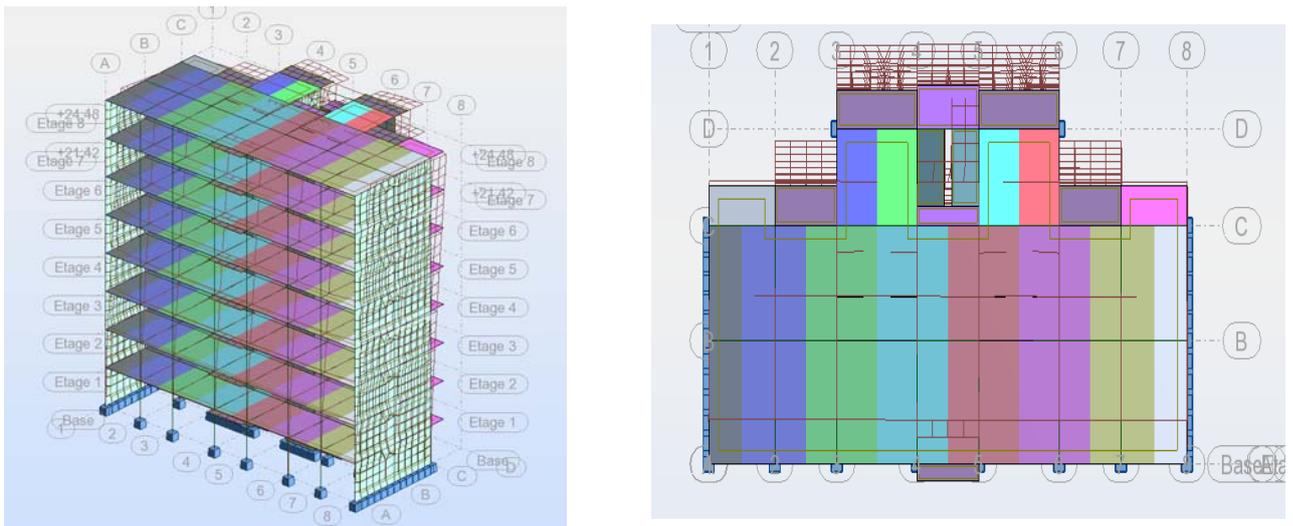


Figure V.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

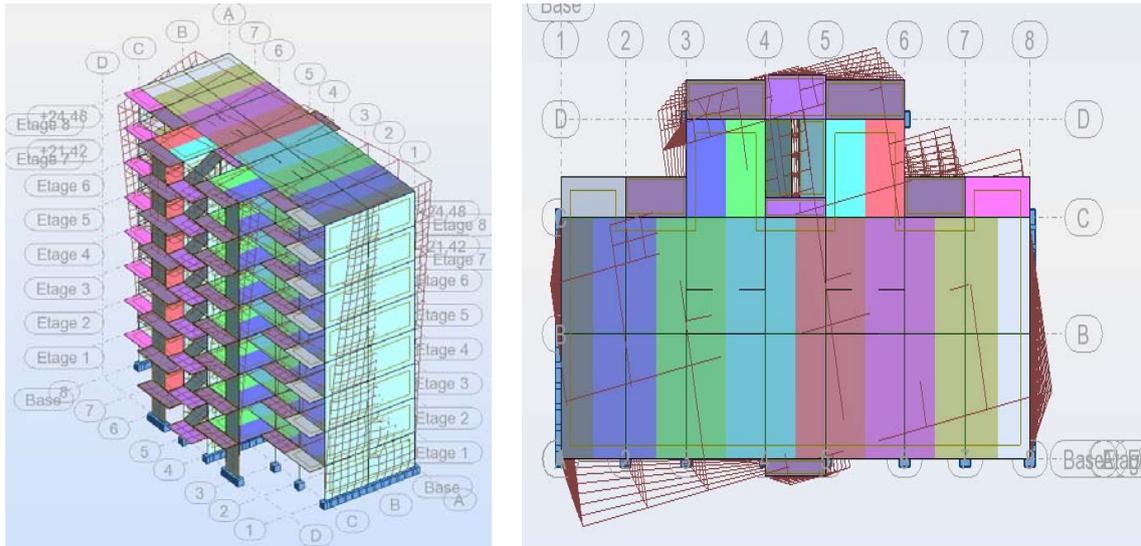


Figure V.4. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

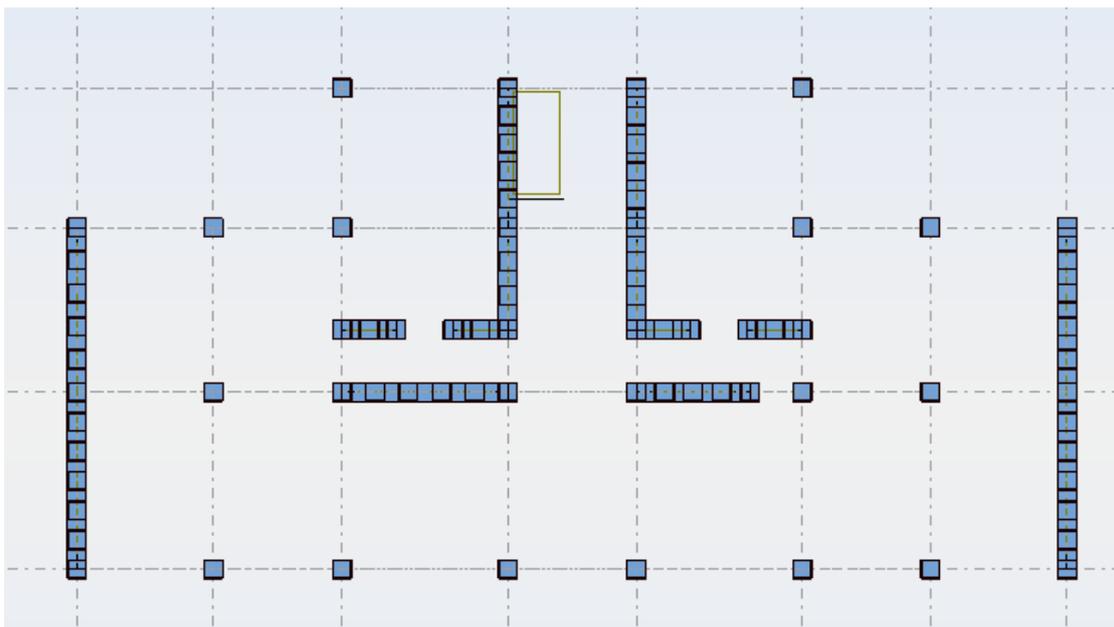


Figure V.5. La première disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure.

Nous remarquons a partir des résultats obtenus que la structure est instable :

- Le mode (1): il ya une translation.
- Le mode (2): il ya une translation.
- Le mode (3): il ya une torsion.

- **Vérifications: selon RPA 99 version 2003 (Art 3.4.4.a)**
- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT)
 - ❖ Les sollicitations verticales totales de la structure : 21773,51KN
 - ❖ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 8962,47KN

$$\frac{8962,47}{21773,51} = 41,16 \% > 20 \% \text{ C.N.V}$$

- La solution :

Pour cette raison,on propose de change la disposition et l'emplacement de certains voiles.

-Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT pour la deuxième proposition :

Mode	fréquence	période	Masse modale Ux(%)	Masse modale Uy(%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,46	0,68	74,21	0,01	74,21	0,01
2	1,62	0,62	0,01	74,60	74,22	74,61
3	2,08	0,48	0,07	0,00	74,29	74,61
4	5,12	0,20	12,95	0,00	87,24	74,61
5	5,63	0,18	0,00	13,45	87,24	88,06
6	7,54	0,13	0,10	0,00	87,34	88,06
7	10,57	0,09	5,47	0,00	92,81	88,06
8	11,36	0,09	0,00	5,22	92,81	93,28
9	16,09	0,06	0,07	0,00	92,88	93,28

-Interprétation:

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1^{er} mode est un mode la translation. ($u_x=74,21\%$, $u_y= 0,01\%$),
- le 2^{ème} mode est un mode la translation ($u_x= 0,01\%$, $u_y= 74,60\%$).
- le 3^{ème} est un mode la translation ($u_x= 0,07\%$, $u_y= 0.00\%$)

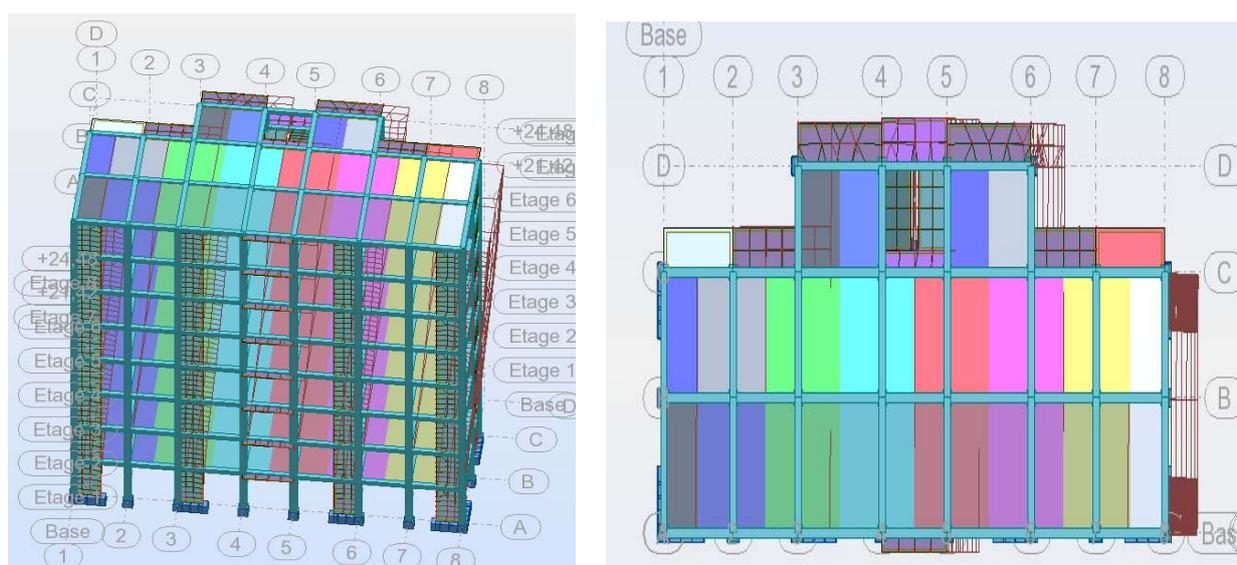


Figure V.6.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

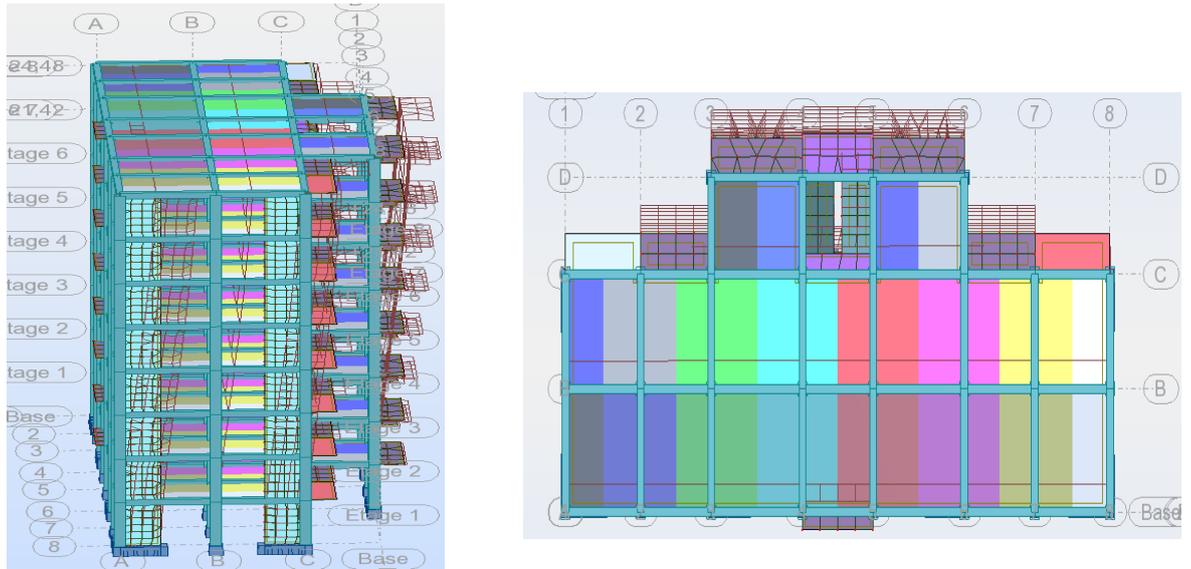


Figure V.7. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

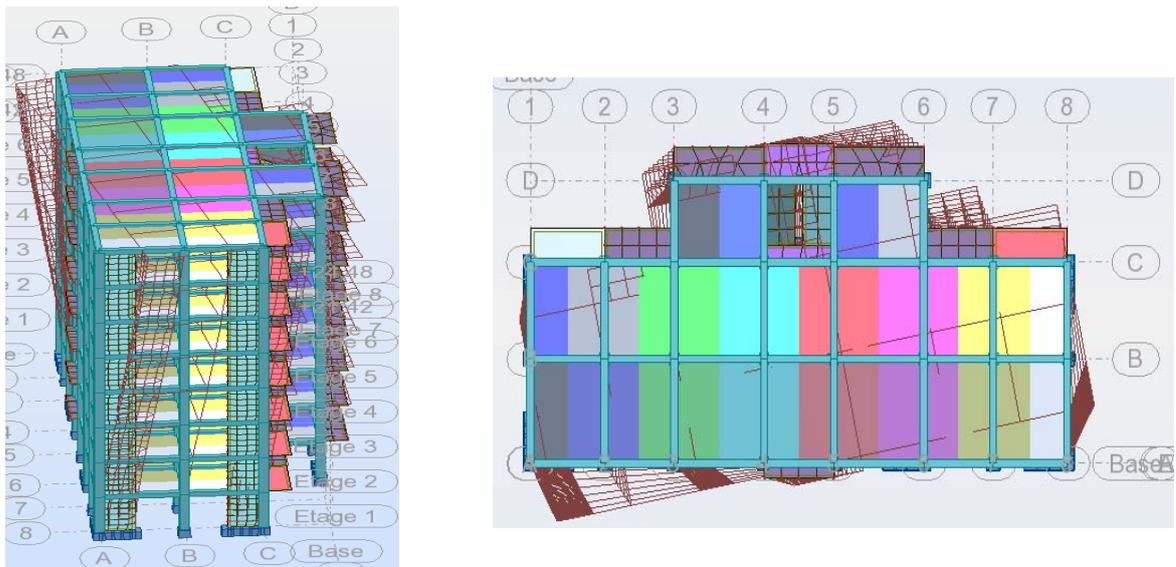


Figure V.8. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

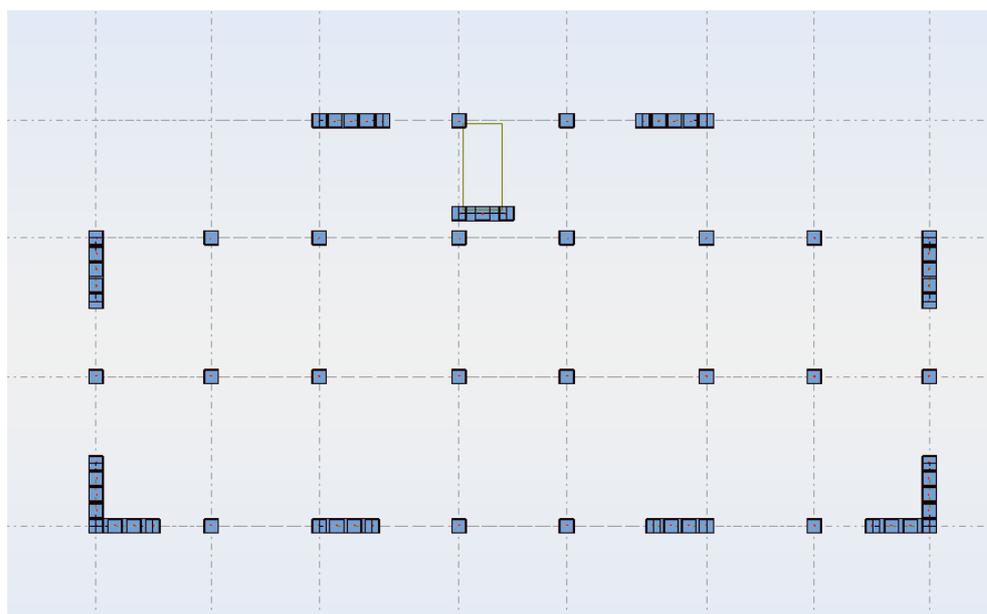


Figure V.9. Deuxième choix de disposition des voiles.

Après l'analyse automatique par logiciel ROBOT, on a titré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant.

Mode	fréquence	période	Masse modale U _x (%)	Masse modale U _y (%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,46	0,68	74,21	0,01	74,21	0,01
2	1,62	0,62	0,01	74,60	74,22	74,61
3	2,08	0,48	0,07	0,00	74,29	74,61
4	5,12	0,20	12,95	0,00	87,24	74,61
5	5,63	0,18	0,00	13,45	87,24	88,06
6	7,54	0,13	0,10	0,00	87,34	88,06
7	10,57	0,09	5,47	0,00	92,81	88,06
8	11,36	0,09	0,00	5,22	92,81	93,28
9	16,09	0,06	0,07	0,00	92,88	93,28

-on constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

-le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 74,21% de participation de masse modale.

-le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 74,60% de participation de masse modale.

-le 3^{ème} mode est mode torsion pure.

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

➤ **Période fondamentale**

RPA99/Versions 2003(Art 4.2.4.4) préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale

$$1.3 \times T_x = 0.59 > T_{dyn,x} = 0.68 \text{ sec (C.N.V)}$$

$$1.3 \times T_y = 0.72 > T_{dyn,y} = 0.62 \text{ sec (C.V)}$$

- La solution :

Pour cette raison, on propose de changer la disposition et l'emplacement de certaines voiles.

-Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT pour la deuxième proposition :

Mode	fréquence	Période	Masse modale U _x (%)	Masse modale U _y (%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,71	0,58	73,48	0,00	73,48	0,00
2	1,88	0,53	0,00	70,30	73,48	70,30
3	2,50	0,40	0,51	0,00	73,99	70,30
4	6,06	0,16	14,06	0,00	88,05	70,30
5	7,57	0,13	0,00	18,07	88,05	88,37
6	10,66	0,09	0,00	0,00	88,05	88,37
7	12,43	0,08	5,51	0,00	93,56	88,37
8	16,21	0,06	0,00	6,07	93,56	94,45
9	19,90	0,05	2,86	0,00	96,42	94,45

-Interprétation:

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1^{er} mode est un mode la translation. ($u_x=73,48\%$, $u_y= 0,00\%$),
- le 2^{ème} mode est un mode la translation ($u_x= 0,00\%$, $u_y=70,30\%$).
- le 3^{ème} est un mode la translation ($u_x= 0,51\%$, $u_y= 0.00\%$)

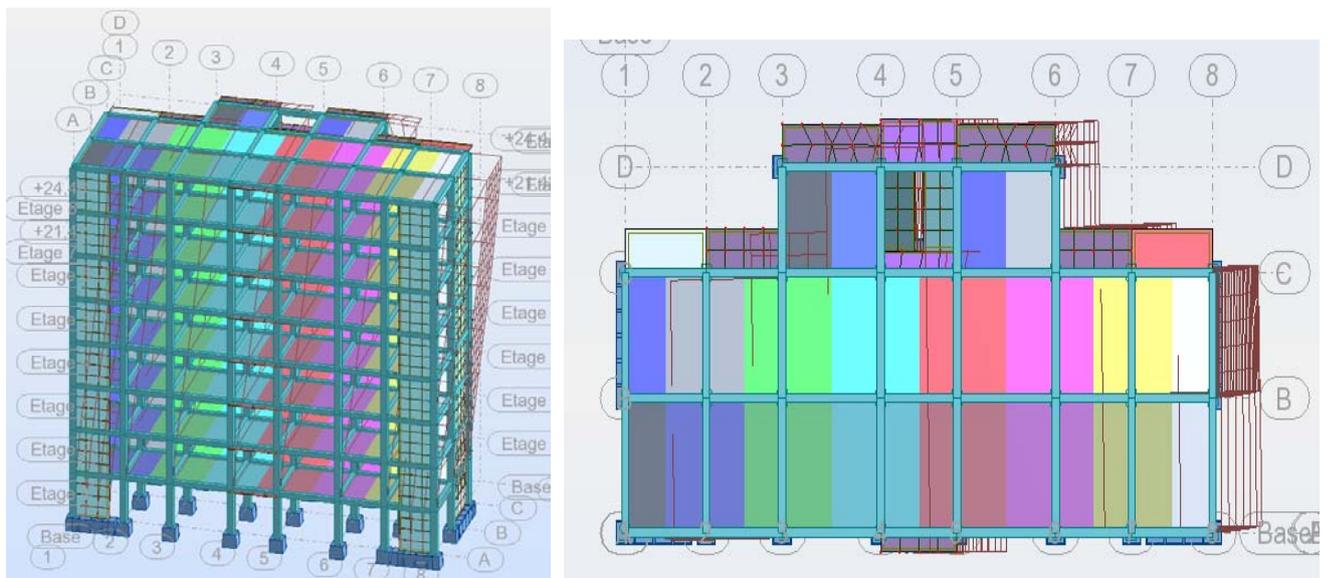


Figure V.10.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

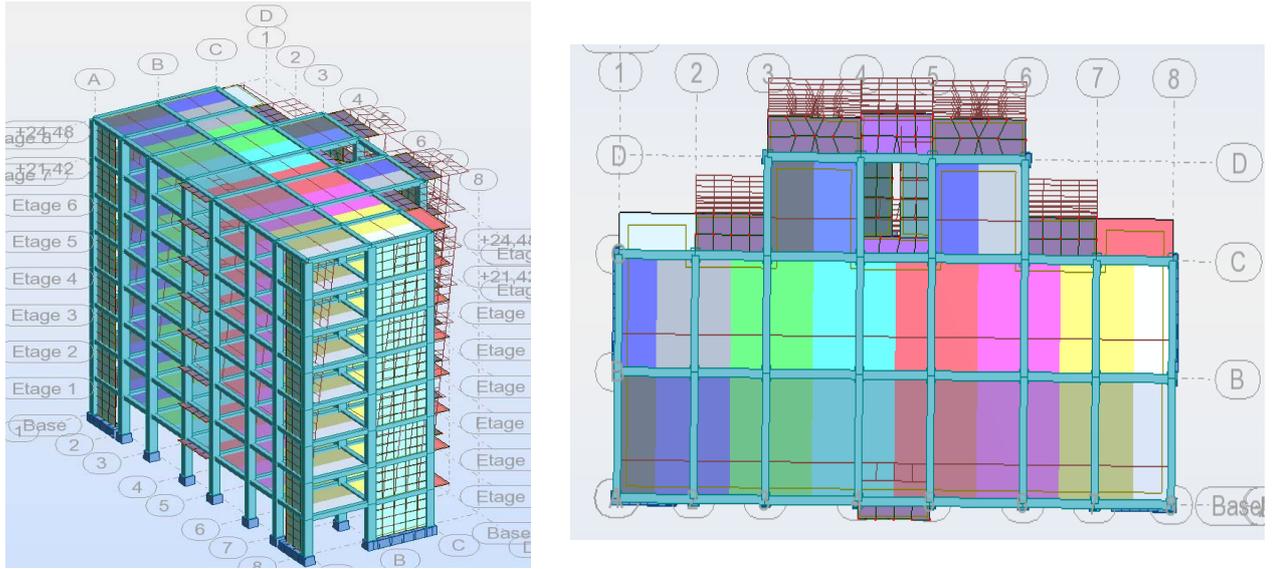


Figure V.11. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

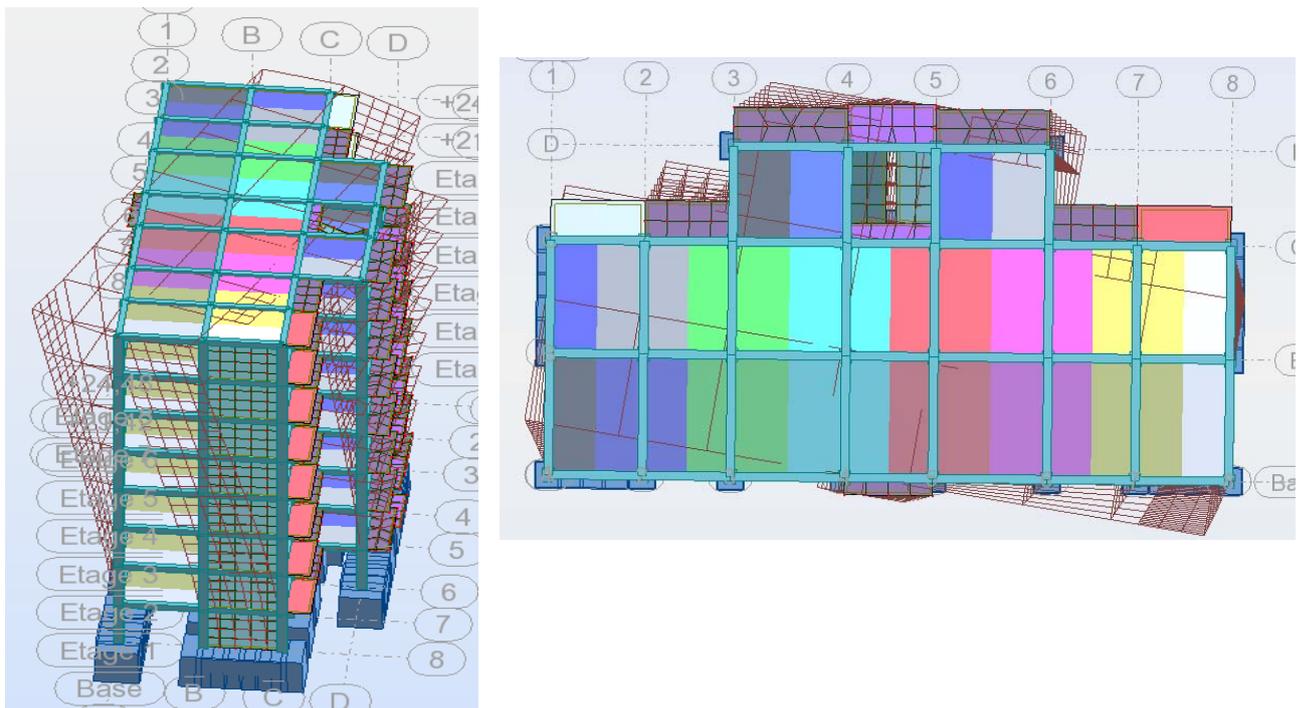


Figure V.12. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

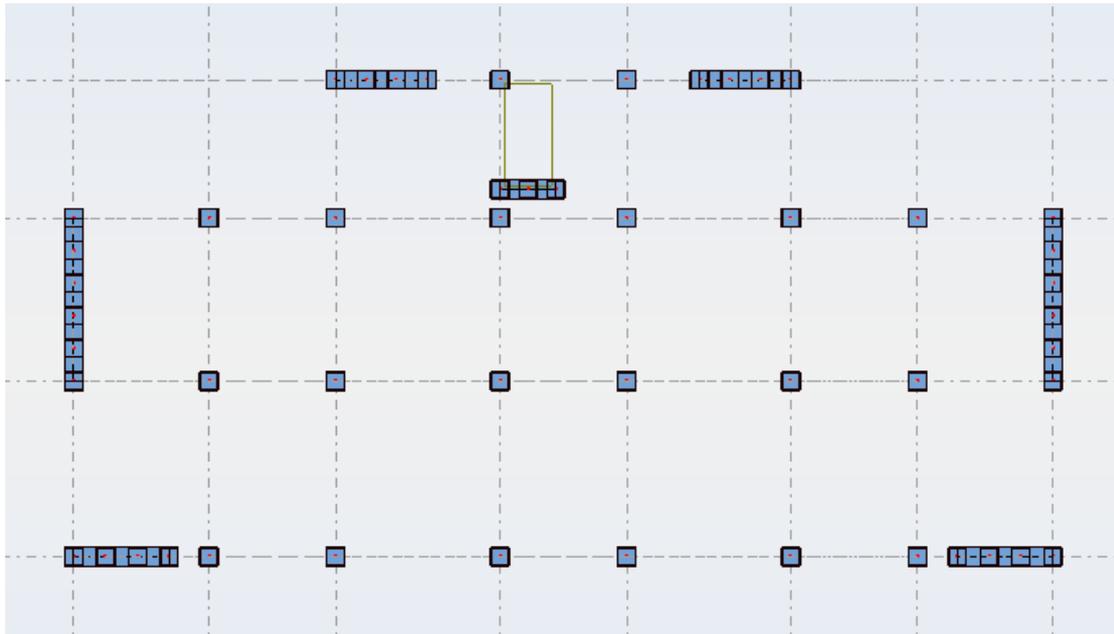


Figure V.13. Deuxième choix de disposition des voiles.

V.1.4. L'effort tranchant sismique de l'étage

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

Les résultats sont donnés dans les tableaux pour les deux directions principales.

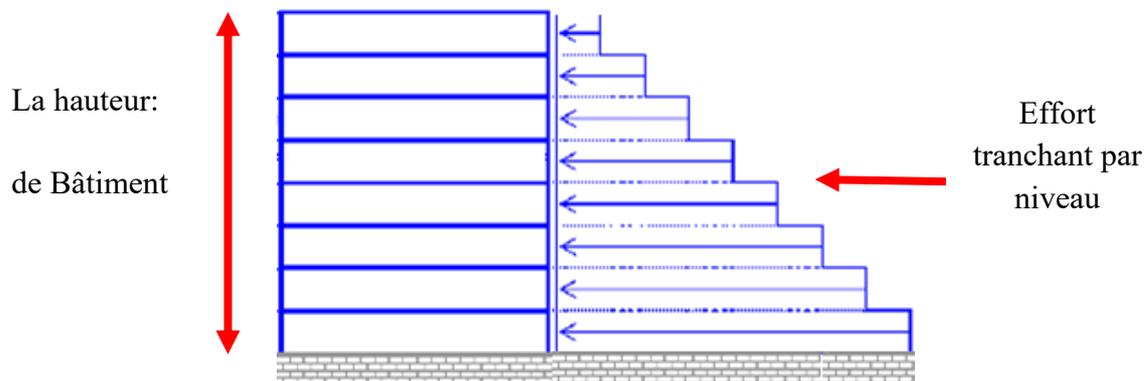


Figure V.14. L'effort tranchant sismique de l'étage.

- Sens longitudinal

Étage	F _x (kN) (Total)	F _x sur les Poteaux	F _x sur les voiles
RDC	1244,37	406,69	837,68
1	1212,99	420,21	792,78
2	1147,51	484,8	662,7
3	1048,59	489,32	559,27
4	912,23	456,61	455,62
5	739,46	400,31	339,15
6	530,29	321,36	208,93
7	279,86	303,96	24,10

- Sens transversal

Etage	Fy (kN) (Total)	Fy sur les Poteaux	Fy sur les voiles
RDC	1291,61	448,05	843,56
1	1258,17	304,28	953,89
2	1187,53	362,85	824,68
3	1090,08	389,44	700,64
4	958,02	388,76	569,26
5	788,02	369,49	418,53
6	581,29	324,14	257,15
7	309,83	352,05	42,22

- Vérifications: selon RPA 99 version 2003 (Art 3.4.4.a)

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\bullet \frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{406,69}{1244,37} = 32,68 \% > 25\% \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\bullet \frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{448,05}{1291,61} = 34,69 \% > 25\% \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Vérifications: selon RPA 99 version 2003 (Art 3.4.4.a)

- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT)

❖ Les sollicitations verticales totales de la structure : 21122,90 KN

❖ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 3983,19 KN

$$\frac{3983,19}{21122,90} = 18,857 \% < 20 \% \text{ C.V}$$

-Les effort tranchant à la base par ROBOT

Sens longitudinal	$V_X = 124,437t$
Sens transversal	$V_Y = 129,161t$

-Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente**Selon RPA99/version2003 art 4.3.6**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T : période fondamentale de la structure.

$$\text{On a : } T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3}$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D_x = 1.99} \quad \mathbf{D_y = 2.12}$$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi}: poids dû aux charges permanentes

WQi: la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA 99/version 2003)

Pour un bâtiment d'habitation $\rightarrow \beta = 0.20$.

	Calcul automatique robot
Niveau	Wétage (t)
7 ^{ème}	217,74128
6 ^{ème}	238,03889
5 ^{ème}	238,03889
4 ^{ème}	238,03889
3 ^{ème}	238,03889
2 ^{ème}	238,03889
1 ^{er}	238,03889
RDC	238,03889
La somme	1884,01351

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Effort sismique dans le sens X, $V_t = 124,437t$

Effort sismique dans le sens Y, $V_t = 129,161t$

sens	A	D	R	Q	W(t)	V(t)	0.8V
longitudinal	0,15	1.99	5	1,20	1884,01351	134.970	107.976
transversal	0,15	2.12	5	1,20	1884,01351	143.787	115.029

	Vt(t)	V (t)	80%V	Vt>0.8V
Sens X	124,437	134.970	107.976	CV
Sens-Y	129,161	143.787	115.029	CV

V.1.5. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités

a- Centre de gravité des masses

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, voiles, ...etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

b- Centre de gravité des rigidités

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

$$\text{Avec :} \quad X_G = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

Etage	Masse [t]	I _x [tm ²]	I _y [tm ²]	I _z [tm ²]
RDC	238,03889	3565,6367	11782,2816	15347,9183
1	238,03889	3565,6367	11782,3087	15347,9454

2	238,03889	3565,6367	11782,3086	15347,9453
3	238,03889	3565,6367	11782,3086	15347,9454
4	238,03889	3565,63671	11782,3086	15347,9454
5	238,03889	3565,63671	11782,3086	15347,9454
6	238,03889	3565,63671	11782,3086	15347,9454
7	217,74128	3334,6338	10854,1405	14188,7743

Etage	Masse [t]	Position du centre de gravité G (x, y, z) [m]	Position du centre de rigidité R (x, y, z) [m]	ex ₀ [m]	ey ₀ [m]
RDC	238,03889	11,79 5,56 1,53	11,78 5,62 2,21	0,01	0,06
1	238,03889	11,79 5,56 4,59	11,78 5,62 5,27	0,01	0,06
2	238,03889	11,79 5,56 7,65	11,78 5,62 8,33	0,01	0,06
3	238,03889	11,79 5,56 10,71	11,78 5,62 11,39	0,01	0,06
4	238,03889	11,79 5,56 13,77	11,78 5,62 14,45	0,01	0,06
5	238,03889	11,79 5,56 16,83	11,78 5,62 17,51	0,01	0,06
6	238,03889	11,79 5,56 19,89	11,78 5,62 20,57	0,01	0,06
7	217,74128	11,78 5,62 22,95	11,78 5,62 23,63	0	0

ex₀ : excentricité théorique suivant x.

ey₀ : excentricité théorique suivant y.

V.1.6. Excentricité accidentelle

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $a \pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$Ex_{\text{totale}} = ex_{\text{théorique}} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$Ey_{\text{totale}} = ey_{\text{théorique}} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$E_x(\text{acc}) = 0.05L_x \text{ avec } L_x = 21.00 \text{ m} \rightarrow E_x(\text{acc}) = 1.04 \text{ m}$$

$$E_y(\text{acc}) = 0.05L_y \text{ avec } L_y = 15.20 \text{ m} \rightarrow E_y(\text{acc}) = 0.75 \text{ m}$$

NIVEAU	LX (m)	LY (m)	EX (m)	EY (m)
RDC	23,55	13,64	1,18	0,68
1	23,55	13,64	1,18	0,68
2	23,55	13,64	1,18	0,68
3	23,55	13,64	1,18	0,68
4	23,55	13,64	1,18	0,68
5	23,55	13,64	1,18	0,68
6	23,55	13,64	1,18	0,68
7	23,55	13,64	1,18	0,68

V.1.7. Calcul des déplacements relatifs horizontaux

- L'article 4.4.3 du RPA99/version2003

- Le déplacement absolu horizontala chaque niveau. k. de la structure est calculé comme suit: $\delta_k = R \delta_{ek}$

Avec

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R: coefficient de comportement.

- Le déplacement relatifau niveau .k . Par rapport au niveau. k-1 .est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- L'article 5.10 du RPA99/version2003

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 1\% h_i$.

Avec : H_i étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux :

- Sens longitudinal

Etage	Max UX [cm]	Min UX [cm]	dr UX [cm]
RDC	0,3	0,0	0,3
1	1,0	0,3	0,6
2	1,8	0,9	0,8
3	2,7	1,7	0,8
4	3,6	2,5	0,8
5	4,3	3,2	0,7
6	5,0	3,9	0,6
7	5,6	4,5	0,5

- Sens transversal

Etage	Max UY [cm]	Min UY [cm]	dr UY [cm]
RDC	0,2	0,0	0,2
1	0,7	0,2	0,5
2	1,3	0,7	0,6
3	2,0	1,3	0,7
4	2,8	2,0	0,7
5	3,5	2,8	0,7
6	4,2	3,5	0,7
7	4,9	4,2	0,6

V.1.8. Justification de l'effet P-Δ

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

- L'article 5.9 du RPA99/version2003: $\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

- Sens longitudinal

Résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (**sens x-x**)

Niveau	W_i (t)	p_k (t)	Δ_k (m)	V_x	h_k (m)	θ	<0.1
RDC	238,038	238,038	0,003	124,437	3,06	0,00125027	vérifie
1	238,038	476,077	0,006	121,299	3,06	0,00641311	vérifie
2	238,038	714,116	0,008	114,751	3,06	0,01220231	vérifie
3	238,038	952,155	0,008	104,859	3,06	0,02077201	vérifie
4	238,038	1190,194	0,008	91,223	3,06	0,02984627	vérifie
5	238,038	1428,233	0,007	73,946	3,06	0,04418359	vérifie
6	238,038	1666,272	0,006	53,029	3,06	0,07188017	vérifie
7	217,741	1884,013	0,005	37,986	3,06	0,09725012	vérifie

- Sens transversal

Résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (**sens y - y**)

Niveau	W_i (t)	p_k (t)	Δ_k (m)	V_x	h_k (m)	θ	<0.1
RDC	238,03889	238,03889	0,002	129,161	3,06	0,00120455	vérifie
1	238,03889	476,07778	0,005	125,817	3,06	0,00618282	vérifie
2	238,03889	714,11667	0,006	118,753	3,06	0,01179109	vérifie
3	238,03889	952,15556	0,007	109,008	3,06	0,0199814	vérifie
4	238,03889	1190,19445	0,007	95,802	3,06	0,02841972	vérifie
5	238,03889	1428,23334	0,007	78,802	3,06	0,04146087	vérifie
6	238,03889	1666,27223	0,007	58,129	3,06	0,0655737	vérifie
7	217,74128	1884,01351	0,006	38,983	3,06	0,09476293	vérifie

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

V.1.9. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante : $M_s / M_r \geq 1,5$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = \sum w_x L_{x,y}/2$$

W : le poids total de la structure dans chaque niveau

- Sens longitudinal

$$M_s = 224668,611 \text{ KN.m}$$

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
RDC	1244,37	3,06	3807,7722
1	1212,99	3,06	3711,7494
2	1147,51	3,06	3511,3806
3	1048,59	3,06	3208,6854
4	912,23	3,06	2791,4238
5	739,46	3,06	2262,7476
6	530,29	3,06	1622,6874
7	379,86	3,06	1162,3716
		$\sum M_{Rx}$	22078,818

- Vérifications

$$M_s / M_{Rx} = 10,17 > 1,5 \Rightarrow \text{(CV)}$$

- Sens transversal

$$M_s = 112475,607 \text{ KN.m}$$

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
RDC	1291,61	3,06	3952,3266
1	1258,17	3,06	3850,0002
2	1187,53	3,06	3633,8418
3	1090,08	3,06	3335,6448
4	958,02	3,06	2931,5412
5	788,02	3,06	2411,3412
6	581,29	3,06	1778,7474
7	389,83	3,06	1192,8798
		ΣM_{Ry}	23086,323

-Verifications

$$M_s/M_{Ry} = 4,87 > 1.5 \Rightarrow \text{(CV)}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

V.2. CENTRE DE MASSE

V.2.1. DEFINITION

Le centre de masse d'un niveau considéré est défini mathématiquement par le barycentre des masses, il est défini aussi physiquement comme étant le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs. Sa coordonnées sont données par rapport à un repère (xoy) à un niveau global de la structure par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

X_G : abscisse du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o.

Y_G : ordonnée du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o.

x_i : abscisse du centre géométrique de la masse M_i par rapport à o .

y_i : ordonnée du centre géométrique de la masse M_i par rapport à o .

M_i : masse n° i pris en considération.

V.2.2. CALCUL DU CENTRE DE MASSE DA BATIMENT

2.1. PLANCHER

2.1.1. PLANCHER ETAGE COURANT

Panneaux	Si (m ²)	G (N/m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
P1	11,94	4430	1,775	1,825	52894,2	93887,21	96531,92
P2	11,13	4430	4,925	1,825	49305,9	242831,6	89983,27
P3	14,78	4430	8,425	1,825	65475,4	551630,2	119492,6
P4	11,13	4430	11,925	1,825	49305,9	587972,9	89983,27
P5	14,78	4430	15,425	1,825	65475,4	1009958	119492,6
P6	11,13	4430	18,925	1,825	49305,9	933114,2	89983,27
P7	11,94	4430	22,075	1,825	52894,2	1167639	96531,92
P8	11,06	4430	1,775	6,475	48995,8	86967,55	317247,8
P9	10,31	4430	4,925	6,475	45673,3	224941	295734,6
P10	13,68	4430	8,425	6,475	60602,4	510575,2	392400,5
P11	10,31	4430	11,925	6,475	45673,3	544654,1	295734,6
P12	13,68	4430	15,425	6,475	60602,4	934792	392400,5
P13	10,31	4430	18,925	6,475	45673,3	864367,2	295734,6
P14	11,06	4430	22,075	6,475	48995,8	1081582	317247,8
£P15	2,655	4430	1,625	9,05	11761,65	19112,68	106442,9
P16	3,3	4650	4,925	9,2	15345	75574,13	141174
P17	11,09	4430	8,425	10,12	49128,7	413909,3	497182,4
P18	11,09	4430	15,425	10,12	49128,7	757810,2	497182,4
P19	3,3	4650	4,925	9,2	15345	75574,13	141174
P20	2,655	4430	1,625	9,05	11761,65	19112,68	106442,9
P21	3,8	4650	8,35	12,44	17670	147544,5	219814,8
P22	3,8	4650	8,35	12,44	17670	147544,5	219814,8
TOTAL					928683,9	10491094	4937727

Xi = 11,29 m

Yi = 5,31 m

2.1.2. PLANCHER TERRASSE

Panneaux	Si (m ²)	G (N/m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
P1	11,94	3550	1,775	1,825	42387	75236,93	77356,28
P2	11,13	3550	4,925	1,825	39511,5	194594,1	72108,49
P3	14,78	3550	8,425	1,825	52469	442051,3	95755,93
P4	11,13	3550	11,925	1,825	39511,5	471174,6	72108,49
P5	14,78	3550	15,425	1,825	52469	809334,3	95755,93
P6	11,13	3550	18,925	1,825	39511,5	747755,1	72108,49
P7	11,94	3550	22,075	1,825	42387	935693	77356,28
P8	11,06	3550	1,775	6,475	39263	69691,83	254227,9
P9	10,31	3550	4,925	6,475	36600,5	180257,5	236988,2
P10	13,68	3550	8,425	6,475	48564	409151,7	314451,9
P11	10,31	3550	11,925	6,475	36600,5	436461	236988,2
P12	13,68	3550	15,425	6,475	48564	749099,7	314451,9
P13	10,31	3550	18,925	6,475	36600,5	692664,5	236988,2
P14	11,06	3550	22,075	6,475	39263	866730,7	254227,9
P15	2,655	3550	1,625	9,05	9425,25	15316,03	85298,51
P16	3,3	4770	4,925	9,2	15741	77524,43	144817,2
P17	11,09	3550	8,425	10,12	39369,5	331688	398419,3
P18	11,09	3550	15,425	10,12	39369,5	607274,5	398419,3
P19	3,3	4770	4,925	9,2	15741	77524,43	144817,2
P20	2,655	3550	1,625	9,05	9425,25	15316,03	85298,51
P21	3,8	4770	8,35	12,44	18126	151352,1	225487,4
P22	3,8	4770	8,35	12,44	18126	151352,1	225487,4
TOTAL					759025,5	8507244	4118919

Xi = 11,20 m

Yi = 5,42 m

2.2. MURS DES FACADES

2.2.1. MURS DES FACADES

Elément	Hi (m)	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	2,76	2,95	1,78	0,15	22471,92	40000,018	3370,788
2	2,76	2,75	4,93	0,15	20948,4	103275,61	3142,26
3	2,76	3,65	8,43	0,15	27804,24	234389,74	4170,636
4	2,66	3,85	10,4	2,33	28265,16	293957,66	65857,823
5	2,66	3,85	13,45	2,33	28265,16	380166,4	65857,823
6	2,76	3,65	15,43	0,15	27804,24	429019,42	4170,636
7	2,76	2,75	18,93	0,15	20948,4	396553,21	3142,26
8	2,76	2,95	22,08	0,15	22471,92	496179,99	3370,788
9	2,66	1	0,15	9,1	7341,6	1101,24	66808,56
10	2,76	2,95	1,78	9,55	22471,92	40000,018	214606,84
11	2,76	2,75	4,93	8,35	20948,4	103275,61	174919,14
12	2,66	2,94	6,45	10,08	21584,304	139218,76	217569,78
13	2,66	1	10,4	12,44	7341,6	76352,64	91329,504
14	2,76	2,75	11,93	13,09	20948,4	249914,41	274214,56
15	2,66	1	13,45	12,44	7341,6	98744,52	91329,504
16	2,66	2,94	17,4	10,08	21584,304	375566,89	217569,78
17	2,76	2,75	18,93	8,35	20948,4	396553,21	174919,14
18	2,76	2,95	22,08	9,55	22471,92	496179,99	214606,84
19	2,66	1	23,7	9,1	7341,6	173995,92	66808,56
TOTAL					379303,49	4524445,3	1957765,2

Xi = 11,92m

Yi = 5,16 m

2.3. POUTRES TRANSVERSALES

2.3.1. POUTRES TRANSVERSALES : (4-7) étages

Élément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	3,85	0,15	2,325	1155	173,25	2685,375
2	3,85	3,4	2,325	1155	3927	2685,375
3	3,85	6,45	2,325	1155	7449,75	2685,375
4	3,85	10,4	2,325	1155	12012	2685,375
5	3,85	13,45	2,325	1155	15534,75	2685,375
6	3,85	17,4	2,325	1155	20097	2685,375
7	3,85	20,45	2,325	1155	23619,75	2685,375
8	3,85	23,7	2,325	1155	27373,5	2685,375
9	3,55	0,15	6,425	1065	159,75	6842,625
10	3,55	3,4	6,425	1065	3621	6842,625
11	3,55	6,45	6,425	1065	6869,25	6842,625
12	3,55	10,4	6,425	1065	11076	6842,625
13	3,55	13,45	6,425	1065	14324,25	6842,625
14	3,55	17,4	6,425	1065	18531	6842,625
15	3,55	20,45	6,425	1065	21779,25	6842,625
16	3,55	23,7	6,425	1065	25240,5	6842,625
17	2,94	6,45	10,07	882	5688,9	8881,74
18	2,94	10,4	10,07	882	9172,8	8881,74
19	2,94	13,45	10,07	882	11862,9	8881,74
20	2,94	17,4	10,07	882	15346,8	8881,74
TOTAL				21288	253859,4	111751

Xi = 11,93 m

Yi = 5,51m

2.3.2. POUTRES TRANSVERSALES : (RDC-3) étages

Élément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	3,65	0,15	2,325	1095	164,25	2545,875
2	3,65	3,4	2,325	1095	3723	2545,875
3	3,65	6,45	2,325	1095	7062,75	2545,875
4	3,65	10,4	2,325	1095	11388	2545,875
5	3,65	13,45	2,325	1095	14727,75	2545,875
6	3,65	17,4	2,325	1095	19053	2545,875
7	3,65	20,45	2,325	1095	22392,75	2545,875
8	3,65	23,7	2,325	1095	25951,5	2545,875
9	3,45	0,15	6,375	1035	155,25	6598,125
10	3,45	3,4	6,375	1035	3519	6598,125
11	3,45	6,45	6,375	1035	6675,75	6598,125
12	3,45	10,4	6,375	1035	10764	6598,125
13	3,45	13,45	6,375	1035	13920,75	6598,125
14	3,45	17,4	6,375	1035	18009	6598,125
15	3,45	20,45	6,375	1035	21165,75	6598,125
16	3,45	23,7	6,375	1035	24529,5	6598,125
17	2,84	6,45	10,02	852	5495,4	8537,04
18	2,84	10,4	10,07	852	8860,8	8579,64
19	2,84	13,45	10,07	852	11459,4	8579,64
20	2,84	17,4	10,07	852	14824,8	8579,64
TOTAL				20448	243842,4	107427,96

Xi = 11,925 m

Yi = 5,25m

2.4. POUTRES LONGITUDINALES

2.4.1. POUTRES LONGITUDINALES : (4-7) étages

Élément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	2,95	0,15	1,775	225	33,75	399,375
2	2,75	0,15	4,925	225	33,75	1108,125
3	3,65	0,15	8,425	225	33,75	1895,625
4	2,75	0,15	11,925	225	33,75	2683,125
5	3,65	0,15	15,425	225	33,75	3470,625
6	2,75	0,15	18,925	225	33,75	4258,125
7	2,95	0,15	22,075	225	33,75	4966,875
8	2,95	4,5	1,775	225	1012,5	399,375
9	2,75	4,5	4,925	225	1012,5	1108,125
10	3,65	4,5	8,425	225	1012,5	1895,625
11	2,75	4,5	11,925	225	1012,5	2683,125
12	3,65	4,5	15,425	225	1012,5	3470,625
13	2,75	4,5	18,925	225	1012,5	4258,125
14	2,95	4,5	22,075	225	1012,5	4966,875
15	2,95	8,45	1,775	225	1901,25	399,375
16	2,75	8,45	4,925	225	1901,25	1108,125
17	3,65	8,45	8,425	225	1901,25	1895,625
18	2,75	8,45	11,925	225	1901,25	2683,125
19	3,65	8,45	15,425	225	1901,25	3470,625
20	2,75	8,45	18,925	225	1901,25	4258,125
21	2,95	8,45	22,075	225	1901,25	4966,875
22	3,65	11,79	8,425	225	2652,75	1895,625
23	2,75	11,79	11,925	225	2652,75	2683,125
24	3,65	11,79	15,425	225	2652,75	3470,625
TOTAL				5400	28590,75	64395

Xi = 11,93 m

Yi = 5,29 m

2.4.2. POUTRES LONGITUDINALES : (RDC-3) étages

Élément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	2,75	0.15	1,725	7425	1113,75	12808,13
2	2,65	0.15	4,825	7425	1113,75	35825,63
3	3,55	0.15	8,325	7425	1113,75	61813,13
4	2,65	0.15	11,825	4725	1113,75	55873,13
5	3,55	0.15	15,325	7425	1113,75	113788,1
6	2,65	0.15	18,825	7425	1113,75	139775,6
7	2,75	0.15	21,975	7425	1113,75	163164,4
8	2,75	4,45	1,725	7425	33041,25	12808,13
9	2,65	4,45	4,825	7425	33041,25	35825,63
10	3,55	4,45	8,325	7425	33041,25	61813,13
11	2,65	4,45	11,825	4725	21026,25	55873,13
12	3,55	4,45	15,325	7425	33041,25	113788,1
13	2,65	4,45	18,825	7425	33041,25	139775,6
14	2,75	4,45	21,975	7425	33041,25	163164,4
15	2,75	8,4	1,725	7425	62370	12808,13
16	2,65	8,4	4,825	7425	62370	35825,63
17	3,55	8,4	8,325	7537,5	63315	62749,69
18	2,65	8,4	11,825	7537,5	63315	89130,94
19	3,55	8,4	15,325	7425	62370	113788,1
20	2,65	8,4	18,825	7425	62370	139775,6
21	2,75	8,4	21,975	7425	62370	163164,4
22	3,55	11,74	8,325	7425	87169,5	61813,13
23	2,65	11,74	11,825	7425	87169,5	87800,63
24	3,55	11,74	15,325	4725	55471,5	72410,63
TOTAL				143325	895360,5	2005363

Xi = 11,93m

Yi = 5,22 m

2.5. LES POTEAUX

2.5.1. POTEAUX : (40*30) cm², (4-7) étages

Élément	Hi (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	3,06	0,20	0,15	918	183,6	137,7
2	3,06	0,20	3,40	918	183,6	3121,2
3	3,06	0,20	6,45	918	183,6	5921,1
4	3,06	0,20	10,40	918	183,6	9547,2
5	3,06	0,20	13,45	918	183,6	12347,1
6	3,06	0,20	17,40	918	183,6	15973,2
7	3,06	0,20	20,45	918	183,6	18773,1
8	3,06	0,20	23,7	918	183,6	21756,6
9	3,06	4,45	0,15	918	4085,1	137,7
10	3,06	4,45	3,40	918	4085,1	3121,2
11	3,06	4,45	6,45	918	4085,1	5921,1
12	3,06	4,45	10,40	918	4085,1	9547,2
13	3,06	4,45	13,45	918	4085,1	12347,1
14	3,06	4,45	17,40	918	4085,1	15973,2
15	3,06	4,45	20,45	918	4085,1	18773,1
16	3,06	4,45	23,7	918	4085,1	21756,6
17	3,06	8,4	0,15	918	7711,2	137,7
18	3,06	8,4	3,40	918	7711,2	3121,2
19	3,06	8,4	6,45	918	7711,2	5921,1
20	3,06	8,4	10,40	918	7711,2	9547,2
21	3,06	8,4	13,45	918	7711,2	12347,1
22	3,06	8,4	17,40	918	7711,2	15973,2
23	3,06	8,4	20,45	918	7711,2	18773,1
24	3,06	8,4	23,7	918	7711,2	21756,6
25	3,06	11,74	6,45	918	10777,32	5921,1
26	3,06	11,74	10,40	918	10777,32	9547,2
27	3,06	11,74	13,45	918	10777,32	12347,1
28	3,06	11,74	17,40	918	10777,32	15973,2
TOTAL				25704	138948,5	306520,2

Xi = 11,93 m

Yi = 5,41 m

2.5.2. POTEAUX :(50*40) cm², RDC-3^{ème} étages

Élément	Hi (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
1	3,06	0,25	0,20	1530	382,5	306
2	3,06	0,25	3,53	1530	382,5	5400,9
3	3,06	0,25	6,40	1530	382,5	9792
4	3,06	0,25	10,35	1530	382,5	15835,5
5	3,06	0,25	13,40	1530	382,5	20502
6	3,06	0,25	17,35	1530	382,5	26545,5
7	3,06	0,25	20,40	1530	382,5	31212
8	3,06	0,25	23,65	1530	382,5	36184,5
9	3,06	4,40	0,20	1530	6732	306
10	3,06	4,40	3,53	1530	6732	5400,9
11	3,06	4,40	6,40	1530	6732	9792
12	3,06	4,40	10,35	1530	6732	15835,5
13	3,06	4,40	13,40	1530	6732	20502
14	3,06	4,40	17,35	1530	6732	26545,5
15	3,06	4,40	20,40	1530	6732	31212
16	3,06	4,40	23,65	1530	6732	36184,5
17	3,06	8,35	0,20	1530	12775,5	306
18	3,06	8,35	3,53	1530	12775,5	5400,9
19	3,06	8,35	6,40	1530	12775,5	9792
20	3,06	8,35	10,35	1530	12775,5	15835,5
21	3,06	8,35	13,40	1530	12775,5	20502
22	3,06	8,35	17,35	1530	12775,5	26545,5
23	3,06	8,35	20,40	1530	12775,5	31212
24	3,06	8,35	23,65	1530	12775,5	36184,5
25	3,06	12,09	6,40	1530	18497,7	9792
26	3,06	12,09	10,35	1530	18497,7	15835,5
27	3,06	12,09	13,40	1530	18497,7	20502
28	3,06	12,09	17,35	1530	18497,7	26545,5
TOTAL				42840	233110,8	510010,2

Xi = 11,91 m

Yi = 5,44 m

2.6. L'ESCALIER

Élément	Si (m ²)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
P1	2,88	11,15	10,49	21412,8	238752,72	224620,3
P2	4,13	11,93	12,57	20195,7	240934,701	253859,9
P3	2,88	12,70	10,49	21412,8	271942,56	224620,3
TOTAL				63021,3	751629,981	703100,5

$$X_i = 11,93\text{m}$$

$$Y_i = 11,15\text{ m}$$

2.7. LES VOILES

2.7.1.VOILES TERRASSE

Elément	Hi (m)	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
V1	2,00	8,6	0,08	4,3	6450	516	27735
V2	2,00	8,6	23,78	4,3	6450	153381	27735
TOTAL					12900	153897	55470

$$X_i = 11,93\text{m}$$

$$Y_i = 4,30\text{ m}$$

2.7.2.VOILES ETAGE COURANT

Élément	Hi (m)	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
V1	3,06	8,6	0,15	4,3	9868,5	1480,28	42434,6
V2	3,06	8,6	23,78	4,3	9868,5	234673	42434,6
V3	3,06	5,99	10,4	5,99	6873,53	71484,7	41172,4
V4	3,06	5,99	13,45	5,99	6873,53	92448,9	41172,4
V5	3,06	3,65	10,25	4,325	4188,38	42930,8	18114,7
V6	3,06	1,60	14,40	4,325	1836	26438,4	7940,7
V7	3,06	1,40	7,3	6,025	1606,5	11727,5	9679,16
V8	3,06	1,40	9,55	6,025	1606,5	15342,1	9679,16
V9	3,06	1,40	14	6,025	1606,5	22491	9679,16
V10	3,06	1,40	16,25	6,025	1606,5	26105,6	9679,16
TOTAL					45934,43	545122,1	231986

$$X_i = 11,87\text{m}$$

$$Y_i = 5,05\text{m}$$

V.2.3. TABLEAUX RECAPITULATIFS

3.1. NIVEAU TERRASSE

L'élément	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
Voile Terrasse	11,93	4,3	12900	153897	55470
Plancher	11,2	5,42	759026	8501091,2	4113921
Poutres Transver	11,93	5,51	21288	253965,84	117297
Poutres Longitud	11,93	5,29	5400	64422	28566
Poteaux	11,93	5,41	25704	306648,72	139059
Voile d'étage	11,87	5,05	45934,4	545241,684	231969
Murs de façades	11,92	5,16	379303	4521291,76	1957203
TOTAL			1249555	14346558,2	6643485

$$X_G = 11,48 \text{ m}$$

$$Y_G = 5,32 \text{ m.}$$

3.2. NIVEAUX 4-6

L'élément	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
Plancher	11,29	5,31	928684	1,05E+07	4931312
Poutres Transver	11,93	5,51	21288	2,54E+05	117297
Poutres Longitud	11,93	5,29	5400	6,44E+04	28566
Poteaux	11,93	5,41	25704	3,07E+05	139059
Voile d'étage	11,87	5,05	45934,4	5,45E+05	231969
Murs de façades	11,92	5,16	379303	4,52E+06	1957203
Escalier	11,93	11,15	63021,3	7,52E+05	702687
TOTAL			1469335	1,69E+07	8108093

$$X_G = 11,50 \text{ m}$$

$$Y_G = 5,52 \text{ m}$$

3.3. NIVEAUX RDC-3

L'élément	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	XiMi (Nm)	YiMi (Nm)
Plancher	11,29	5,31	928684	1,05E+07	4931312
Poutres Transver	11,93	5,25	20448	2,44E+05	107352
Poutres Longitud	11,93	5,22	143325	1,71E+06	748157
Voile d'étage	11,87	5,05	45934,4	5,45E+05	231969
Escalier	11,72	11,93	11,15	1,31E+02	133,02
Poteaux	11,91	5,44	379303	4,52E+06	2063408
Murs de façades	11,93	5,16	63021,3	7,52E+05	325190
TOTAL			1580727	1,83E+07	8407521

$$X_G = 11,50 \text{ m}$$

$$Y_G = 5,32 \text{ m.}$$

NIVEAU	MANUEL		ROBOT	
	X_G	Y_G	X_G	Y_G
TERRASSE	11,48	5,32	11,74	5,57
4-6	11,50	5,52	11,76	5,51
RDC-3	11,50	5,32	11,76	5,49

V.3. CENTRE DE TORSION

V.3.1. CALCUL DE LA RIGIDITE

Soit C le centre de torsion :

$$X_c = \frac{\sum R_j^t \cdot x_i}{\sum R_j^t} \quad , \quad Y_c = \frac{\sum R_j^l \cdot y_i}{\sum R_j^l}$$

$$R_j^t = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_x}{h_j^3} \quad , \quad R_j^l = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{h_j^3}$$

$R_j^{x,y}$: rigidité relative de niveau « j ».

$I_{x,y}$: inertie de la section de l'élément suivant le sens considéré.

h_e : hauteur d'étage.

E : module de Young longitudinal du béton armé, $E = 32164.2 \times 10^6 \text{ N/m}^2$.

3.1.1 Sens Transversal :

- RDC-3 étage

Niveau	Élément	Iélément (m)	Rélément (N/m)	Rj (N/m)	Xi (m)	Yi (m)	Rj .Xi (N)	Rj .Yi (N)
9 8 7 6	Portique1	0,00267	35966732,3	107900196	0,15	4,3	16185029,4	463970842,8
	Portique2	0,00267	35966732,3	107900196	3,4	4,3	366860666,4	463970842,8
	Portique7	0,00267	35966732,3	107900196	20,45	4,3	2206559008	463970842,8
	Portique8	0,00267	35966732,3	107900196	23,7	4,3	2557234645	463970842,8
	Portique3	0,00267	35966732,3	143866928	6,45	11,54	927941685,6	1660224349
	Portique4	0,00267	35966732,3	143866928	10,4	11,54	1496216051	1660224349
	Portique5	0,00267	35966732,3	143866928	13,45	11,54	1935010182	1660224349
	Portique6	0,00267	35966732,3	143866928	17,4	11,54	2503284547	1660224349
	Voile1	0,00242	32599060,7	32599061	0,15	4,3	4889859,15	140175962,3
	Voile2	0,00242	32599060,7	32599061	23,78	4,3	775205670,6	140175962,3
	Voile3	0,0236	317908195	317908195	10,4	5,99	3306245228	1904270088
	Voile4	0,0236	317908195	317908195	13,45	5,99	4275865223	1904270088
Σ				1708083008			20371497795	10728681542

$X_c = 11,93 \text{ m}$

$Y_c = 6,28 \text{ m}$

• 4-7 étage

Niveau	Élément	I _{élément} (m)	R _{élément} (N/m)	R _j (N/m)	X _i (m)	Y _i (m)	R _j .X _i (N)	R _j .Y _i (N)
5 4 3 2	Portique1	0,000075	1010301,47	3030904,4	0,15	4,3	454635,66	13032889
	Portique2	0,000075	1010301,47	3030904,4	3,4	4,3	10305075	13032889
	Portique7	0,000075	1010301,47	3030904,4	20,45	4,3	61981995	13032889
	Portique8	0,000075	1010301,47	3030904,4	23,7	4,3	71832434	13032889
	Portique3	0,000075	1010301,47	4041205,9	6,45	11,54	26065778	46635516
	Portique4	0,000075	1010301,47	4041205,9	10,4	11,54	42028541	46635516
	Portique5	0,000075	1010301,47	4041205,9	13,45	11,54	54354219	46635516
	Portique6	0,000075	1010301,47	4041205,9	17,4	11,54	70316982	46635516
	Voile1	0,00242	32599060,7	32599061	0,15	4,3	4,89E+06	1,40E+08
	Voile2	0,00242	32599060,7	32599061	23,78	4,3	7,75E+08	1,40E+08
	Voile3	0,0236	317908195	3,18E+08	10,4	5,99	3,31E+09	1,90E+09
	Voile4	0,0236	317908195	3,18E+08	13,45	5,99	4,28E+09	1,90E+09
	Σ				7,29E+08			8,70E+09

X_c = 11,90 m

Y_c = 5,93 m

V.3.2. Sens Longitudinal

Niveau	Élément	I _{élément} (m)	R _{élément} (N/m)	R _j (N/m)	X _i (m)	Y _i (m)	R _j .X _i (N)	R _j .Y _i (N)
7	Portique1	0,0016	21553098	172424784	11,93	0,15	2057027671	25863717,57
	Portique2	0,0016	21553098	172424784	11,93	4,4	2057027671	758669048,7
6	Portique3	0,0016	21553098	172424784	11,93	8,35	2057027671	1439746945
5	Portique4	0,0016	21553098	86212392	11,93	11,69	1028513836	1007822862
4	Voile1	0,00077	10372428,4	9429480	10,25	4,325	96652170	40782501
	Voile2	0,00045	6061808,81	6061809	14,4	4,325	87290049,6	26217323,93
	Voile3	0,00039	5253567,63	5253568	7,3	6,025	38351046,4	31652747,2
	Voile4	0,00039	5253567,63	5253568	9,55	6,025	50171574,4	31652747,2
	Voile5	0,00039	5253567,63	5253568	14	6,025	73549952	31652747,2
	Voile6	0,00039	5253567,63	5253568	16,25	6,025	85370480	31652747,2
Σ				639992304,3			7630982120	3425713386

$$X_c = 11,92 \text{ m}$$

$$Y_c = 5,35 \text{ m}$$

Niveau	Élément	I _{élément} (m)	R _{élément} (N/m)	R _j (N/m)	X _i (m)	Y _i (m)	R _j .X _i (N)	R _j .Y _i (N)
3	Portique1	0,0042	56576882,2	452615058	11,93	0,15	5399697637	67892258,64
	Portique2	0,0042	56576882,2	452615058	11,93	4,4	5399697637	1991506253
	Portique3	0,0042	56576882,2	452615058	11,93	8,35	5399697637	3779335731
	Portique4	0,0042	56576882,2	226307529	11,93	11,69	2699848819	2645535012
2	Voile1	0,00077	10372428,4	9429480	10,25	4,325	96652170	40782501
	Voile2	0,00045	6061808,81	6061809	14,4	4,325	87290049,6	26217323,93
	Voile3	0,00039	5253567,63	5253568	7,3	6,025	38351046,4	31652747,2
1	Voile4	0,00039	5253567,63	5253568	9,55	6,025	50171574,4	31652747,2
	Voile5	0,00039	5253567,63	5253568	14	6,025	73549952	31652747,2
RDC	Voile6	0,00039	5253567,63	5253568	16,25	6,025	85370480	31652747,2
Σ				1620658263			19330327002	8677880068

$$X_c = 11,93 \text{ m}$$

$$Y_c = 5,35 \text{ m}$$

V.3.2. CALCUL DU CENTRE DE TORSION DU BATIMENT

Niveau	Sens	X_i (m)	Y_i (m)	R_j (N/m)	$R_j \cdot X_i$ (N)	$R_j \cdot Y_i$ (N)
4.5.6.7	Longitudinal	11,92	5,35	639992304,3	7630982120	3425713386
	Transversal	11,90	5,93	7,29E+08	8,70E+09	4,33E+09
Σ				1368992304	16330982120	7755713386
RDC.1.2.3	Longitudinal	11,93	5,35	1620658263	19330327002	8677880068
	Transversal	11,93	6,28	1708083008	20371497795	10728681542
Σ				3328741271	39701824797	19406561612

Niveau	X_c (m)	Y_c (m)
7.6.5 et 4	11,93	5,67
RDC.1.2 et 3	11,93	5,83

V.3.3. CALCUL DE L'EXCENTRICITE

D'après l'article (4.3.7) de le RPA99. Dans le cas où il procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle.

3.1. Excentricité Théorique

$$e_x = |X_C - X_G| \quad , \quad e_y = |Y_C - Y_G|$$

3.2. Excentricité accidentelle

$$E_a = 0.05 L$$

Donc l'excentricité adoptée : $e = \max (e_{Th}, e_{acc})$.

Niveau	X _G (m)	Y _G (m)	X _C (m)	Y _C (m)	e _{xTh} (m)	e _{yTh} (m)	e _{xacc} (m)	e _{yacc} (m)	e _x (m)	e _y (m)
Terrasse	11,48	5,32	11,93	5,67	0,35	0,51	1,1925	0,6545	1,1925	0,6545
6.5 et 4	11,50	5,52	11,93	5,67	0,15	0,31	1,1925	0,6545	1,1925	0,6545
RDC.1.2 et 3	11,50	5,32	11,93	5,83	0,43	0,51	1,1925	0,6545	1,1925	0,6545

$$X_C = X_G + e_x$$

$$Y_C = Y_G + e_y$$

Niveau	X _C (m)	Y _C (m)
Terrasse	11,93	5,67
6.5 et 4	11,93	5,67
3.2.1 et RDC	11,93	5,83

V.3.4. MODILISATIO DES MASSES

4.1. LES CHARGES PERMANENTES

Niveau	Terrasse	6.5 et 4	3.2.1 et RDC
Plancher	759025,5	928683,9	928683,9
Poutres	26688	26688	163773
Poteaux	25704	25704	42840
Murs ext	379303,49	379303,49	379303,49
Escalier	-	63021,3	63021,3
Voiles	12900	45934,43	45934,43
Σ	1203621	1469335	1623556,12

4.2. LES SURCHARGES D'EXPLOITATION :

Niveau		Q (N/m)	S _i (m ²)	Poids (N)
Terrasse		1500	231,943	347914,5
étage immédiatement	Plancher	1500	217,943	326914,5
	Escalier	2500	13,99	34975
étage immédiatement	Plancher	1500	217,943	326914,5
	Escalier	2500	13,99	34975

V.3.5. CALCUL DU POIDS DE LA STRUCTURE A CHAQUE NIVEAU

D'après le RPA99 : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 , $\beta = 0.20$.

Niveau	G (N)	0.2Q (N)	W _i (N)	W _i (t)
Terrasse	1203621	69582,9	1273203,9	127,32039
6.5 et 4	1469335	72377,9	1541712,9	154,17129
3.2.1 et RDC	1623556,1	72377,9	1695934	169,5934

NIVEAU	MANUEL				ROBOT			
	X _G	Y _G	E _X	E _Y	X _C	Y _C	E _X	E _Y
TERRASSE	11,93	5,67	0,35	0,51	11,77	4,58	0,03	0,99
4-6	11,93	5,67	0,15	0,31	11,77	4,58	0,01	0,93
RDC-3	11,93	5,83	0,43	0,51	11,77	4,60	0,01	0,89

V.4. CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE

V.4.1. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de repense de calcul.

V.4.2. CALCUL DES MODES PROPRES : [12]

Il s'agit de rechercher les modes propres de vibration de la structure supposée non amortie, par la détermination des pulsations (w_i), et des vecteurs de déplacement (Φ_i).

- Pour la détermination des pulsations (w_i) : $\det [K - M W_i^2] = 0$.
- Pour la détermination des vecteurs de déplacement (Φ_i) : $\det [K - M W_i^2] \Phi_i = 0$.

K : matrice rigidité.

M: matrice masse.

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_3 + K_4 & -K_4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -K_4 & K_4 + K_5 & -K_5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_5 & K_5 + K_6 & -K_6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -K_6 & K_6 + K_7 & -K_7 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_7 & K_7 + K_8 & -K_8 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_8 & K_8 \end{bmatrix}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_7 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_8 \end{bmatrix}$$

Niveau	$K_{\text{longitudinale}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$K_{\text{Transversale}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	M (t)
8	7290000	7290000	127,320
7	7290000	7290000	154,171
6	7290000	7290000	154,171
5	7290000	7290000	154,171
4	1708083,008	1708083,008	169,593
3	1708083,008	1708083,008	169,593
2	1708083,008	1708083,008	169,593
1	1708083,008	1708083,008	169,593

4.2.1 Sens Longitudinal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 2
W (rad/s)	15,315	41,679	63,95
T (sec)	0,410	0,151	0,098
Niveau	Vecteur normé	Vecteur normé	Vecteur normé
1	0,1012	0,3962	0,5556
2	0,2005	0,7204	0,8711
3	0,2949	0,9136	0,8137
4	0,5155	0,9824	-0,2135
5	0,7040	0,5990	-1,0093
6	0,8528	-0,0350	-0,8108
7	0,9533	-0,6544	0,1864
8	1	-1	1

4.2.2. Sens Transversal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 2
W (rad/s)	22,509	90,121	130,690
T (sec)	0,2791	0,0697	0,0479
Niveau	Vecteur normé	Vecteur normé	Vecteur normé
1	0,5629	1,4342	1,0797
2	0,5927	1,7124	0,3217
3	0,8514	0,6098	-0,9819
4	0,9019	0,2362	-0,8972
5	0,9419	-0,1819	0,4559
6	0,9717	-0,5689	0,1499
7	0,9912	-0,8582	0,7017
8	1	-1	1

V.4.3. DETERMINATION DU COEFFICIENT DE PARTICIPATION

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum W_k \cdot \sum \Phi_{ki} \right)^2}{\sum W_k \cdot \Phi_{ki}^2 \cdot \sum W_k}$$

W_k : La masse concentrée dans le niveau « k ».

4.3.1 Sens Longitudinal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 3
$\bar{\alpha}_i$	0,743	0,161	0,055

4.3.2. Sens Transversal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 3
$\bar{\alpha}_i$	0,962	0,059	0,064

4.3.3. Nombre de modes à considérer

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée, avec : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90 \%$.

- Sens longitudinal : $\bar{\alpha}_1 + \bar{\alpha}_2 + \bar{\alpha}_3 > 90 \%$.
- Sens transversal : $\bar{\alpha}_1 + \bar{\alpha}_2 + \bar{\alpha}_3 > 90 \%$.

V.4.4. Présentation des formes propres de vibration

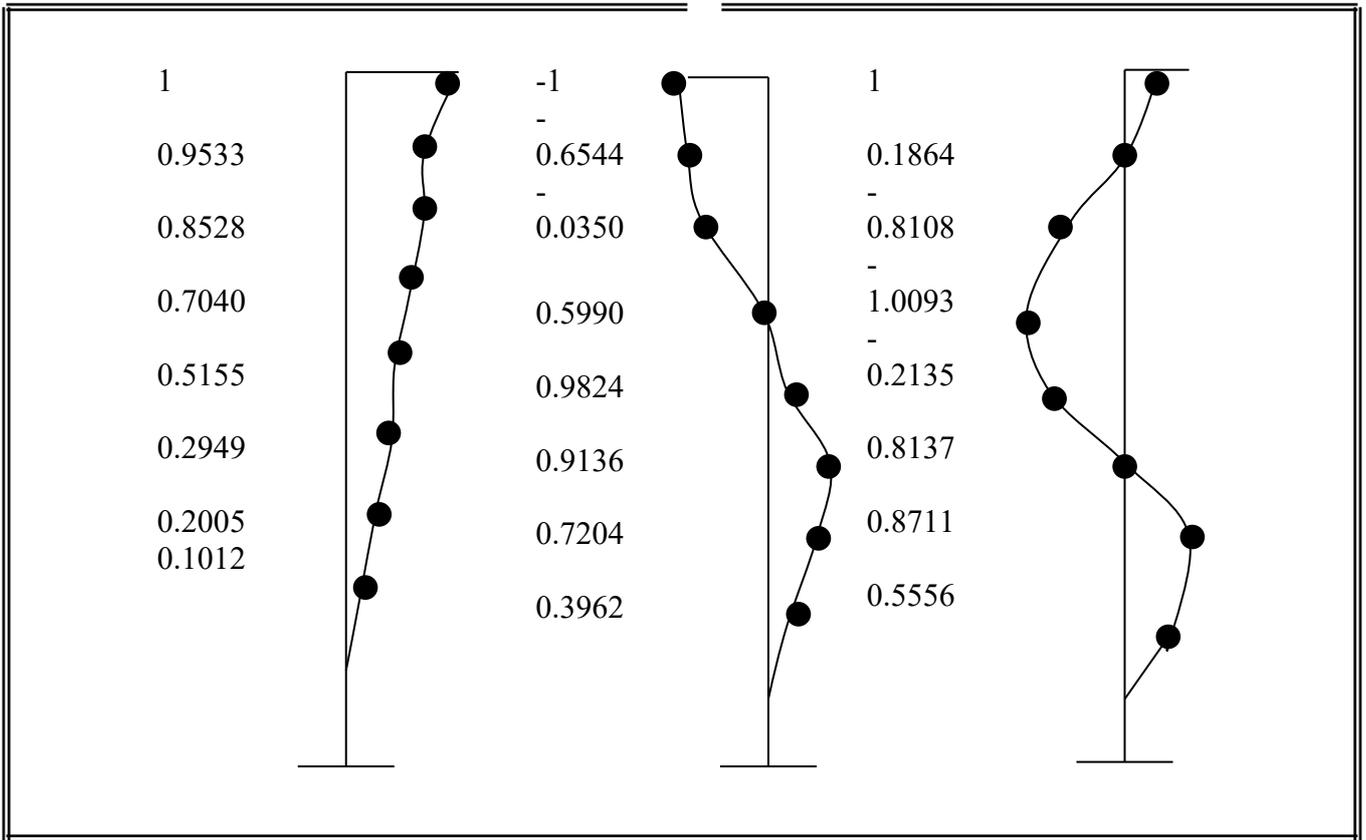


Figure V.15. Vibration de sens longitudinal

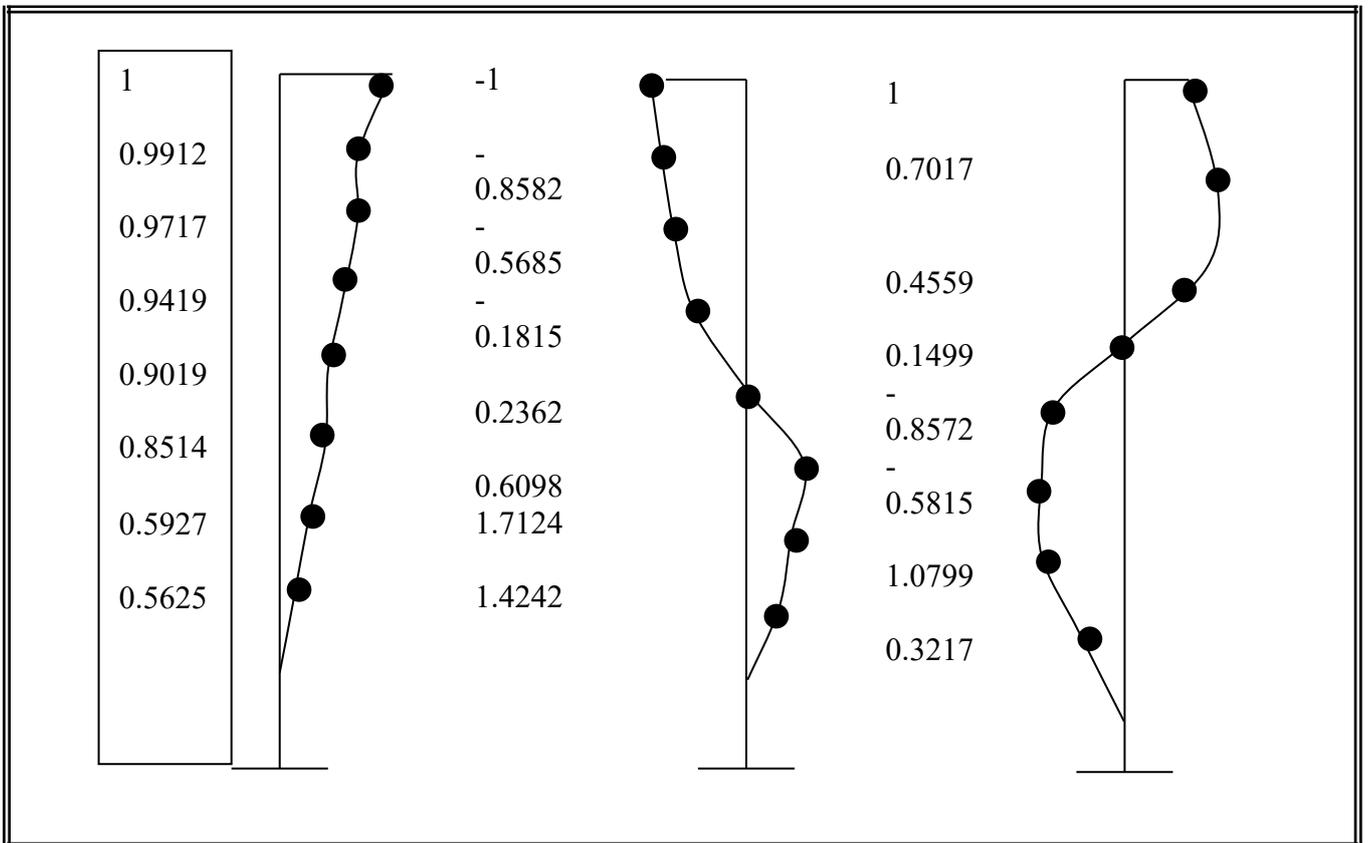


Figure V.16. Vibration de sens transversal

V.4.5. SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL : (RPA99 version 2003)

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1), groupe 2, zone IIa → A= 0.15.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2).

$$\xi = 6 \rightarrow \eta = 0.9354$$

R : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3).

Système de contreventement mixte portiques /voiles avec intération 4a → R=5.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7).

Site 3 → T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.50 s

Q : Facteur de qualité (Tableau 4.4), $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$.

Critère q	Valeur de P _q	
	Sens xx	Sens yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
2- Redondance en plan.	0.05	0.05
3- Régularité en plan.	0.05	0.05
4- Régularité en élévation.	0	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
	0.15	0.15

$$Q_x = Q_y = 1.15.$$

4.5.1. Sens Longitudinal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 3
T (sec)	0,410	0,151	0,098
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,50	0,50	0,50
Sa/g	0,1013	0,1013	0,1313

4.5.2. Sens Transversal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 3
T (sec)	0,2791	0,0697	0,0479
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,50	0,50	0,50
Sa/g	0,1013	0,0469	0,0319

V.4.6. CALCUL DU FORCE SISMIQUE A LA BASE

$$V_i = (Sa/g)_i \cdot \bar{\alpha}_i \cdot W$$

$$V = \sqrt{\sum V_i^2}$$

4.6.1. Sens Longitudinal

Mode i	Sa/g	$\bar{\alpha}_i$	W (t)	Vi (t)
mode 1	0,1013	0,743	1268,2079	95,45281
mode 2	0,1013	0,161	1268,2079	20,68358
mode 3	0,1313	0,055	1268,2079	9,158363
				98,097

4.6.2. Sens Transversal

Mode i	Sa/g	$\bar{\alpha}_i$	W (t)	Vi (t)
mode 1	0,0664	0,962	1268,2079	81,00906
mode 2	0,1008	0,059	1268,2079	7,542286
mode 3	0,1008	0,064	1268,2079	8,181463
				81,77

V.4.7. DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR

$$F_{ki} = \frac{V_i \cdot W_k \cdot \Phi_{ki}}{\sum W_k \cdot \Phi_{ki}} \quad \text{avec : } \begin{cases} k : \text{niveau considéré} \\ i : \text{mode considéré} \end{cases}$$

4.7.1. Sens Longitudinal

			Mode 1		
Niveau	W _k (t)	V _i (t)	Φ _{ki}	W _k ·Φ _{ki}	F _{ki} (t)
1	169,593	95,45281	0,1012	17,16281	2,330655
2	169,593	95,45281	0,2005	34,0034	4,617553
3	169,593	95,45281	0,2949	50,01298	6,791603
4	169,593	95,45281	0,5155	87,42519	11,87206
5	154,171	95,45281	0,7040	108,5364	14,7389
6	154,171	95,45281	0,8528	131,477	17,85416
7	154,171	95,45281	0,9533	146,9712	19,95822
8	127,320	95,45281	1	127,32	17,28965
Σ				702,909	

			Mode 2		
Niveau	W _k (t)	V _i (t)	Φ _{ki}	W _k ·Φ _{ki}	F _{ki} (t)
1	169,593	20,68358	0,3962	67,19275	3,759647
2	169,593	20,68358	0,7204	122,1748	6,836066
3	169,593	20,68358	0,9136	154,9402	8,669392
4	169,593	20,68358	0,9824	166,6082	9,322254
5	154,171	20,68358	0,5990	92,34843	5,167187
6	154,171	20,68358	-0,0350	-5,39599	-0,30192
7	154,171	20,68358	-0,6544	-100,89	-5,64509
8	127,320	20,68358	-1	-127,32	-7,12396
Σ				369,6588	

			Mode 3		
Niveau	$W_k (t)$	$V_i (t)$	Φ_{ki}	$W_k \cdot \Phi_{ki}$	$F_{ki} (t)$
1	169,593	9,158363	0,5556	94,22587	3,936857
2	169,593	9,158363	0,8711	147,7325	6,17242
3	169,593	9,158363	0,8137	137,9978	5,765696
4	169,593	9,158363	-0,2135	-36,2081	-1,51281
5	154,171	9,158363	-1,0093	-155,605	-6,50133
6	154,171	9,158363	-0,8108	-125,002	-5,22271
7	154,171	9,158363	0,1864	28,73747	1,200682
8	127,320	9,158363	1	127,32	5,319565
Σ				219,1989	

4.7.2. Sens transversal

			Mode 1		
Niveau	$W_k (t)$	$V_i (t)$	Φ_{ki}	$W_k \cdot \Phi_{ki}$	$F_{ki} (t)$
1	169,593	81,00906	0,5629	95,4639	7,237763
2	169,593	81,00906	0,5927	100,5178	7,620931
3	169,593	81,00906	0,8514	144,3915	10,94729
4	169,593	81,00906	0,9019	152,9559	11,59662
5	154,171	81,00906	0,9419	145,2137	11,00963
6	154,171	81,00906	0,9717	149,808	11,35795
7	154,171	81,00906	0,9912	152,8143	11,58588
8	127,320	81,00906	1	127,32	9,652989
Σ				1068,485	

			Mode 2		
Niveau	$W_k (t)$	$V_i (t)$	Φ_{ki}	$W_k \cdot \Phi_{ki}$	$F_{ki} (t)$
1	169,593	7,542286	1,4342	243,2303	6,079862
2	169,593	7,542286	1,7124	290,4111	7,259207
3	169,593	7,542286	0,6098	103,4178	2,585065
4	169,593	7,542286	0,2362	40,05787	1,001299
5	154,171	7,542286	-0,1819	-28,0437	-0,70099
6	154,171	7,542286	-0,5689	-87,7079	-2,19237
7	154,171	7,542286	-0,8582	-132,31	-3,30725
8	127,320	7,542286	-1	-127,32	-3,18253
Σ				301,7359	

			Mode 3		
Niveau	W_k (t)	V_i (t)	Φ_{ki}	$W_k \cdot \Phi_{ki}$	F_{ki} (t)
1	169,593	8,181463	1,0797	183,1096	6,043569
2	169,593	8,181463	0,3217	54,55807	1,8007
3	169,593	8,181463	-0,9819	-166,523	-5,49614
4	169,593	8,181463	-0,8972	-152,159	-5,02203
5	154,171	8,181463	0,4559	70,28656	2,319822
6	154,171	8,181463	0,1499	23,11023	0,762758
7	154,171	8,181463	0,7017	108,1818	3,570562
8	127,320	8,181463	1	127,32	4,202223
Σ				247,884	

V.4.8. LA FORCE SISMIQUE A CHAQUE NIVEAU

$$F_k = \sqrt{\sum F_{ki}^2}$$

Sens	Longitudinal				Transversal			
	Niveau	F _{k1}	F _{k2}	F _{k3}	F _k (t)	F _{k1}	F _{k2}	F _{k3}
1	2,330655	3,759647	3,936857	5,922	7,237763	6,079862	6,043569	10,68
2	4,617553	6,836066	6,17242	10,303	7,620931	7,259207	1,8007	10,99
3	6,791603	8,669392	5,765696	12,431	10,94729	2,585065	-5,49614	11,22
4	11,87206	9,322254	-1,51281	15,170	11,59662	1,001299	-5,02203	11,27
5	14,7389	5,167187	-6,50133	16,917	11,00963	-0,70099	2,319822	11,59
6	17,85416	-0,30192	-5,22271	18,60	11,35795	-2,19237	0,762758	12,52
7	19,95822	-5,64509	1,200682	19,44	11,58588	-3,30725	3,570562	12,57
8	17,28965	-7,12396	5,319565	20,78	9,652989	-3,18253	4,202223	12,68

4.8.1. Sens longitudinal

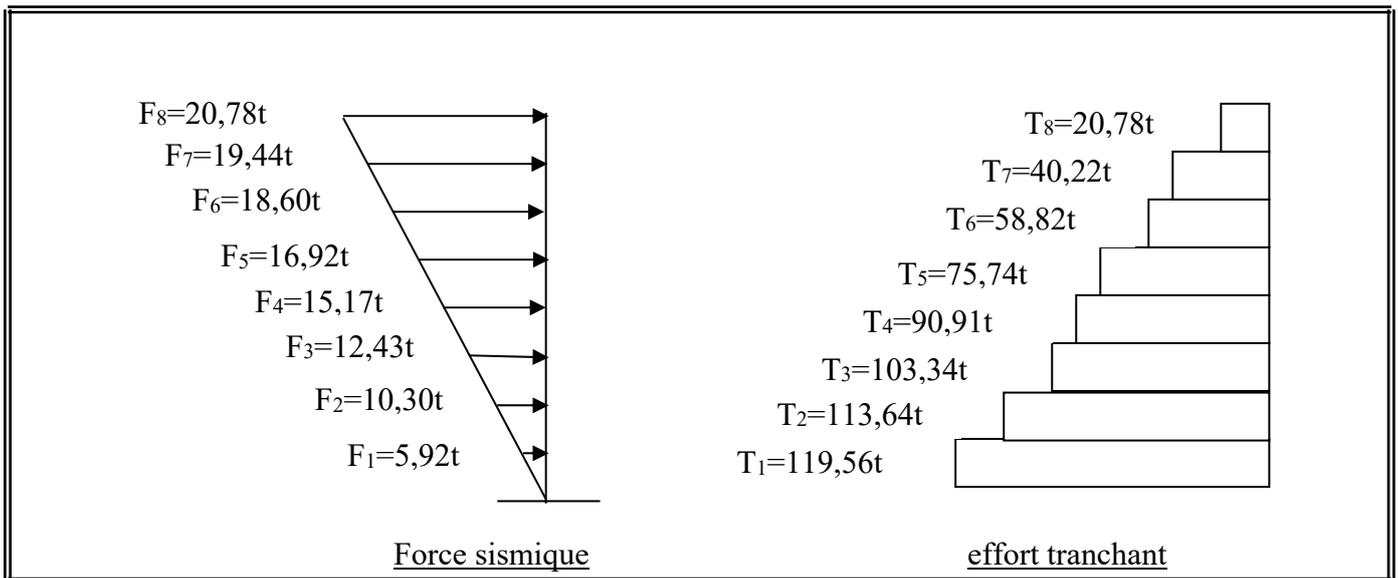


Figure V.17. Force sismique et effort tranchant de Sens longitudinal

4.8.2. Sens transversal

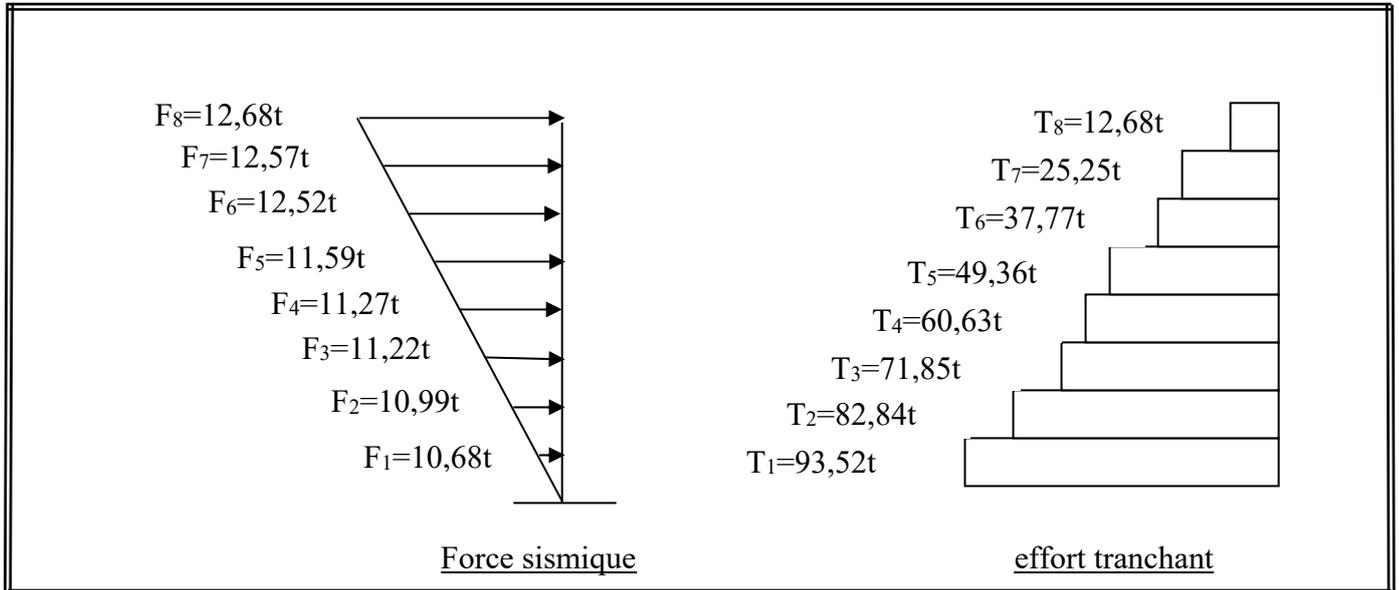


Figure V.18. Force sismique et effort tranchant de Sens transversal

V.5. ETUDE AU VENT

V.5.1. Introduction

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

V.5.2. Application du R.N.V 99

➤ Vérification à la stabilité d'ensemble

Cette vérification s'effectue en faisant les étapes suivantes :

5.2.1. Détermination du coefficient dynamique C_d

- Données relatives au site.
- Site plat (ch2, tab2, 5) ; $c_t=1$.
- Zone I (tab2, 3) ; $q_{ref}=375 \text{ N/M}^2$.
- Terrain de catégorie (IV) tab (2,4) présente les valeurs suivantes :

$K_T=0,24; Z_0=1 \text{ m}; Z_{min}=16 \text{ m}; \varepsilon=0,46$.

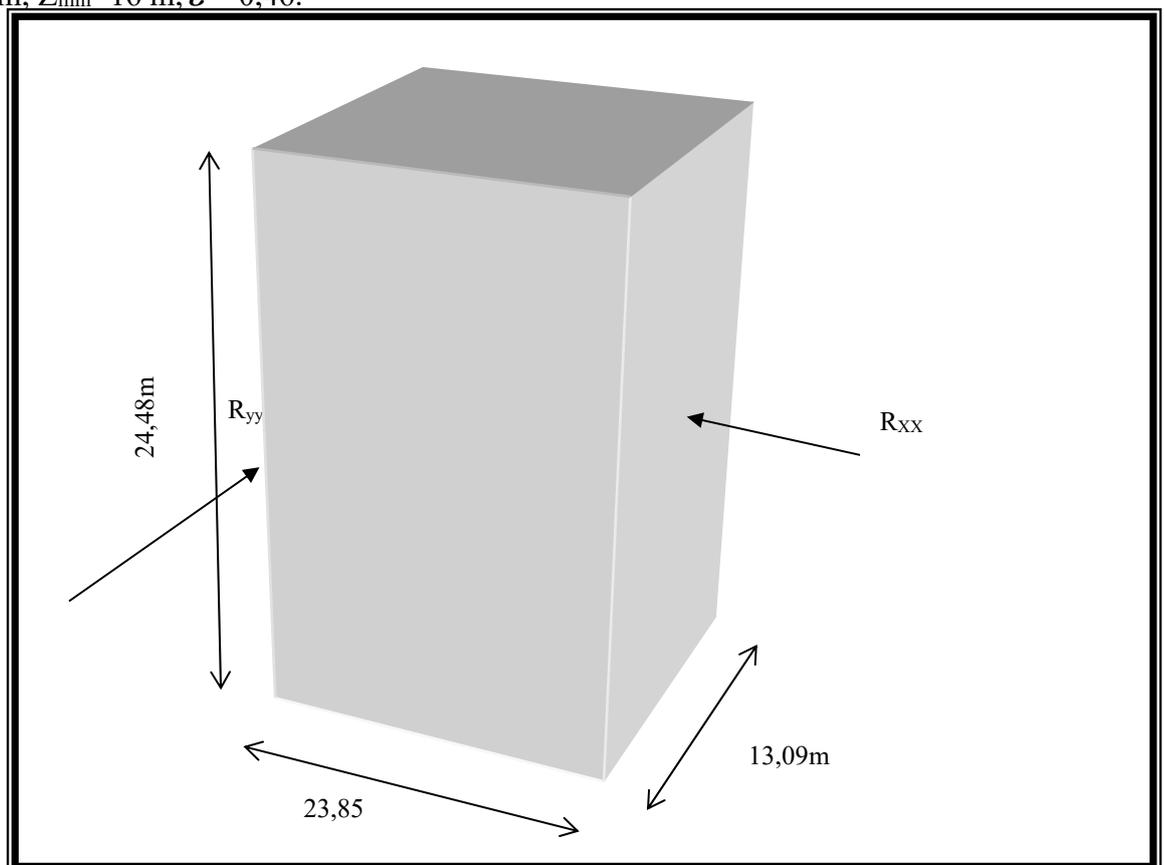


Figure V.19. Action au vent

R_{XX} : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX .

R_{YY} : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY .

Sensy-y

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du RNV99, qui nous donne

Pour $h = 24,48$ m et $b = 13,09$ m.

Après l'interpolation :

On aura : $C_d = 0,95$

Sens x-x

Pour $h = 24,48$ m et $b = 23,85$ m.

On utilise l'abaque de la figure 3.1 (page 51) Après l'interpolation :

On aura : $C_d = 0,93$

5.2.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

$Q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(Z_{eq})$ pour une structure permanente :

$Q_{ref} = 375 \text{ N/M}^2$; (tab 2,3) RNV 99.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

Q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times [1 + (7 \times K_T) / (C_T(Z_{eq}) \times C_r(Z_{eq}))]$.

Avec : $C(Z_{eq T}) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, qui est défini par la loi logarithmique.

$C_r = K_T \times \ln(Z_j/Z_0)$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200$ m. $K_T = 0,24$

$C_r = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0)$ pour $Z \leq Z_{min}$ m.

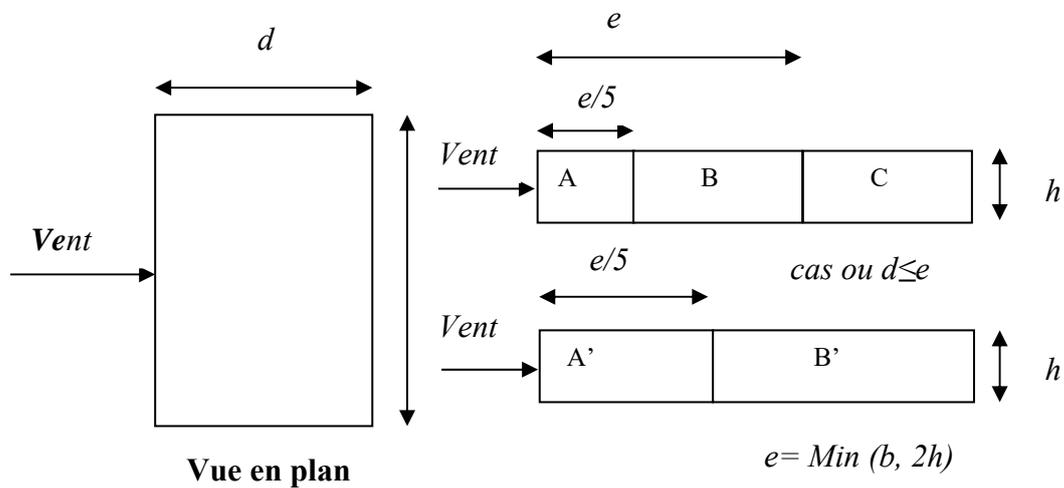
Z_j (m)	C_r	C_e	$q_{dyn} \text{ N/m}^2$
3.06	0.665421	1.560692	585.2595
6.12	0.665421	1.560692	585.2595
9.18	0.665421	1.560692	585.2595
12.24	0.665421	1.560692	585.2595
15.3	0.665421	1.560692	585.2595
18.36	0.698441	1.661203	622.95125
21.42	0.735438	1.776404	666.151853
24.48	0.767485	1.878409	704.403672

5.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Parois verticales

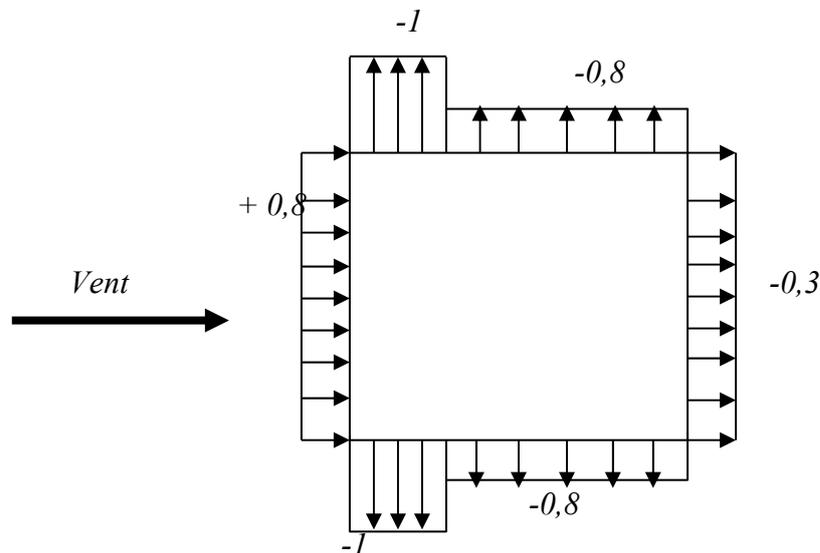
On a $b = 23,85 \text{ m}$; $d = 13,09 \text{ m}$; $h = 24,48 \text{ m}$

$e = \text{Min} (23,85 , 2 \times 24,48)$; donc $e = 23,85 \text{ m}$.



AA'	BB'	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

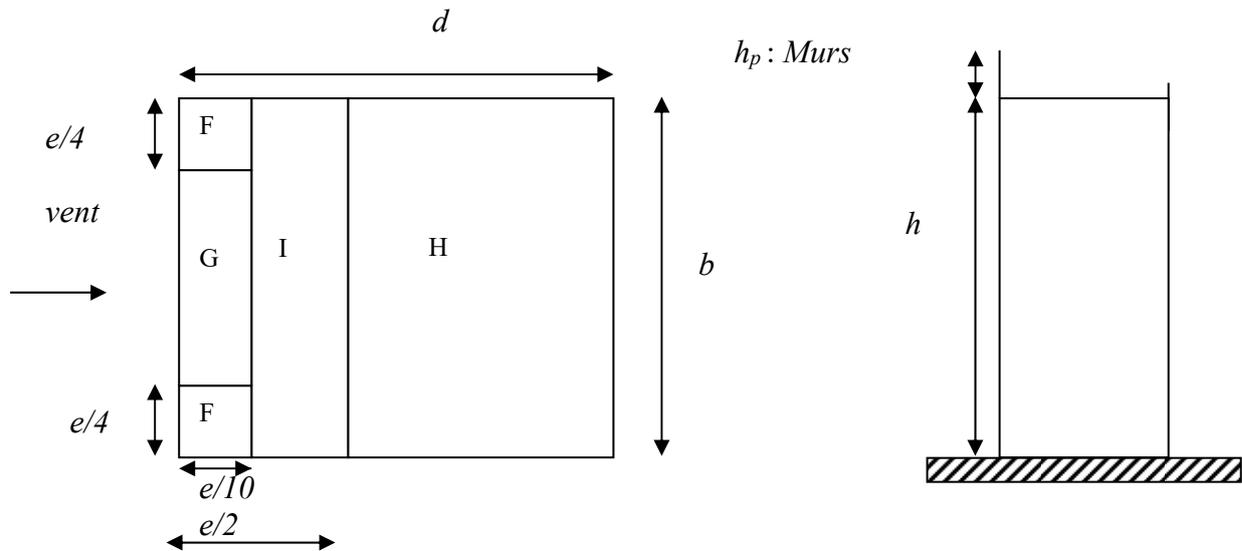
Les zones de pression et les valeurs des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :



C_{pe} : Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire.

Toiture plate : Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° .

Il convient à la toiture comme l'indique la figure 5.2 du RNV99 page 65.



$e = \text{Min} (b , 2h)$

b : Dimension du côté perpendiculaire au vent

On à :

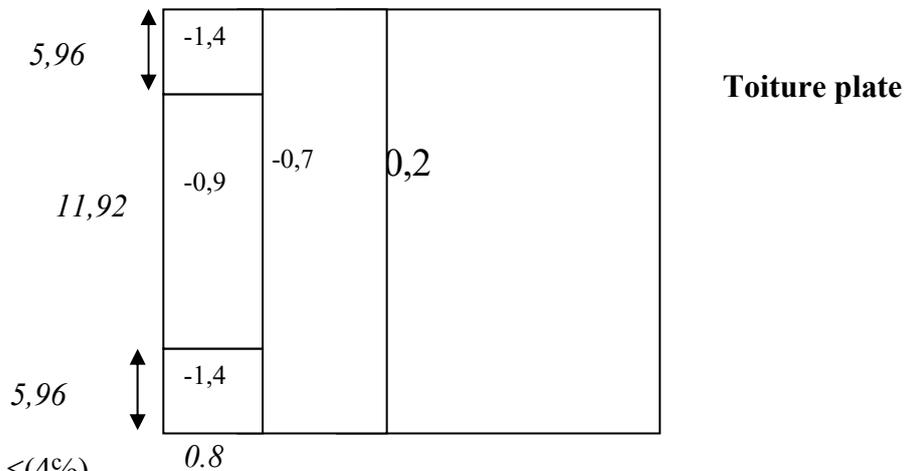
$b = 23,85 \text{ m} ; h = 24,85 \text{ m} ; e = 23,85 \text{ m}.$

On détermine la pression extérieure des toitures plates du tableau 5.2 p 66(RNV99).

	F	G	H	I
	$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 10}$
$H_p/h = 0.05$	-1.4	-0,9	-0.7	± 0.2

Le tableau suivant montre les résultats de C_{pe} :

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :



Avec: $C_{pe} = C_{pe 10}; S \geq 10 \text{ m}^2$

Résumé : Tableau 5.2 (66) toiture plate $\leq (4\%)$.

On a; $H_p/h = 1,5 / 24,48, H_p/h = 0,061$

5.2.4. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}

On utilisera les valeurs : $C_{pi} = -0,5$; $C_{pi} = +0,8$.

On prend $C_{pi} = 0,8$.

5.2.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

On a $C_{pi} = 0,8$. Le tableau suivant montre les résultats de C_p :

Zone	C_{pi}	C_{p10}	C_p
AA'	0,8	-1	-1,8
BB'	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,4	-2,2
G	0,8	-0,9	-1,7
H	0,8	-0,7	-1,5
I	0,8	-0,2	-1
I	0,8	0,2	-0,6

5.2.6. Répartition des coefficients de pression de vent

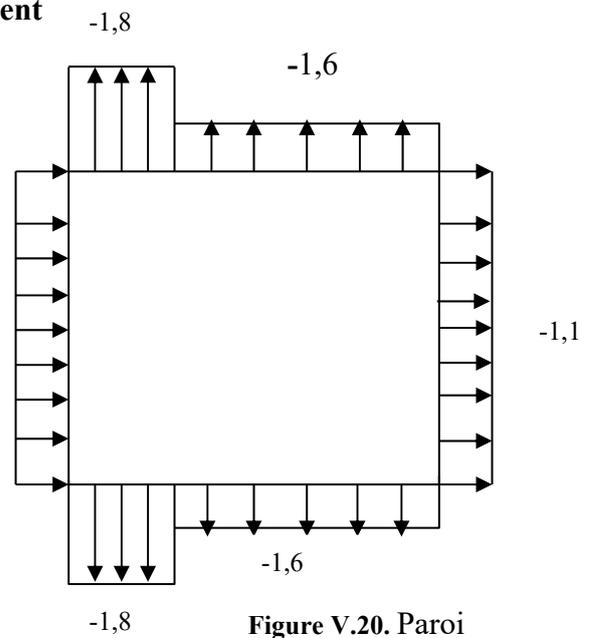


Figure V.20. Paroi verticale

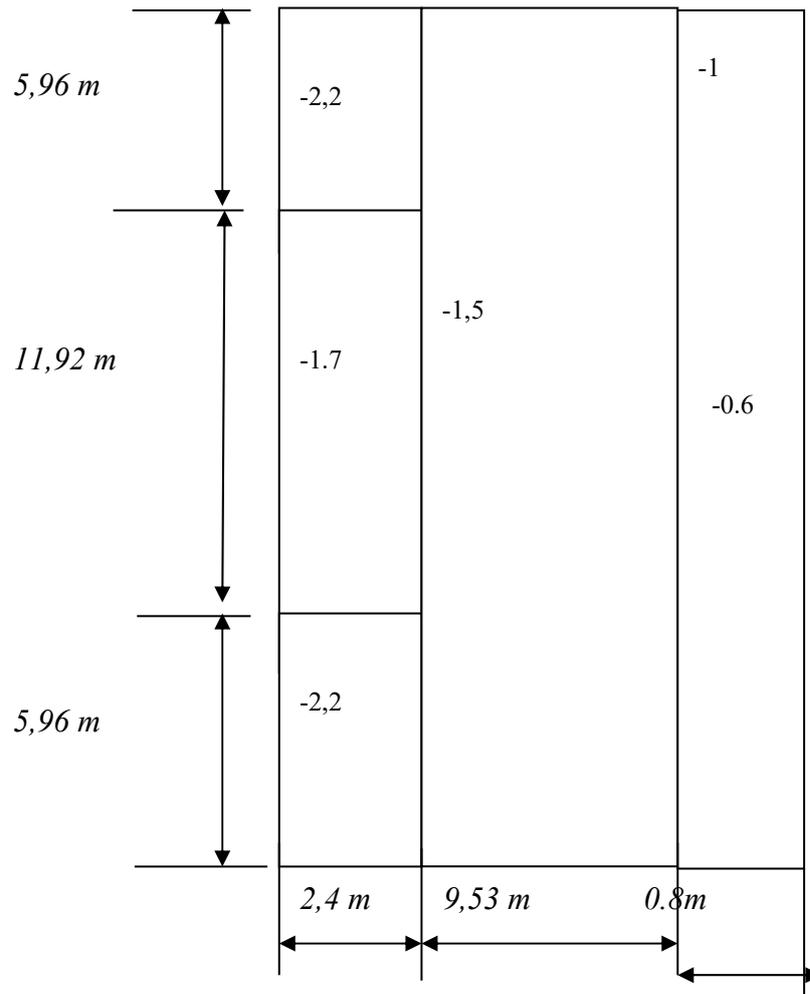


Figure V.21.
Toiture plate

V.5.3. Répartition des coefficients de pression

5.3.1. Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j).$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

W : Pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j . $W(Z_i)$ est donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

D'où :
$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_p).$$

5.3.2. Calcul des forces de frottement

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

• Les constructions pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, et le rapport $d/h \geq 3$. Dans notre cas, cette condition n'est pas vérifiée, alors on peut négliger les effets des forces de frottement.

• La force résultante R, se décompose en deux forces :

Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées au niveau de l'acrotère.

1. Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F \times f_{rj}$$

Zj (m)	zone	s(x,x)m ²	s(y,y)m ²	Qdyn (N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N
3.06	-1.1	72,98	40,06	585,2595	-979,724	-1000,79	-71500,3	-40091,8
6.12	-1.1	72,98	40,06	585,2595	-870,866	-889,594	-63555,8	-35637,2
9.18	-1.1	72,98	40,06	585,2595	-707,579	-722,795	-51639,1	-28955,2
12.24	-1.1	72,98	40,06	585,2595	-598,72	-611,596	-43694,6	-24500,5
15.3	-1.1	72,98	40,06	585,2595	-1197,44	-1223,19	-87389,2	-49001,1
18.36	-1.1	72,98	40,06	622,95125	-984,886	-1006,07	-71877	-40303
21.42	-1.1	72,98	40,06	666,151853	-929,282	-949,266	-67819	-38027,6
24.48	-1.1	72,98	40,06	704,403672	-655,095	-669,183	-47808,9	-26807,5
	-1.1	72,98	40,06	585,2595	-326,575	-333,598	-23833,4	-13363,9

Tableau (I) présentant les résultats

R _{xx}	-529117 N
R _{yy}	-296688 N

V.5.4. Conclusion

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vu que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismiques.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments porteurs

VI. LES COMBINAISONS D'ACTION

VI.1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VI.2. LES COMBINAISONS D'ACTIONS

- **Règlement BAEL 91**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35 G + 1,5 Q \text{ à l'E.L. U}$$

$$G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

- **-Règlement RPA 99**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

-Pour les portiques

-Les poteaux

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$$G + Q + E \dots\dots\dots$$
 (RPA99)

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison $(G + Q + E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$.
- La combinaison $(0.8G + E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$.

-Les poutres

À l'ELU $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS $G + Q$

$G + Q + E$ (RPA99)

$0,8 G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolue sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison ($0,8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif .

-Pour les voiles

$G + Q + E$ (RPA99)

$0,8G \pm E$

VI.3. FERRAILAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

3.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M ». Ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

➤ **calcul de le ferrailage**

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b .$$

(I)

(II)

- **Le Moment fictif**

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

$$A = A^f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

-**Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

❖ **Selon le BAEL 91**

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q
- EL.S : G + Q

❖ **Selon le RPA 99**

- G + Q + E (M_{max} → N_{corr})

$$- 0,8 G \pm E (N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

- **Recommandation de (RPA 2003)**

- 1/ Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %
- 2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- 3/ Diamètre minimum : 12 mm.
- 4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

- **Armatures transversales**

➤ **BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

- 1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

➤ **RPA99(VER2003)**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_c : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_c = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min (10 \phi_l , 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

- Exemple de calcul

$c = c' = 3 \text{ cm}$; $s = 40 \times 50 \text{ cm}^2$; $H = 3,06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q±E		0,8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)
1281,44	2,84	63,31	419,76	14,43	38,39	930,74	2,05

- Ferrailage longitudinal

- **L'ELU : 1.35G+1.5Q**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article.A.4.3.5 du BAEL99** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

$$(\text{après l'exécution}) \rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) \rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2840}{1281440} = 0,00222 \text{ m} = 0,222 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0,222 = 2,222 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$4,284 < \max (15 ; 1.524)$$

Donc , les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire : e_2

: excentricité due aux effets du second ordre

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

α : Le rapport du moment du premier ordre.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 14,82$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.821$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} (2 + 2 \times 0.821) = 0.0100 \text{ m} .$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,22 + 1 = 3,22 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1281440 \times 0.0322 = 41262,368 \text{ N.m}$$

- **Les efforts corrigés seront**

$$N_{\text{MAX}} = 1281440 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 41262,368 \text{ N.m.}$$

$$II = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 3) 50 \times 40 \times 14.2 = 409528 \text{ N.m}$$

$$I = N_u (d - c) - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 2840 + 1281440 \times \left(0.47 - \frac{0.50}{2} \right) = 284756,8 \text{ N.m}$$

$$I = 1281440 (0,47 - 0,03) - 284756,8 = 279076,8 \text{ N.m}$$

$II > I$; donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{284756,8}{14.2 \times 40 \times 47^2} = 0.227$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0,326; \beta = 0.869)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{284756,8}{348 \times 0.869 \times 47} = 20,03 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 20,03 - \frac{1281440}{100 \times 348} = -16,79 \text{ cm}^2$$

• (G+Q+E)

N _{cor} (N)	M _{max} (N.m)	e ₀ = M/N	e(m)	M _{cor} (N.m)	(II) (N.m)	M _{ua}	(I) (N.m)
419760	63310	0,151	0,181	75976,56	409528	155957,2	28737,2

$II > I$,donc la section est partiellement comprimée.

$\overline{\sigma}_b = 18.5Mpa, \overline{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$

M _I (N.m)	μ	μ _t	α	B	A _r (cm ²)	A(cm ²)
155957,2	0.0954	0.392	0.100	0.960	8,64	-1,854

• (0,8G+E)

N _{min} (N)	M _{cor} (N.m)	e ₀ = M/N	e(m)	M _{corrigé} (N.m)	(II) (N.m)	M _{ua} (N.m)	(I) (N.m)
23090	19120	0.8280	0.848	19580,32	409528	24199,8	14040,2

$II > I$,donc la section est partiellement comprimée.

$\overline{\sigma}_b = 18.5Mpa, \overline{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$

M _I (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _r (cm ²)	A(cm ²)
24199,8	0.0148	0.392	0.0186	0.993	0.385	-0.275

-Vérification des sections :RPA (99ver2003)

- D’après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$A_{min}=0.8\%(h.b)=0.008(50 \times 40)=16cm^2$ **Zone IIa**

-Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$A_{min} = 0.23d.b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.222cm^2$

$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA}) = 16cm^2$

On adopte : 8HA16 = 16.08cm²

-Vérification à L’ ELS

Après le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l’ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l’état limite de service.

-les contraintes sont calculées à l’E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l’acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser}=930740 \text{ N}$; $M_{ser}=2050 \text{ N.m}$.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2050}{930740} = 0.0022 \text{ m} \quad e_0 = 0.0022 < \frac{h}{6} = \frac{0.50}{6} = 0.083$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = h \times b + 15(A) = 50 \times 40 + 15(16.08) = 2241,20 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 24.23 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 24,23 = 25,77 \text{ cm}$$

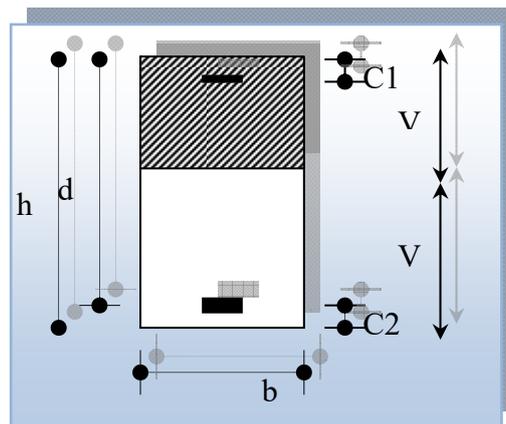


Figure VI.1. section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{40}{3}(24,23^3 + 25,77^3) + 15[6,03(24,23 - 3)^2 + 6,03(25,77 - 3)^2] = 505515,32 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue

homogène $\rightarrow M_G=2050 \text{ N.m}$

$$\sigma_0 = \frac{930740}{100 \times 2241,20} = 4.15 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{2050}{505515,32} = 0.0041$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.15 + 0.0041 \times 24,23 = 4.25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.25 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.15 + 0.0041(24,23 - 3)] = 63,556 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.15 - 0.0041(47 - 24,23)] = 60,849 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 63,556 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 60,849 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots (C.V)$$

- Armatures transversales

- Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max et on généralise les section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison(G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 68,22 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{68,22 \times 10^3}{400 \times 470} = 0.363 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,363 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

-Calcul d'armature transversale

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

$$\text{l'aide de la formule suivante : } A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t$$

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.40} \text{ ou } \frac{2.142}{0.50} \right) \rightarrow \lambda_g = (5.355 - 4,284) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 2.5$$

S_t : C'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t = 15$

$$A_t = \frac{2.5 \times 68220 \times 0.15}{50 \times 400} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}8 A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Vérification des armatures minimales : d'après

➤ **RPA99version2003 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1,3)**

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \rightarrow CV$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence

POTEAUX	$A_{CAL}(\text{Cm}^2)$	N ^{mbr} des barres	$A_{adapt}(\text{cm}^2)$
50×40	16	8HA16	16,08

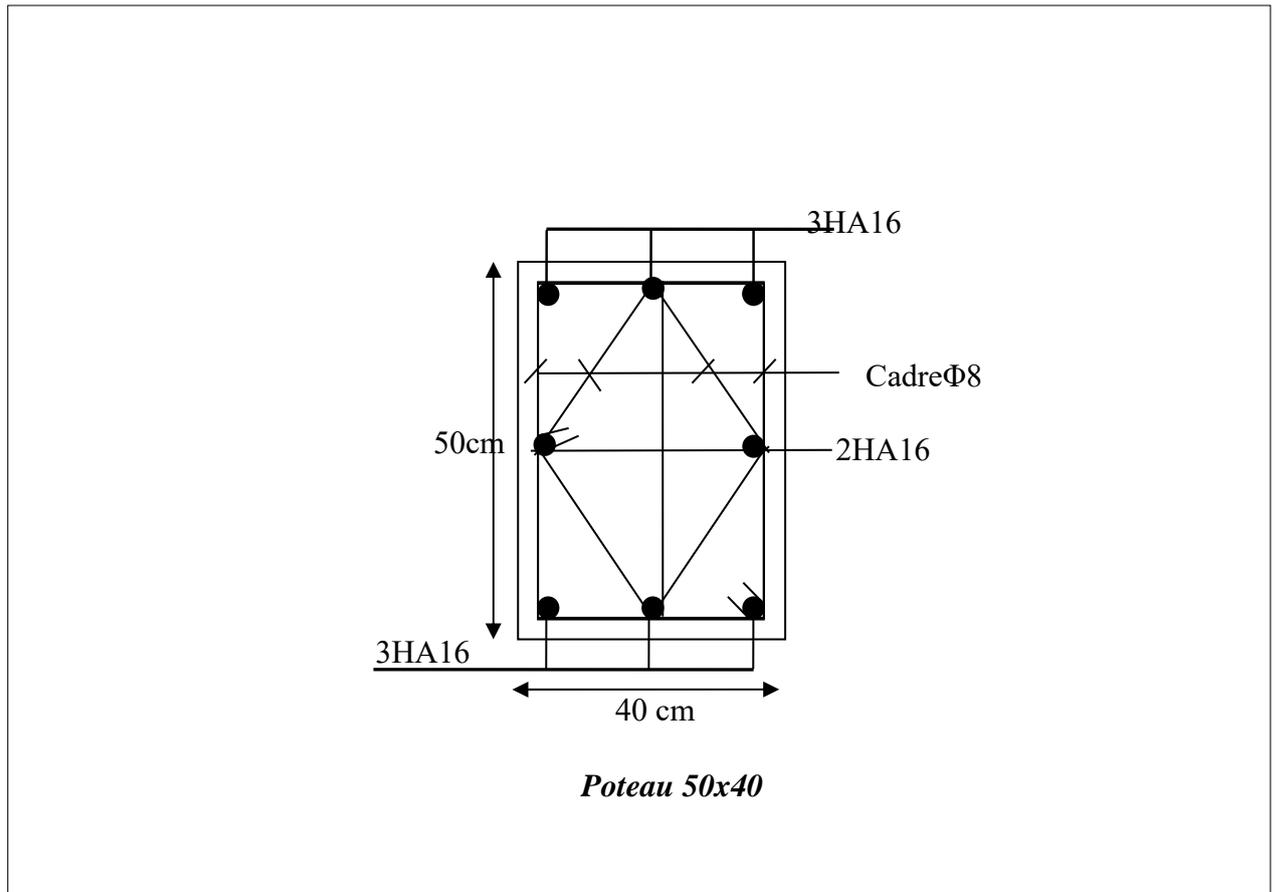


Figure VI.2. Schéma de ferraillage des poteaux.

3.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes.

➤ BAEL91

$$\diamond \text{ Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{A.4.2})$$

$$\diamond \text{ Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{B.6.4})$$

- vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- Détermination de l'armature transversale

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

- Condition de non fragilité

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

- Vérification de la flèche: (BAEL91 art B.6.5)

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec

❖ M_t : moment MAX en travée.

❖ M_0 : moment isostatique minimal.

- ❖ B_0 : largeur de la poutre.
- ❖ d : hauteur utile.
- ❖ A : Section d'armature

- Recommandation RPA99/version2003

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

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 nodale.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle. La présence de ces cadres permet un bon comportement du nœud lors du séisme (évite l'éclatement du nœud)

-Armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires
minimum de $(h/4, 12\phi)$

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

- exemple de calcul

a. Poutre principale 30x40

-calcul d'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

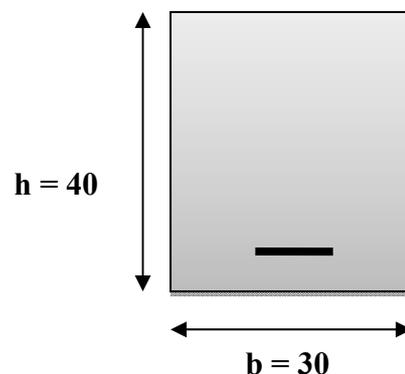


Figure VI.3. Section de poutre principal.

b. La Poutre secondaire (30x30)

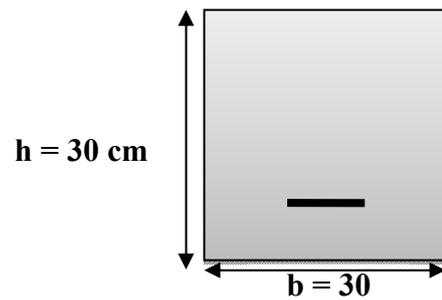


Figure VI.4. Section de poutre secondaire.

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

-E .L.S

- La fissuration est peut nuisible → Il n’y a aucune vérification concernent σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est.

Vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- Vérification nécessaire pour les poutres

- La condition de non fragilité

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

- Pourcentage minimal d'armature

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 30 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} \geq 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

-En Travée

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)

	M (N.m)	μ	μt	α	β	A_{cal} (cm²)
Poutre principale	26390	0.045	0.392	0.0589	0.976	2.10
Poutre secondaire	34770	0.0112	0.392	0.1489	0.940	3.94

E.L.S : Combinaison (G + Q)

	M_U (N.m)	M_{ser} (N.m)	α	γ	ᾱ	Condition
Poutre principale	26390	19080	0.0589	1.38	0.44	Vérifiée
Poutre secondaire	34770	24960	0.1489	1.39	0.45	Vérifiée

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (cm²)	A_{min}^{BAEL} (cm²)	A_{min}^{RPA} (cm²)	A_{min}^{BAEL} cm²	A_m	A_{adopt}(cm²)
Poutre principale	2.10	1.2	6	1.34	6	6T12 = 6.79
Poutre secondaire	3.94	0.9	4.5	0.978	4.5	3T14 = 4.62

Sur Appuis

- Nappe supérieure

- E.U.L: 1,35G +1,5Q

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principale	63310	0,109	0,392	0,145	0,942	0,52
Poutre secondaire	32560	0,056	0,392	0,072	0,971	0,56

E.U.S : G+Q

Niveau	A	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	0,145	63310	45810	1,38	0.44	V
Poutre secondaire	0,072	32560	23450	1,39	0.45	V

Combinaison (G + Q + E)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principale	73420	0.097	0.392	0.1291	0.948	5.23
Poutre secondaire	79290	0.181	0.392	0.253	0.899	8.17

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	$A_{min}^{RPA/2}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Poutre principale	5.23	1.2	3	1.34	5.23	6T12 = 6.79
Poutre secondaire	8.17	0.9	2.25	0.978	8.17	6T14 = 9.24

Nappe inférieure

La combinaison 0,8G ± E

Niveau	M (N.m)	μ	μ_t	A	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principale	11420	0,020	0,392	0,025	0,99	0,90
Poutre secondaire	2490	0.008	0,392	0,010	1	2,27

Tableau récapitulatif

Niveau	A _{cal} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Poutre principale	0,90	1.2	3	1.34	3	3T12=4,62
Poutre secondaire	2,27	0.9	2.25	0.978	2.25	3T12=4,62

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.104 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00416 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.104 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \dots \text{cv}$$

-Les Poutres Secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 27} = 0.00838 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \dots \text{cv}$$

-Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**-Les poutres Principales**

$$T_u^{\max} = 92.86 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{92860}{300 \times 370} = 0.837 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.837 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \text{(C, V)}$$

-Les Poutres Secondaires

$$T_u^{\max} = 151.77 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u_{\max}} = \frac{151770}{300 \times 270} = 1.874 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u_{\max}} = 1.874 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

Les Armatures Transversales**➤ Les Poutres Principales**

-En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

S_t :l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante:RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h:la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min (33.3 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Section minimale des armatures transversales :BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit :} A_t = 0.9 \text{ cm}^2 = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Poutres Secondaires**

-En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30\text{cm}) = 7.5 \text{ cm.}$$

S_t :l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante:RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h:la hauteur de la poutre.

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

$S_t \leq \min (24.3 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow$ la condition est vérifiée

- **Section minimale des armatures transversales:BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-**Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.9 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

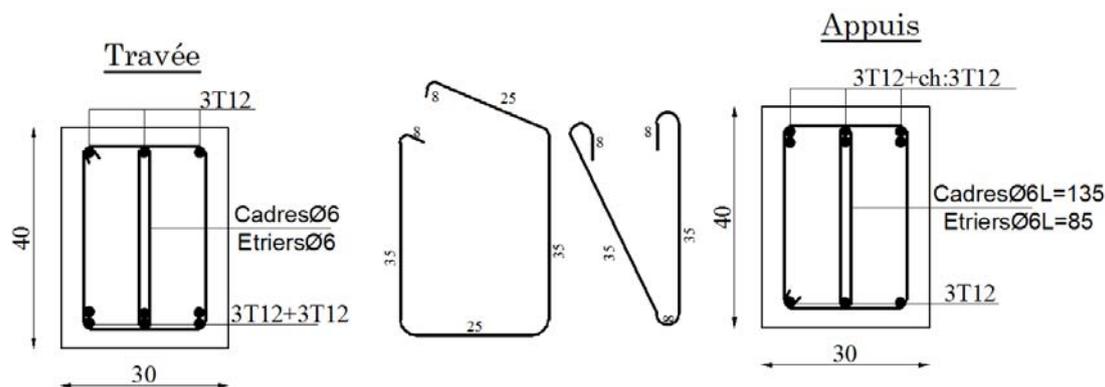


Figure VI.5. Ferrailage de la poutre principale.

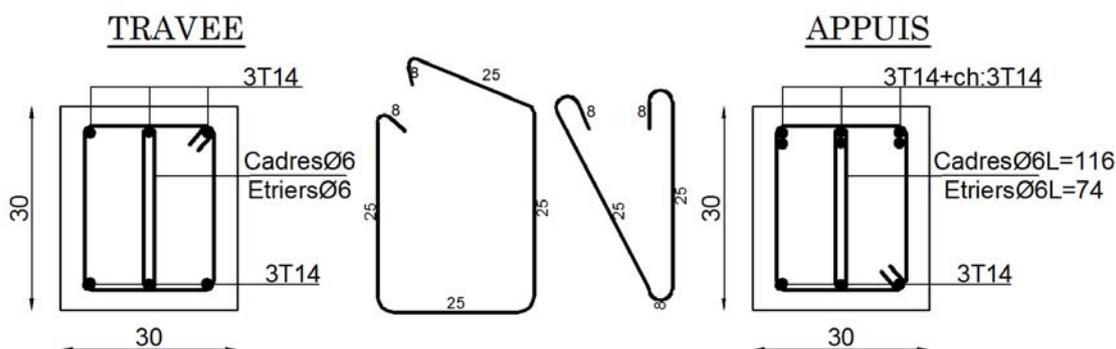


Figure VI.6. Ferrailage de la poutre secondaire.

3.3. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés. Par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

Types d'armatures

a- Armatures verticales

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20 %.

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

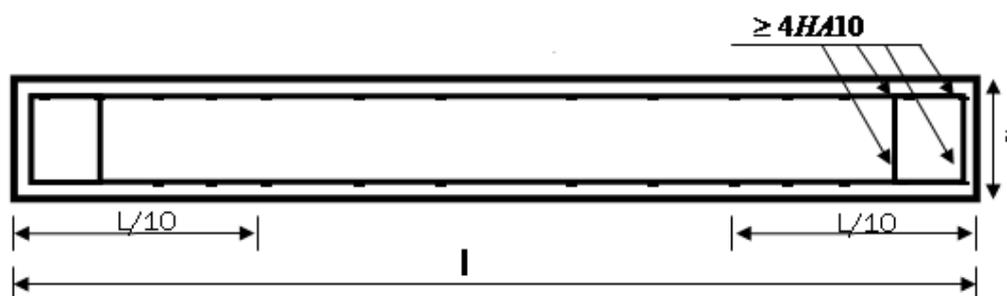


Figure VI.7. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- en zone courante 0,10%

- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{VJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

c. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

-Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

- Ferrailage vertical

➤ Type de section qu'on peut avoir

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).

❖ partiellement comprimée (S. P. C).

-Etapas de calcul

- Détermination de la nature de la section

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$).

-Calcul de l'excentricité «e» qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

- Calcul des sections suivant leurs natures

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

-Remarque : V_u que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec: } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

$$\text{données par : } A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

- Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$

- ❖ 1^{ère} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$
- ❖ 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.
- ❖ 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

- $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$
- $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$
- $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$ (en zone courante)

-Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 N_G + N_E$
- $M = 0,8 M_G + M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

-Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes.

$$* N_{\min} = 0,8 N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8 M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

-Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

-Armatures verticales

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

$$G+Q+E: \rightarrow M=541,39 \text{ KN.m} \rightarrow N=607,66 \text{ KN}$$

$$h = 2,20 \text{ m}; c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2,17 \text{ m} \quad ; \quad a = 0,15 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e

$$e = \frac{M}{N} = \frac{541,39}{607,66} = 0,890 \text{ m}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \overline{\sigma}_b$$

$$A = (0,337 \times 220 - 0,81 \times 3) \cdot 15 \times 220 \times 14,2$$

$$A = 3360,33 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 541,39 + 607,66 (2,17 - 1,10) = 1191,70 \text{ KN.m}$$

$$B = 607,66 (2,17 - 0,03) - 1191,77 = 431,046 \text{ m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 0,890}{2,20} = 8,09 \text{ m}^2$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,5 \times 2,20}{2,20} = 0,5 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0,5 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

- Calcul de ferrailage

- Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1191,70 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1191,70 \times 10^3}{18,5 \times 15 \times 217^2} = 0,091 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 0,119$$

$$\beta = 0,952$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1191,70 \times 10^3}{400 \times 0,952 \times 217} = 14,215 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures à la flexion composée

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 14,215 - \frac{607,66 \times 10^3}{100 \times 400} = -0,977 \text{ cm}^2$$

-L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

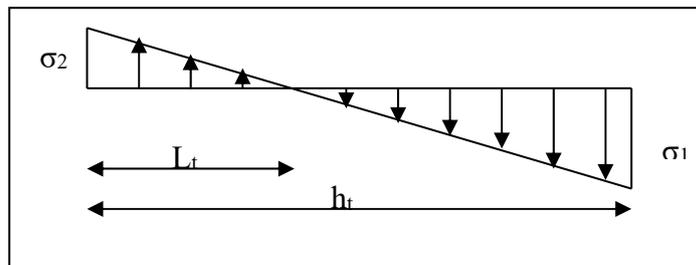


Figure VI.8. Sollicitation au voile

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{607,66 \times 10^3}{150 \times 2200} + \frac{6 \times 541,39 \times 10^6}{150 \times (2200)^2} = 6,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{607,66 \times 10^3}{150 \times 2200} - \frac{6 \times 541,39 \times 10^6}{150 \times (2200)^2} = -2,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0,647 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\min}^{RPA} = 0,002 \times L_t \times a = 1,941 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 220 = 4,95 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

Alors on prend $A = 4,95 \text{ cm}^2$

En zone courante

$$h' = h - l_t > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times (155,3) = 4.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 4,95 + 4,49 = 14,39 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 4,95 \text{ cm}^2$$

➤ L'espacement

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

➤ Choix d'armature

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{14,39}{2} = 7,195 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 3\text{HA}10 + 7\text{HA}10 = 7,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 3\text{HA}10 + 7\text{HA}10 = 7,85 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 359,63 \times 10^3}{150 \times 2170} = 1,55 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile (a = 15 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 220 cm)

➤ **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2,25cm^2$$

En zone courante

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1,5cm^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 6T8 = 3,02cm^2 / ml$

- **Les Armatures Transversales :** (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

-Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- **Navier Bernoulli**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

❖ **Exemple de calcul**

-Soit le voile VL1 au niveau de RDC

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

N=607,66 KN

M=541,39 KN.m

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{607,77 \times 10^3}{150 \times 220} + \frac{6 \times 541,39 \times 10^6}{150 \times (2200)^2} = 4.202 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5MPa$$

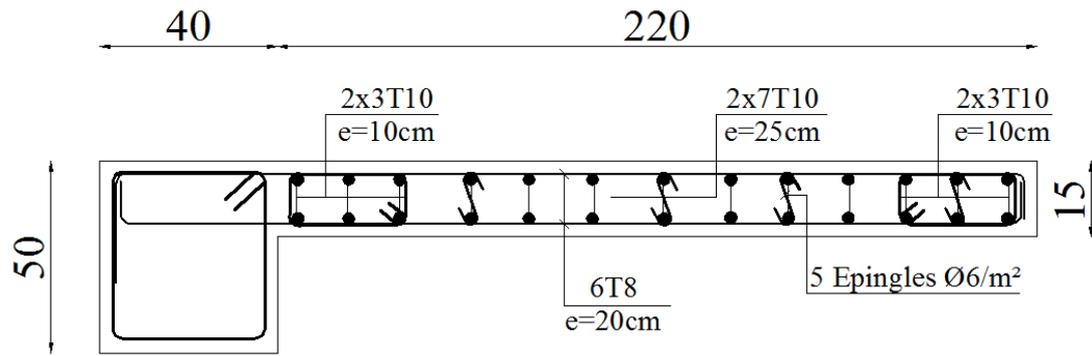


Figure VI.9. Ferraillage de voile.

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII. ETUDE DE FONDATION

VII.1. Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

1. Fondations superficielles

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

2. Fondations profondes

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

3. Étude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :
 - ☞ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
 - ☞ Jouer le rôle d'Appuis.
 - ☞ Assurer la liaison.
 - ☞ Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VII.2 : Etude des fondations

2.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé. $\sigma_{sol} = 1.70 \text{ bars}$.

2.2. Choix du type de fondation

☞ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants**

- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.
- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

☞ **Choix de type de fondation**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :

⇒ (Le radier général)

2.3. Radiers

2.3.1. Généralités

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

2.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement

Général de la construction ;

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

2.3.3. Critères de choix

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

3.3.4. Justification

$$\text{Si } \frac{S_{\text{semelle}}^{\text{total}}}{S^{\text{total}}} \geq 50\% \quad (\text{Radier général})$$

$$P_{\text{ser}} (\text{max}) = G + Q = 930.74 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars}$$

N = Nombre de poteaux au niveau d'étage = 28.

-Surface de semelle (S_{semelle})

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{P_{\text{ser}} (\text{max})}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{930.74 \times 10^{-3}}{0.17} = 5.47 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = A \times B \quad (\text{semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 5.47 \Rightarrow A = 2.34 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle}}^{\text{total}} = N \times S = 28 \times 5.47 = 153.16 \text{ m}^2$$

-Surface du bâtiment total

$$S^{\text{total}} = L_x \times L_y = 242.685 \text{ m}^2$$

$$\frac{153.16}{242.685} \times 100\% = 63\% > 50\% \quad (\text{Radier général})$$

VII.3. Calcul le Radier

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

3.3.1. Combinaison D'action

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

3.3.2. Pré-dimensionnement

a) Epaisseur du radier

L'épaisseur du radier (h_r) doit satisfaire les conditions suivantes.

b) Condition forfaitaire

- Sous voiles : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h_r : Épaisseur du radier.

L_{\max} : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 385\text{cm} \Rightarrow 48.125\text{cm} \leq h_r \leq 77\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 50\text{ cm}$

- **Sous poteaux**

-La dalle

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{425}{20} = 21.25\text{cm}$$

Avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 50\text{ cm}$

- la nervure : $b \geq \frac{L_{\max}}{10}$

L_{\max} : distance maximal Entre deux files successives.

$$L_{\max} = 4.25\text{ m} .$$

$$b \geq 425/10 = 42.5 \text{ cm}$$

c) condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux. $L_{max} = 4.25 \text{ m}$.
- L_e : Longueur élastique.
- E : Pour un chargement de long durée ; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$
- I : Inertie de la section de radier. ($b=1 \text{ ml}$)
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$
- b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} ; K=4000 \text{ t/m}^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.25^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.59 \text{ m}$$

Conclusion

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 70 \text{ cm}$ pour les nervure.

$h = 50 \text{ cm}$ pour le radier.

$b = 50 \text{ cm}$

Vérification

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

3.3.3. Calcul de la surface minimale du radier

Détermination des efforts

ELU: $N_u = 29012.23 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 21122.90 \text{ KN}$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{29012,23}{1,33 \times 170} = 128,32 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{21122,90}{1,33 \times 170} = 93,42 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 242,685 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 128,32 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment $>$ a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (23.85 m).

L_y : largeur en plan (13.09 m).

Calcul de débordement D

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ Où: } h_r = 0,5\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0,4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 242,685 + 0,4 \times 58,98 = 266,277 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (266,277 \times 0,7 \times 25) = 4659,85 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 29012,23 + 1,35 (4659,85) = 35303,03 \text{ KN}$$

$$N_s = 21122,90 + 4659,85 = 25782,75 \text{ KN}$$

VII.4. Vérifications de radier

4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{35303,03 \times 1}{266.277} \cdot \frac{4.25}{2} = 281.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{281.73 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.63 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.2. Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

Vérification pour les Voiles : Le voile et le plus sollicitée et avec $e=15\text{cm}$.

$$\mu_c = 2 \times (0.15 + 2.2 + (2 \times 0.70)) = 3.46 \text{ m}$$

$$N_u = 721,10 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1297.5 \text{ KN (C.V)}$$

Vérification pour les Poteau : Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.4 + 0.5 + (2 \times 0.70)) = 4.6 \text{ m}$$

$$N_u = 1281,44 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 1725 \text{ KN (C.V)}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

4.3. Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1,8 \times 266,277 = 7189,479 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier = NG + G_{radier}

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1,8 m)

$$G_T = 59521,4 \text{ KN} > 8719,92 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

4.4. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E)

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

$$N_x = 29982,31 \text{ KN}$$

$$N_y = 30291,13 \text{ KN}$$

$$M_x = 894,13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 791,15 \text{ KN.m}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
Ntotal(KN)	29982,31	30291,13
M(KN.m)	894,13	791,15
e(m)	0.030	0.026
L/4(m)	5,96	3,27
condition	vérifier	Vérifier

- Les moments d'inertie suivant les deux directions sont

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 4457,86 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 14798,69 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

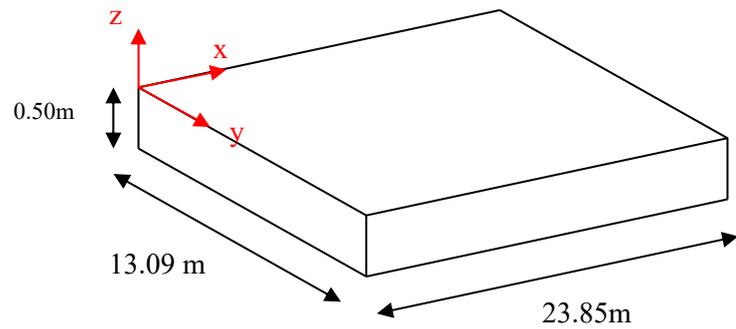


Figure.VII.1. Schéma de radier.

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
x_g	11,93	11,79	0,14	
y_g	5,24	5,56		0,32

4.5. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 170 = 226.10 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 11,93 \text{ m}, Y_g = 5,24 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	4457,86	21122,90	118498,27	266,277
Y-Y	14798,69	21122,90	249988,38	266,277

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	174.22	171.67	173.58	226.10	C.V
Y-Y	174.34	173.15	174.04	226.10	C.V

VII.5. Ferrailage du radier

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

5.1. Méthodes de calcul

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Entravée	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• **Calcul des moments fléchissant**

ELU	ELS
$q_u=(1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser}=(G+Q)/S_{rad}$
$q_u = 29012,23/ 266,277$	$q_{ser}=21122,90/266,277$
$q_u= 108,955 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser}=79,327\text{KN/m}^2$

• **Ferraillage de la dalle de radier**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du (3,95×4,25) m².

⇒ Panneau de rive.

■ **L'ELU** : $v = 0$; $q_u= 108,955\text{KN/m}$

$$\alpha = 3.95/4.25 = 0.93 > 0.4$$

⇒Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau**

$$\mu_x = 0.0428$$

$$\mu_y = 0.841$$

- **Donc les moments sont**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0428 \times 108,955 \times 3,95^2 = 72,759 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.841 \times 72,759 = 61,190 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 72,759 = 61,85 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 61,190 = 52,01 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 72,759 = 21,83 \text{ KN.m/ml.}$$

• **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 500/10 = 50 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.50 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 5 \text{ cm}^2.$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
M_u (KN ×m)	21,83	61,85	21,83	52,01
μ	0.0085	0.0241	0.0109	0.0260
μ < μ_L	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0,00	0	0,00	0

α	0.011	0.030	0.013	0.033
B	0.996	0.988	0.995	0.987
σ_s	348	348	348	348
A_s (cm ² /ml)	1,48	4,23	1,68	4,04
A_{smin} (cm ² /ml)	5.13	5.13	5	5
Choix des barres/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$A_{s\text{corres}}$ (cm ² /ml)	6,79	6,79	6,79	6,79
Espacement (cm)	20	20	20	20

■ l'ELS : $\nu = 0.2$; $q_s = 79,327 \text{ KN/m}$

$\alpha = 3,95/4,25 = 0.93 > 0.4 \Rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau**

$$\mu_x = 0,0500$$

$$\mu_y = 0,891$$

- **Donc les moments sont**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 61,88 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 55,14 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 52,60 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 46,87 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 18,56 \text{ KN.m/ml.}$$

• Calcul des armatures

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_{ser} (KN.m)	18,56	52,60	18,56	46,87
μ	0,0069	0,0194	0,0088	0,0222
μ<μ_L	CV	CV	CV	CV
σ_{bc}(MPa)	15	15	15	15
α	0,009	0,024	0.011	0.028
B	0.996	0.990	0.996	0.989
σ_{st}(MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm²/ml)	2,17	6,20	2,46	6,27
As_{min}(cm²/ml)	5.13	5.13	5	5
choix desbarres/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
As_{corr}(cm²/ml)	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement cm	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{108,955 \times 3,95 \times 4,25}{2(3,95) + 4,25} = 150,54KN$$

$$\tau_u = \frac{150,54 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.335Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = \min (2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.335 < [\bar{\tau}_u] = 2.5Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

• Etude de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.40$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$h = 0.50\text{m}$

$b = 1\text{m}$

$d = 0.9 h = 0.45\text{m}$

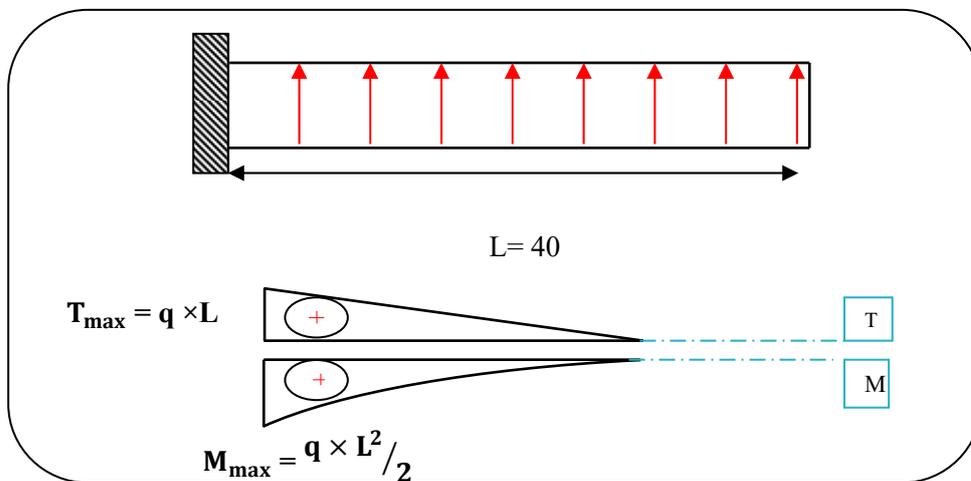
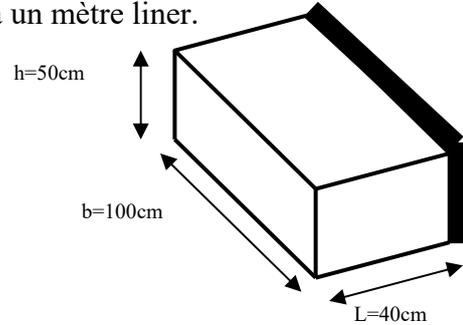


Figure.VII.2. Schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ L'ELU

$M_{max} = q_u \times L^2 / 2 = 108.955 \times (0.4)^2 / 2 = 8.72 \text{ KN.m}$

■ L'ELS : (fissuration préjudiciable) :

$M_{max} = q_{ser} \times L^2 / 2 = 79.327 \times (0.4)^2 / 2 = 6.35 \text{ KN.m}$

	M_{max}	μ	α	β	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{Adop} (cm^2)	Section adoptée
ELU	8.72	0.003	0.004	0.998	0.56	5.43	5.65	5HA12
ELS	6.35	0.002	0.003	0.999	0.70	5.43	5.65	5HA12

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 \text{ h} = 0,45 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 108,955 \times 0,4 = 43,58 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{43,58 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,097 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

- **Etude de la nervure**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 65 \text{ cm}$$

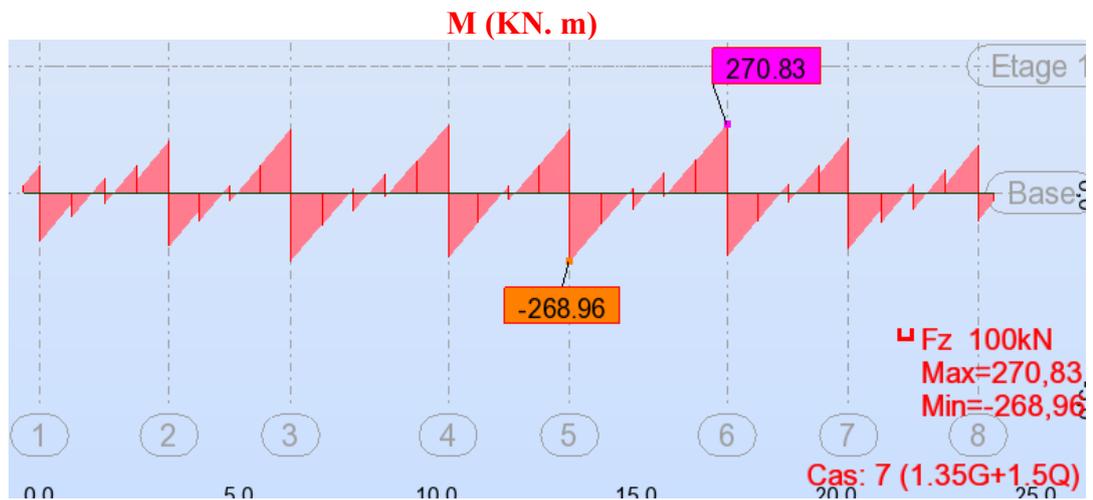
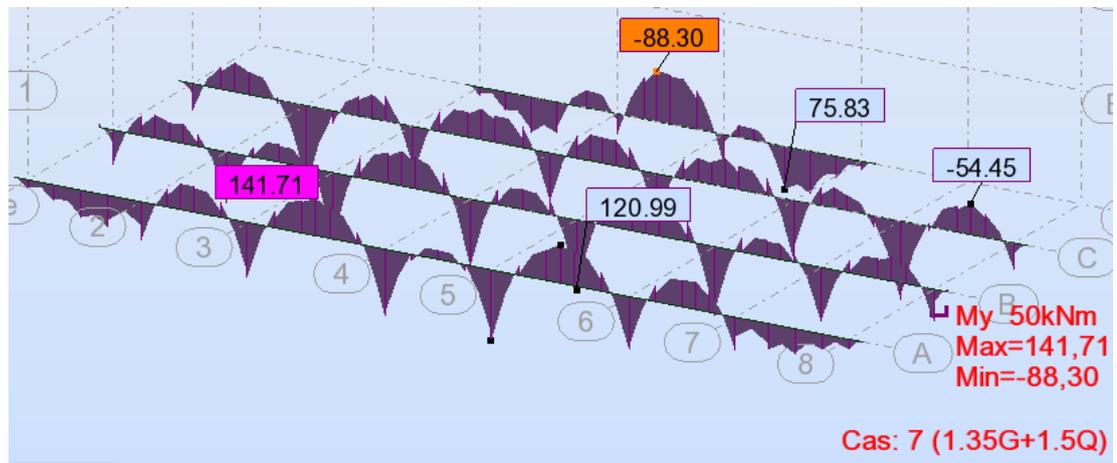
$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a-Calcul des charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{29012,23}{266,277} = 108,955 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{21122,90}{266,277} = 79,327 \text{ KN / m}^2$$

-Sens X-X
ELU



T(KN)

Figure.VII.3. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).

ELS

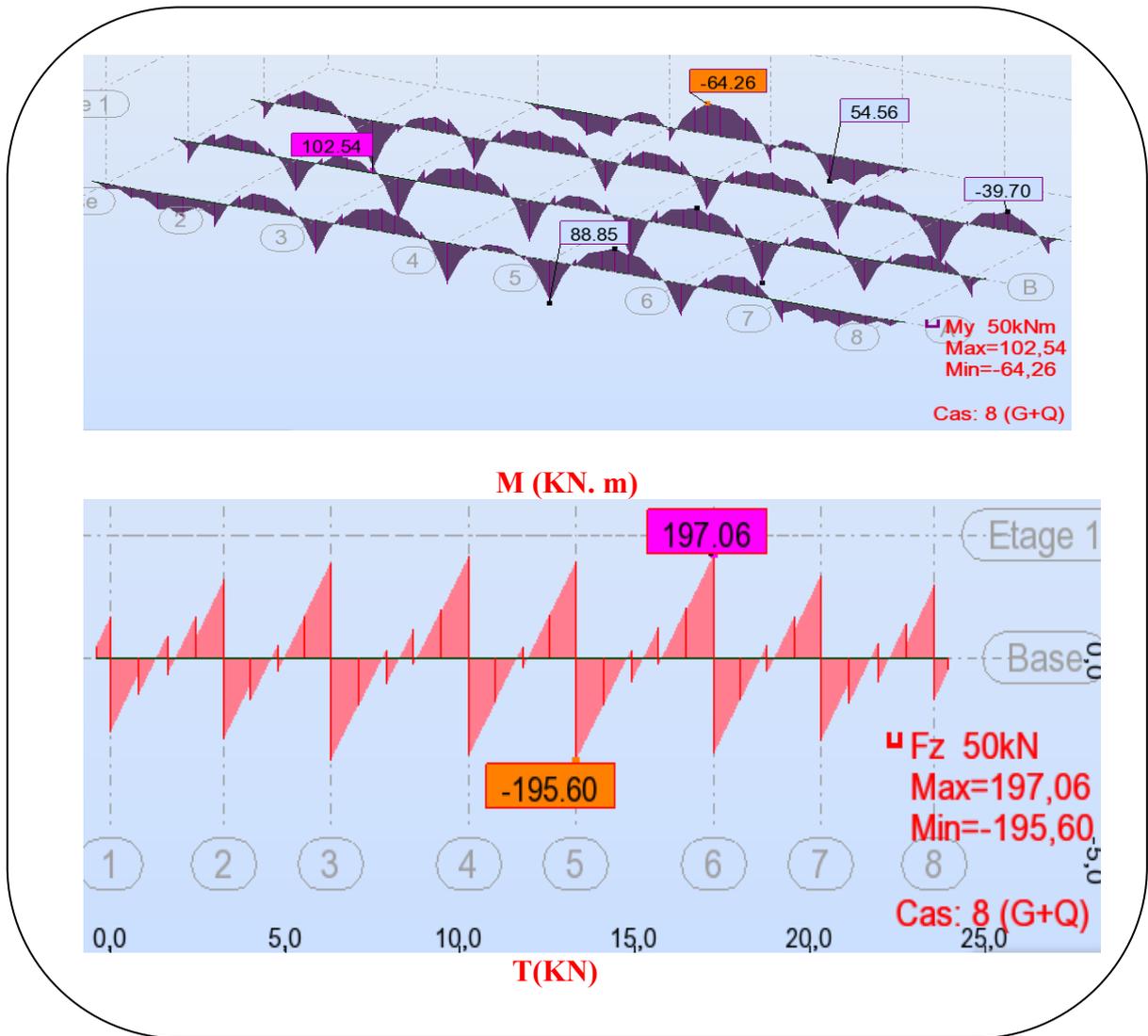


Figure.VII.4. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).

-Sens Y-Y
ELU

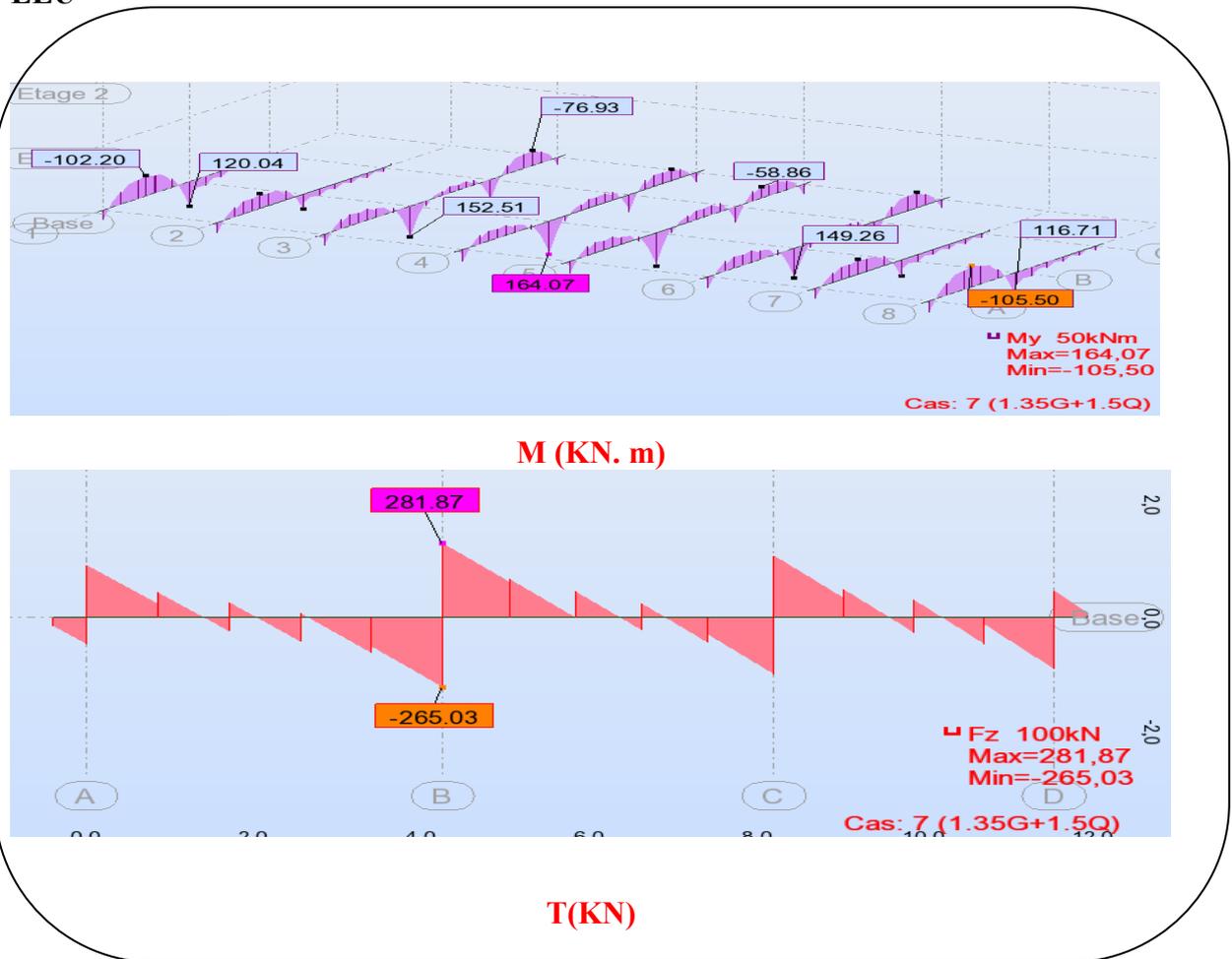


Figure.VII.5. Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).

ELS

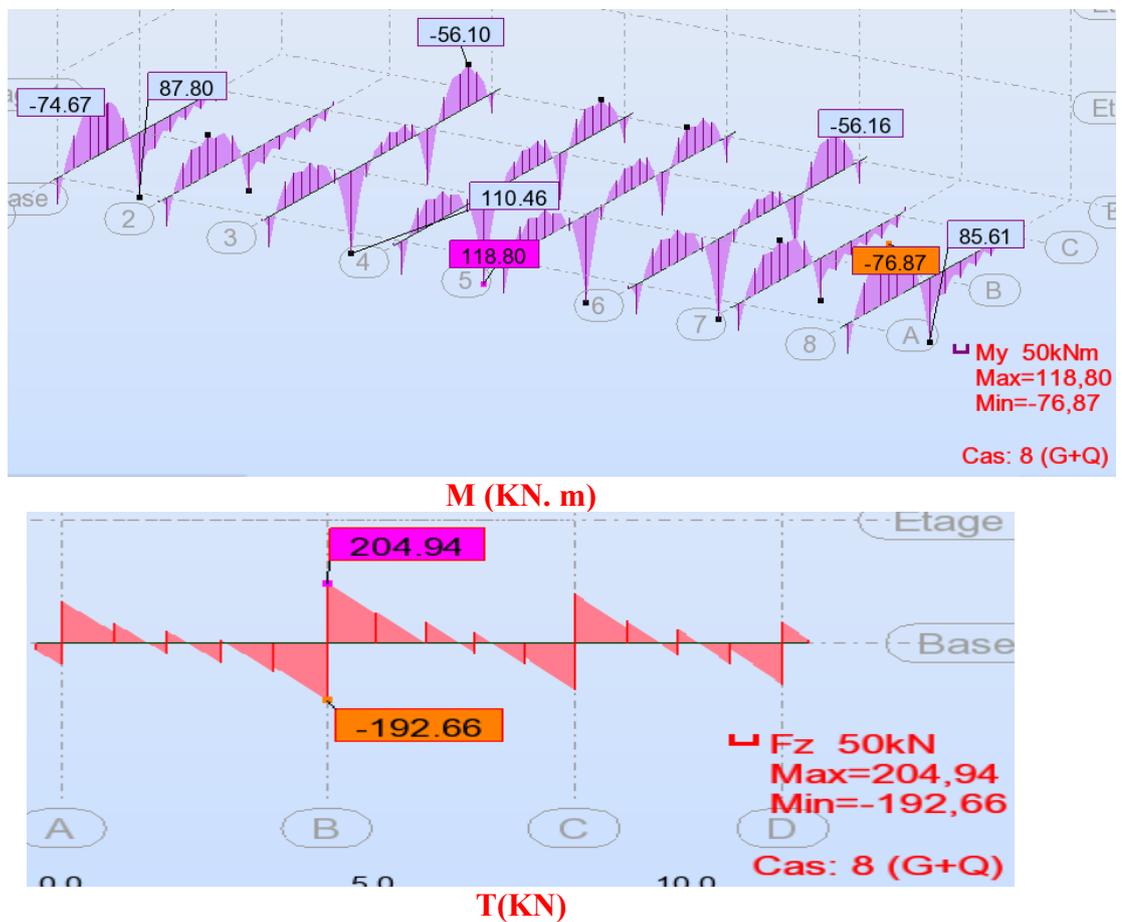


Figure.VII.6. Sollicitation des nerveraiis sens Y-Y (ELS).

$$\begin{aligned}
 & ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = -88,30 \text{ KN.m} , M_a = 141,71 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = -105,50 \text{ KN.m} , M_a = 164,07 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 & ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = -64,26 \text{ KN.m} , M_a = 102,54 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = -76,87 \text{ KN.m} , M_a = 118,80 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

ferrailage de nervure a la ELU

Sens		M _u [KN.m]	μ _b	α	β	A _{cal}	A _{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	141,71	0,0472	0,061	0,976	6,42	17.5	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	88,30	0,0294	0,037	0,985	3,96	17.5	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	164,70	0,0549	0,071	0,972	7,74	17.5	20.61	4HA16+4HA20
	travée	105,50	0.0352	0,045	0,982	4,75	17.5	20.61	4HA16+4HA20

ferrailage de nervure a la ELS

Sens		M _u [KN.m]	μ _b	A	β	A _{cal}	A _{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	102,54	0,0342	0,044	0,9824	4,76	17.5	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	64,26	0,0214	0,027	0,9892	2,87	17.5	20.61	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	118,80	0,0396	0,051	0,9796	5,36	17.5	20.61	4HA16+4HA20
	travée	76,87	0,0256	0,032	0,9872	3,44	17.5	20.61	4HA16+4HA20

• **Vérfications à l'ELU**

-Vérfications de la l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V _u (KN)	τ _u (MPa)	Observation
X-X	270,83	0,86	C.V
Y-Y	281,87	0,89	C.V

Vérfications nécessaires pour les nerveux

•Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (BAEL91. A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 50 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 3.9cm^2$$

•Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 50 \times 70 = 3.5cm^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% 50 \times 70 = 17.5 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

• En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

• En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante

Schémas ferrailage de radier

FERRAILLAGE DU RADIER ech 1/20

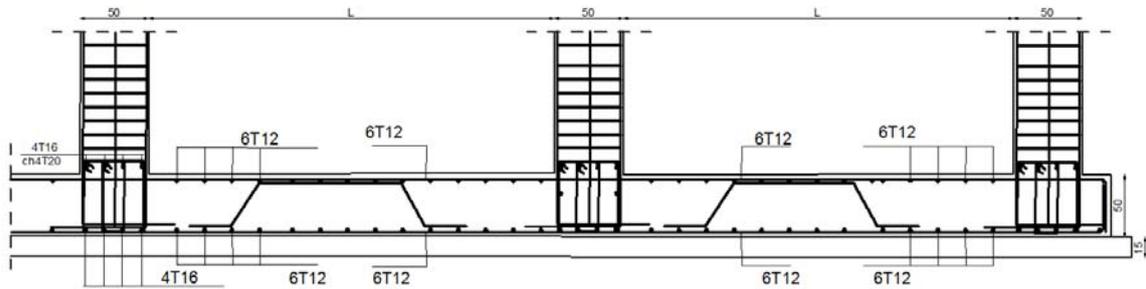


Figure.VII.7. Ferrailage globale de radier.

Nervure sur appui :

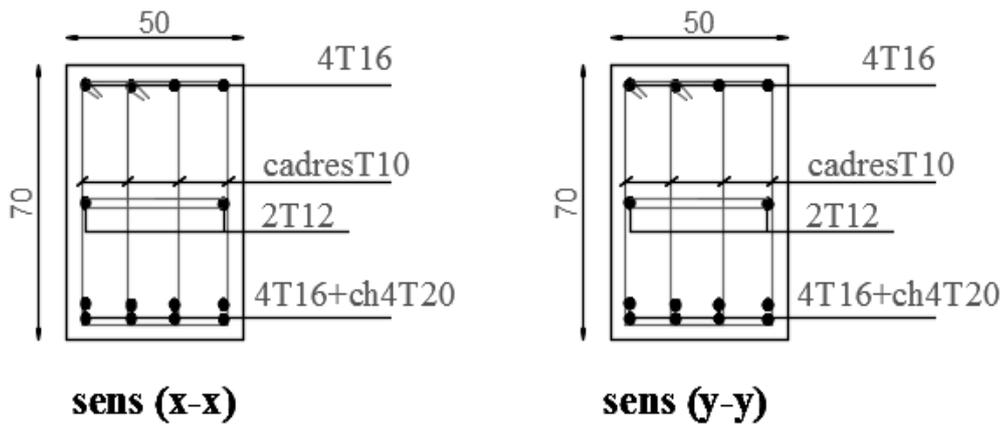


Figure.VII.8. Ferrailage sur appui de nervure.

Nervure en travée :

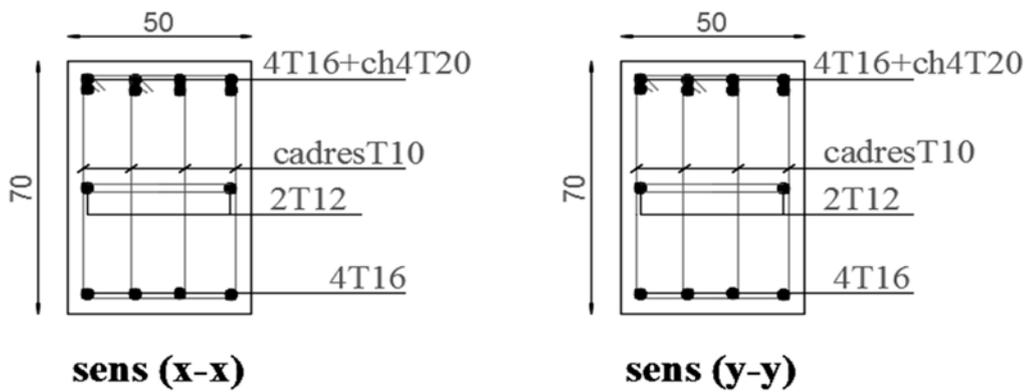


Figure.VII.9. Ferrailage en travée de nervure.

BIBLIOGRAPHIE

Les documents :

- **RPA99/Version2003** : Règlement parasismique Algérienne.
- **BAEL91** : Béton armé aux états limites.
- **C.B. A93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **D.T.R.B.C .2.2:** Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).

Cours :

Béton armé.

- Cours de bâtiment.
- Résistance des matériaux.

Logiciels :

- ROBOT 2014 Analyse des structures.
- AUTOCAD 2015.....Dessin.
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WorkPLACE.....Calcul
- WORD 2016.....Traitement du texte.

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de Setif. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), notre travail a été la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère ,balcon, et plancher).

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une conclusion générale.

المخلص

بصدد إعداد مذكرة التخرج قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة للاستعمال المتعدد متكونة من سبع طوابق + طابق أرضي في ولاية سطيف المصنفة ضمن منطقة معتبرة (IIa) زلزالية حسب النظام الجزائري RBA 99 version V 2003

في هذه المذكرة استعملنا القوانين الجديدة مثل ال RBA 99 version V 2003 و ال BEAL91 والمذكرة تتكون من جزأين :

كان عملنا مكرساً للوصف التعريف بخصائص المواد المستعملة بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد البناية و ثم تحديد الحمولات المطبقة على البناية كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية والثانوية للبناية في الأخير سنستعمل برنامج الروبوت للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الأجهادات المختلفة للبناية وفي الأخير سننهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل