

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

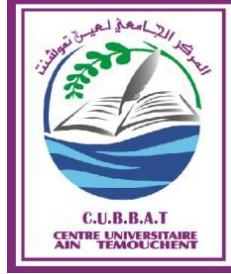
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المركز الجامعي لعين تموشنت

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème

**Étude comparative d'une structure ordinaire et  
une autre isolée**

Présenté Par :

- ✓ BENALI BOUCHRA
- ✓ BAGAYOKO AMADOU

Devant le jury composé de :

M<sup>me</sup> ATTIA

CUBBAT (Ain Témouchent) Présidente

M<sup>re</sup> AMARA

CUBBAT (Ain Témouchent) Examinateur

M<sup>me</sup> LAZIZI

CUBBAT (Ain Témouchent) Encadreur

*Année universitaire*

*2019/2020*

# Remerciements

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon encadreur de mémoire, Madame lazizi. Je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

MERCI A VOUS TOUS !

# Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père BEN ALI MOHAMMED.

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non âmes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère BEN FADDA HALIMA.

Mon fiancé KADA BEN FODDA AYOUB Aucun mot ne saurait t'exprimer mon profond attachement et ma reconnaissance pour, la tendresse et la gentillesse dont tu m'as toujours entouré. Cher fiancé j'aimerais bien que tu trouves dans ce travail l'expression de mes sentiments de reconnaissance les plus sincères car grâce à ton aide et à ta patience avec moi que ce travail a pu voir le jour...

Que dieu le tout puissant nous accorde un avenir meilleur

A mes frères Ahmed, Aymen Ban Ali A ma chère cousines : Roumaissa, Nabila, Aichouche, Imane, Fouzia, hadjer

A ma chère amie AHLEM BENYETTOU, IKRAM BERRABEH, CHERIF HOSNI AMINA, BENACEUR ABED LHAK, BEN SALAH KAMAL, BLEL BAROUDI YOUSEF, SEDDIKI KHALIL qui n'a pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A Mes Amis au domaine : ingénieur ADEM BENDAIF J'espère que mon travail sera le témoignage de mon respect et de mes sentiments les plus sincères

A toute la famille BEN ALI et BEN FODDA.

A toute la famille BOUANANI.

A Madame Lazizi.

A toutes les personnes qui ont servis pour ma formation, mon éducation et mon enseignement

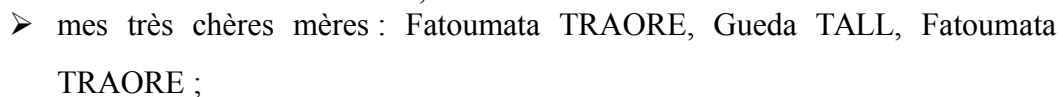
Sans oublier mon binôme BAGAYOKO AMADOU pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

**Bouchra Ben Ali**

Je dédie ce modeste travail :



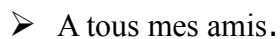
A mes très chers pères : Ibrahim BAGAYOKO, Abdoulaye BAGAYOKO et  
A dama TRAORE le Grand ;



A mes chers frères Daouda BAGAYOKO et Abdoulaye BAGAYOKO ;



A toute ma famille ;



**Amadou Bagayoko**

## Sommaire

### **PARTIE 1**

#### ***Chapitre N I            présentation de la structure et pré dimensionnement***

|     |  |    |
|-----|--|----|
| I.1 | INTRODUCTION :.....                                | 5  |
| I.2 | PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :.....                   | 5  |
| I.3 | PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES ;..... | 7  |
| 1.  | LES PLANCHERS :.....                               | 7  |
| 2.  | PLANCHER EN DALLE PLEINE :.....                    | 11 |
| 3.  | LES POUTRELLES :.....                              | 13 |
| 4.  | LES POUTRES:.....                                  | 14 |
| 5.  | LES ESCALIERS :.....                               | 16 |
| 6.  | L'ACROTÈRE :.....                                  | 20 |
| 7.  | LES POTEAUX :.....                                 | 21 |
| I.4 | CONCLUSION :.....                                  | 29 |

#### ***CHAPITRE N II ETUDE DYNAMIQUE***

|      |   |    |
|------|---|----|
| II.1 | INTRODUCTION :.....                               | 32 |
| II.2 | PRÉSENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL (ETABS) :..... | 32 |
| II.3 | DESCRIPTION DE L'EXCITATION SISMIQUE :.....       | 34 |

|  |   |     |
|--|---|-----|
| II.4   | MODÉLISATION D'UN STRUCTURE ENCASTRÉE :.....              | 36  |
| 1.   | CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE :.....                 | 37  |
| 1.   | VÉRIFICATION DE LA RÉSULTANTE DES FORCES SISMIQUES :..... | 43  |
| 2.   | VÉRIFICATION DE L'EFFORT NORMAL RÉDUIT :.....             | 45  |
| 3.   | VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS :.....                      | 46  |
| 4.   | JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET (P- $\Delta$ ) :.....  | 48  |
| 5.   | VÉRIFICATION AU RENVERSEMENT :.....                       | 50  |
| II.5   | RÉSULTATS :.....  | 51  |
| 2.   | PÉRIODES ET FACTEURS DE CONTRIBUTION MODALE.....          | 52  |
| 3.   | LES DÉPLACEMENTS :.....                                   | 52  |
| 4.   | LES ACCÉLÉRATIONS :.....                                  | 53  |
| 5.   | LES EFFORTS TRANCHANTS :.....                             | 53  |
| <b>CHAPITRE N III ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE ET</b> |   |     |
| <b>RÉSISTANTS</b>                                      |   |     |
| III.1  | ÉTUDE DE POUTRELLE:.....                                  | 55  |
| III.2  | ETUDE LES BALCONS (LES CONSOLS).....                      | 72  |
| III.3  | ETUDE DES ESCALIERS:.....                                 | 77  |
| III.4  | ETUDE D'ACROTÈRE:.....                                    | 92  |
| III.5  | ÉTUDE DES POUTRES :.....                                  | 100 |
| III.6  | ÉTUDE DES POTEAU :.....                                   | 107 |

## ***CHAPITRE N IV ÉTUDE DE FONDATION***

|      |   |     |
|------|---|-----|
| IV.1 | INTRODUCTION :.....                             | 115 |
| IV.2 | CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS :.....             | 115 |
| IV.3 | COMBINAISONS D’ACTIONS À CONSIDÉRER :.....      | 115 |
| IV.4 | VÉRIFICATION DES SEMELLES ISOLÉES :.....        | 116 |
| IV.5 | EXEMPLE DE CALCUL UNE SEMELLE ISOLÉE :.....     | 116 |
| IV.6 | VÉRIFICATION DES SEMELLES FILANTES :.....       | 117 |
| IV.7 | VÉRIFICATION DES SEMELLES FILANTES :.....       | 120 |
| 1    | VÉRIFICATION DES CONDITIONS DE STABILITÉ :..... | 120 |
| 2    | VÉRIFICATION AU NON POINÇONNEMENT :.....        | 121 |
| 3    | VÉRIFICATION DES CONTRAINTES :.....             | 122 |
| IV.8 | FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES :.....        | 126 |
| IV.9 | ÉTUDE DES LONGRINES:.....                       | 129 |

## **PARTIE 02**

### ***CHAPITRE N I GÉNÉRALITÉ SUR ISOLATION PARASISMIQUE***

|     |  |     |
|-----|--|-----|
| I.1 | INTRODUCTION :.....                        | 133 |
| I.2 | DÉFINITION DES APPUIS PARASISMIQUES :..... | 133 |
| I.3 | HISTORIQUE :.....                          | 135 |

|      |  |     |
|------|--|-----|
| I.4  | APPLICATION DES SYSTÈMES D'ISOLATION :.....                                    | 136 |
| I.5  | PRINCIPE DE BASE DE L'ISOLATION SISMIQUE :.....                                | 139 |
| I.6  | LES CARACTÉRISTIQUES ESSENTIELLES D'UN SYSTÈME D'ISOLATION :.....              | 141 |
| I.7  | LES TYPES DES ISOLATEURS SISMIQUES :.....                                      | 141 |
| 1.   | LES APPUIS À DÉFORMATION :.....  | 141 |
| 2.   | LES APPUIS À ÉLASTOMÈRE :.....   | 144 |
| I.8  | AMORTISSEURS PARASISMIQUES :.....  | 146 |
| I.9  | CHOIX ENTRE LES TYPES D'APPUIS PARASISMIQUES.....                              | 149 |
| I.10 | LES RÈGLES DE CONCEPTION DES APPUIS :.....                                     | 150 |
| I.11 | INSTALLATION DE L'ISOLATEUR SISMIQUE :.....                                    | 151 |
| I.12 | ÉTAPES D'INSTALLATION DES ISOLATEURS SISMIQUE DANS UN BÂTIMENT EXISTANT :..... | 151 |
| I.13 | AVANTAGE DE L'ISOLATION PARASISMIQUE :.....                                    | 152 |
| I.14 | INCONVÉNIENTS DE L'ISOLATION PARASISMIQUE :.....                               | 152 |
| I.15 | INCIDENCE SUR LE COÛT :.....   | 153 |
| I.16 | ACTION DU VENT SUR LES BÂTIMENTS ISOLÉS :.....                                 | 153 |
| I.17 | LES RÉGLEMENTATIONS PARASISMIQUES :.....                                       | 154 |
| I.18 | THÉORIES DE BASE SUR LES APPUIS PARASISMIQUES :.....                           | 157 |
| I.19 | APPUIS EN CAOUTCHOUC FRETTÉ :.....   | 158 |



|      |   |     |
|------|---|-----|
| I.20 | LES MÉTHODES D'ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT DES ISOLATEURS :..... | 159 |
| I.21 | LES NIVEAUX D'INTENSITÉ DU MOUVEMENT SISMIQUE :.....            | 159 |
| I.22 | MÉTHODES DE CALCUL DES STRUCTURES ISOLÉES :.....                | 159 |
| 1.   | MÉTHODE STATIQUE :.....   | 160 |
| 2.   | MÉTHODES DYNAMIQUES :.....                                      | 170 |
| 3.   | LA MÉTHODE MODALE SPECTRALE :.....                              | 170 |
| 4.   | LA MÉTHODE D'ANALYSE PAR ACCÉLÉROGRAMMES :.....                 | 171 |
| I.23 | CONCLUSION :.....   | 172 |

## ***CHAPITRE N II DIMENSIONNEMENT ET MODALISATION DE L'ISOLATION***

|      |   |     |
|------|---|-----|
| II.1 | MÉTHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES APPUIS PARASISMIQUES :..... | 174 |
| II.2 | APPUIS EN ÉLASTOMÈRE FRETTÉ AYANT UN AMORTISSEMENT ÉLEVÉ .....  | 174 |
| II.3 | CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES D'APPUIS ÉLASTOMÉRIQUES.....        | 174 |
| II.4 | DIMENSIONNEMENT :.....  | 176 |
| II.5 | VÉRIFICATION DES CONDITIONS DE RÉSISTANCE ET DE STABILITÉ ..... | 180 |
| II.6 | EXEMPLE D'APPLICATION :.....                                    | 181 |
| II.7 | DESCRIPTION ET DIMENSIONNEMENT DU SYSTÈME D'ISOLATION :.....    | 184 |

|       |                                  |     |
|-------|----------------------------------|-----|
| II.8  | MODÉLISATIONS.....               | 189 |
| II.9  | LES RÉSULTATS AVEC APPUIS :..... | 192 |
| II.10 | CALCUL DES FORCES SISMIQUES..... | 194 |

### ***CHAPITRE N III ETUDE COMPARATIVE***

|        |  |     |
|--------|--|-----|
| III.1. | INTRODUCTION .....                                   | 195 |
| III.2. | ÉTUDE COMPARATIVE.....                               | 196 |
| III.1. | PÉRIODES ET FACTEURS DE CONTRIBUTION<br>MODALE ..... | 196 |
| III.2. | LES DÉPLACEMENTS .....                               | 197 |
| III.3. | LES ACCÉLÉRATIONS :<br>.....                         | 199 |
| III.4. | LES EFFORTS<br>TRANCHANTS .....                      | 200 |
| III.5. | CONCLUSION .....                                     | 201 |

## LISTE DES TABLEAUX

### PARTIE 1

#### *Chapitre N I            présentation de la structure et pré dimensionnement*

Tableau I. 1: Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse

Tableau I. 2: Évaluation des charges permanentes du plancher courant.

Tableau I. 3: Évaluation des charges permanentes de dalle de balcon

Tableau I. 4: Évaluation des charges permanentes d'escaliers

Tableau I. 5: La dégression des charges

Tableau I. 6: pré-dimensionnement du poteau central

Tableau I. 7: Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité

#### **CHAPITRE N II ETUDE DYNAMIQUE**

Tableau II. 1: des Valeurs de  $\xi(\%)$ .....38

Tableau II. 2: de valeurs du coefficient CT.....39

Tableau II. 3: Vérification de la résultante sismique.....43

Tableau II. 4: Distribution des forces sismiques.....44

Tableau II. 5: Vérification de l'effort normal réduit.....45

Tableau II. 6: Les résultats des déplacements des étages dans le sens longitudinal....46

|   |    |
|---|----|
| Tableau II. 7:Les résultats des déplacements des étages dans le sens transversal..... | 47 |
| Tableau II. 8:Vérification des effets P- $\Delta$ sens X-X.....                       | 49 |
| Tableau II. 9:Vérification des effets P- $\Delta$ sens Y -Y.....                      | 49 |
| Tableau II. 10:Centres de masse et de rigidité.....                                   | 51 |
| Tableau II. 11:Périodes et facteurs de contribution modale.....                       | 52 |
| Tableau II. 12:Les déplacements selon les directions x et y.....                      | 52 |
| Tableau II. 13:Les accélérations selon les directions x et y.....                     | 53 |
| Tableau II. 14:Les efforts tranchants selon les directions x et y.....                | 53 |

### ***CHAPITRE N IIIÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE ET RÉSISTANT***

|   |     |
|---|-----|
| Tableau III. 1:Sollicitations dans l'escalier.....            | 84  |
| Tableau III. 2:Vérification des contraintes à l'ELS.....      | 87  |
| Tableau III. 3:Sollicitations maximales dans les poutres..... | 102 |
| Tableau III. 4: Vérification des contraintes.....             | 104 |
| Tableau III. 5:Vérification des contraintes à l'ELS.....      | 105 |
| Tableau III. 6:Ferraillage des poutres.....                   | 105 |
| Tableau III. 7:ferraillage des poteaux.....                   | 112 |

### ***CHAPITRE N IVÉTUDE DE FONDATIO***

|  |     |
|--|-----|
| Tableaux IV. 1 : Dimensions des semelles filantes..... | 121 |
|--|-----|

|   |     |
|---|-----|
| Tableaux IV. 2:Vérification des semelles filantes au poinçonnement..... | 122 |
| Tableaux IV. 3:Vérification des semelles filantes à l'ELS.....          | 123 |
| Tableaux IV. 4:Vérification des semelles filantes à l'ELU.....          | 124 |
| Tableaux IV. 5:Vérification des semelles filantes à l'ELA.....          | 125 |
| Tableaux IV. 6 : récapitulatif du ferrailage des semelles filantes..... | 128 |
| Tableaux IV. 7:Ferrailage longitudinal des longrines.....               | 130 |

## **PARTIE 2**

### ***CHAPITRE N I GÉNÉRALITÉ SUR ISOLATION PARASISMIQUE***

|  |  |
|--|--|
| Tableau I. 8:Facteur de la zone sismique Z.                        |  |
| Tableau I. 9:Coefficient caractérisant le type de sol (SI)         |  |
| Tableau I. 10:Coefficient sismique CVD                             |  |
| Tableau I. 11:Coefficient sismique CV                              |  |
| Tableau I. 12:Coefficient de réponse au séisme capable maximum, MM |  |
| Tableau I. 13:Types de failles sismiques, A, B, C                  |  |
| Tableau I. 14:Facteur de proximité de faille, Na                   |  |
| Tableau I. 15:Facteur de proximité de faille, NV .....             |  |

### ***CHAPITRE N II DIMENSIONNEMENT ET MODALISATION DE L'ISOLATION***

|  |  |
|--|--|
| Tableau II. 15:Les constantes G, E, k          |  |
| Tableau II. 16:Centres de masse et de rigidité |  |

Tableau II. 17:Périodes et facteurs de contribution modale

Tableau II. 18:Distribution des forces sismiques et les efforts tranchants.

Tableau II. 19 : Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté.

Tableau II. 20:Périodes et facteurs de contribution modale

Tableau II. 21:Les déplacements selon les directions x et y.

Tableau II. 22 : Les accélérations selon les directions x et y.

Tableau II. 23: les efforts tranchants selon x et y.

Tableau II. 24:Vérification de la résultante sismique

### ***CHAPITRE N III ETUDE COMPARATIVE***

Tableau III. 8:Périodes et facteurs de contribution modale

Tableau III. 9:comparaison des déplacements suivant X

Tableau III. 10:comparaison des déplacements suivant Y

Tableau III. 11 : comparaison des accélérations suivant X

Tableau III. 12:comparaison des accélérations suivant Y

Tableau III. 13 : comparaison Les efforts tranchants suivant X

Tableau III. 14: comparaison Les efforts tranchants suivant Y

## LISTE DES FIGURES

### PARTIE 1

#### *Chapitre N I      présentation de la structure et pré dimensionnement*

|  |    |
|--|----|
| Figure I. 1:Plancher à corps creux.....                                    | 8  |
| Figure I. 2:détail des constituants du plancher terrasse inaccessible..... | 9  |
| Figure I. 3:coupe plancher étage courant.....                              | 10 |
| Figure I. 4:Compositions d'une dalle pleine.....                           | 11 |
| Figure I. 5:Dimensionnement de la poutrelle.....                           | 13 |
| Figure I. 6:Schéma de poutre.....  | 14 |
| Figure I. 7:Schéma d'escalier.....   | 17 |
| Figure I. 8:Schéma de l'acrotère.....                                      | 21 |
| Figure I. 1:Plancher à corps creux.....                                    | 8  |
| Figure I.2:détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.....  | 9  |
| Figure I. 3:coupe plancher étage courant.....                              | 10 |

|  |    |
|--|----|
| Figure I. 4:Compositions d'une dalle pleine..... | 11 |
| Figure I. 5:Dimensionnement de la poutrelle..... | 13 |
| Figure I. 6:Schéma de poutre.....                | 14 |
| Figure I. 7:Schéma d'escalier.....               | 17 |
| Figure I. 8:Schéma de l'acrotère.....            | 21 |

### ***Chapitre N II ETUDE DYNAMIQUE***

|  |    |
|--|----|
| Figure II. 1:Programme utilisé pour la modélisation.....                                   | 32 |
| Figure II. 2 : Accélérogrammes de la composante longitudinale (X) du séisme de 21<br>..... | 35 |
| Figure II. 3:Accélérogrammes de la composante transversale (Y) du séisme de.....           | 35 |
| Figure II. 4:Les différentes vues de la structure encastree.....                           | 36 |
| Figure II. 5:L'effet P-Δ.....  | 48 |

### ***CHAPITRE N III ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE ET RÉSISTANTS***

|   |    |
|---|----|
| Figure III. 1:Schéma de poutrelle.....                    | 55 |
| Figure III. 2:Diagramme des moments a l'ELU.....          | 60 |
| Figure III. 3:Diagramme des efforts tranchants l'ELU..... | 61 |
| Figure III. 4:Diagramme des moments a l'ELS.....          | 65 |
| Figure III. 5:Diagramme des efforts tranchants l'ELS..... | 66 |



|   |     |
|---|-----|
| Figure III. 6:ferraillage de poutrelle.....                               | 71  |
| Figure III. 7:schéma statique de balcon.....                              | 72  |
| Figure III. 8:Schéma de ferraillage du balcon.....                        | 76  |
| Figure III. 9:Schéma statique de l'escalier.....                          | 77  |
| Figure III. 10:Schéma de ferraillage du l'escalier.....                   | 91  |
| Figure III. 11:Schéma de ferraillage du l'acrotère.....                   | 99  |
| Figure III. 12:Schéma de ferraillage des poutres principales.....         | 106 |
| Figure III. 13:Schéma de ferraillage des poutres secondaire.....          | 106 |
| Figure III. 14: ferraillage poteauFigure III. 15: ferraillage poteau..... | 116 |
| Figure III. 16 : ferraillage poteau.....                                  | 116 |

## ***CHAPITRE N IV ÉTUDE DE FONDATION***

|   |     |
|---|-----|
| Figure IV. 1: Vue d'une semelle.....                  | 116 |
| Figure IV. 2:Schéma de ferraillage des longrines..... | 130 |

## **PARTIE 2**

### ***CHAPITRE N I GÉNÉRALITÉ SUR ISOLATION PARASISMIQUE***

|  |     |
|--|-----|
| Figure I.9:Isolateurs sur les massifs de fondation.....            | 134 |
| Figure I. 10:Vue en plan et en élévation du SENDI MT BUILDING..... | 136 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure I. 11:Hôtel de ville de San Francisco et PASSEDNA Californie.....   | 137 |
| Figure I. 12: Hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismique.....  | 137 |
| Figure I. 13:Schéma du réacteur expérimental Jules Horowitz (Cadarache, France)<br>avec Ses appuis parasismiques visibles dans la partie inférieure..... | 138 |
| Figure I. 14:la Grande Mosquée d'Alger est conçue pour accueillir 120 000 fidèles<br>.....   | 138 |
| Figure I. 15:L'effet des appuis parasismique.....  | 139 |
| Figure I. 16: Comparaison entre deux structures isolée.....  | 140 |
| Figure I. 17:Les types d'appuis à déformation.....   | 143 |
| Figure I. 18:Appui en élastomère.....  | 144 |
| Figure I. 19:Appui en élastomère avec noyau de plomb.....  | 146 |
| Figure I. 20:Amortisseur hystérésis (élasto-plastique).....  | 147 |
| Figure I. 21:Amortisseur visqueux.....   | 147 |
| Figure I. 22:Amortisseur à friction.....   | 148 |
| Figure I.23:Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508m de hauteur<br>(Tour de Taipei 101) Taiwan.....                                      | 149 |
| Figure I. 24:Installation de l'isolateur dans un bâtiment.....   | 151 |
| Figure I. 25: Principe de fonctionnement.....  | 158 |
| Figure I.26:Modèle mathématique.....   | 158 |
| Figure I. 27:Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique.....  | 166 |
| Figure I. 28:Facteurs d'amortissement BD et BM.....  | 167 |

Figure I. 29:Dimensions en plan pour la Détermination du déplacement total.....168

Figure I. 30:Déplacements du système d'isolation.....168

***CHAPITRE N II DIMENSIONNEMENT ET  
MODALISATION DE L'ISOLATION***

Figure II. 6:La surface chargée et la surface libre.....176

Figure II. 7:La section réduite.....178

Figure II. 8:Position de l'appui sous séisme.....180

Figure II. 9:Les différentes vues de la structure isolée.....190

## NOTATIONS ET SYMBOLES

**b**: Dimensions de la structure.

$c$  : L'amortissement.

$d$  : Diamètre de la surface sphérique de l'appui

$e$  : Excentricité.

$f_{c28}$  : La résistance à la compression du béton à 28 jours.

$f_{t28}$  : La résistance à la traction du béton.

$h_x$  : Hauteur du niveau  $x$ .

$h_i$  : Hauteur du niveau  $i$ .

$h_t$  : Hauteur de l'appui HDRB.

$k$  : La rigidité.

$k_{eff}$  : La rigidité effective du système d'isolation.

$m$  : La masse de la structure.

$n_a$  : Nombre des frettes d'acier.

**q<sub>1</sub>, q<sub>2</sub>**: Coefficients modaux dépendants du temps.

$tr$  : Epaisseur d'une seule couche en élastomère.

$te$  : L'épaisseur des plaques d'extrémité.

**t<sub>a</sub>**: L'épaisseur des frettes d'acier.

$ub$  : Déplacement absolu de la base.

$u_s$ : Déplacement absolu de la structure.

$vb$  : Déplacement relatif de la base.

$v_S$  : Déplacement relatif de la structure.

$y$ : Distance entre le centre de rigidité du système d'isolation.

$A$ : Section de l'appui.

$A, B, C$  : Types de la faille sismique.

$BD$ : Coefficient d'amortissement correspond au tremblement de terre de conception

DBE.

$BM$  : Coefficient d'amortissement correspond au tremblement de terre de conception

MCE.

$CVD$  : Coefficient sismique correspond au tremblement de terre de conception DBE.

$C_{VM}$  : Coefficient sismique correspond au tremblement de terre de conception MCE.

$D$  : Le déplacement de conception.

$D_y$  : Déplacement à la plastification.

$DTD$  : Déplacement totale de la conception correspond au tremblement de terre DBE.

$DTM$  : Déplacement totale de la conception correspond au tremblement de terre MCE.

$D'D$  : Le déplacement maximal du système d'isolation correspond au tremblement de terre BDE.

$D'M$  : Le déplacement maximal du système d'isolation correspond au tremblement de terre MCE.

$E_{ij}$  : Le module d'élasticité instantané.

$F_b, F_s$  : Les forces sismiques.

$F_f$  : La force de frottement

$F_x$  : Force appliquée au-dessus du secteur du bâtiment selon la distribution de masse au niveau x.

$F_y$  : Force limite élastique.

$G$  : Module de cisaillement de l'élastomère.

$K_{D,ff}$  : Rigidité effective du système d'isolation correspond au tremblement de terre de conception DBE.

$K_H$  : Rigidité horizontale de l'élastomère.

$K_{M,ff}$  : Rigidité effective du système d'isolation correspond au tremblement de terre de conception MCE

$K_{Dmax}$  : Rigidité effective maximale correspond au correspond au tremblement de terre DBE.

$K_{Dmin}$  : Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement minimum.

$K_{Mmin}$  : Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement maximum.

$K_v$  : La rigidité verticale effective de l'appui.

$K_H$  : La rigidité horizontale effective de l'appui.

$\gamma_{sc}$  : Le cisaillement dû à la compression.

$P'_u$  : La combinaison des charges  $G$ ,  $Q$  et  $E$ .  
 $\gamma_{eq}$  : Le cisaillement dû au séisme.  
 $\gamma_{sr}$  : Le cisaillement dû à la rotation.  
 $\theta$  : L'angle de rotation de l'appui produit par le séisme  
 $N$  : est la charge verticale reprise par l'appui qui reprise sous le poteau.  
 $NS$  : L'effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

$NV$  : Coefficient de proximité de la faille active.  
 $Q$  : La résistance caractéristique.  
 $R$  : Rayon de la surface sphérique d'appui  
 $RI$  : Facteur de réduction de force de conception.  
 $S$  : Facteur de forme.  
 $SA$  : Type de profil de sol très rocheux.  
 $SB$  : Type de profil de sol rocheux.  
 $SC$  : Type de profil de sol très dense et roche molle.  
 $SD$  : Type de profil de sol raide.  
 $SD$  : Le déplacement spectral du mouvement du sol.  
 $T$  : Période de la structure à base fixe.  
 $TM$  : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre maximum MCE.

$TD$  : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre de conception DBE.

$Z$  : Coefficient de zone sismique.

$\xi$  : Coefficient d'amortissement.

$\omega$  : Fréquence propre.

$\mu$  : coefficient de frottement.

$\xi_s$  : Facteur d'amortissement de la structure.

$\xi_b$  : Facteur d'amortissement du système isolé.

$\omega_b$  : Fréquence propre du système isolé.

$\Omega_b$  : pulsation propre du système isolé.

$\Omega_s$  : pulsation propre de la structure.

$\beta_b$  : Coefficient d'amortissement du système isolé.

$\beta_1, \beta_2$  : Les rapports d'amortissements modaux pour la structure et le système d'isolation.

$\gamma_{max}$  : est la contrainte de cisaillement maximale.

$\sigma_{bc}$  : La contrainte limite de service du béton en compression.

$\Delta$  : Déplacement statique due à un déplacement de support unitaire.

$\Delta E$  : L'énergie totale dissipée.

$[C]$  : Matrice de masse globale de la structure.

$[K]$  : Matrice d'amortissement de la structure.

$[M]$  : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{V}\}$  : Vecteur d'accélération de la structure.

$\{\dot{V}\}$  : Vecteur vitesse de la structure.

$EDC$  : énergie dissipée par cycle.

$FPS$  : Friction Pendulum System.

$HDRB$  : High Damping Rubber Bearing.

$LDRB$  : Low Damping Rubber Bearing.

$LRB$ : Low Rubber Bearing.

$TMD$  : Tuned Mass Damper.

# Résumé

Le travail présenté ici consiste en l'étude d'une structure de R+4 pour lequel une approche Comparative entre deux structure : ordinaire (encastré à la base) et autre isolée (Isolation à la base) sera Effectuée. Pour cela, il sera fait appel à différentes méthodes de calculs de Génie Civil mais Aussi des logiciels de calcul assistés par ordinateur. En outre, l'implantation d'un système d'isolation sismique à la base du bâtiment étudié Représente une opportunité d'optimisation dudit bâti ; les avantages et inconvénients de la Technologie seront ainsi mis en exergue à travers une approche comparative avec l'encastrement

**Mots clés :** bâtiment, béton, isolation parasismique SAP2000, ETABS;RPA 99 / version 2003 ; CBA 93.UBC97



## summary

The work presented here consists of the study of an R + 4 structure for which a Comparative approach between two structures: ordinary (embedded at the base) and another isolated (Insulation at the base) will be carried out. For this, different methods of civil engineering calculations will be used, but also computer-assisted calculation software. In addition, the installation of a seismic isolation system at the base of the building studied represents an opportunity for optimizing said structure; the advantages and disadvantages of the Technology will thus be highlighted through a comparative approach with the embedding

**Keywords:** building, concrete, seismic insulation SAP2000, ETABS; RPA 99 / version 2003; CBA 93.UBC97

# ملخص

العمل المقدم منا جل دراسة بنية R + 4 يتم من أجلها تنفيذ نهج مقارنة بين هيكلين: عادي (مضمن في القاعدة) وآخر معزول (عزل في القاعدة). لهذا الغرض، سيتم استجوابه طرق مختلفة لحسابات الهندسة المدنية وأيضاً باستخدام برامج الحساب بمساعدة الكمبيوتر. بالإضافة إلى ذلك، فإن تركيب نظام عزل زلزالي في قاعدة المبنى المدروس يمثل فرصة لتحسين الهيكل المذكور؛ وبالتالي سيتم إبراز مزايا وعيوب التكنولوجيا من خلال نهج مقارنة مع التضمين

**كلمات مفتاحية:** البناء الخرسانة المسلحة، العزل الزلزالي، RPA 99 / version 2003 و

CBA ETABS , UBC97

# *Introduction générale*

## Introduction générale

---

Les dommages sismiques occasionnés aux constructions sont dus aux déformations qui se produisent lors des oscillations de la superstructure. Ces oscillations correspondent au passage d'ondes sismiques, elles sont entraînées par les déplacements du sol d'assise auquel les constructions sont mécaniquement couplées par leurs fondations.

Une protection sismique efficace des ouvrages consiste à les isoler des oscillations du sol par des isolations parasismiques. Ces systèmes d'isolations sont connus déjà depuis un certain temps et sont utilisés de plus en plus durant les deux dernières décennies pour améliorer la résistance aux séismes des constructions. Les isolateurs parasismiques constituent actuellement une avance technologique bien établie et acceptée dans plusieurs pays exposés au risque sismique.

Cette technique est applicable non seulement à tous les types de bâtiments mais aussi aux ponts, aux structures industrielles tels que les bacs de stockage de produits pétroliers et autres produits dangereux. Elle convient aussi à l'amélioration des capacités de résistance des structures existantes. Cette technologie est intégrée surtout dans des projets capitaux tels que les hôpitaux, les centres de gestion des catastrophes et les musées, ainsi que les structures destinées aux logements.

Ces systèmes consistent à mettre, entre les fondations et la superstructure, des dispositifs qui captent les déformations inélastiques et filtrent les accélérations de hautes fréquences de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Ces dispositifs permettent de découpler le mouvement du sol de la structure dans le but de réduire les forces sismiques transmises à la superstructure et les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations. En conséquence, ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme.

L'isolation à la base repose sur le principe suivant: Si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du séisme, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur.

# Introduction générale

---

Cette dissipation d'énergie est obtenue par l'utilisation de dispositifs de contrôle passif (systèmes d'isolation parasismique), ce qui permet de contrôler la réponse sismique des bâtiments et réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force sismique et l'accroissement du déplacement. Il existe actuellement plusieurs types d'amortisseurs manufacturés qui emploient une variété de matériaux et conceptions pour obtenir divers niveaux de rigidité et d'amortissement. Un système d'amortissement efficace peut avoir comme conséquence des niveaux très élevés de sécurité et de confort, et peut également avoir une performance économique considérable sur le coût total d'un bâtiment.

Dans le cadre de ce travail, on s'intéresse à la réduction de l'effet sismique des bâtiments par l'incorporation d'un système d'isolation parasismique. Des analyses dynamiques sont effectuées afin de déterminer les réponses sismiques des systèmes en termes d'accélération et de déplacement pour évaluer l'influence de l'amortissement d'un système d'isolation parasismique sur la réponse dynamique des structures isolées.

Le travail est subdivisé en cinq chapitres:

Le premier chapitre présenté la structure ordinaire et pré dimensionnement des éléments structuraux

Le deuxième Étudie la structure sans système d'isolation parasismique

Le troisième chapitre Généralité sur isolation parasismique

Le quatrième Dimension de l'appui parasismique et modélisé la structure avec système d'isolation parasismique

Cinquième chapitre en va comparer avec deux system (encastré et isolation).

***PARTI***

***E***

***1***

*Chapitre I :*  
*Présentation de la*  
*structure et pré*  
*dimensionnement*

---

---

## **I.1 INTRODUCTION :**

Avant d'entamer l'étude d'un bâtiment avec et sans le système d'isolation, un pré dimensionnement rapide et efficace doit être fait en se référant à des documents techniques réglementaires (DTR) tel que le RPA99 version 2003 et le CBA93. Ce pré dimensionnement nous permet d'aborder une analyse plus approfondie consistant à déterminer les dimensions à retenir pour la réalisation de notre structure.

Dans ce qui suit, on va entamer le pré dimensionnement d'une structure à cinq niveaux (R+4) Contreventée par des portiques auto stables en béton armé sans et avec le système d'isolation

## **I.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :**

L'objet de notre étude est la réalisation des 40 logements LPA , dont l'implantation est prévue a –AIN KIHAL- AIN TEMOUCHENT qui est considérée comme une zone de moyenne séismicité (ZONE IIa) selon l'addenda aux règles parasismiques Algériennes (RPA – 99 version 2003) .

La stabilité du bloc est assurée par du portique contreventé par des voiles (4b) capables de reprendre la totalité des efforts dus aux charges verticales et horizontales.

### **1. Caractéristiques de la structure :**

#### **A. Caractéristiques géométrique :**

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Largeur en plan .....19.80m
- ✓ Longueur en plan ..... 21,70 m
- ✓ Hauteur du RDC..... 3.06m
- ✓ Hauteur étage courant.. ..... 3,06m
- ✓ Hauteur totale ..... 15,30m



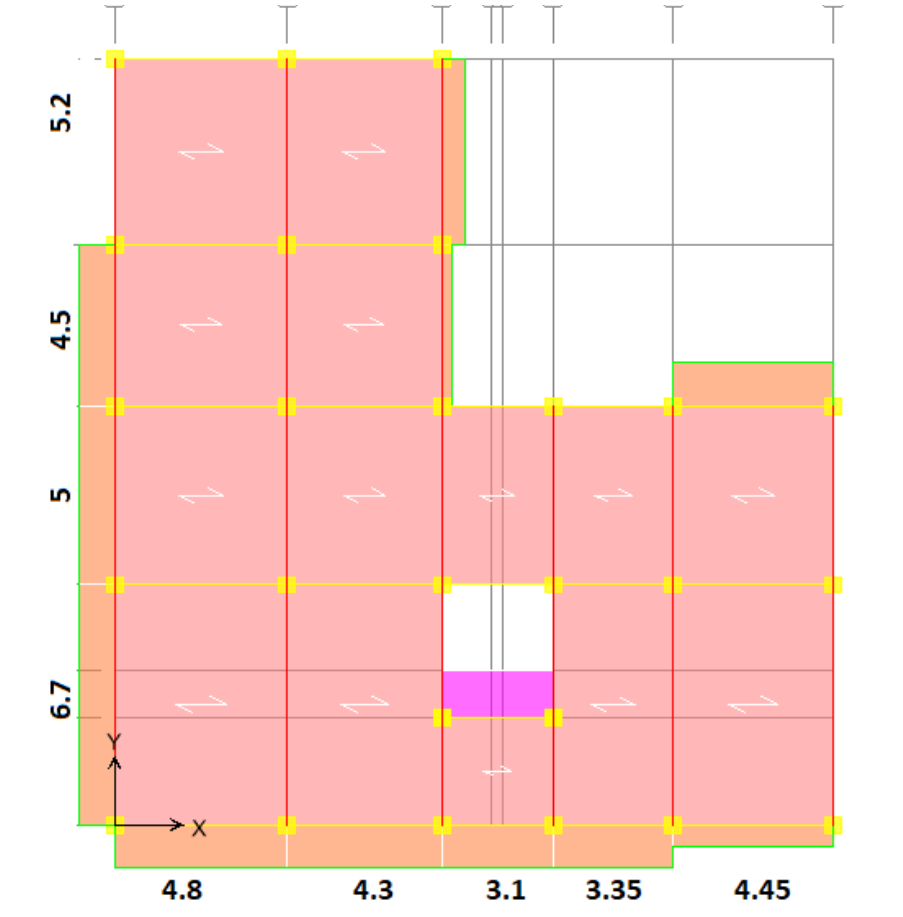


Figure .I.1 : Vue en plan

### I.3 PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES ;

#### 1. Les planchers :

##### A. Pré dimensionnement Plancher à corps creux :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux de, poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h: Hauteur totale du plancher.

$$\frac{480}{25} \leq h \leq \frac{480}{20} \qquad 19.2 \leq h \leq 24$$

**h= 21cm** Alors en prend **corps creux (16+5)**

- 16 cm pour le corps creux.
- 5 cm pour la dalle de compression.

Selon les règles techniques (**CBA93**) en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure Ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On adopter toujours une épaisseur égale

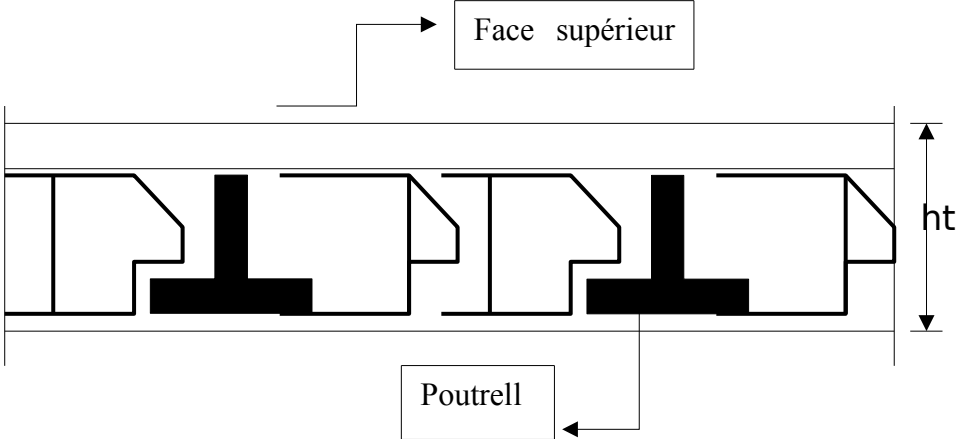
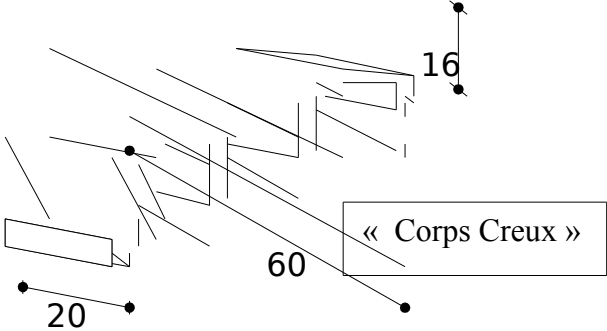


Figure I. 1:Plancher à corps creux



**B. Descente des charges Plancher à corps creux ;**

*a. terrasse (inaccessible) :*

Tableau I. 1: Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse

| Désignation                                 | Épaisseur(m ) | Poids (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|---------------|----------------------------|------------------------|
| <b>1-protection en gravillon</b>            | 0.04          | 17                         | 0.8                    |
| <b>2-étanchéité multicouche</b>             | 0.05          | 6                          | 0.12                   |
| <b>3- forme de pente</b>                    | 0.1           | 22                         | 2.2                    |
| <b>4-isolation thermique en polystyrène</b> | 0.04          | 4                          | 0.12                   |
| <b>5-plancher en corps creux</b>            | 0.21          | /                          | 2.85                   |
| <b>6-enduit sous plafond en ciment</b>      | 0.02          | 18                         | 0.36                   |

- La Charge permanente :  $G= 6,45 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q= 1 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{DTR B.C.2.2}$  (usage d'habitation)

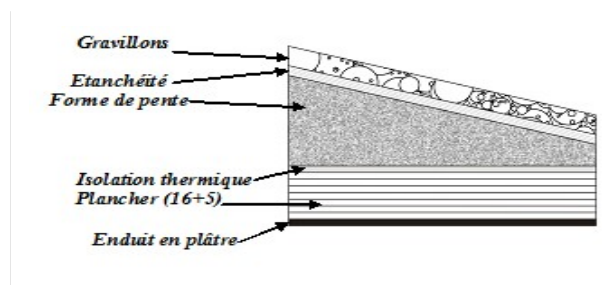


Figure I.2:détail des constituants du plancher terrasse inaccessible

a. *Planchers étages courant :*

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

Tableau I. 2:Évaluation des charges permanentes du plancher courant

| Type de charge                 | Épaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------|---------------|----------------------------|------------------------|
| 1- Revêtement en carrelage     | 0.02          | 22                         | 0.44                   |
| 2- Mortier de pose             | 0.02          | 20                         | 0.40                   |
| 3- Lit de sable                | 0.02          | 18                         | 0.36                   |
| 4- Plancher corps creux (16+5) | 0.21          | /                          | 2.85                   |
| 5- Enduit en plâtre            | 0.02          | 18                         | 0.36                   |
| 6- Cloisons de séparation      | /             | /                          | 1.00                   |

- ✓ La Charge permanente :  $G = 5,47 \text{KN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,50 \text{KN/m}^2$  .....DTR B.C.2.2 (usage d'habitation)

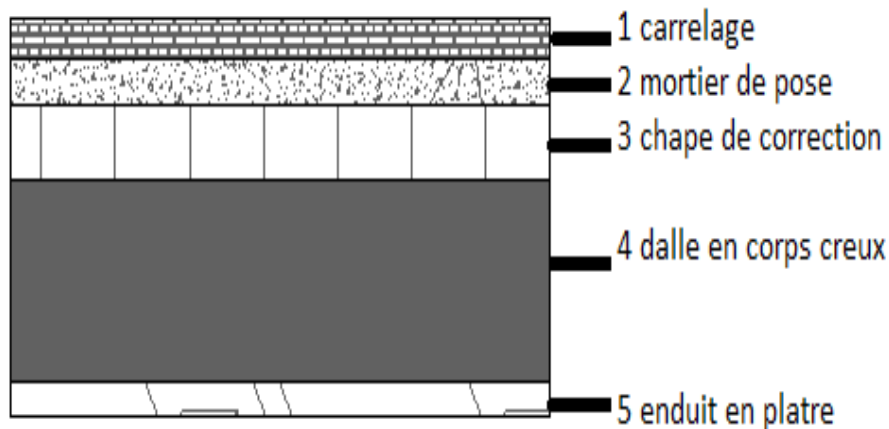


Figure I. 3:coupe plancher étage courant

### 2. Plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.) L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

- **Résistance au feu :**

$e = 7\text{ cm}$  pour une heure de coup de feu.

$e = 11\text{ cm}$  pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5\text{ cm}$  pour quatre heures de coup de feu.

- **Isolation acoustique :  $\geq 12\text{ cm}$ .**

- **Condition de non déplacement à la flèche (critère de résistance) :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{pour les dalles sur appuis simple avec : } \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{De la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis. Avec : } \frac{l_x}{l_y} \leq 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés avec : } 0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

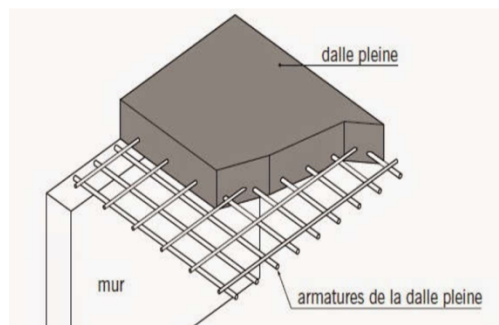
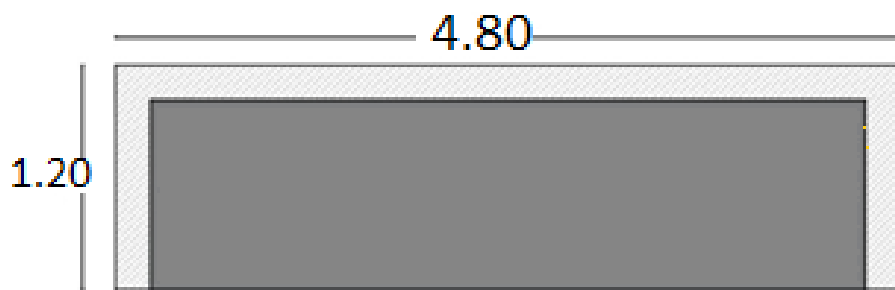


Figure I. 4: Compositions d'une dalle pleine

### A. Balcons:

#### a. Pré dimensionnement :

Les balcons de notre bâtiment sont reposés sur trois appuis ; pour le pré dimensionnement on va adopter une épaisseur de dalle de 15 cm



#### b. Descente des charges de balcons :

Tableau I. 3:Évaluation des charges permanentes de dalle de balcon

| Type de charge             | Épaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>3</sup> ) | G(KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|---------------|----------------------------|-----------------------|
| 1- Revêtement en carrelage | 0.02          | 22                         | 0.44                  |
| 2- Mortier de pose         | 0.02          | 20                         | 0.40                  |
| 3- Lit de sable            | 0.02          | 18                         | 0.36                  |
| 4- Dalle pleine            | 0.15          | 25                         | 3.75                  |
| 5- Enduit en ciment        | 0.02          | 18                         | 0.36                  |

- ✓ La Charge permanente :  $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ ..... DTR B.C.2.2 (usage d'habitation)

### 3. Les Poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé forment une section en « T » disposées parallèlement une par rapport aux autres, perpendiculaires à la poutre principale de la structure.

ht : Hauteur de la nervure

$b_0$  : Largeur de la nervure  
 $h_0$  : Hauteur de la dalle de compression  
 $b$  : Largeur de la dalle de compression

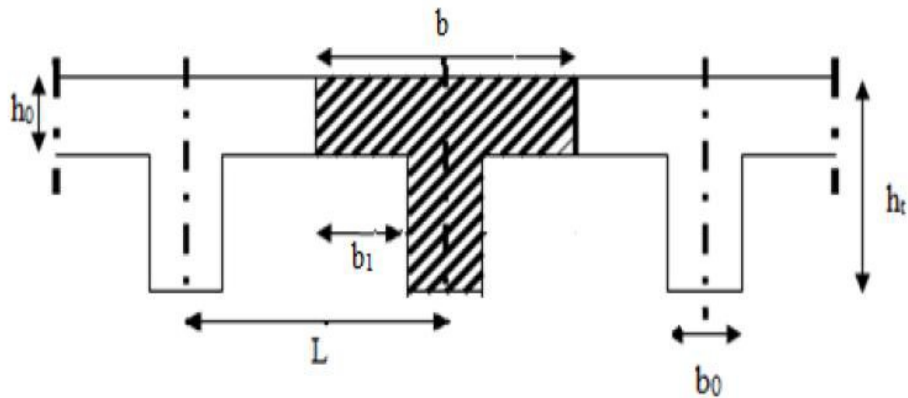


Figure I. 5: Dimensionnement de la poutrelle

- calcul de la largeur d'âme de la section en T :

$$0,4 h \leq b_0 \leq 0,8h$$

$$0,4(21) \leq b_0 \leq 0,8(21) \quad 8,4 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16,8 \text{ cm}$$

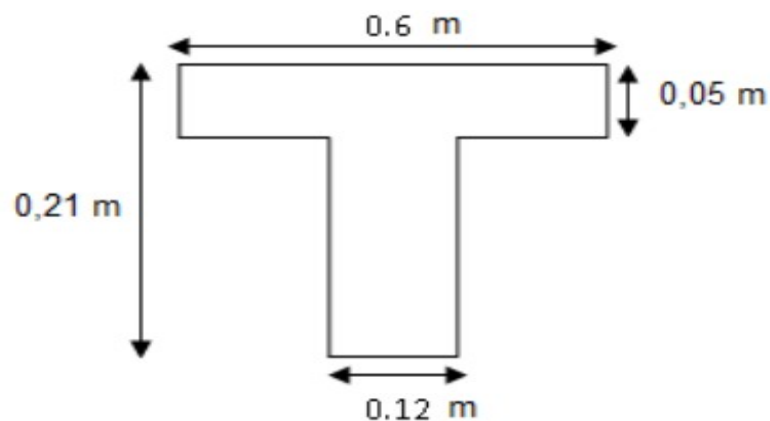
On prend :  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

- calcul de la largeur de la table compression  $b$  :

$$b = 2b_1 + 12, \text{ donc on prend } b = 60 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

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



Section T



### 4. Les poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé conçue pour résister à la flexion simple ; elles sont divisées en deux genres selon leurs utilités,

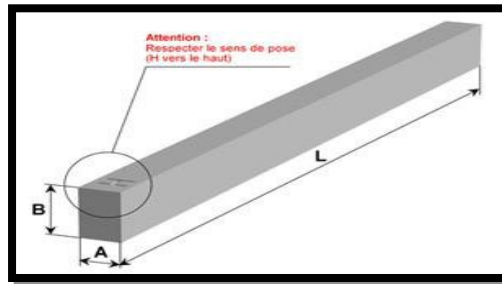


Figure I. 6:Schéma de poutre

La formule empirique; les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$ : Longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis.

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

$b$ : largeur de la poutre, il est choisi forfaitairement

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA99 suivant :

- $b \geq 20$  cm.
- $h_t \geq 30$  cm.
- $\frac{h_t}{b} \leq 4.0$
- $b_{max} = 1,5 h + b_1$

#### A. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, on suppose des poteaux de

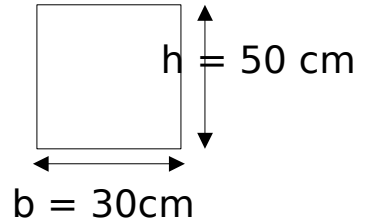
$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

On a la longueur maximale entre appuis est :  $L_{\max} = 6.70 \text{ m}$

D'après CBA93

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

**h : hauteur de la poutre.**



- $0.3h \leq b \leq 0.7h$       **b : largeur de la poutre.**

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons :  $L = 6.70 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10} \quad 44.66 \text{ cm} \leq h \leq 67 \text{ cm}$$

**On prend : h = 50 cm.**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad 0.3 \times 50 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 50 \text{ cm} \quad 15 \leq b \leq 35$$

**On prend : b = 30 cm.**

**On prend la min de (R.P.A) b = 30 cm pour tous les poutres**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm CV.}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm CV}$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.5 < 4 \text{ CV.}$

**C. Les poutres secondaires :**

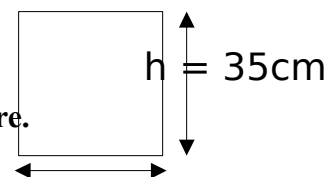
Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles

On a la longueur maximale entre appuis est :  $L_{\max} = 4.80 \text{ m}$

D'après CBA93 :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

**h : hauteur de la poutre.**



- $0.3h \leq b \leq 0.7h$       **b : largeur de la poutre.**

$b = 30 \text{ cm}$

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L = 4.80 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \quad 32\text{cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

**On prend : h = 35cm.**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 0.3 \times 35 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 35 \text{ cm} \quad 10.5 \leq b \leq 24.5$$

**On prend : b = 30cm.**

**On prend la min de (R.P.A) b = 30cm pour tous les poutres**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de **RPA 99** suivant

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm CV.}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm CV}$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.6 < 4 \text{ CV.}$

### **5. Les escaliers :**

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm :  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

- Pour vérifier que la condition convient, on utilise la

Formule empirique de « *BLONDEL* » :  $g + 2h = m$

Avec :  $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

h : varié de 14 cm à 20 cm. (Contremarche)

g : varié de 22 cm à 33 cm. (Giron)

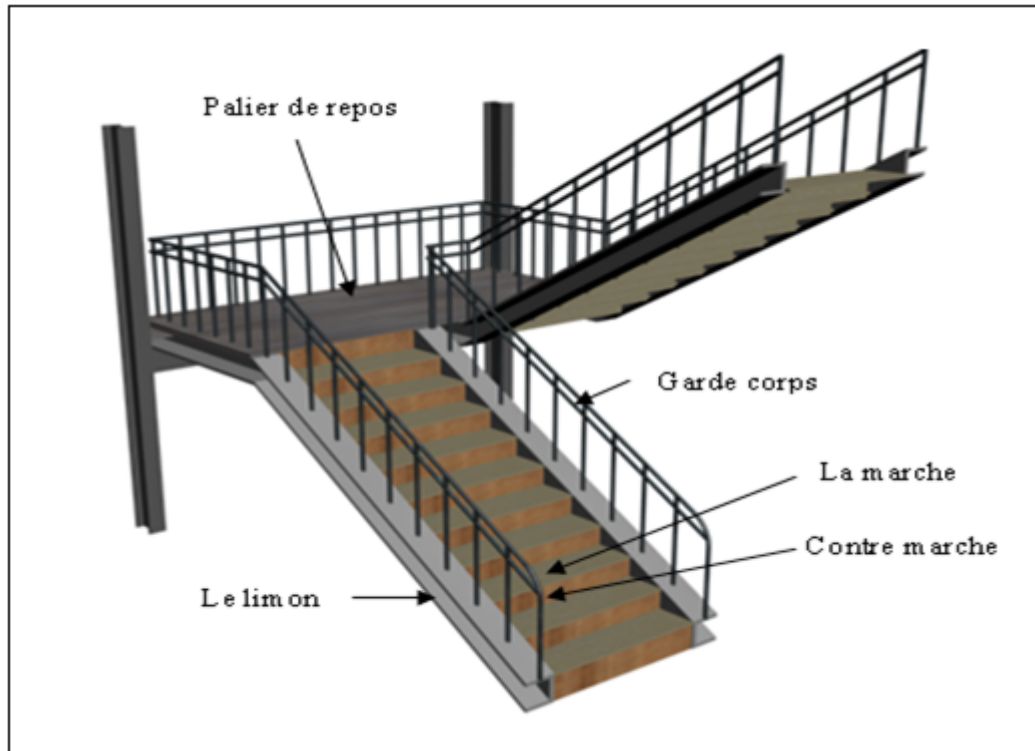


Figure I. 7:Schéma d'escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise la formule de BLONDEL.

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \dots \dots \dots (1)$$

Dans un escalier bien fait et commode la formule devient :

$$g + 2 h = 64 \dots \dots \dots (2)$$

On obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

$$n \times h = H_v \dots \dots \dots (3)$$

$$(n - 1) g = L \dots \dots \dots (4)$$

La hauteur de la volée est égale donc à  $H_v = H/2$  Avec :

n : nombre de contremarches.

n-1 : nombre de marches.

h : hauteur de la marche.

g : giron (largeur de la marche)

L : longueur de la ligne de foulée :  $L = g (n-1)$

$H_v$  : hauteur de la volée.

H : hauteur d'étage.

En remplaçant (3) et (4) dans (2), nous obtenons :

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

### ◆ Pour étage courant

Hauteur d'étage:  $H = 3.06 \text{ m}$

$$H_v = \frac{H}{2} = 1,53 \text{ m.} \quad L = 2.4 \text{ m}$$

Ceci implique:  $64 n^2 - 604 n + 300 = 0$  La solution :  $n_2 = 9$

Finalement :

Le nombre des contremarches :  **$n = 9$**

Le nombre des marches :  **$n-1 = 8$**

$$\text{Alors : } h = \frac{H_v}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

- L'inclinaison de la pailasse :

$$\text{Tag } \alpha = \frac{153}{240} \quad \alpha = 32.51$$

- La longueur de la pailasse est :

$$L = \frac{240}{\cos \alpha} = 2.84 \text{ m.}$$

- **Condition de résistance :**

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 9,46 < e < 14,2$$

On prend comme épaisseur:  $e = 15\text{cm}$

### 3. Descente des charges d'escaliers :

**Tableau I. 4:Évaluation des charges permanentes d'escaliers**

| A. Palier         |              |                            |                        |
|-------------------|--------------|----------------------------|------------------------|
| Type de charge    | Épaisseur(m) | Poids (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
| 1-Carrelage       | 0.02         | 22                         | 0.44                   |
| 2-Mortier de pose | 0.02         | 20                         | 0.40                   |

|                               |                     |                                 |                             |
|-------------------------------|---------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| 3-Enduit en plâtre            | 0.01                | 10                              | 0.20                        |
| 4-Dalle pleine en BA          | 0.15                | 25                              | 3.75                        |
| <b>B .Volée :</b>             |                     |                                 |                             |
| <b>Type de charge</b>         | <b>Épaisseur(m)</b> | <b>Poids (KN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b> |
| 1-Carrelage horizontale       | 0.02                | 22                              | 0.44                        |
| 2-Mortier de pose horizontale | 0.01                | 20                              | 0.20                        |
| 4-Carrelage verticale         | 0.02                | 22× tangα                       | 0.28                        |
| 5- Mortier de pose verticale  | 0.01                | 20× tangα                       | 0.25                        |
| 6-Pailleasse                  | 0.15                | 25× cosα                        | 4.44                        |
| 7-Marche                      | /                   | 20×h/2                          | 1.70                        |
| 8- enduit en plâtre           | 0.01                | 10                              | 0.10                        |

**A. Palier:**

- La Charge permanente :  $G = 4.69 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \dots \text{DTR B.C.2.2 (usage d'habitation)}$

**B. Volée :**

- La Charge permanente :  $G = 7.1 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \dots \text{DTR B.C.2.2 (usage d'habitation)}$

**6. L'acrotère :**

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse Cet élément est réalisé en béton armé.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

- Surface de l'acrotère :

$$S_{\text{acro}} = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \frac{0.1}{2}$$

$$S_{\text{acro}} = 0.0685 \text{ m}^2$$

- Charge permanente :

✓ **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

✓ **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.7125 + 0.4 = 2.1125 \text{ KN/ml}$$

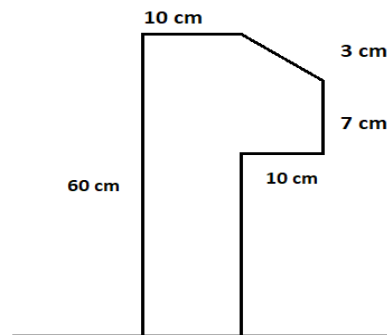


Figure I. 8:Schéma de l'acrotère

### 7. Les poteaux :

#### A. Introduction :

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont des éléments essentiels de la structure, dont les longueurs sont grandes par rapport aux autres dimensions transversales. Le pré-dimensionnement des poteaux se base sur la limitation de l'élançement mécanique  $\lambda$ . En effet, pour limiter le risque de flambement, l'élançement,  $\lambda$  doit être inférieur à 70. Cette caractéristique mécanique est définie comme le rapport de la longueur de flambement  $l_f$  au rayon de giration  $i_{\min}$  de la section droite du béton seul (B), calculé dans le plan de flambement. Généralement, le plan de flambement le plus défavorable est celui qui est orienté suivant le moment d'inertie de la section le plus faible, c'est pour cela que le rayon de giration minimal intervient dans le



## Chapitre I : Présentation de la structure et pré dimensionnement

---

calcul. La longueur de flambement  $l_f$  est calculée en fonction de la longueur libre du poteau  $l_0$  et de ses liaisons effectives.

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation Pour cela on suit les étapes suivantes :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- Détermination des charges et surcharge qui reviennent à chaque type poteau
- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-vis de la compression du béton selon le BAEL 91

### **D. Pré dimensionnement:**

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 (Article : 7.4.1) En zone II les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (a, b)} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min (a, b)} \geq h_e / 20$$

$$1/4 < a / b < 4$$

Avec :

a, b : dimension de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage

#### **1 Nous optons pour des poteaux carrés (a=b)**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

## Chapitre I : Présentation de la structure et pré dimensionnement

- ✓  $B_r$  : section réduite du poteau (en  $\text{cm}^2$ ).
- ✓  $A_s$  : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- ✓  $f_{c28}$  : résistance à la compression de béton.
- ✓  $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- ✓  $\gamma_b = 1,5$  coefficient de sécurité du béton.
- ✓  $\gamma_s = 1,15$  coefficient de sécurité de l'acier.
- ✓  $\alpha$  : coefficient dépendant de l'élançement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

D'après le BAEL91:  $A_s/B_r = 1\%$  avec  $B_r = (a-2) \times (b-2)$  D'après le RPA 99 pour la zone II :  $A_{\min} = 0,8\% B$

On dimensionne le poteau de telle sorte que :  $A_s/B_r = 0,8\%$  ..... (RPA art 7.4.2.1)

On se fixe l'élançement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans les compressions centrées :

On tire de l'équation la valeur  $B_r$ :

$$B_r \geq 0,612 \times N_u$$

( $N_u$  en Kn et  $B_r$  en  $\text{cm}^2$ )

Pour une section carrée  $B_r = (a-0,02)^2$  d'où :  $a = b = \sqrt{B_r} + 2$  (en cm).

## Chapitre I : Présentation de la structure et pré dimensionnement

---

Pour tenir compte de l'effet sismique, nous avons majoré les dimensions de poteaux qui sont voisins aux appuis de rive 15%

Le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions de l'RPA99/v2003.

$$N_u = Q_u \cdot S \cdot n$$

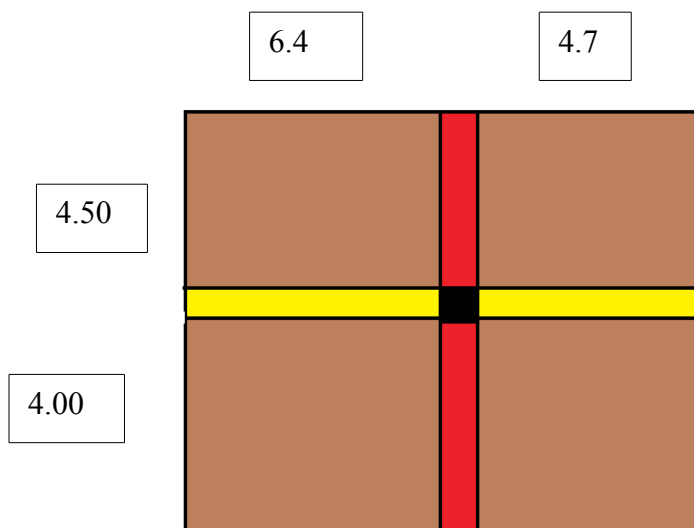
Avec :

$N_u$ : étant la charge verticale.

$Q_u$  : Charge supporté par le poteau le plus sollicité « $Q_u=1,35G+1,5Q$  »

$n$  : nombre des niveaux (planchers).

$S$  : la surface supportée par le poteau centrale



- **La surface complète :**

$$S = \left( \frac{6.7+5}{2} \right) \left( \frac{4.8+4.3}{2} \right)$$

$$S=26.61m^2$$

### 1. Poteau du 5ème étage (terrasse inaccessible):

### A. Les charges permanentes

➤ **Le poids propre des poutres :**

$$P_{pp} = 0.5 \times 0.3 \times 25 \times \left( \frac{6.4 + 4.7}{2} \right)$$

$$P_{pp} = 20.81 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.35 \times 0.3 \times 25 \times \left( \frac{4.5 + 4}{2} \right)$$

$$P_{ps} = 11.15 \text{ KN}$$

➤ **Le poids propre de plancher :**

$$P_{\text{plancher}} = 6.58 \times \left\{ \left( \frac{6.4 + 4.7}{2} \right) + \left( \frac{4.5 + 4}{2} \right) \right\}$$

$$P_{\text{plancher}} = 152.13 \text{ KN}$$

$$\sum P = P_{pp} + P_{ps} + P_{\text{plancher}} = 20.81 + 11.15 + 152.13$$

$$\sum pT = 184.09$$

### B. Les charges d'exploitation :

$$Q_{\text{terrasse}} = 26.61 \times 1$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 26.61 \text{ KN}$$

## 2. Poteau étage courant :

### A. Les charges permanentes :

➤ **Le poids propre des poutres :**

$$P_{pp} = 0.5 \times 0.3 \times 25 \times \left( \frac{6.4 + 4.7}{2} \right)$$

$$P_{pp}=20.81 \text{ KN}$$

$$P_{ps}=0.35 \times 0.3 \times 25 \times \left( \frac{4.5+4}{2} \right)$$

$$P_{ps}=11.15 \text{ KN}$$

➤ **Le poids propre de plancher :**

$$P_{\text{plancher}} = 5.47 \times \left\{ \left( \frac{6.4+4.7}{2} \right) + \left( \frac{4.5+4}{2} \right) \right\}$$

$$P_{\text{plancher}} = 128.98 \text{ KN}$$

$$\sum p = P_{pp} + P_{ps} + P_{\text{plancher}} = 20.81 + 11.15 + 128.98$$

$$\sum p = 160.94$$

### C. Les charges d'exploitation :

$$Q_{\text{étage courant}} = 26.61 \times 1.5$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 39.92 \text{ KN}$$

#### 1. Loi de dégression

$$N_g = (G_0 + nG)$$

$$N_Q = (Q_0 + \eta Q)$$

Avec:

N: nombre des étages

$\eta$ : coefficient de dégression

**2. La dégression des charges :**

**Tableau I. 5:La dégression des charges**

|                      |                                 |                                       |
|----------------------|---------------------------------|---------------------------------------|
| <b>Q<sub>0</sub></b> | <b>Q<sub>0</sub></b>            | <b>26.61 KN</b>                       |
| <b>Q<sub>1</sub></b> | <b>Q<sub>0</sub>+Q</b>          | <b>26.61+39.92=66.53 KN</b>           |
| <b>Q<sub>2</sub></b> | <b>Q<sub>0</sub>+0.95 (2×Q)</b> | <b>26.61+0.95 (2×39.92)=102.44 KN</b> |
| <b>Q<sub>3</sub></b> | <b>Q<sub>0</sub>+0.90 (3×Q)</b> | <b>26.61+0.90 (3×39.92)=134.37 KN</b> |
| <b>Q<sub>4</sub></b> | <b>Q<sub>0</sub>+0.85 (4×Q)</b> | <b>26.61+0.85 (4×39.92)=162.34 KN</b> |

Poteau de RDC :

A.N

$$N_G=184.09+ (160.94\times 4)$$

$$N_G=827.85 \text{ KN}$$

$$N_Q=162.34 \text{ KN}$$

**3. Les tableaux du pré-dimensionnement :**

$$N_u= P_u\times 1.15 \text{ majoration de surface}$$

$$P_u=1.35N_G+1.5N_Q(\text{ELU})$$

$$N_u=1.15\times (1.35\times 827.85+1.5\times 162.34)$$

$$N_u=1565.27 \text{ KN}$$

| <b>Niveaux</b> | <b>G(KN )</b> | <b>N<sub>G</sub>(KN )</b> | <b>Q(KN )</b> | <b>N<sub>Q</sub>(KN )</b> | <b>P<sub>u</sub>(KN )</b> | <b>N<sub>u</sub>(KN )</b> | <b>Br (cm)</b> | <b>a= b</b> | <b>poteaux</b> |
|----------------|---------------|---------------------------|---------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------|-------------|----------------|
|----------------|---------------|---------------------------|---------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------|-------------|----------------|

## Chapitre I : Présentation de la structure et pré dimensionnement

|            |        |        |       |        |         |         | <sup>2)</sup> |      |       |
|------------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|---------------|------|-------|
| <b>4</b>   | 184,09 | 184,09 | 26,61 | 26,61  | 288,44  | 331,70  | 0,020         | 0.16 | 30*30 |
| <b>3</b>   | 160,94 | 345,03 | 39,92 | 66,53  | 565,59  | 650,42  | 0,040         | 0.22 | 35*35 |
| <b>2</b>   | 160,94 | 505,97 | 39,92 | 102,44 | 836,72  | 962,23  | 0,059         | 0.26 | 35*35 |
| <b>1</b>   | 160,94 | 666,91 | 39,92 | 134,37 | 1101,88 | 1267,17 | 0,077         | 0.29 | 40*40 |
| <b>RDC</b> | 160,94 | 827,85 | 39,92 | 162,34 | 1361,11 | 1565,27 | 0,096         | 0.33 | 45*45 |

Tableau I. 6:pré-dimensionnement du poteau central

. Par le RPA:

L'article 7.4.1 de RPA99 exige : Pour la zone II on a :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$                        $\text{Min}(30, 30) \geq 25$ .....vérifié.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$      $\text{Min}(30, 30) \geq 3.06 / 20 = 15.3$ ....vérifié.
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$                        $1/4 \leq (30/30) = 1 \leq 4$ .....vérifié

Tableau I. 7:Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité

| Poteaux  | (45*45) | (40*40) | (35*35) | (30*30) | o<br>b<br>s |
|--|---------|---------|---------|---------|-------------|
| <b>Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25</b>                 | 45      | 40      | 35      | 30      | cv          |
| <b>Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ h<sub>e</sub> / 20</b> | 0.153   | 0.153   | 0.153   | 1.53    | cv          |
| <b>1/4 ≤ b<sub>1</sub> / h<sub>1</sub> ≤ 4</b>                 | 1       | 1       | 1       | 1       | cv          |

#### 4. Vérification au flambement :

On prendre le poteaux de grande section (peauteaux R.D.C) :

- Calcul du moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{(a \times b^3)}{12} = \frac{(45 \times 45^3)}{12}$$

$$I_x = I_y = 341718.75 \text{ cm}^4$$

## Chapitre I : Présentation de la structure et pré dimensionnement

- Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec : } S = a \times b = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{341718.75}{2025}} = 12.99 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec :

$$l_f = 0.7 l_0 = 306 \times 0.7 = 214 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214}{12.99}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 16.47$$

Donc on a

$\lambda_x = \lambda_y = 16.47 < 50$  .....le flambement est vérifié

**Tableau I.8: Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux**

| Niveaux    | (a×b)<br>cm <sup>2</sup> | l <sub>0</sub> (m) | l <sub>f</sub><br>=0.7×l <sub>0</sub> (<br>m) | λ     | λ<50 |
|------------|--------------------------|--------------------|---|-------|------|
| <b>4</b>   | (30*30)                  | 3.06               | 2.14  | 10.98 | cv   |
| <b>3+2</b> | (35*35)                  | 3.06               | 2.14  | 12.81 | cv   |
| <b>1</b>   | (40*40)                  | 3.06               | 2.14  | 14.64 | cv   |
| <b>RDC</b> | (45*45)                  | 3.06               | 2.14  | 16.47 | cv   |

### I.4 Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :



## Chapitre I : Présentation de la structure et pré dimensionnement

---

- **Plancher :** (16+5) cm
- **Poutres principales:** (30×50) cm<sup>2</sup>
- **Poutres secondaires:** (30×35) cm<sup>2</sup>
- **Poteaux de RDC :** (45×45) cm<sup>2</sup>
- **Poteaux de étages 1:** (40×40) cm<sup>2</sup>
- **Poteaux des étages 2 et 3 :** (35×35) cm<sup>2</sup>
- **Poteaux des étages 5 :** (30×30) cm<sup>2</sup>

*CHAPITRE II*

---

*ETUDE*

*DYNAMIQUE*

---

## II.1 Introduction :

Une analyse correcte est le résultat d'une bonne modélisation qui doit être juste et représentative. Cette tâche est devenue moins compliquée avec la disponibilité des logiciels de modélisation et de calcul très performants.

Dans ce chapitre nous allons présenter l'étude d'un bâtiment encastré (sans système d'isolation).

## II.2 Présentation du logiciel de calcul (ETABS) :



Figure II. 1: Programme utilisé pour la modélisation

## 1. Définition :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes

Réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI.etc). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport

aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

## **2. Modélisation de la structure :**

Le logiciel d'ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique

## **3. Les différents types d'analyses disponibles dans ETABS :**

Le programme offre la possibilité d'analyses suivantes

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

## **4. Démarche de modélisation sur le logiciel ETABS :**

- choix de l'unité
- création d'un nouveau fichier.
- définition des éléments
- définition des caractéristiques des matériaux.
- définition de la dimension des éléments.

- définition des cas de charges.
- introduction de la donnée pour l'étude sismique (spectre).
- Définition des combinaisons des charges.
- Condition aux limites.
- Concentration des masses.
- Assignation de comportement de dalle:
- l'Analyse

### II.3 Description de l'excitation sismique :

Une analyse dynamique des réponses temporelles (par accélérogrammes) est utilisée dans ce cas. Elle est plus précise pour l'analyse du comportement des structures en fonction du temps. Les deux composantes horizontales d'accélérogrammes utilisées dans l'analyse sont celles du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès et d'Alger enregistrées à la station de Dar Beidha avec Accélération maximale de (**0.537 g**) pour la composante longitudinale et de (**0.501 g**) pour la composante transversale. Ces deux composantes sont appliquées respectivement dans le sens longitudinal et transversal de la structure. Les accélérogrammes de ces deux composantes sont représentés sur les figures : **FigII.2** et **FigII.3**

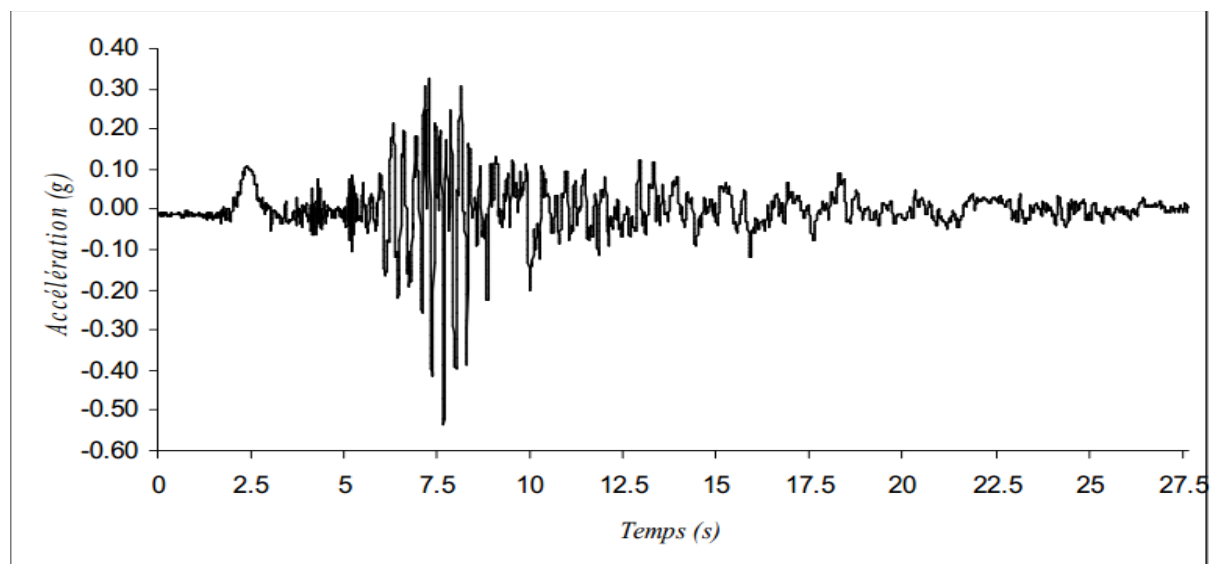


Figure II. 2 : Accélérogrammes de la composante longitudinale (X) du séisme de 21

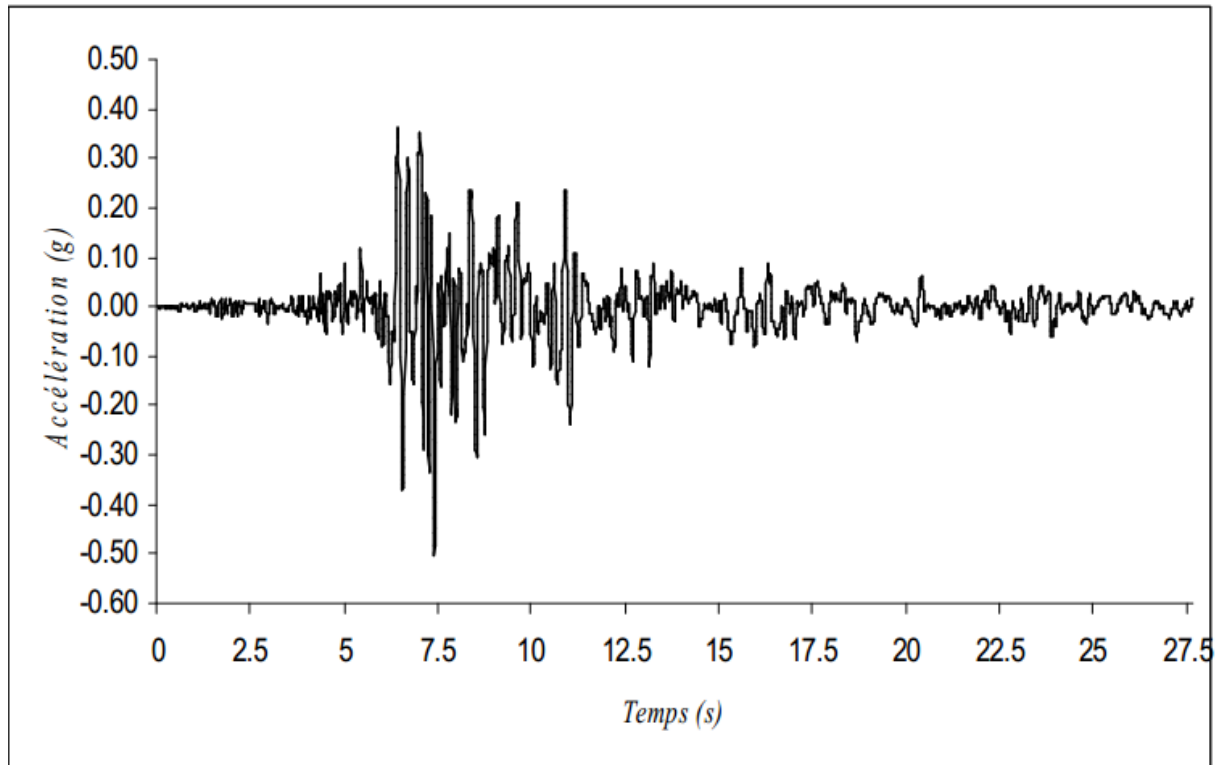


Figure II. 3:Accélérogrammes de la composante transversale (Y) du séisme de

#### II.4 Modélisation d'une structure encadrée :

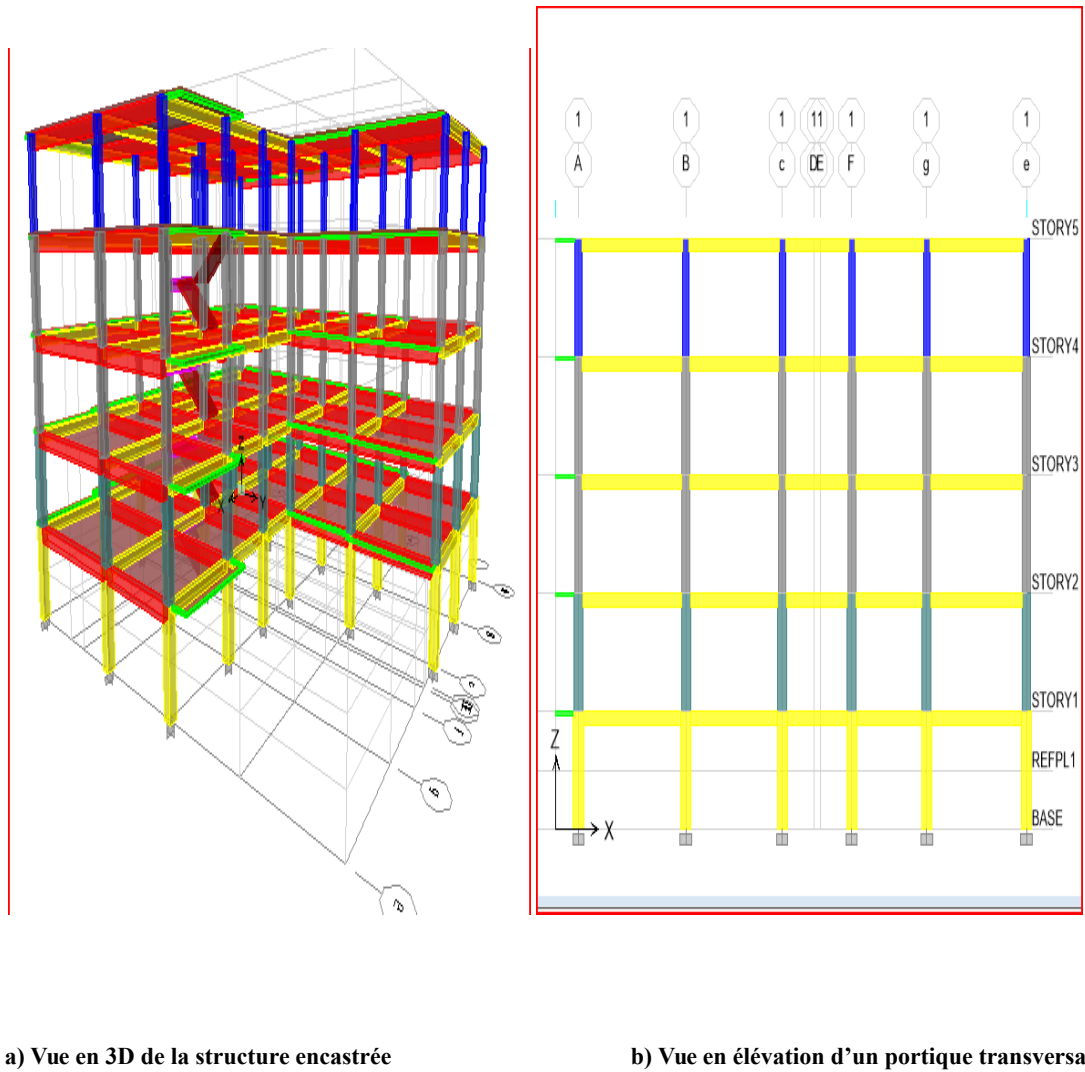


Figure II. 4: Les différentes vues de la structure encadrée

### 1. Calcul de la force sismique totale :

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



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

**A = 0.15**

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment donc dans notre projet le groupe d'usage est **2** par ce que **Ouvrages courants ou d'importance moyenne** et implanté dans la **zone II.a (wilaya de AIN TEMOUCHANTE)** donc selon le tableau

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

$$\begin{aligned}
 & 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\
 & 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\
 & 2.5 \eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s
 \end{aligned}$$

$$D = \dots \quad (4.2)$$

$T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau de  $T_2$

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement  $\alpha = 5\%$

**h** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

Où  $\alpha$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant  $\alpha = 7\%$ , on a **h = 1**

**Catégorie S<sub>3</sub>** (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_{S3}$  200 m/s à partir de 10 m de profondeur.

Donc  $T_2 = 0,50T_1 = 0,15$

**Tableau II. 1:des Valeurs de  $\xi$ (%)**

| Remplissage | Portiques  |       | Voiles ou murs        |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
|             | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger       | 6          | 4     | 10                    |
| Dense       | 7          | 5     |                       |

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} \geq 0.7 = 0,88$$

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

·  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au

Dernier niveau (N).

·  $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

**Tableau II. 2:de valeurs du coefficient CT**

| Cas n° | Système de contreventement | $C_T$ |
|--------|----------------------------|-------|
|--------|----------------------------|-------|

|   |   |       |
|---|---|-------|
| 1 | Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie   | 0,075 |
| 2 | Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie  | 0,085 |
| 3 | Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie   | 0,050 |
| 4 | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0,050 |

Donc  $T = 0,050 \times 15,3^{\frac{3}{4}} = 0,38s$

$$T_x = \frac{0,09 \times 15,3}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 15,3}{\sqrt{20}} = 0,30s$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 15,3}{\sqrt{L_y}} = \frac{0,09 \times 15,3}{\sqrt{21,40}} = 0,29s$$

$$T_x = \min(T; T_x) = \min(0,38; 0,30) = 0,30s$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \min(0,38; 0,29) = 0,29s$$

$$D = 2,50 \cdot \eta \qquad 0 \leq T = 0,29 \leq T_2 = 0,50$$

|                |
|----------------|
| <b>D = 2,2</b> |
|----------------|

$$D_x = D_y = 2,50 \times 0,88 = 2,2$$

**R : coefficient de comportement global de la structure**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3(RPA2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

**Tableau: valeurs du coefficient de comportement R**

| at | Description du système de contreventement (voir chapitre III | Valeur de <b>R</b> |
|----|--|--------------------|
|----|--|--------------------|

| §3.4)    |  |     |
|----------|--|-----|
| <b>A</b> | <b>Béton armé</b>                                      |     |
| 1a       | Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie | 5   |
| 1b       | rigide   | 3,5 |
| 2        | Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie | 3,5 |
| 3        | rigide   | 3,5 |
| 4a       | Voiles porteurs  | 5   |
| 4b       | Noyau  | 4   |
| 5        | Mixte portiques/voiles avec interaction                | 2   |
| 6        | Portiques contreventés par des voiles                  | 2   |
|          | Console verticale à masses réparties                   |     |
|          | Pendule inverse  |     |
| <b>B</b> | <b>Acier</b>   |     |
| 7        | Portiques auto stables ductiles                        | 6   |
| 8        | Portiques auto stables ordinaires                      | 4   |
| 9a       | Ossature contreventée par palées triangulées en X      | 4   |
| 9b       | Ossature contreventée par palées triangulées en V      | 3   |
| 10a      | Mixte portiques/palées triangulées en X                | 5   |
| 10b      | Mixte portiques/palées triangulées en V                | 4   |
| 11       | Portiques en console verticale                         | 2   |
| <b>C</b> | <b>Maçonnerie</b>                                      |     |
| 12       | Maçonnerie porteuse chaînée                            | 2,5 |

R=3.5

### - Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q \quad (4-4)$$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4

**Les critères de qualité "q" à vérifier sont :**

**1. Conditions minimales sur les files de contreventement :**

- **système de portiques :** chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement. ....c.v

$$q = 0$$

**2. Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5....cv

$$q = 0$$

**3. Régularité en plan :**

La structure est classée régulière en plan...c.n.v.

$$q = 0,05$$

**4. Régularité en élévation :**

La structure est classée régulière en élévation. ....cv.

$$q = 0$$

**5. Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.....c.n.v.

$$q = 0,05$$

**6. Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.....c.n.v

$$q = 0,10$$

Donc  $Q_x=Q_y= 1+0+0+0,05+0+0,05+0,10 = 1,20$

|           |
|-----------|
| <b>Q=</b> |
|-----------|

**-W : poids total de la structure,**

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + b W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

- $W_{Qi}$  : charges d'exploitation

- $b$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation =0.2

### **1. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

D'après le RPA99V2003 (article4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la 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  $V_t < 0,80V_s$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8V_s/V_t$ . Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS la valeur trouvée est :

$$W_{TOTAL} = 19386.48KN$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad V_x = V_y = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,20}{3.5} \times 19386.48 = 1919.26 KN$$

$$V_x = V_y = 1919.26 KN$$

Tableau II. 3:Vérification de la résultante sismique

|   | V dynamique | V statique | 0.8 V statique | 0.8Vs<V d |
|---|-------------|------------|----------------|-----------|
| X | 1318.65     | 1919.26    | 1535.41        | C.NV      |
| Y | 1546.39     | 1919.26    | 1535.41        | C.V       |

D’après le tableau on ne constate que la condition du RPA99v2003 :  $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$  n’est pas satisfaite selon le sens Y, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de  $(0.8V_{st}/V_{dyn})$  comme suit :

$$\text{Sens-X : } \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.17$$

Après majoration de l’action sismique, on obtient les résultats suivants :

|   | V dynamique | V statique | 0.8 V statique | 0.8Vs<V d |
|---|-------------|------------|----------------|-----------|
| X | 1809.30     | 1919.26    | 1535.41        | C. V      |
| Y | 1546.39     | 1919.26    | 1535.41        | C.V       |

➤ Les résultats des forces sismiques :

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l’influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 TV$  où

T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

**Tableau II. 4: Distribution des forces sismiques**

| Niveaux  | Force F (KN) |
|----------|--------------|
| Niveau 5 | 859.72       |
| Niveau 4 | 634.58       |
| Niveau 3 | 496.23       |
| Niveau 2 | 446.52       |
| Niveau 1 | 282.34       |

## **5. Vérification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\sigma = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} < 0.3$$

Avec :

B : air de la section transversale du poteau considéré.

$N_d$  : effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :



$F_{c28}$  : la résistance de compression caractéristique du béton à 28 jours (25 MPa).

La vérification sur poteaux se fait par les combinaisons sismiques suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

Tableau II. 5:Vérification de l'effort normal réduit.

| POTEAUX                | B (cm) | Section (cm <sup>2</sup> ) | N <sub>d</sub> (KN) | $\nu$ | Observation(V < 0,3) |
|------------------------|--------|----------------------------|---------------------|-------|----------------------|
| RDC                    | 45X45  | 2 025                      | 1217,82             | 0,02  | CV                   |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 40X40  | 1 600                      | 965,54              | 0,02  | CV                   |
| 2 <sup>eme</sup> étage | 35X35  | 1 225                      | 716,46              | 0,02  | CV                   |
| 3 <sup>eme</sup> étage | 35X35  | 1 225                      | 472,24              | 0,01  | CV                   |
| 4 <sup>eme</sup> étage | 30X30  | 900                        | 246,23              | 0,01  | CV                   |

**Analyse des résultats :**

Donc la condition de l'article 7.4.3.1 est vérifiée.

**6. Vérification des déplacements :**

**JUSTIFICATION VIS A VIS DES DEFORMATIONS :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (4.-19)}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon le RPA 99 version 2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après la modélisation de notre structure par logiciel ETABS, Le déplacement total de chaque niveau est illustré dans les tableaux suivants :

**Tableau II. 6:Les résultats des déplacements des étages dans le sens longitudinal**

| <b>Sens longitudinal</b> |                |                     |            |                         |                        |              |
|--------------------------|----------------|---------------------|------------|-------------------------|------------------------|--------------|
| <b>NIVEAU</b>            | <b>Drift X</b> | <b>H étage (cm)</b> | <b>R</b>   | <b>Déplacement (cm)</b> | <b>1% h étage (cm)</b> | <b>Obser</b> |
| <b>STORY5</b>            | <b>0,0019</b>  | <b>306</b>          | <b>3.5</b> | <b>0,023</b>            | <b>3.06</b>            | <b>CV</b>    |
| <b>STORY4</b>            | <b>0,0023</b>  | <b>306</b>          | <b>3.5</b> | <b>0,028</b>            | <b>3.06</b>            | <b>CV</b>    |
| <b>STORY3</b>            | <b>0,0030</b>  | <b>306</b>          | <b>3.5</b> | <b>0,036</b>            | <b>3.06</b>            | <b>CV</b>    |
| <b>STORY2</b>            | <b>0,0026</b>  | <b>306</b>          | <b>3.5</b> | <b>0,032</b>            | <b>3.06</b>            | <b>CV</b>    |
| <b>STORY1</b>            | <b>0,0014</b>  | <b>306</b>          | <b>3.5</b> | <b>0,017</b>            | <b>3.06</b>            | <b>CV</b>    |

**Tableau II. 7:Les résultats des déplacements des étages dans le sens transversal**

| <b>Sens transversal</b> |                |               |            |                     |                   |                    |
|-------------------------|----------------|---------------|------------|---------------------|-------------------|--------------------|
| <b>NIVEAU</b>           | <b>Drift Y</b> | <b>Hétage</b> | <b>R</b>   | <b>Déplacemen t</b> | <b>1% h étage</b> | <b>Observation</b> |
| <b>STORY5</b>           | <b>0,0014</b>  | <b>306</b>    | <b>3.5</b> | <b>0,017</b>        | <b>3.06</b>       | <b>CV</b>          |
| <b>STORY4</b>           | <b>0,0014</b>  | <b>306</b>    | <b>3.5</b> | <b>0,018</b>        | <b>3.06</b>       | <b>CV</b>          |
| <b>STORY3</b>           | <b>0,0019</b>  | <b>306</b>    | <b>3.5</b> | <b>0,023</b>        | <b>3.06</b>       | <b>CV</b>          |
| <b>STORY2</b>           | <b>0,0017</b>  | <b>306</b>    | <b>3.5</b> | <b>0,021</b>        | <b>3.06</b>       | <b>CV</b>          |
| <b>STORY1</b>           | <b>0,0010</b>  | <b>306</b>    | <b>3.5</b> | <b>0,012</b>        | <b>3.06</b>       | <b>CV</b>          |

**Analyse des résultats :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la condition de l'art 5.10 du RPA99/2003 est vérifiée.

## 7. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET (P-Δ) :

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1$$

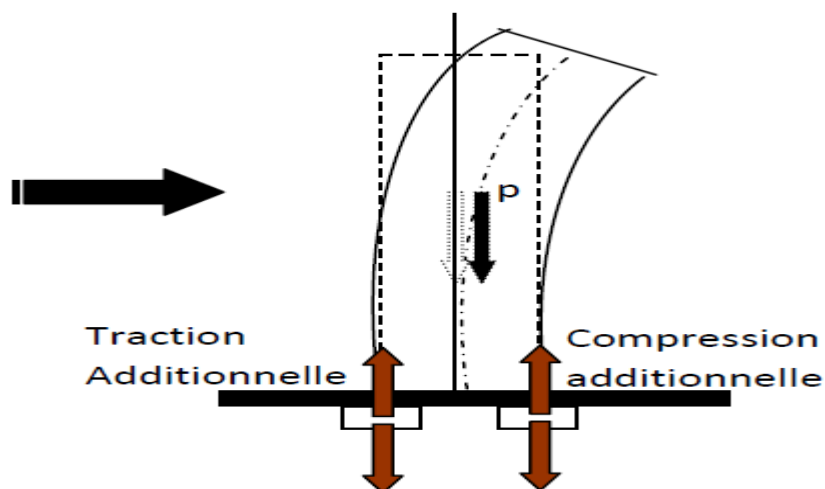


Figure II. 5: L'effet P-Δ

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau  $k$ ; telle que :  $P_k = (WGi + \beta WQi)$ .

$V_k$  : effort tranchant d’étage au niveau  $k$ .

$\Delta K$  : Déplacement relatif du niveau  $k$  par rapport au niveau  $k-1$ .

$h_k$  : Hauteur d’étage  $k$ .

**Tableau II. 8:Vérification des effets P- $\Delta$  sens X-X**

| Sens X-X |            |            |            |            |            |             |
|----------|------------|------------|------------|------------|------------|-------------|
| NIVEAU   | $P_k$ (KN) | $\Delta K$ | $V_k$ (KN) | $H_k$ (cm) | $\theta$   | Observation |
| STORY5   | 3565,27    | 0,02304792 | 505,22     | 306        | 0,05315232 | CV          |
| STORY4   | 7459,98    | 0,0279684  | 850,54     | 306        | 0,0801658  | CV          |
| STORY3   | 11357,57   | 0,03569184 | 1122,44    | 306        | 0,11802386 | CV          |
| STORY2   | 15329,76   | 0,03193416 | 1308,18    | 306        | 0,12229309 | CV          |
| STORY1   | 19386,48   | 0,01690344 | 1402,81    | 306        | 0,07634029 | CV          |

**Tableau II. 9:Vérification des effets P- $\Delta$  sens Y -Y**

| Tableau.IV.1Sens Y-Y |            |            |            |            |            |             |
|----------------------|------------|------------|------------|------------|------------|-------------|
| NIVEAU               | $P_k$ (KN) | $\Delta K$ | $V_k$ (KN) | $H_k$ (cm) | $\theta$   | Observation |
| STORY5               | 3565,27    | 0,01712376 | 492,56     | 306        | 0,04050522 | CV          |
| STORY4               | 7459,98    | 0,01771128 | 862,98     | 306        | 0,05003403 | CV          |
| STORY3               | 11357,57   | 0,02303568 | 1157,66    | 306        | 0,0738557  | CV          |

|        |          |           |         |     |            |    |
|--------|----------|-----------|---------|-----|------------|----|
| STORY2 | 15329,76 | 0,0209916 | 1348,75 | 306 | 0,07797009 | CV |
| STORY1 | 19386,48 | 0,0123624 | 1440,21 | 306 | 0,05438192 | CV |

**Analyse des résultats :**

On constate que  $\theta_{Kx}$  et  $\theta_{Ky}$  sont inférieure à 0,1. Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de la structure étudiée.

**8. Vérification au renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation. Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

$$M_{sta} = M_{w/o} = W \times b$$

$$M_r = \sum F_i \times d_i$$

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

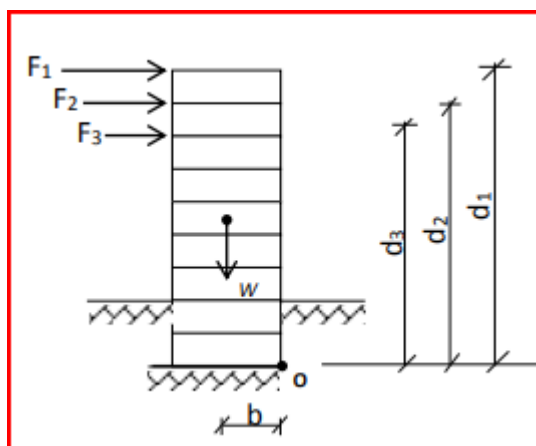


Tableau IV.16 : Vérifications au renversement.

| sens        | W (KN)  | B(m) | Ms       | Mr(KN.m) | Ms/Mr | Vérification |
|-------------|---------|------|----------|----------|-------|--------------|
| Longitudina | 1919.29 | 10,7 | 20536.40 | 5872.87  | 3.49  | cv           |
| Transversal | 1919.29 | 10   | 19192.9  | 5872.87  | 3.26  | cv           |

**Analyse des résultats :**

L'ouvrage est donc stable au renversement ( $M_s > 1,5 M_r$ ) dans les deux directions.

**II.5 Résultats :****1. Centres de masse et de rigidité :**

Les résultats obtenus sont représentés sous forme des tableaux et des graphes ci-dessous :

| Étage   | Centre de Gravité<br>(m) |      | Centre de Rigidité<br>(m) |      | Excentrement x (m) | Excentrement y (m) |
|---------|--------------------------|------|---------------------------|------|--------------------|--------------------|
|         | X                        | Y    | X                         | Y    |                    |                    |
| Étage 1 | 8,72                     | 8,38 | 3,07                      | 4,8  | 13,18              | 13,18              |
| Étage 2 | 8,72                     | 8,36 | 3,1                       | 4,88 | 13,24              | 13,24              |
| Étage 3 | 8,71                     | 8,35 | 3,12                      | 4,92 | 13,27              | 13,27              |
| Étage 4 | 8,72                     | 8,35 | 3,11                      | 4,92 | 13,27              | 13,27              |
| Étage 5 | 8,65                     | 8,46 | 3,33                      | 4,64 | 13,10              | 13,10              |

**Tableau II. 10:Centres de masse et de rigidité**

## **2. Périodes et facteurs de contribution modale**

| Mode | Période | UX    | UY    | SumUX | SumUY |
|------|---------|-------|-------|-------|-------|
| 1    | 0,86    | 36,13 | 1,35  | 36,13 | 1,35  |
| 2    | 0,75    | 36,07 | 15,24 | 72,21 | 16,59 |
| 3    | 0,71    | 4,46  | 61,03 | 76,67 | 77,61 |
| 4    | 0,30    | 7,64  | 0,26  | 84,31 | 77,87 |
| 5    | 0,28    | 3,68  | 1,87  | 88,00 | 79,75 |
| 6    | 0,26    | 0,17  | 8,93  | 88,17 | 88,68 |
| 7    | 0,18    | 2,01  | 0,58  | 90,18 | 89,26 |
| 8    | 0,17    | 3,66  | 1,41  | 93,84 | 90,67 |
| 9    | 0,16    | 0,37  | 3,75  | 94,21 | 94,43 |
| 10   | 0,12    | 0,36  | 0,49  | 94,57 | 94,92 |
| 11   | 0,11    | 1,86  | 0,63  | 96,43 | 95,55 |
| 12   | 0,11    | 0,34  | 1,21  | 96,77 | 96,76 |

**Tableau II. 11:Périodes et facteurs de contribution modale**

## **3. Les déplacements :**

| Niveaux  | charge | UX    | charge | UY    |
|----------|--------|-------|--------|-------|
| Niveau 5 | EX     | 0,023 | EY     | 0,017 |

|          |    |       |    |       |
|----------|----|-------|----|-------|
|          |    |       |    |       |
| Niveau 4 | EX | 0,027 | EY | 0,017 |
| Niveau 3 | EX | 0,035 | EY | 0,023 |
| Niveau 2 | EX | 0,031 | EY | 0,020 |
| Niveau 1 | EX | 0,016 | EY | 0,012 |

**Tableau II. 12: Les déplacements selon les directions x et y.**

### 9. Les accélérations :

| Niveaux  | charge | UX    | charge | UY    |
|----------|--------|-------|--------|-------|
| Niveau 5 | EX     | 14.52 | EY     | 14.89 |
| Niveau 4 | EX     | 14.30 | EY     | 14.45 |
| Niveau 3 | EX     | 13.99 | EY     | 13.29 |
| Niveau 2 | EX     | 12.43 | EY     | 12.94 |
| Niveau 1 | EX     | 11.70 | EY     | 10.53 |

**Tableau**

**II. 13: Les accélérations selon les directions x et y.**

### 10. Les efforts tranchants :

| Niveaux  | charge | UX      | charge | UY      |
|----------|--------|---------|--------|---------|
| Niveau 5 | EX     | 463,2   | EY     | 525.46  |
| Niveau 4 | EX     | 798,49  | EY     | 941.27  |
| Niveau 3 | EX     | 1061,01 | EY     | 1269.24 |
| Niveau 2 | EX     | 1239,71 | EY     | 1481.95 |
| Niveau 1 | EX     | 1329,93 | EY     | 1582.78 |



Tableau II. 14: Les efforts tranchants selon les directions x et y.

# *CHAPITRE III*

---

*ÉTUDE DES*

*ÉLÉMENTS*

*SECONDAIRE ET*

*RÉSISTANTS*

---

### III.1 *Étude de poutrelle:*

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé forment une section en « T » disposées parallèlement une par rapport aux autres, perpendiculaires à la poutre principale de la structure. L'étude des poutrelles est assimilée à des poutres continues sur plusieurs appuis, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, leur calcul s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

⇒ Méthode forfaitaire.

⇒ Méthode de Caquot.

⇒ Méthode des trois moments.

#### 1. Dimensions :

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

$$h_t = 21 \text{ cm ;}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm ;}$$

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

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

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

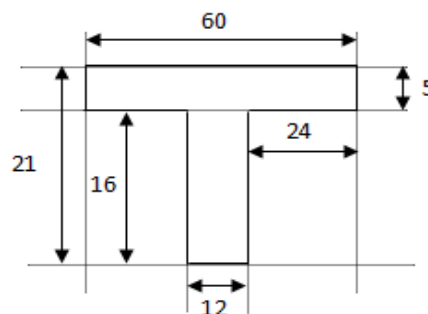


Figure III. 1:Schéma de poutrelle.

**2. Évaluation des charges :**

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

E.L.U:  $(1,35 G+1,5 P) \times 0,60 = (1,35 \times 6510 + 1,5 \times 1000) \times 0,60 = 6173,10 \text{ N/ml}.$   
 E.L.S:  $(G+P) \times 0,6 = (6510 + 1000) \times 0,6 = 4506 \text{ N/ml}.$

**Étage courant :**

- E.L.U:  $(1,35 G+1,5 P) \times 0,60 = (1,35 \times 5200 + 1,5 \times 1500) \times 0,60 = 5562 \text{ N/ml}.$
- E.L.S:  $(G+P) \times 0,6 = (5200 + 1500) \times 0,6 = 4020 \text{ N/ml}.$

**III.1.1 Méthode de calculs**

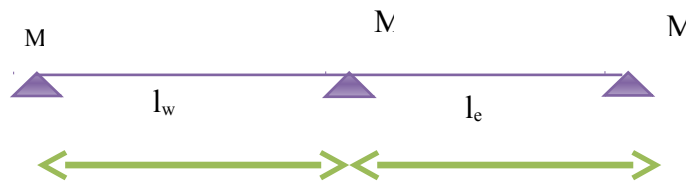
**La méthode de Caquot**

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

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

$l = l$  (pour les travées de rives)

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



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

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

III.1.2 Calculs des sollicitations (E.L.U)

**1. Moment Sur appui :**

✓ Appui A :

$$M_A = 0,15 M_o = 0,15 * \frac{5.78 * 4,8^2}{8}$$

$$M_A = 16.65 * 0,15$$

$$M_A = 2.50 \text{KN.m}$$

✓ Appui B :

$$M_B = \frac{5.78 * 4,8^3 + 5.78 * 3,44^3}{8,5(4,8 + 3,44)}$$

$$M_B = 12.48 \text{KN.m}$$

✓ Appui C :

$$M_C = \frac{5.78 * 3,44^3 + 5.78 * 2,48^3}{8,5 * (3,44 + 2,48)}$$

$$M_C = 6.43 \text{KN. m}$$

✓ Appui D :

$$M_D = \frac{5.78 * 2,48^3 + 5.78 * 2,84^3}{8,5(2,48 + 2,84)}$$

$$M_D = 4.88 \text{KN. m}$$

✓ Appui E :

$$M_E = \frac{5.78 * 2,84^3 + 5.78 * 4,45^3}{8,5(2,84 + 4,45)}$$

$$M_E = 9.93 \text{KN. m}$$

✓ Appui F :

$$M_F = 0,15 * \frac{5.78 * 4,45^2}{8}$$

$$MF = 2.15 \text{ KN. m}$$

**3. Moment en travée :**

✓ Travée AB :

$$MB = \frac{5.78 * 4.80^3 + 4.43 * 3.44^3}{8.5(4.8 + 3.44)}$$

$$MB = 11.70 \text{ KN. m}$$

$$MA = 2.50 \text{ KN. m}$$

$$MO = \frac{5.78 * 4.82^2}{8} = 16.65 \text{ KN. m}$$

$$Mt = 16.65 - \frac{2.50 + 11.70}{2} + \frac{2.50 - 11.70}{2 * 5.78 * 4.8^2}$$

$$Mt = 9.52 \text{ KN. m}$$

✓ Travée BC :

$$MB = \frac{4.43 * 4.8^3 + 5.78 * 3.44^3}{8.5(4.80 + 3.44)}$$

$$MB = 10.35 \text{ KN. M}$$

$$MC = \frac{4.43 * 2.48^3 + 5.78 * 3.44^3}{8.5(2.48 + 3.44)}$$

$$MC = 6.02 \text{ KN. M}$$

$$MO = \frac{5.78 * 4.30^2}{8} = 13.36 \text{ KN. m}$$

$$Mt = 13.36 - \frac{10.35 + 6.02}{2} + \frac{10.35 - 6.02}{2 * 5.78 * 3.44^2}$$

$$Mt = 5.21 \text{ KN. m}$$

✓ Travée CD :

$$MC = \frac{4.43 * 3.44^3 + 5.78 * 2.48^3}{8.5(3.44 + 2.48)}$$

$$MC = 4.73 \text{ KN. M}$$

$$MD = \frac{4.43 * 2.84^3 + 5.78 * 2.48^3}{8,5(2.84 + 2.48)}$$

$$MD = 4.19 \text{ KN. M}$$

$$MO = \frac{5.78 * 3.10^2}{8} = 6.94 \text{ KN. m}$$

$$Mt = 6.94 - \frac{4.73 + 4.19}{2} + \frac{4.73 - 4.19}{2 * 5.78 * 2.48^2}$$

$$Mt = 2.49 \text{ KN. m}$$

✓ Travée DE :

$$MD = \frac{4.43 * 2.48^3 + 5.78 * 2.84^3}{8,5(2.48 + 2.84)}$$

$$MD = 4.42 \text{ KN. M}$$

$$ME = \frac{4.43 * 4.45^3 + 5.78 * 2.84^3}{8,5(2.84 + 4.45)}$$

$$ME = 8.43 \text{ KN. M}$$

$$MO = \frac{5.78 * 3.55^2}{8} = 9.11 \text{ KN. m}$$

$$Mt = 9.11 - \frac{4.42 + 8.43}{2} + \frac{4.42 - 8.43}{2 * 5.78 * 2.84^2}$$

$$Mt = 2.64 \text{ KN. m}$$

✓ Travée EF :

$$ME = \frac{4.43 * 2.84^3 + 5.78 * 4.45^3}{8,5(2.84 + 4.45)}$$

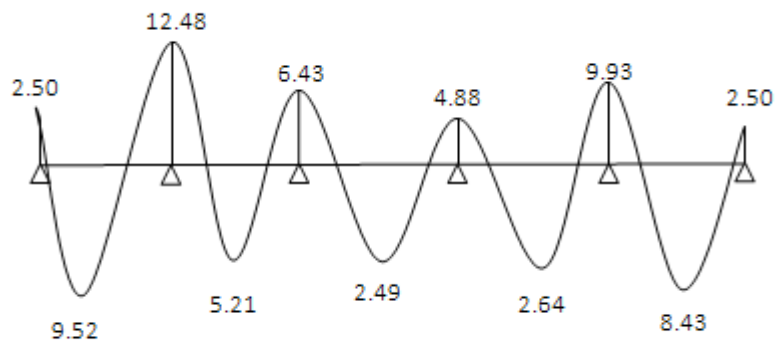
$$ME = 9.85 \text{ KN. M}$$

$$MF = 2.15$$

$$M_O = \frac{5.78 \times 4.45^2}{8} = 14.31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 14.31 - \frac{9.85 + 2.15}{2} + \frac{9.85 - 2.15}{2 \times 5.78 \times 4.45^2}$$

$$M_t = 8.43 \text{ KN} \cdot \text{M}$$



**Figure III. 2: Diagramme des moments a l'ELU**

**4. Calcul de l'effort tranchant**

✓ *Sur appui A :*

$$V_w \uparrow \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{5.78 \times 4.80}{2} = \frac{2.50 - 11.70}{4.80}$$

$$V_w = 11.95 \text{ Kr} \quad V_w = 11.905 \text{ KN}$$

✓ *Sur appui B :*

$$V_e \downarrow -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{-5.78 \times 4.80}{2} + \frac{2.50 - 12.48}{4.30}$$

$$V_e = -15.095 \text{ KN}$$



$$V_w = \frac{-5.78 \times 4.30}{2} + \frac{12.48 - 6.02}{4.30}$$

$$V_w = 13.93 \text{ KN}$$

✓ Sur Appui C :

$$V_e = \frac{-5.78 \times 4.30}{2} + \frac{10.35 - 6.43}{4.30}$$

$$V_e = -i \quad 11.52 \text{ KN}$$

$$V_w \quad i \frac{5.78 \times 3.10}{2} + \frac{6.43 - 4.19}{3.10}$$

$$V_w = 9.68 \text{ KN.}$$

✓ Sur Appui D:

$$V_e = \frac{-5.78 \times 3.10}{2} + \frac{4.73 - 4.88}{3.10}$$

$$V_e = -i \quad 9.007 \text{ KN}$$

$$V_w \quad i \frac{5.78 \times 2.48}{2} + \frac{4.88 - 8.43}{2.48}$$

$$V_w = 5.74 \text{ KN.}$$

✓ Sur Appui E:

$$V_e = \frac{-5.78 \times 2.48}{2} + \frac{4.42 - 9.93}{2.48}$$

$$V_e = -i \quad 9.39 \text{ KN}$$

$$V_w \quad i \frac{5.78 \times 2.84}{2} + \frac{9.93 - 2.15}{2.84}$$

$$V_w = 10.95 \text{ KN}$$

✓ Sur Appui F:

$$V_e = \frac{-5.78 \times 4.45}{2} + \frac{9.85 - 2.15}{4.45}$$

$$V_e = -i \quad 11.13 \text{ KN}$$

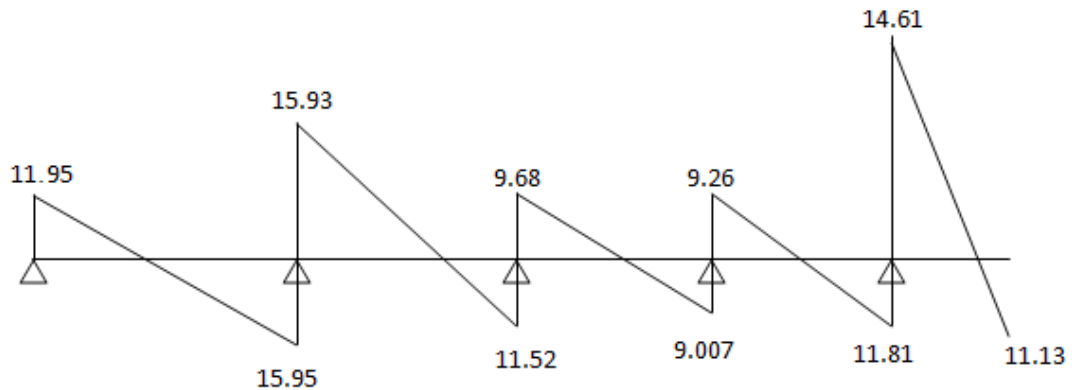


Figure III. 3: Diagramme des efforts tranchants l'ELU

### III.1.3 Calcul des sollicitations (E.L.S):

$$G = 5,47 \text{ KN/ } m^2$$

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

$$q_s^{\max} = 4,18 \text{ KN/m}$$

$$q_s^{\min} = 3,28 \text{ KN/m}$$

#### 1. Moment Sur appui :

✓ Appui A :

$$M_A = 0,15 M_o = 0,15 * \frac{4,18 * 4,8^2}{8}$$

$$M_A = 12,04 * 0,15$$

$$M_A = 1,81 \text{ KN. m}$$

✓ Appui B :

$$M_B = \frac{4,18 * 4,8^3 + 4,18 * 3,44^3}{8,5(4,8 + 3,44)}$$

$$M_B = 9,03 \text{ KN.m}$$

✓ Appui C :

$$MC = \frac{4,18 * 3,44^3 + 4,51 * 2,48^3}{8,5 * (3,44 + 2,48)}$$

$$MC = 4,65 \text{ KN. m}$$

✓ Appui D :

$$MD = \frac{4,18 * 2,48^3 + 4,51 * 2,84^3}{8,5 (2,48 + 2,84)}$$

$$MD = 3,53 \text{ KN. m}$$

✓ Appui E :

$$ME = \frac{4,18 * 2,84^3 + 4,5 * 4,45^3}{8,5 (2,84 + 4,45)}$$

$$ME = 7,49 \text{ KN. m}$$

✓ Appui F :

$$MF = 0,15 * \frac{4,18 * 4,45^2}{8}$$

$$MF = 1,55 \text{ KN. M}$$

### 5. Moment en travée :

✓ Travée AB :

$$MB = \frac{4,18 * 4,80^3 + 3,28 * 3,44^3}{8,5 (4,8 + 3,44)}$$

$$MB = 8,51 \text{ KN. m}$$

$$MA = 1,81 \text{ KN. m}$$

$$MO = \frac{4,18 * 4,82^2}{8} = 12,04 \text{ KN. m}$$

$$Mt = 12,04 - \frac{1,81 + 8,51}{2} + \frac{1,81 - 8,51}{2 * 4,18 * 4,8^2}$$

$$M_t = 6,85 \text{ KN. M}$$

✓ Travée BC :

$$M_B = \frac{3,28 * 4,8^3 + 4,18 * 3,44^3}{8,5(4,80 + 3,44)}$$

$$M_B = 7,61 \text{ KN. M}$$

$$M_C = \frac{3,28 * 2,48^3 + 4,18 * 3,44^3}{8,5(2,48 + 3,44)}$$

$$M_C = 4,37 \text{ KN. M}$$

$$M_O = \frac{4,18 * 4,30^2}{8} = 9,66 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 9,66 - \frac{7,61 + 4,37}{2} + \frac{7,61 - 4,37}{2 * 4,18 * 3,44^2}$$

$$M_t = 3,7 \text{ KN. M}$$

✓ Travée CD :

$$M_C = \frac{3,28 * 3,44^3 + 4,18 * 2,48^3}{8,5(3,44 + 2,48)}$$

$$M_C = 3,92 \text{ KN. M}$$

$$M_D = \frac{3,28 * 2,84^3 + 4,18 * 2,48^3}{8,5(2,84 + 2,48)}$$

$$M_D = 3,07 \text{ KN. M}$$

$$M_O = \frac{4,18 * 3,10^2}{8} = 5,02 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 5,02 - \frac{3,92 + 3,07}{2} + \frac{3,92 - 3,07}{2 * 4,18 * 2,48^2}$$

$$M_t = 1.54 \text{ KN. m}$$

✓ Travée DE :

$$M_D = \frac{3,28 * 2.48^3 + 4,18 * 2.84^3}{8,5(2.48 + 2.84)}$$

$$M_D = 3.22 \text{ KN. M}$$

$$M_E = \frac{3,28 * 4.45^3 + 4,18 * 2.84^3}{8,5(2.84 + 4.45)}$$

$$M_E = 6.21 \text{ KN. M}$$

$$M_O = \frac{4,18 * 3.55^2}{8} = 7.58 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 7.58 - \frac{3.22 + 6.21}{2} + \frac{3.22 - 6.21}{2 * 4,18 * 2.84^2}$$

$$M_t = 2.82 \text{ KN. m}$$

✓ Travée EF :

$$M_E = \frac{3,28 * 2.84^3 + 4,18 * 4.45^3}{8,5(2.84 + 4.45)} \Rightarrow M_E = 5.16 \text{ KN. M}$$

$$M_F = 1.55$$

$$M_O = \frac{4,18 * 4.45^2}{8} = 10.35 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 10.35 - \frac{5.16 + 1.55}{2} + \frac{5.16 - 1.55}{2 * 4,18 * 4.45^2}$$

$$M_t = 7.02 \text{ KN. M}$$

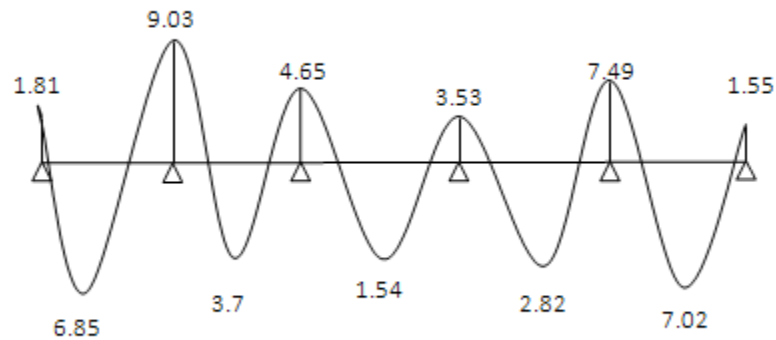


Figure III. 4: Diagramme des moments a l'ELS

**6. Effort tranchant :**

✓ Sur appui A :

$$V_w \dot{=} \frac{q \times l}{2} + \frac{Mw - Me}{l} = \frac{4.18 \times 4.80}{2} = \frac{1.81 - 9.03}{4.80}$$

$$V_w = 8.63 \text{ KN}$$

✓ Sur appui B :

$$V_e \dot{=} -\frac{q \times l}{2} + \frac{Mw - Me}{l} = \frac{-4.18 \times 4.80}{2} + \frac{1.81 - 9.03}{4.80}$$

$$V_e = -11.53 \text{ KN}$$

$$V_w = \frac{4.18 \times 4.30}{2} + \frac{9.03 - 4.37}{4.30}$$

$$V_w = 10.07 \text{ KN}$$

✓ Sur Appui C :

$$V_e = \frac{-4.18 \times 4.30}{2} + \frac{7.61 - 4.65}{4.30}$$

$$V_e = -\dot{i} 8.30 \text{ KN}$$

$$V_w \dot{=} \frac{4.18 \times 3.10}{2} + \frac{4.65 - 3.07}{3.10}$$

$$V_w = 6.99 \text{ KN.}$$

✓ Sur Appui D:

$$V_e = \frac{-4.18 \times 3.10}{2} + \frac{3.92 - 3.53}{3.10}$$

$$V_e = -i \quad 6.35 \text{ KN}$$

$$V_w = i \frac{4.18 \times 2.48}{2} + \frac{3.53 - 6.21}{2.48}$$

$$V_w = 4.10 \text{ KN.}$$

✓ Sur Appui E:

$$V_e = \frac{-4.18 \times 2.48}{2} + \frac{3.22 - 7.49}{2.48}$$

$$V_e = -i \quad 6.90 \text{ KN}$$

$$V_w = i \frac{4.18 \times 2.84}{2} + \frac{7.49 - 1.55}{2.84}$$

$$V_w = 8.027 \text{ KN}$$

✓ Appui F:

$$V_e = \frac{-4.18 \times 4.45}{2} + \frac{5.16 - 1.55}{4.45}$$

$$V_e = -i \quad 8.49 \text{ KN}$$

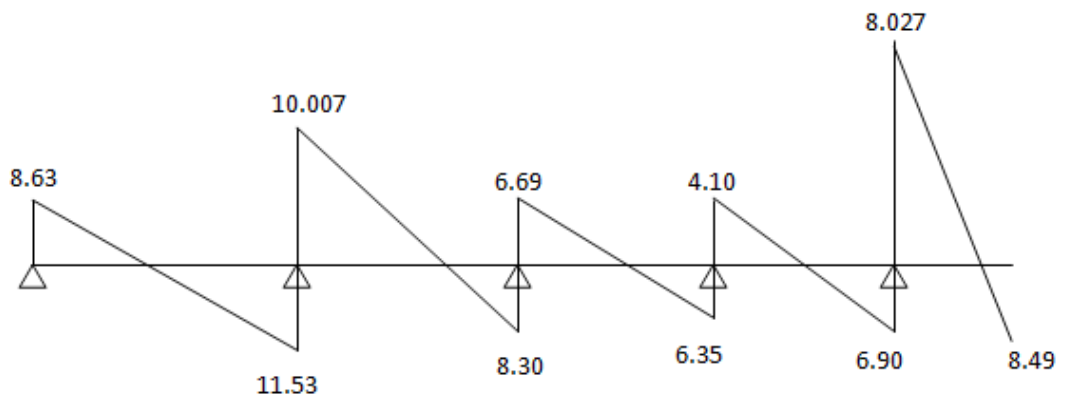


Figure III. 5: Diagramme des efforts tranchants l'ELS

III.1.4 Calculs des armatures:

1. En travée :

$f_{c28}=25\text{MPa}$ ;  $b=60\text{cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ ;  $h_t=21\text{cm}$  ;  $h_0=5\text{cm}$

$b = 60$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\sigma_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$

$M_t^{\max} = 9.52 \text{ KN.m}$

✓ Moments de référence :

$$M_r = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times \sigma_{bc}$$

$$M_r = 0.60 \times 0.05 \times \left( 0.189 - \frac{0.05}{2} \right) \times 14.20$$

$M_r = 0.0698 \text{ MPa}$

On constate que:  $M_t^{\max} \leq M_r$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{9.52 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.189)^2 \times 14.20}$$



$\mu = 0,0312 < 0,186 \longrightarrow$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0312})$$

$$\alpha = 0,0396$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0396)$$

$$\beta = 0,98$$

$$A_u = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot f_e} = \frac{9,52 \times 10^{-3}}{0,98 \times 0,189 \times 348} = 1,476 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{A_{t28}}{f_e} = 1,369 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_u \geq A_{u \min}$

### **7. Sur appui :**

$$M_a^{\max} = 12,48 \text{ KN.m}$$

Moments de référence :

$$M_r = 0,0698 \text{ MPa:}$$

$M_a^{\max} \leq M_r$  donc on doit faire le calcul avec la section rectangulaire (12×21)

$$\mu = \frac{12,48 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,189)^2 \times 14,20}$$

$$\mu = 0,205 \geq 0,186 \quad \text{pivot B}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,205})$$

$$\alpha = 0.289$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.289)$$

$$\beta = 0.88$$

$$A_u = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot f_e} = \frac{12.48 \times 10^{-3}}{0.88 \times 0.189 \times 348} = 2.156 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 1\text{T}12+1\text{T}14=2.67 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0.273 \text{ cm}^2$$

### **III.1.5 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant:**

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après le CBA93, la condition suivante doit être vérifiée :

$$T_{adm} = \min [(0,15 \times F_{c28} / \gamma_b) ; 4\text{MPa}] = \min [3.33 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}] \Rightarrow T_{adm} = 3.33 \text{ MPa} .$$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$T_u = \frac{15.10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 0.66 \text{ MPa}.$$

$$T_u = 0.66 \text{ MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### **III.1.6 Calcul des armatures transversaux :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35) ; \phi_t \text{ min} ; b_o/..).$$

$$\Phi_t \leq \min (6s \ 12 ; 12)$$

$$\Phi_t \leq 6 \text{ min}$$

#### **1. Calcul des espacements :**

✓ Zone nodale :

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

$$S_t \leq \min (21/4 ; 12 \times 12 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (5.25; 14.4; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 5.25.$$

On adapte  $S_t$  : 5 cm

✓ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow s_t = \frac{21}{2} = 10.5 \text{ cm}$$

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

**8. Vérification ELS :**

$$G_{bcadm} = 0.6 F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$G_{bc} = \frac{Ms \times y}{I}$$

✓ En travers :

$$M_t = 9.25 \text{ kN.m}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{60} (A_u + A_u')$$

$$D = \frac{15}{60} \times 3.39 = 0.85 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A_u' \times d')$$

$$A_u' = 0 \text{ et } d' = 0$$

$$E = \frac{30}{60} (3.39 \times 15.9) = 32.035 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0.85 + \sqrt{0.85^2 + 32.035} = 4.87 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{d - y}{12} i^3 + 15 A u' i$$

$$= \frac{60 \times 4.87^3}{12} + [15 \times 3.39 (18.9 - 4.87) i^2]$$

$$I = 12319.38 \text{ cm}^4$$

$$G_{bc} = \frac{7.02 \cdot 10^2 \times 4.87}{12319.38} = 0.277 \text{ MlaLISMlaCV}$$

Sur appui :

$$M_a = 12.48 \text{ kr.m}$$

$$A_u' = 0 ; d' = 0.$$

$$D = \frac{15}{12} \times 2.67 = 3.34 \text{ cm.}$$

$$E = \frac{30}{12} \times 18.9 \times 2.67 = 126.16 \text{ cm}^2$$

$$Y = -3.34 + \sqrt{3.34^2 + 126.16} = 8.38 \text{ cm}$$

$$I = \frac{y_1 - d'}{12} i^3 + I S A u' i$$

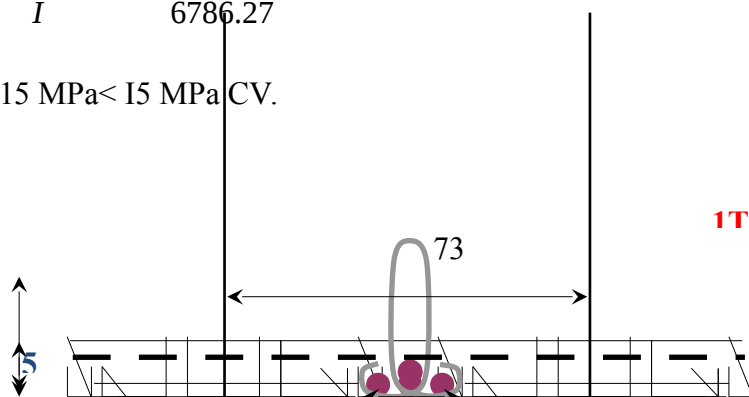
$$= \frac{15 \times 2.61 \times i^3}{12} + \frac{b \times y^3}{12} + i$$

$$I = \frac{15 \times 2.61 \times i^3}{12} + \frac{12 \times 8.38^3}{12} + i$$

$$I = 6786.27 \text{ cm}^4$$

$$G_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{9.03 \times 10^2 \times 8.38}{6786.27}$$

$$G_{bc} = 1.115 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa CV.}$$



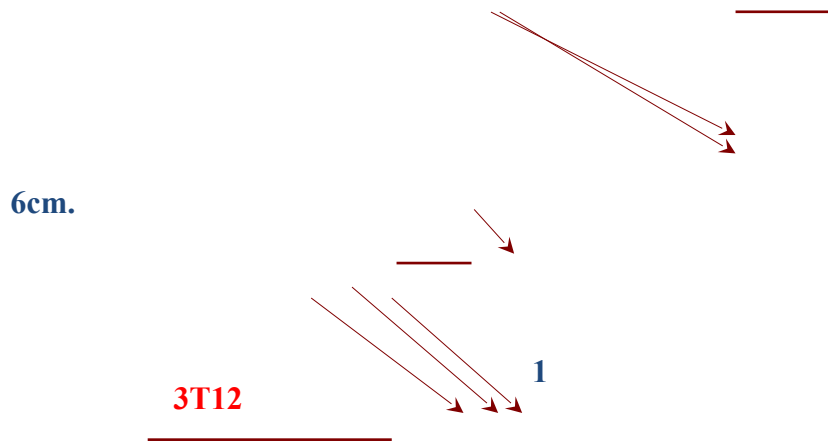


Figure III. 6:ferrailage de poutrelle

1T14

<sup>3</sup>  
2φ6

### III.2 ETUDE LES BALCONS (LES CONSOLS)

#### III.2.1 Définition :

Notre balcon est considéré comme une porte à faux (consol), on fait son calcul comme un poutre encastree d'une seule extremité.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

Caractéristiques de la dalle :  $G=5,31 \text{ KN/m}^2$      $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$      $G_{mur}=1 \text{ KN/m}^2$

$L_x=1,2\text{m}$      $L_y=4,80\text{m}$      $e=0,15\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{4,8} = 0,23 < 0,4 \dots\dots\dots\text{donc la dalle fléchie en un seul sens.}$$

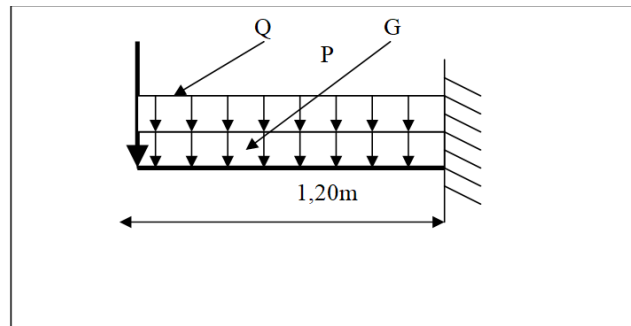


Figure III. 7:schéma statique de balcon

### III.2.2 SOLISITATION DE CALCUL :

✓ E.L.U.:

$$q_u = \{1,35G + 1,5Q = 1,35(5,31) + 1,5(3,50)\} \times 1 \text{ ml} = \mathbf{12,41 \text{ KN/ml}}$$

$$p_{u(\text{mur})} = 1,35G = 1,35(1) = \mathbf{1,35 \text{ KN/m}}$$

✓ E.L.S.:

$$Q_s = G + Q = 5,31 + 3,50 = \mathbf{8,81 \text{ KN/ml}}$$

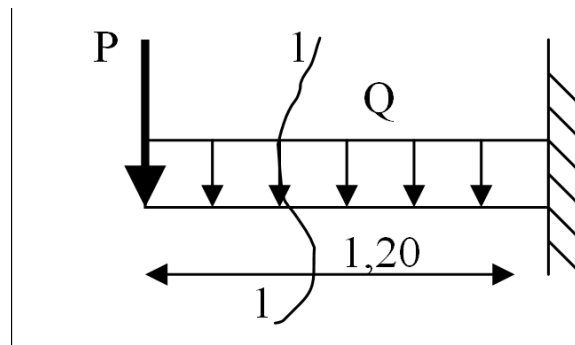
$$p_{u(\text{mur})} = G = 1 = \mathbf{1 \text{ KN/m}}$$

### III.2.3 CALCUL DES MOMENTS :

✓ E.L.U.:

Section : 1-1                       $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$M_u = \frac{Q_u \times x^2}{2} + P_u \times x \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M_u = 0 \\ x = 1,10 \Rightarrow M_u = 10,56 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



✓ E.L.S. : \_\_\_\_\_

Section : 1-1  $0 \leq x \leq 1,20$

$x = 0 \Rightarrow M_u = 0$ .

$$M_s = \frac{Qs \times x^2}{2} + P_s \times x$$

$x = 1,10 \Rightarrow M_u = 7,54 \text{ KN.m}$ .

### III.2.4 CALCUL LE FERRAILLAGE :

Pour le calcul on prend une bande de 1m.

$b = 100\text{cm}$  ;  $d = 0,9 \times 15 = 13,5\text{cm}$ ;  $\sigma_b = 15\text{MPa}$ .

$M_0 = 10,56 \text{ KN.m}$

$M_i = 0,85 \times M_0$

$$\mu = \frac{10,56 \times 10^{-3}}{1 \times 15 \times 0,135^2} = 0,039 < 0,186 \quad A' = 0$$

$\beta = 0,98$  ;  $\alpha = 0,05$

$$A = \frac{10,56 \times 10^{-3}}{0,98 \times 0,135 \times 348} = 2,29 \text{ cm}^2 \text{ on adopter } 5\text{HA}10 = 3,93\text{cm}^2.$$

$$\text{Espace } st = \frac{100}{4} = 25\text{cm.}$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2. \text{ On adopté } \mathbf{5HA8=2,51\text{cm}^2}.$$

$$\text{Espacement } st = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

**III.2.5 CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (F_{tj} / F_e) \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63\text{cm}^2.$$

$$A = 3,93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{c.v.}$$

$$A_r = 2,51\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{c.v.}$$

**III.2.6 VERIFICATION A' E.L.S :**

$$\text{La fissuration est préjudiciable } \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6$$

(HA).

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d-y)$$

➤ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{100}{2} y^2 - 15A_s (d-y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 \times 3,93 (13,5-y) = 0$$

$$50y^2 - 58,95(13,5-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 795,825 + 58,95y = 0$$

$$\Delta = (58,95)^2 - 4(50)(-795,825) = 162640,1 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 403,29$$

$$y_1 = (-58,95 - 403,29) / 100 = -4,62\text{cm}$$

$$y_2 = (-58,95 + 403,29) / 100 = 3,44\text{cm}$$

$$y = y_2 = 3,44 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**



$$I = (by^3/12) + 15As (d-y)^2.$$

$$I = (100(3,44)^3/12) + 15 \times 3,93(13,5-3,44)^2 = 7322,87 \text{ cm}^4$$

➤ **K:**

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = K.y \Rightarrow 3,44 \times \frac{7,54 \times 10^{-5}}{0,732287 \times 10^{-4}} = 3,54 < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 .K. (d-y) \Rightarrow 15 \times \frac{7,54 \times 10^{-3}}{0,732287 \times 10^{-4}} (0,135 - 3,44 \times 10^{-2}) = 153,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 153,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{donc condition vérifiée.}$$

**III.2.7 VERIFICATION DE FLECHE :**

$$1- \frac{h}{L} \geq \max \left( ; \frac{1}{20} \times \right) \Rightarrow \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \geq \max (0,037 ; 0,043) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2- \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{F_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,003 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**III.2.8 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE :**

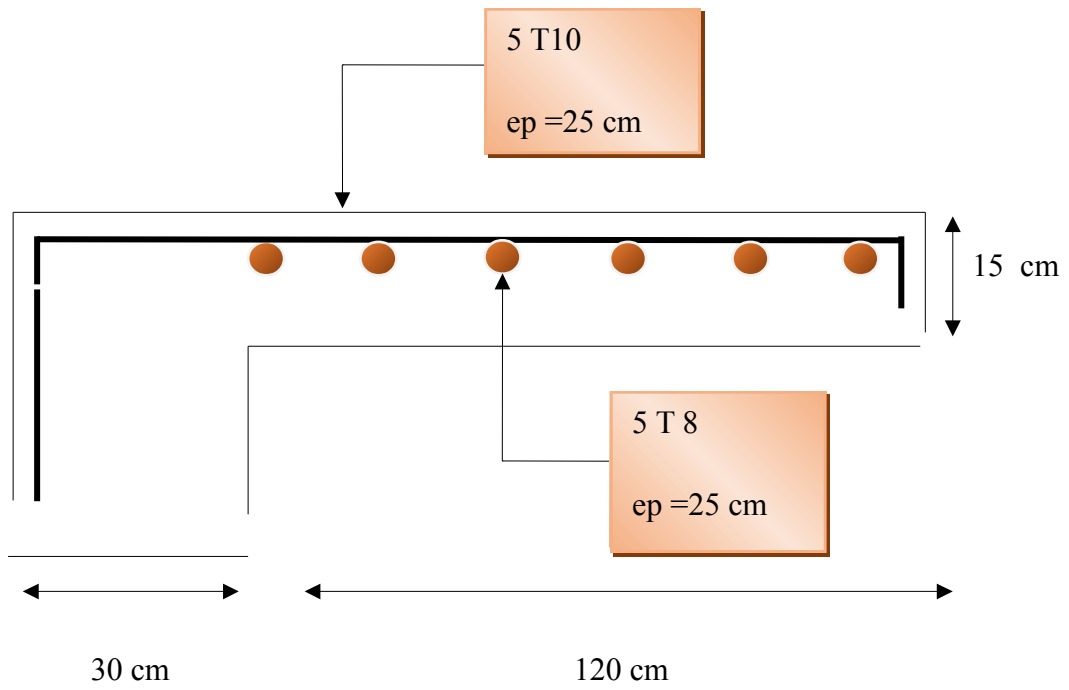
Puisque la fissuration est considéré comme préjudiciable

$$T_{adm} = \min [(0,15 \times F_{c28} / \gamma_b) ; 4 \text{ MPa}] = \min [ 3 \text{ MPa} : 4 \text{ MPa}] \Rightarrow T_{adm} = 3 \text{ MPa} .$$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d} ; V_u = q_u .L + P_{U_{mur}} = 12,41 \times 1,20 + 1,35 = 16,24 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{16,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,12 \text{ MPa}.$$

$T_u = 0,12 \text{ MPa} < T_{adm} = 3 \text{ MPa}$  ..... condition vérifiée.



**Figure III. 8:Schéma de ferrailage du balcon**

**III.3 ETUDE DES ESCALIERS:**

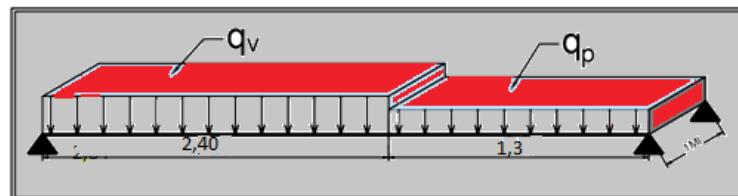
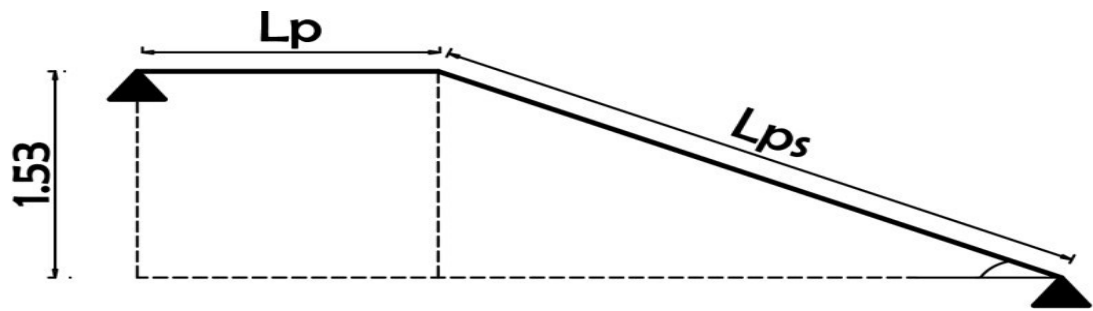


Figure III. 9:Schéma statique de l'escalier

✓ Les chargements:

On a:  $G_v=7.1 \text{ KN/m}^2$ ;  $G_p=4.62 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Avec :  $G_v$  : poids propre de la volée.

$G_p$  : poids propre de palier.

III.3.1 Combinaison d'action :

❖ **Palier**

➤ **E.L.U**  $q_{p_u} = (1,35 \times 4,62 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,08 \text{ KN/ml}.$

➤ **E.L.S**  $q_{P_{ser}} = (4,62 + 2,5) \times 1 = 7,19 \text{ KN/ml}.$

❖ **La volée**

➤ **E.L.U**  $q_{vu} = (1,35 \times 7,1 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 13,34 \text{ KN/ml}$ .

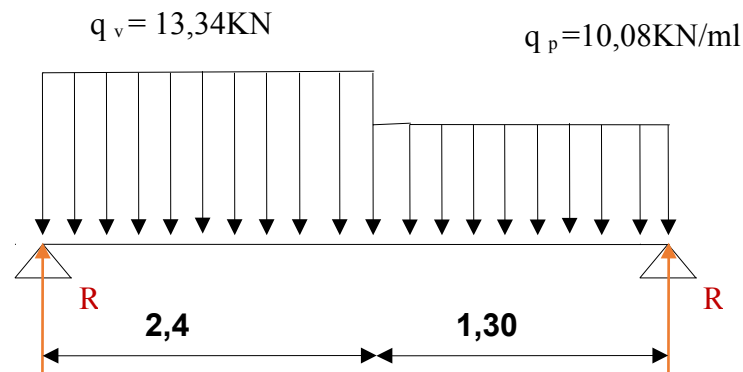
➤ **E.L.S**  $q_{v_{ser}} = (7,1 + 2,5) \times 1 = 9,60 \text{ KN/ml}$ .

$$\frac{qv_u - qpu}{qv_u} = \frac{13,34 - 10,08}{13,34} = 0,264 > 10 \% = 0,10$$

On calcule les réactions par des charges réelles.

### III.3.2 Calcul des sollicitations :

#### 1. Détermination des réactions à l'E.L.U :



$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_p \cdot 1,3 - q_v \cdot 2,4 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 45,12 \text{ KN}.$$

$$\sum M/A = 0$$

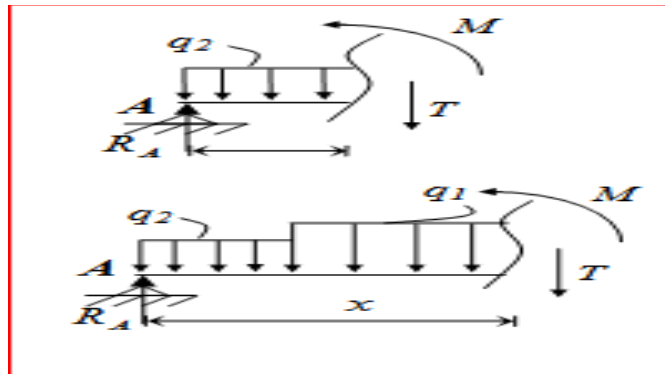
$$\sum M/A = -3,7 R_B + 13,34 \times \frac{2,4^2}{2} + 10,08 \times 1,3 \times \left( \frac{1,3}{2} + 2,4 \right)$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -3,7 R_B + 38,42 + 39,97 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 23,93 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 21,19 \text{ KN}.$$

9. Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants :

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



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

$$M(x) = 23,93x - 13,34 \frac{x^2}{2}$$

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

$$T(x) = 23,93 - 13,34 \cdot x$$

$$\left. \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 19.01 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

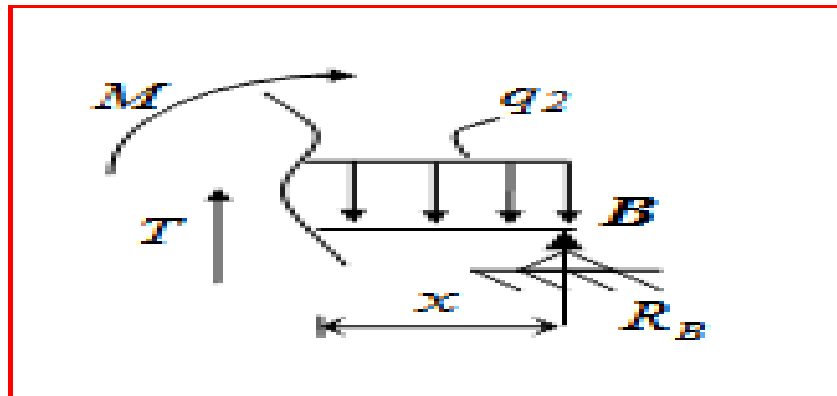
$$\left. \begin{array}{l} T(0) = 23,93 \text{ KN} \\ T(2.4) = -8,09 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$M_{\max} = T(x) = 0 \implies 23,93 - 13,34x = 0$$

$$X = 1.79$$

$$M(1.79) = 21,46 \text{ KN.m}$$

Section 2-2  $0 \leq x \leq 1,3$  m



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

$$M(x) = 21,19x - 10,08 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -R_B + q_p x$$

$$T(x) = -21,19 + 10,08x$$

$$\left. \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,3) = 19,03 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} T(0) = -21,19 \text{ KN} \\ T(1,3) = -8,09 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

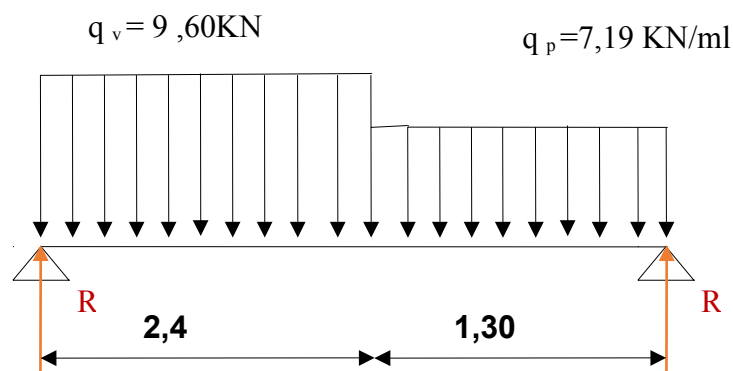
$$M_{\max} = T(x) = 0 \implies -21,19 + 10,08x = 0$$

$$x = 2,10 \text{ m} \quad M(2,10) = 22,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max \text{travée}} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 22,28 \implies M_{\max \text{travée}} = 18,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max \text{appui}} = -0,5 M_0 = -0,5 \times 22,28 \implies M_{\max \text{appui}} = -11,14 \text{ KN.m}$$

10. Détermination des réactions à l'E.L.S :



$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_{ps} \cdot 1,3 - q_{vs} \cdot 2,4 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 32,39 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\sum M/A = -3,7 R_B + 9,6 \times \frac{2,4^2}{2} + 7,19 \times 1,3 \times \left( \frac{1,3}{2} + 2,4 \right)$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -3,7 R_B + 27,65 + 28,51 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 23,93 \text{ KN.} \quad \text{et} \quad R_B = 21,19 \text{ KN.}$$

### 11. Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants :

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

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

$$M(x) = 23,93x - 13,34 \frac{x^2}{2}$$

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

$$T(x) = 23,93 - 13,34 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 19.01 \text{ KN.m} \\ T(0) = 23,93 \text{ KN} \\ T(2.4) = -8,09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = T(x) = 0 \quad \Longrightarrow \quad 23,93 - 13,34x = 0$$

$$X = 1.79$$

$$M(1.79) = 21,46 \text{ KN.m}$$

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

$$M(x) = 21,19x - 10,08 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,3) = 19.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -R_B + q_p x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -21.19 \text{ KN} \\ T(1,3) = -8,09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -21,19 + 10,08x$$

$$M_{\max} = T(x) = 0 \implies -21,19 + 10,08x = 0$$

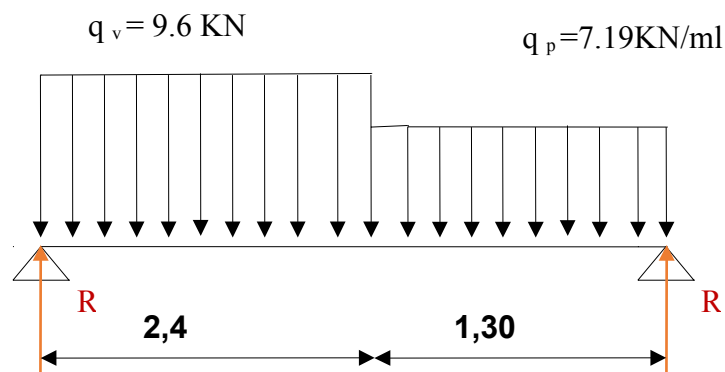
$$X = 2,10$$

$$M(2,10) = 22,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max \text{ travée}} = 0.85M_0 = 0.85 \times 22.28 \implies M_{\max \text{ travée}} = 18,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max \text{ appui}} = -0.5M_0 = -0.5 \times 22.28 \implies M_{\max \text{ appui}} = -11,14 \text{ KN.m}$$

❖ **Détermination des réactions à l'E.L.S :**



$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B - q_p \cdot 1,3 - q_v \cdot 2,4 = 0$$

$$\implies R_A + R_B = 32,39 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\sum M/A = -3,7 R_B + 9.6 \times \frac{2,4^2}{2} + 7.19 \times 1,3 \times \left( \frac{1,3}{2} + 2, \right)$$

$$\sum M/A = 0 \implies -3,7 R_B + 27.65 + 28.51 = 0$$



$$\Rightarrow R_A = 17.21 \text{ KN. Et } R_B = 15.18 \text{ KN.}$$

**12. Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants**

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

$$\begin{aligned}
 M(x) &= R_A \cdot x - q_v \cdot \frac{x^2}{2} \\
 M(x) &= 17.21x - 19.6 \frac{x^2}{2} \\
 T(x) &= R_A - q_v x \\
 T(x) &= 17.21 - 9.6 \cdot x
 \end{aligned}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\}
 \begin{array}{l}
 M(0) = 0 \text{ KN.m} \\
 \\ \\
 M(2.4) = 13.65 \text{ KN.m} \\
 \\ \\
 T(0) = 17.21 \text{ KN} \\
 \\ \\
 T(2.4) = -5.83 \text{ KN}
 \end{array}$$

$$M_{\max} = T(x) = 0 \quad \Longrightarrow \quad 17.21 - 9.6x = 0$$

$$X = 1.79$$

$$M(1.79) = 15.43 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned}
 M(x) &= R_B \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2} \\
 M(x) &= 15.18x - 7.19 \frac{x^2}{2} \\
 T(x) &= -R_B + q_p x \\
 T(x) &= -15.18 + 7.19x
 \end{aligned}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\}
 \begin{array}{l}
 M(0) = 0 \text{ KN.m} \\
 \\ \\
 M(1,3) = 13.65 \text{ KN.m} \\
 \\ \\
 T(0) = -15.18 \text{ KN} \\
 \\ \\
 T(1,3) = -5.38 \text{ KN}
 \end{array}$$

$$M_{\max} = T(x) = 0 \quad \Longrightarrow \quad -15.18 + 7.19x = 0$$

$$X = 2,10$$

$$M(2,10) = 16.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{maxtravée}} = 0.85M_0 = 0.85 \times 16.03 \quad \Longrightarrow \quad M_{\text{maxtravée}} = 13.62 \text{ KN .m}$$

$$M_{\text{maxappui}} = -0.5M_0 = -0.5 \times 16.03 \quad \Longrightarrow \quad M_{\text{max appui}} = -8.02 \text{ KN .m}$$

**Tableau III. 1: Sollicitations dans l'escalier**

|     | $M_0$ | $M_{\text{max appui}}$ | $M_{\text{max travée}}$ | $V_{\text{max}}$ |
|-----|-------|------------------------|-------------------------|------------------|
| ELU | 22.28 | 11.14                  | 18.94                   | 23.93            |
| ELS | 16.03 | 8.02                   | 13.62                   | 17.21            |

*III.3.3 Calcul des sections d'aciers :*

**1. En travée  $M_t = 18.94 \text{ KN.m}$**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.d'une section rectangulaire  $(15 \times 100) \text{ cm}^2$ .

$$d = 0,9 h \quad \Rightarrow \quad d = 0,9 (15) = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18.94 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 15} = 0,07$$

$$\mu_{bu} = 0,07 < \mu_{lu} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\mu_{bu} = 0,07 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.094$$

$$\beta = (1 - 0,4 \mu_{bu}) = (1 - 0,4 \times 0,094) = 0.96 \text{ cm}$$

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

$$\text{Section d'acier : } A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{ed}} = \frac{18.94 \times 10^3}{13.5 \times 0.96 \times 348} = 4.20 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 13.5 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

On adoptera  $A = 4.20 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **3T14 (A=4.617cm<sup>2</sup>/ml)**

➤ **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.617}{4} = 1.15 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : **3 T 8(A=1.509**

**cm<sup>2</sup>/ml**

**13. En appui  $M_a = 11.14 \text{ KN.m}$**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. d'une section rectangulaire

(15×100) cm<sup>2</sup>.

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (15) = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.14 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 15} = 0,043$$

$$\mu_{bu} = 0,043 < \mu_{lu} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\mu_{bu} = 0,043 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 0.054$$

$$\beta = (1 - 0,4 \mu_{bu}) = (1 - 0,4 \times 0,054) = 0,98 \text{ cm}$$

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

$$\text{Section d'acier : } A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{ed}} = \frac{11,14 \times 10^3}{13,5 \times 0,98 \times 348} = 2,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 13,5 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On adoptera  $A = 2,41 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **3T12 (A=3.39cm<sup>2</sup>/ml)**

➤ **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Soit : } \mathbf{3 T 8 (A=1.509 \text{ cm}^2/\text{ml})}$$

➤ Vérification des espacements:

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

• Sens principal :

Travée :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) \dots \text{cv}$

Appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33) \dots \text{cv}$

• Sens secondaire :

Armature de répartition :  $S_t = 25 < \min(4e ; 45) \dots \text{cv}$

*III.3.4 Vérifications à l'E.L.U :*

**1. Vérification de l'effort tranchant**

$$T_{\max} = 23,93 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{23.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \Rightarrow \tau_u = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3.33 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \quad 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$$

On a donc :  $\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... C.V

### III.3.5 Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

#### 1. Vérification des contraintes

✓ Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \sigma_b = 0,6 \cdot F_{c28}$

Les résultats de la vérification sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 2:Vérification des contraintes à l'ELS**

| Position | M <sub>ser</sub> (KN.m) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>b</sub> (MPa) | σ <sub>b</sub> (MPa) | ob s |
|----------|-------------------------|--------|----------------------|----------------------|----------------------|------|
| Travée   | 13.62                   | 3.68   | 8329.50              | 6.01                 | 15                   | cv   |
| Appuis   | 8.02                    | 3.23   | 6486.57              | 3.9                  | 15                   | cv   |

✓ Vérification de l'état limite de déformation :

On doit vérifier les conditions suivantes :

1-  $\frac{h}{L} \geq () \Rightarrow \frac{0.15}{3.7} \geq \frac{1}{16} = 0,041 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$

2-  $\frac{h}{L} \geq ()$

3-  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe}$

h : épaisseur de l'escalier

L : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche Conformément au CBA93 et au BAEL91.

Les résultats obtenus sont présentés

#### **14. Calcul des sollicitations:**

Les charges  $G_v$  (de la volée) et  $G_p$  (de palier) peuvent être remplacées par une charge équivalente (une approximation) :

$$G_{ep} = \frac{G_v \times L_v + G_p \times L_p}{L_{TOTAL}}$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

La flèche admissible pour une travée inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{L}{500}$$

j : Correspond au poids propre du corps creux.

g : Correspond aux charges permanentes avant la mise des cloisons.

p : Correspond aux charges plus surcharges.

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

#### **15. Évaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = b \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = b \times G$ : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = b \times (G + i Q)$ : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 4.19 \times 0.6 = 2.52 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 6.23 \times 0.6 = 3.74 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.6 \times (6.23 + 2.5) = 5.24 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times L^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.52 \times 3.7^2}{8} = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times L^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.74 \times 3.7^2}{8} = 4.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times L^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.24 \times 3.7^2}{8} = 6.73 \text{ KN.m}$$

**16. Propriété de la section :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 6.41 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = 6.3$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2.52 \dots\dots \text{Déformation différée}$$

$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$  Module de déformation longitudinale instantané du béton.

$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.866 \text{ MPa}$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

**17. Calcul des contraintes:**

$$\delta_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3.23 \times 10^3 \times (13.5 - 3.68)}{8329.50} = 57.12 \text{ MPa}$$

$$\delta_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} + 15 \times \frac{4.80 \times 10^3 \times (13.5 - 3.68)}{8329.50} = 84.88 \text{ MPa}$$

$$\delta_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \quad \hat{=} 15 \times \frac{6.73 \times 10^3 \times (13.5-3.68)}{8329.50} = 119.01 \text{ MPa}$$

**18. Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :**

$$B_0 = B + n.A = 0.15 \times 1 + 15 \times 4.617 \times 10^{-4} = 0.159 \text{ m}^2$$

$$n = 15$$

$$S_{xx} = b.h.\frac{h}{2} + n.A.d = 0.012 \text{ m}^3$$

$$V_x = \frac{S_{xx}}{B_0} = 0.075 \text{ m}$$

$$I_{xx} = b.\frac{h^3}{3} + n.A.d^2 = 1.25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_{xx} - B_0 \times V_x^2 = 3.57 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

**19. Inerties fictifs (If)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_{sj} + f_{t28}} = 0$$

$$\mu_g = \hat{=} 1 - \frac{-1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_{sg} + f_{t28}} = 0$$

$$\mu_p = \hat{=} 1 - \frac{-1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_{sp} + f_{t28}} = 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad ; \quad If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad ; \quad If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$$

$$; \quad If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$If_{ij} = If_{ig} = If_{ip} = If_{vg} \quad \hat{=} 3.93 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ij}} = 4.05 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$



$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E v \times I f_{gv}} = 1.79 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E i \times I f_{ig}} = 6.03 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E i \times I f_{ip}} = 8.45 \times 10^{-4} m^4$$

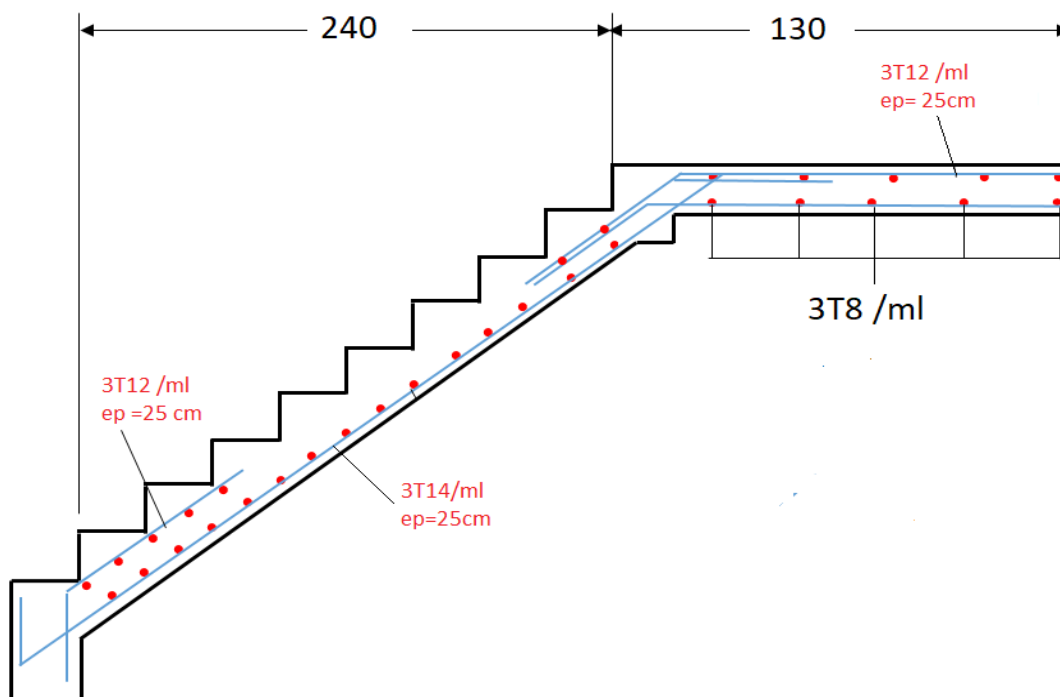
$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 1.79 \times 10^{-4} - 4.05 \times 10^{-4} + 8.45 \times 10^{-4} - 6.03 \times 10^{-4}$$

$$\Delta f_t = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t < f_{adm} \dots \dots CV$$



**Figure III. 10:Schéma de ferrailage du l'escalier**

### **III.4 ETUDE D'ACROTÈRE:**

III.4.1 Évaluation des charges et surcharges :

#### **1. Poids propre de l'acrotère :**

Comme on a déjà calculé dans le **chapitre2: Descente des charges** on a :

$G=2.1125$  KN/ml. (Poids propre de l'acrotère)

#### **20. Charge d'exploitation :**

On prend  $Q=1$  KN/ml (la charge de la main courante)

#### **21. Calcul de la force horizontale :**

On détermine la force d'après RPA 99 révisée en 2003 agissant sur les éléments non structuraux (article 6.2.3):  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$  Avec :

$F_p$ : Force horizontale.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : Facteur de force horizontal.

$W_p$  : Poids de L'élément.

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II. a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Élément en console).}$$

$F_p$ : Force statique équivalente horizontale.

$$F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 2.1125$$

$$F_p = 1.014 \text{ KN}$$

III.4.2 Effort normal et moment fléchissant :

État limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35 G \\ M_u = 1.5 \cdot F_p \end{cases} = \begin{cases} N_u = 1.35 \times 2.1125 \\ M_u = 1.5 \times 1.014 \end{cases} = \begin{cases} N_u = 2.852 \text{ KN} \\ M_u = 1.521 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

État limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} N_{ser} = G \\ M_{ser} = F_p \end{cases} = \begin{cases} N_{ser} = 2.1125 \text{ KN} \cdot m \\ M_{ser} = 1.014 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

L'excentricité du 1<sup>er</sup> ordre :

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

$$e_a = \max\left(\frac{h}{250}, 2 \text{ cm}\right) \rightarrow \left(\frac{60}{250} \text{ cm}, 2 \text{ cm}\right)$$

$$e_1 = \frac{1.521}{2.852} + 0.02 = 0.55$$

L'excentricité du 2<sup>eme</sup> ordre :

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$\theta = 2$$

$$l_f = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ cm}$$

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

$$e_2 = 3i^2 \frac{i}{10^4 \cdot 0.1} (2 + 0 \times 2) = 0.00864 \text{ m} \quad (1.2)$$

$$e_0 = e_1 + e_2$$

$$e_0 = 0.56 \text{ m}$$

Sollicitations corrigées pour calculer en flexion composée :

$$M_{uG0} = N_u \times e_0$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0.56 \text{ m}$$

$$M_{uG0} = 2.852 \times 0.56 = 1.597 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$M_{uA} = N_u \times e_A$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_A = 0.56 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.6 \text{ m}$$

$$M_{uA} = 2.852 \times 0.6 = 1.711 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

État limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} \dot{i} N_{ser} = G \\ \dot{i} M_{ser} = F_p \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \dot{i} N_{ser} = 2.1125 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \dot{i} M_{ser} = 1.014 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$e_{0ser} = \frac{1.014}{2.1125} = 0.48 \text{ m}$$

On remarque qu' $e_0$  ELU différent  $e_0$  ELS

$$M_{serA} = N_{ser} \times e_A$$

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_A = 0.48 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.52 \text{ m}$$

$$M_{serA} = 2.1125 \times 0.52 = 1.099 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moment réduit agissent :

$$\mu_{BC} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right)$$

$$\mu_{BC} = 0.8 \frac{0.1}{0.09} \left(1 - 0.4 \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.48$$

$$\mu_{uA} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{uA} = \frac{1.711 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 15} = 0.0116$$

$$\mu_{uA} = 0.014 < \mu_{BC} = 0.49 \quad \text{Section partiellement tendus}$$

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma_M = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} \gamma_M = \frac{1.711}{1.099} = 1.56$$

$$\gamma_N = \frac{N_u}{N_{ser}} \gamma_N = \frac{2.852}{2.1125} = 1.35$$

$$V_u = \frac{N_u}{b \times d \times f_{bu}} \quad V_u = \frac{2.852 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09 \times 15} = 2.112 \text{ KN}$$

le calcul de se fera selon l'organigramme annexe n..

$$V_s = \frac{V_u}{\gamma_N} \times \frac{0.85}{0.9 \times \theta}$$

$$V_s = \frac{2.112 \times 10^{-3}}{1.35} \times \frac{0.85}{0.9 \times 1} = 1.48 \times 10^{-3}$$

$$u, \text{ lim } \dot{\epsilon} = \frac{1 - (1 - V_u)^2}{2}$$

$$\mu_1 = \mu_i$$

$$u, \text{ lim } \dot{\epsilon} = \frac{1 - (1 - 2.11 \times 10^{-3})^2}{2} = 2.11 \times 10^{-3}$$

$$\mu_1 = \mu_i$$

$$\mu_2 = 0.48$$

$$\mu_u = \frac{\mu_1 + \mu_2}{2}$$

$$\mu_u = \frac{0.0021 + 0.48}{2} = 0.24$$

$$15 \rho_s = (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u - V_u}) \frac{0.85 \times 11.5}{\theta} \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$15 \rho_s = \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.24 - 2.112 \times 10^{-3}}\right) \frac{0.85 \times 11.5}{1} \frac{25}{400} = 0.169$$

$$\alpha_1 = V_s - 15 \rho_s + \sqrt{(V_s - 15 \rho_s)^2 + 30 \rho_s}$$

$$\alpha_1 = 0.44$$

$$\mu_s = \frac{\alpha_1}{2} \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right)$$

$$\mu_s = \frac{0.44}{2} \left(1 - \frac{0.44}{3}\right) = 0.19$$

$$\mu = \mu_s \times \gamma_M \frac{0.90 \times \theta}{0.85}$$

$$\mu = 0.19 \times 1.56 \times 1.05 = 0.311$$

$$\Delta \mu = \mu_1 - \mu_2$$

$$\Delta \mu = 0.48 - 0.0021 = 0.47$$

$$\mu_{u,lim} = \mu_1 = \mu = 0.311$$

$$\Delta \mu > 10^{-5} \rightarrow \mu = 0.48 > \mu_u = 0.0116 \dots \dots \text{section partiellement tendu}$$

$A^2=0$  (calculer une flexion simple)

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}\right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0116}\right) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.014 = 0.99$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \quad \text{Pivot B}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_{uA}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{1.711 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.09 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_c^{fc} = A_u - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_c^{fc} = 5.52 \times 10^{-5} - \frac{2.852 \times 10^{-3}}{348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

III.4.3 Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} \geq 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_u$$

Pour ce qui est du choix des armatures on prend une double nappe 4T8 chacune comme ferrailage longitudinale de section  $2.012 \text{ cm}^2$ .

III.4.4 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.02}{4} = 0.505 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T8 =  $2.012 \text{ cm}^2$

III.4.5 Vérification de la contrainte de cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left( 0.15 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$V_u = F_p + Q = 2.014 \text{ KN}$$



$$\tau_u = \frac{2.014 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0223 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.023 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

III.4.6 Vérification a ELS :

Contrainte de béton comprimé :

$$\sigma'_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$A_u = 3.14 \text{ cm}^2 \quad A'_u = 0$$

$$\frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd') = 0$$

$$30 y_1^2 + 47.1 y_1 - 423.9 = 0$$

$$y_1 = 3.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + nA'y_1$$

$$I = \frac{30 \times 3.05^3}{3} + 15 \times 3.14$$

$$I = 1951.183 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1.1 \times 10^{-3}}{1.9511 \times 10^{-5}} \times 0.0305 = 1.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \times f_{ij}}\right) = \min(266.66 \text{ MPa}; 201.633 \text{ MPa})$$

$$\sigma_s \leq \sigma'_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

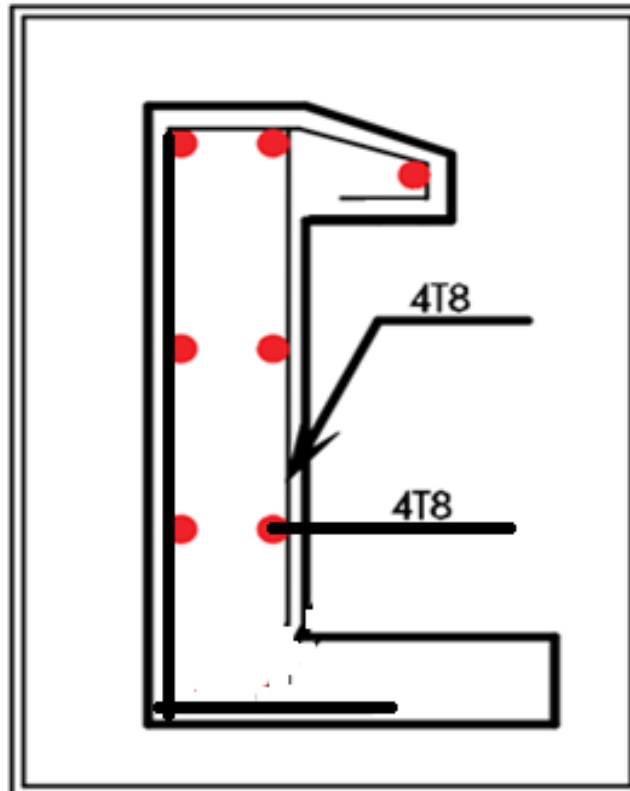


Figure III. 11:Schéma de ferrailage du l'acrotère

### III.5 Étude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales et

l'épure d'arrêt des armatures longitudinales dans une section donnée, l'effort tranchant quant à lui permet de vérifier l'épaisseur de l'âme.

Pour procéder au calcul du ferrailage, il y a lieu de déterminer les sollicitations (M, V) obtenues par le logiciel ETABS, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99 /version2003 et du BAEL91 qui sont :

- ELU
- ELS
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0,8G+E
- 0,8G-E

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (50×30).
- poutres secondaires (35×30).

### ***III.5.1 Recommandation du RPA99:***

#### **1. Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

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

$$h/b \leq 4.0$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$$

#### **22. Ferrailage :**

##### **A. Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section

-Poutre principales :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$

-Poutre secondaire :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

• **Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :**

4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

✓ **Poutres principales :**

$$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  en zone IIa

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est de :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**III.5.2 Calcul du ferrailage**

**1. Méthode de calcul des armatures à l'ELU (Flexion Simple)**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS, elles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III. 3:Sollicitations maximales dans les poutres**

|        | Planchers       | Poutres secondaires (35×30) |                    |       | Poutres principales (50×30) |                    |        |
|--------|-----------------|-----------------------------|--------------------|-------|-----------------------------|--------------------|--------|
|        |                 | $M_{tr}$ K<br>N.m           | $M_{app}$ KN<br>.m | V KN  | $M_{tr}$ KN<br>.m           | $M_{app}$ KN<br>.m | V KN   |
| ELU    | étages courants | 41.89                       | 60.97              | 89.75 | 112.07                      | 137.70             | 133.23 |
|        | Terrasse        | 49.96                       | 58.57              | 71.34 | 120.02                      | 129.36             | 125.71 |
| ELS    | étages courants | 30.40                       | 44.25              | 65.22 | 81.43                       | 100.11             | 96.92  |
|        | Terrasse        | 36.51                       | 42.87              | 52.2  | 87.80                       | 94.65              | 91.98  |
| G+Q+E  | étages courants | 70.37                       | 104.49             | 74.83 | 91.18                       | 164.39             | 126.77 |
|        | Terrasse        | 44.86                       | 61.02              | 57.59 | 93.07                       | 110.82             | 85.94  |
| 0.8G+E | étages courants | 67.40                       | 95.79              | 62.90 | 96.80                       | 132.17             | 92.54  |
|        | Terrasse        | 33.85                       | 50.45              | 44.68 | 67.66                       | 83.45              | 59.32  |

**23. Exemple de calcul**

Soit une poutre principale de dimensions (30X50) cm<sup>2</sup> avec les sollicitations suivantes :

$$M_{tr} = 112.07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{app} = 137.70 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V = 133.23 \text{ KN}$$

### A. Armatures longitudinales

✓ Armatures en travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{112.07 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 15} = 0,131 < 0,186$$

$$\alpha = 0.177 \quad \beta = 0.929 \quad m A = 8.24 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{tr} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

✓ Armatures en appui :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{137.70 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 15} = 0,151 < 0,186$$

$$\alpha = 0.206 \quad \beta = 0.917 \quad m A = 9.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{app} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

### III.5.3 Vérifications à l'ELU

#### 1. Condition de non fragilité

$$A \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

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

$$A \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} 0.3 \times 0.5 = 1.81 \text{ cm}^2$$

En travée :  $8.24 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$

En appui :  $9.18 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$

#### 24. Vérification de l'effort tranchant

Nous vérifions l'effort tranchant avec la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \quad \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 4: Vérification des contraintes

| Poutre | Vmax (KN) | $\tau_u$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | Observation |
|--------|-----------|----------------|--------------------|-------------|
| PP     | 133.23    | 0.98           | 3.33               | CV          |
| PS     | 89.75     | 0.66           | 3.33               | CV          |

**25. Vérification des armatures longitudinales**

$$l_r \geq 40\phi_{\min}$$

Avec,

$l_r$  = longueur de recouvrement.

$\phi_{\min}$  = diamètre minimum.

D'où :  $\phi = 14\text{mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 48\text{cm}$  ; on adopte  $l_r = 50\text{cm}$ .

**26. Armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$

D'où pour des poutres de section (30x50), nous notons :  $\phi_t \leq \min(1,4 ; 1.14 ; 3)$

$$\phi_t \leq 1,14\text{ cm} \quad \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

**Espacement des barres**

D'après le RPA 99 ver 2003

$$St < \min\left(\frac{h}{4}, 10\phi_{\min}, 30\text{ cm}\right) = 10\text{ cm pour la zone nodale}$$

$$St < \frac{h}{2} = 20\text{ cm pour la zone courante}$$

Donc on prend :  $St = 10\text{ cm pour la zone nodale}$

$St = 15\text{ cm pour la zone courante}$

**III.5.4 Vérification à l'ELS :**

### CHAPITRE III : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE ET RÉSISTANTS

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

**Tableau III. 5:Vérification des contraintes à l'ELS**

| Position | M <sub>ser</sub> (KN.m) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>b</sub> (MPa) | σ <sub>b</sub> (MPa) | obs |
|----------|-------------------------|--------|----------------------|----------------------|----------------------|-----|
| travée   | 81.43                   | 15.09  | 105555.63            | 1.164                | 15                   | cv  |
| Appuis   | 100.11                  | 15.75  | 81731.95             | 1.930                | 15                   | cv  |

Le calcul du ferrailage des différentes poutres s'est fait de la même manière, les résultats sont présentés sur les tableaux suivants :

**Tableau III. 6:Ferrailage des poutres.**

| poutre              | Position | M <sub>max</sub> (KN.m) | A <sup>calculée</sup> (cm <sup>2</sup> ) | A <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> ) | choixdes armatures | A <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> ) |
|---------------------|----------|-------------------------|--|-------------------------------------|--------------------|-------------------------------------|
| Principale étage    | Appuie   | 137.70                  | 8.225                                    | 7.5                                 | 3HA14+3HA1<br>4    | 9.24                                |
|                     | Travée   | 112.07                  | 9.18                                     |                                     | 3HA14+3HA1<br>4    | 9.24                                |
| Principale terrasse | Appuie   | 129.36                  | 8.57                                     |                                     | 3HA14+3HA1<br>4    | 9.24                                |
|                     | Travée   | 120.02                  | 7.90                                     |                                     | 3HA14+3HA1<br>4    | 9.24                                |
| Secondaire étage    | Appuie   | 60.97                   | 5.94                                     | 5.25                                | 4HA14              | 6.16                                |
|                     | Travée   | 41.89                   | 3.97                                     |                                     | 4HA14              | 6.16                                |
| Secondaire terrasse | Appuie   | 58.57                   | 5.69                                     |                                     | 4HA14              | 6.16                                |
|                     | Travée   | 49.96                   | 4.79                                     |                                     | 4HA14              | 6.16                                |



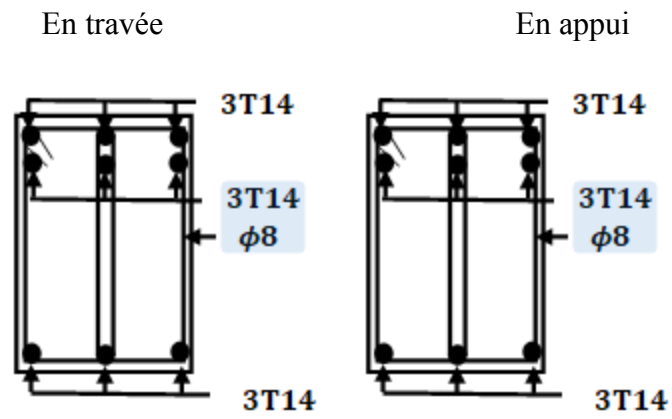


Figure III. 12:Schéma de ferrailage des poutres principales

Terrasse+ étage

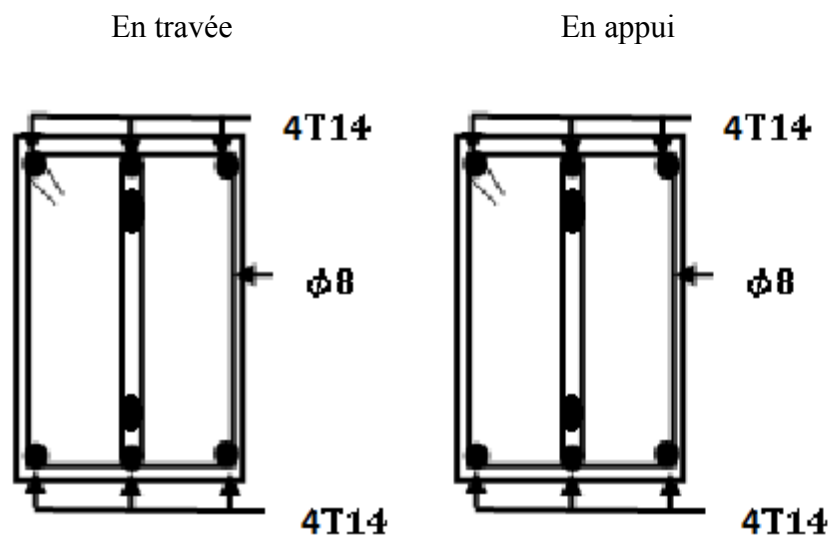


Figure III. 13:Schéma de ferrailage des poutres secondaire

Terrasse+ étage

### III.6 Étude des Poteau :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le fichier de données de l'ETABS :

- ELU
- ELS
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0,8G+E
- 0,8G-E

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$N_{\max}$  —————► M correspondant

$N_{\min}$  —————► M correspondant

$M_{\max}$  —————► N correspondant

#### III.6.1 Recommandation du RPA 99/ version 2003

##### 1. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

– Leur pourcentage minimal sera de,  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).

– Leur pourcentage maximal sera de :

$A_{\max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante)

$A_{\max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).

– Le diamètre minimal utilisé sera,  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$ .

– longueur minimale de recouvrement ( $l_{\min}$ ) est de  $40\phi$  en zone IIa.

– L'espacement ( $St$ ) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm. (en zone IIa).

– Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

### **27. Les armatures transversales**

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_u \times V_u}{h_t \times f_e}$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho$  : Un Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique «  $\lambda_g$  » dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\varnothing_{min} ; 15 \text{ cm})$  (en zone IIa).

Dans la zone courante :  $t \leq 15\varnothing_{min}$  (en zone IIa).

### **III.6.2 Calcul du ferrailage**

#### **28. Ferrailage longitudinal**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité d'entre sol dont les sollicitations sont les suivantes :

$$N_{\max} = -1760.78 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corres}} = -12.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = -36.38 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{corres}} = -204.81 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = -92 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corres}} = -26.56 \text{ KN.m}$$

**29. Déterminer la section de ferrillage**

**Cas 1 : Calcul a ELU :**

$$N \text{ max} = -1760.78\text{KN} \rightarrow M \text{ corres} = -12.05\text{KN.m}$$

$$h = 0,45\text{m}; b = 0,45 \text{ m}; d = 0,9 \times h = 0,405\text{m}; d' = 0,1 \times h = 0,045\text{m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{12.05}{1760.78} = 0.006 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{0.45}{2} = 0.225 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 0.6 + 22.5 - 4.5 = 18.6 \text{ cm}$$

$$Ma = Nu \cdot e_a$$

$$Ma = 1760.78 \times 10^{-3} \times 0.186 = 0.33 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d')b \cdot h \cdot f_{bc} = 0.33$$

$$Nu(d - d') - Ma = 0.30$$

$$(0,337h - 0,81d')b \cdot h \cdot f_{bc} > Nu(d - d') - Ma \text{ Condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

✓ Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0.33}{15 \cdot 0.405^2 \cdot 0.45}$$

- **Position relative de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,52$$

- **Bras de levier:**

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \implies z = 0,320$$

- **Section théorique d'armatures :**

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\delta_{st}} \left( \frac{Ma}{z} - Na \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \left( \frac{0,33}{0,320} - 1,760 \right) = -20,94 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{st} = 0 \text{ cm}^2$$

**Cas 2: Calcul a ELU :**

**M max = 36.38KN.m    ———>    N corres = -204.81 KN**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{36,38}{204,81} = 0,177 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{0,45}{2} = 0,225 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 17,76 + 22,5 - 4,5 = 35,76 \text{ cm}$$

$$Ma = Nu \cdot e_a$$

$$Ma = 204.81 \times 10^{-3} \times 0.357 = 0.073 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

- $(0,337h - 0,81d') b \cdot h \cdot f_{bc} = 0.33$
- $Nu(d - d') - Ma = 0.007$
- $(0,337h - 0,81d') b \cdot h \cdot f_{bc} > Nu(d - d') - Ma$  Condition vérifié

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

- ✓ Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0.073}{15 \cdot 0.45^2 \cdot 0.405} = 0.08$$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.08$$

- Bras de levier:

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,390$$

- Section théorique d'armatures:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\delta_{st}} \left( \frac{Ma}{z} - Na \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \left( \frac{0.073}{0.390} - 0.204 \right) = -4.83 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{st} = 0 \text{ cm}^2$$

Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage. Donc on va ferrailer avec Amin (RPA 99 V2003) :

$$A_{st \text{ min}} = 0.008 B = 16.2 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE III : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE ET RÉSISTANTS

Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel « ETABS » et on compare avec le minimum du RPA (Amin).

### III.6.3 Vérification du poteau à l'effort tranchant

$$V_{max} = 48.94 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{48.94 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.405} = 0.269 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,269 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa CV}$$

**Tableau III. 7: ferrailage des poteaux**

| Étage                                 | Section (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) | Section d'ETABS (cm <sup>2</sup> ) | Choix     | Section (cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage Transversal |    |    |
|---------------------------------------|----------------------------|---|------------------------------------|-----------|----------------------------|------------------------|----|----|
|                                       |                            |   |                                    |           |                            | t                      | t' | t  |
| RDC,                                  | (45 × 45)                  | 16.2                                    | 17.86                              | 4T16+8T14 | 20.34                      | 10                     | 15 | T8 |
| 1 <sup>er</sup> ,<br>étage            | (40 × 40)                  | 12.80                                   | 13.53                              | 4T14+8T12 | 15.20                      | 10                     | 15 | T8 |
| 3 <sup>eme</sup> ,<br>2 <sup>em</sup> | (35 × 35)                  | 9.80                                    | 10.04                              | 12T12     | 13.56                      | 10                     | 15 | T8 |
| 4 <sup>eme</sup> ét<br>age            | (30x30)                    | 7.20                                    | 8.30                               | 6T14      | 9.23                       | 10                     | 15 | T8 |

### III.6.4 Ferrailage transversal :

#### 1. L'espacement des armatures transversal :

D'après le RPA99 version 2003 :

$$St < \min (10\Phi_{min}, 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm (pour la zone nodale)}$$

$St < \min 15\Phi_{\min} = 15 \text{ cm}$  (pour la zone courantes)

Donc on prend :  $st = 10 \text{ cm}$  (pour la zone nodale).

$St = 15 \text{ cm}$  (pour la zone courantes).

**30. En zone courante :**

$$\rho_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 < 5$$

Donc :  $\rho_a = 3,75$

$$A_t = \frac{\rho_u \times t \times V_u}{h_t \times f_e}$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 0,15 \times 46,2}{0,45 \times 400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale :

Après interpolation on aura :

$$At = 0,005 \times t \times b = 3,375 \text{ cm}^2$$

**31. En zone nodale :**

$$A_t = \frac{3,75 \times 0,10 \times 46,2}{0,45 \times 400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

8

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$At = 0,005 \times t \times b = 2,25 \text{ cm}^2$$

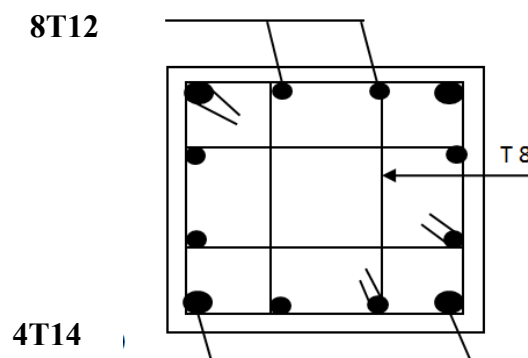
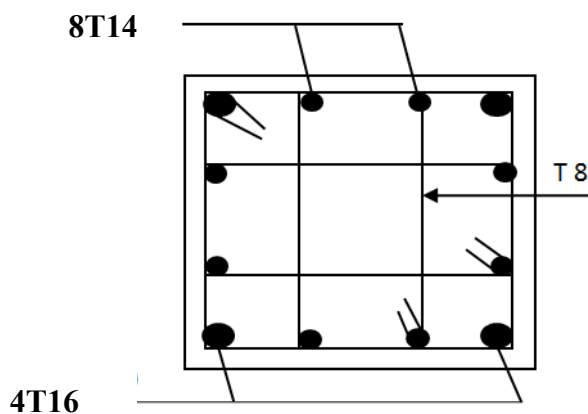
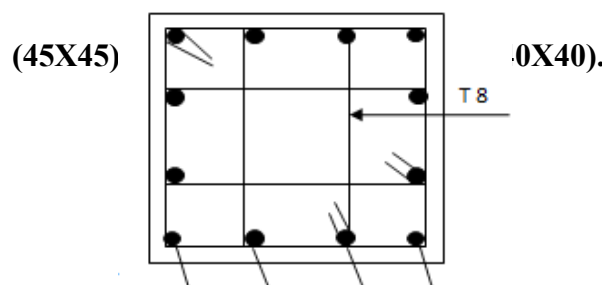


Figure III. 14: ferrailage poteau

Figure III. 15: ferrailage poteau





**12T12**

**Figure III. 16 : ferrailage poteau**

**(35X35).**

*CHAPITRE IV*

---

*ETUDE*

*FONDATION*

## **IV.1 Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

## **IV.2 Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Le choix de la fondation doit satisfaire aussi les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Économie.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

## **IV.3 Combinaisons d'actions à considérer :**

D'après le **RPA99 version 2003** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1.35G + 1.5 Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

$$G + Q$$

$$G + Q + 1.2E$$

#### IV.4 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

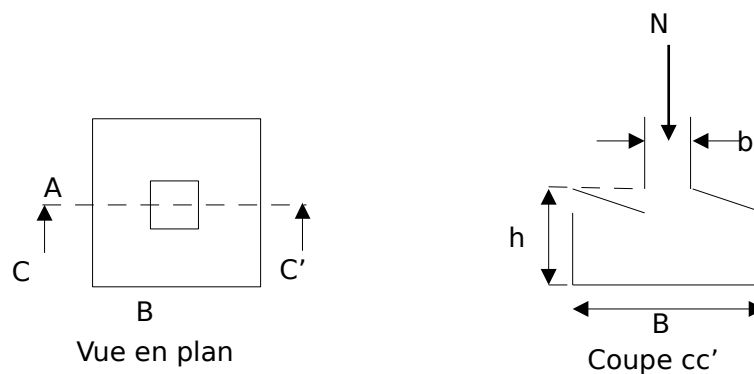
Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec :

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle calculée obtenue par le logiciel ETABS.

$S$  : Surface d'appui de la semelle

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol



**Figure IV. 1: Vue d'une semelle**

#### IV.5 Exemple de calcul une semelle isolée :

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$  on remplace la valeur de A, et on trouve la valeur de B :

$$N_s = 1057.87 \text{ KN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.45}{0.45} \times \frac{1176.58}{140}} = 2.8 \approx 3 \text{ m}$$

Donc on choisit une semelle de (3m × 3m).

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles,

#### IV.6 Vérification des semelles filantes :

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

##### 1 Pré dimensionnement :

Exemple de calcul d'une semelle filante :

B, L: dimension de la semelle

a, b: dimension du poteaux.

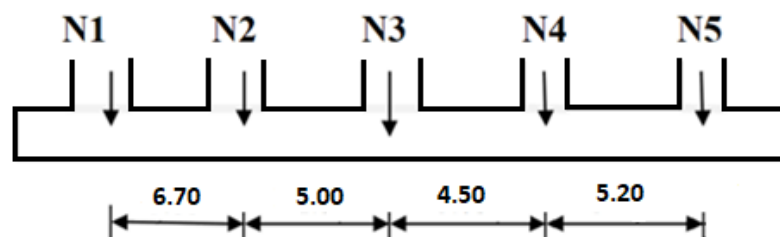


Figure.VI.2 : dimensions de la semelle

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + 2 \times \text{débord}$$

Nous avons prévu un débord de 0.5 m à partir du nu du poteau

$$L = 6.7 + 5 + 4.5 + 5.2 + 2 \times 0.5 \Rightarrow L = \mathbf{21.50 \text{ m}}$$

Résultante des efforts:

$$N_R = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5$$

$$N_R = 947.72 + 425.73 + 335.84 + 851.8 + 484$$

$$N_R = 3045.09 \text{ KN}$$

$$M_R = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$$

$$M_R = 10.689 + 3.479 + 3.358 + 8.953 + 10.75$$

$$M_R = 37.23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

#### ✓ Calcul du dimensionnement de la semelle

- Hauteur

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par la formule:  $h_t = d + d'$

Avec:

d: Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante:  $d = \frac{B-b}{4}$

d': enrobage des armatures  $d' = 0.05 \text{ m}$

$$d = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Soit } : h_t = 20 \text{ cm}$$

- Larguer

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{37.23}{3045.09} = 0.012 \text{ m}$$

$$6e_0 = 6 \times 0.022 = 0.073$$

$$B > 6e_0 \text{ et } e_0 < \frac{B}{6} \dots\dots \text{repartition trapezoidale}$$

$$S = B \times L \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \times \frac{N}{\sigma_s}$$

$$B \times 21.50 \geq \left(1 + \frac{3 \times 0.012}{B}\right) \times \frac{3045.09}{140}$$

$$21.50 \times B^2 - 21.75B - 0.78 = 0$$

$$B = 1.04 \text{ m}$$

On prendre  $B = 1.05 \text{ m}$

## IV.7 Vérification des semelles filantes :

### 1 Vérification des conditions de stabilité :

- Poids de la semelle :

$$P_{ps} = 21.5 \times 1.05 \times 0.20 \times 25 \quad P_{ps} = 112.875 \text{ KN}$$

$$R^i = 112.875 + 3045.09 = 3157.97 \text{ KN}$$

$$e^i = \frac{37.23}{3157.97} = 0.011$$

$$1.05 \times 21.50 \geq \left(1 + \frac{3 \times 0.011}{1.05}\right) \times \frac{3157.97}{140}$$

$$22.58 \geq 23.27 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

En augment:  $B = 1.10 \text{ m}$

$$P_{ps} = 21.5 \times 1.10 \times 0.20 \times 25 \quad P_{ps} = 118.25 \text{ KN}$$

$$R^i = 118.25 + 3045.09 = 3163.34 \text{ KN}$$

$$e^i = \frac{37.23}{3163.34} = 0.011$$

$$1.10 \times 21.50 \geq \left(1 + \frac{3 \times 0.011}{1.1}\right) \times \frac{3163.34}{140} \quad 23.66 \geq$$

23.27.....CV

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableaux IV.1 : Dimensions des semelles filantes**

| Sens | File | Nu (KN) | L (m) | B(m) | H(m) |
|------|------|---------|-------|------|------|
| X    | 1    | 4088,93 | 20.1  | 1,50 | 0,30 |
|      | 2    | 454,66  | 3,1   | 1.15 | 0,25 |
|      | 4    | 3356,7  | 20.1  | 1,25 | 0,25 |
|      | 5    | 3616,09 |       | 1,35 | 0,30 |
|      | 6    | 2698,67 | 9,2   | 1,75 | 0,45 |
|      | 7    | 1010,56 |       | 1.1  | 0,25 |
| Y    | A    | 3045,09 | 21.5  | 1,2  | 0,30 |
|      | B    | 4831,35 |       | 1,60 | 0,40 |
|      | C    | 3009,52 |       | 1.2  | 0,25 |
|      | D    | 1080,04 | 11,8  | 0,65 | 0,15 |
|      | E    | 2099,27 |       | 1,30 | 0,35 |
|      | G    | 1160,34 |       | 1.00 | 0,25 |

**2 Vérification au non poinçonnement :**

Sous l’action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l’effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{p}{2h_t} \left[ 1 - \left( b + \frac{5h_t}{3} \right) / B \right] \leq \tau_i$$

P : l’effort normal au niveau du poteau ou du voile le plus sollicité de chaque semelle.

$\tau_i = 0.045 f_{c28} / \gamma_b$  : représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$\tau_i = 0.045 \times \frac{25}{1.5} = 0.75 \text{ MPa} = 750 \text{ KN/m}^2$

Le tableau suivant résume les résultats pour l’ensemble des semelles filantes :



Tableaux IV. 2: Vérification des semelles filantes au poinçonnement

| sens | File | P(KN)   | B adoptée(m) | h adoptée(m) | $\tau$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\tau_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> ) | vérification |
|------|------|---------|--------------|--------------|-----------------------------|-----------------------------------|--------------|
| X    | 1    | 1176.58 | 1,50         | 0,30         | 64,71                       | 750                               | cv           |
|      | 2    | 240.95  | 1.15         | 0,25         | 7,42                        | 750                               | cv           |
|      | 4    | 1159.46 | 1,25         | 0,25         | 44,44                       | 750                               | cv           |
|      | 5    | 938.07  | 1,35         | 0,30         | 41,69                       | 750                               | cv           |
|      | 6    | 987.86  | 1,75         | 0,45         | 69,85                       | 750                               | cv           |
|      | 7    | 484.01  | 1.1          | 0,25         | 12,83                       | 750                               | cv           |
|      | Y    | A       | 947.66       | 1, 2         | 0,30                        | 29,61                             | 750          |
| B    |      | 1176.58 | 1,60         | 0,40         | 71,08                       | 750                               | cv           |
| C    |      | 858.96  | 1.2          | 0,25         | 29,82                       | 750                               | cv           |
| D    |      | 493.22  | 0,65         | 0,15         | 2,85                        | 750                               | cv           |
| E    |      | 991.23  | 1,30         | 0,35         | 35,58                       | 750                               | cv           |
| G    |      | 619.55  | 1.00         | 0,25         | 10,32                       | 750                               | cv           |

### 3 Vérification des contraintes :

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003 Les fondations superficielles seront

Vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

1. G+Q+E : Pour la vérification des contraintes dans le sol.
2. 0.8G+E : Pour la vérification de la stabilité des semelles

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les RPA99/Version 2003 la combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à ELU : 1.35G+1.5Q

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{MV}{I}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{R^i}{BL} \left( 1 + \frac{6e_0}{L} \right) \\ \sigma_2 = \frac{R^i}{BL} \left( 1 - \frac{6e_0}{L} \right) \end{array} \right.$$

❖ à ELS :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Tableaux IV. 3: Vérification des semelles filantes à l'ELS

| sens | File | N <sub>total</sub> (KN) | M <sub>total</sub> (KN) | $\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> ) | 5<br>V<br>é<br>r<br>i<br>f<br>i<br>e<br>e |
|------|------|-------------------------|-------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|
| X    | 1    | 4484,65                 | 33,13                   | 127,78                          | 127,21                          | 127,64                              | 40                                  | cv  |
|      | 2    | 850,38                  | 0,2                     | 24,18                           | 24,17                           | 24,18                               | 40                                  | cv  |
|      | 4    | 3752,42                 | 25,86                   | 106,90                          | 106,46                          | 106,79                              | 140                                 | cv  |
|      | 5    | 4011,81                 | 34,08                   | 114,34                          | 113,76                          | 114,20                              | 140                                 | cv  |
|      | 6    | 2879,79                 | 16,66                   | 179,54                          | 178,19                          | 179,21                              | 140                                 | cv  |
|      | 7    | 1191,69                 | 30,823                  | 75,27                           | 72,77                           | 74,64                               | 140                                 | cv  |
|      | Y    | A                       | 3468,37                 | 37,23                           | 92,46                           | 91,91                               | 92,32                               | 140                                       |
| B    |      | 5254,63                 | 20,96                   | 139,81                          | 139,50                          | 139,74                              | 140                                 | cv  |
| C    |      | 3432,80                 | 29,25                   | 91,45                           | 91,02                           | 91,35                               | 140                                 | cv  |
| D    |      | 1312,35                 | 10                      | 63,80                           | 63,31                           | 63,68                               | 140                                 | cv  |
| E    |      | 2331,58                 | 15,23                   | 113,28                          | 112,53                          | 113,10                              | 140                                 | cv  |
| G    |      | 1392,65                 | 29,9                    | 68,17                           | 66,70                           | 67,81                               | 140                                 | cv  |

❖ à ELU :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \sigma_{sol}$$

Tableaux IV. 4: Vérification des semelles filantes à l'ELU

| sens | Ffile | N <sub>total</sub> (KN) | M <sub>total</sub> (KN) | $\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> ) | 9<br>V<br>é<br>r<br>i<br>f<br>i<br>e<br>e |
|------|-------|-------------------------|-------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|
| X    | 1     | 4943,2                  | 94.13                   | 164,88                          | 163,02                          | 164,42                              | 210                                 | cv  |
|      | 2     | 548,48                  | 0.326                   | 154,02                          | 153,67                          | 153,93                              | 210                                 | cv  |
|      | 4     | 4544,2                  | 29.71                   | 196,97                          | 196,21                          | 196,78                              | 210                                 | cv  |

|   |   |        |       |        |        |        |     |    |
|---|---|--------|-------|--------|--------|--------|-----|----|
|   | 5 | 4884,7 | 19.29 | 194,64 | 194,18 | 194,53 | 210 | cv |
|   | 6 | 3635,6 | 12.24 | 193,37 | 192,08 | 193,05 | 210 | cv |
|   | 7 | 1314,2 | 42.25 | 83,34  | 79,92  | 82,48  | 210 | cv |
| Y | A | 4108,0 | 47.13 | 174,2  | 173,14 | 173,97 | 210 | cv |
|   | B | 6889,5 | 54.22 | 267,62 | 266,44 | 267,32 | 210 | cv |
|   | C | 3453,9 | 21.24 | 183,51 | 182,36 | 183,22 | 210 | cv |
|   | D | 1412,2 | 17.30 | 100,3  | 99,11  | 100,04 | 210 | cv |
|   | E | 2816,1 | 36.87 | 369,60 | 364,71 | 368,38 | 210 | cv |
|   | G | 1520,4 | 22.37 | 99,85  | 98,37  | 99,48  | 210 | cv |

- À ELA (G+Q±E) :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$$

Tableaux IV. 5: Vérification des semelles filantes à l'ELA

| sen s | File | $N_{total} (KN)$ | $M_{total} (KN)$ | $\sigma_1 (KN/m^2)$ | $\sigma_2 (KN/m^2)$ | $\sigma_{moy} (KN/m^2)$ | $2\sigma_{sol} (KN/m^2)$ | Vérifiée |
|-------|------|------------------|------------------|---------------------|---------------------|-------------------------|--------------------------|----------|
| X     | 1    | 6255,56          | 29,843           | 164,25              | 163,66              | 164,10                  | 280                      | cv       |
|       | 2    | 665,39           | 20,954           | 165,22              | 142,47              | 159,53                  | 280                      | cv       |

|   |   |         |        |        |        |         |     |    |
|---|---|---------|--------|--------|--------|---------|-----|----|
|   | 4 | 3754,68 | 15,31  | 198,08 | 195,10 | 197,33  | 280 | cv |
|   | 5 | 5756,34 | 106,94 | 195,68 | 193,14 | 195,05  | 280 | cv |
|   | 6 | 5234,65 | 36,18  | 294,62 | 290,82 | 293,67  | 280 | cv |
|   | 7 | 272,73  | 103,72 | 85,83  | 77,43  | 83,73   | 280 | cv |
| Y | A | 4267,75 | 64,67  | 174,46 | 172,93 | 174,08  | 280 | cv |
|   | B | 7697,41 | 90,536 | 168,01 | 166,05 | 167,52  | 280 | cv |
|   | C | 2943,53 | 91,232 | 185,39 | 180,48 | 184,16  | 280 | cv |
|   | D | 622,13  | 60,85  | 101,91 | 97,57  | 100,825 | 280 | cv |
|   | E | 3282,24 | 23,8   | 368,73 | 365,58 | 367,94  | 280 | cv |
|   | G | 242,78  | 38,37  | 100,38 | 97,84  | 99,75   | 280 | cv |

## IV.8 Ferraillage des semelles filantes :

### 1 Exemple de calcul de la semelle filante SF1 :

- Calcul des armatures principales:

Le ferraillage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

Nous avons :

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8(h-0.05)\sigma_s}$$

Avec :  $P_U = P_{U1} + 1.35 P_{U2}$

$$P_{U1} = R^6$$

$P_{U2}$ : Poids des terres + Poids des semelles + Poids des amorces poteaux + Poids des amorces voiles.

L : longueur totale de la semelle + les débords (2×D)

### 4 Calcul du poids revenant à la semelle :

Poids des semelles :  $1.5 \times 0.30 \times 20.1 \times 25 = 226.13 \text{ KN}$

Poids des amorces poteaux :  $6(0.45 \times 0.45 \times 25 \times 0.75) = 22.78 \text{ KN}$

Poids des amorces voiles :  $(0.20 \times 3.35 \times 25 \times 0.75) = 12.56 \text{ KN}$

Poids des terres = 252.51KN

$$P_U = 4315.05 + 1.35(226.13 + 12.56 + 22.78 + 252.51) = 5008.93 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{5008.92(1.5 - 0.45)}{8(0.3 - 0.05)348 \times 10^3} = 7.75 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons **6 HA 14/ml** = 9.23 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement **St = 20cm**.

**5 Calcul des armatures de répartition:**

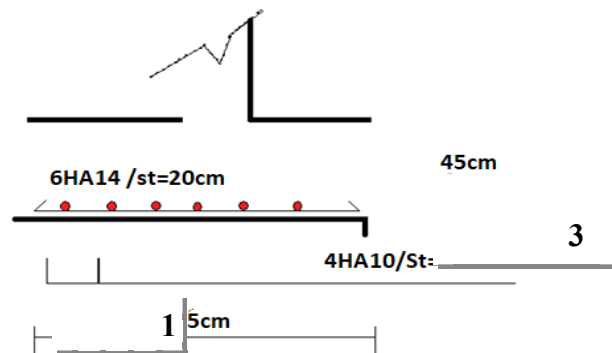
$$A_{rep} = \frac{A_s \times B}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{6.78 \times 1.75}{4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

D'après le **BAEL91** pour fe400  $A_{s \text{ min}} = 2 \text{ cm}^2$

On choisit **4 HA 10** = **3.14cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $e \geq \text{Max}(6\phi + 6 ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ .

On prend **St = 20cm**.



**Figure.VI.3. Schéma exemplaire de ferrailage de la semelle filante**

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableaux IV. 6 : récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.**

| sen s | File | $A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$ | Armature principale | $A_s \text{ choisie} (\text{cm}^2/\text{ml})$ | esp(Cm) | Armature de répartition | $A_r(\text{cm}^2)$ | esp(cm) |
|-------|------|------------------------------|---------------------|---|---------|-------------------------|--------------------|---------|
| X     | 1    | 7.55                         | 6 HA 14             | 9.23  | 20      | 4 HA 12                 | 4.52               | 20      |
|       | 2    | 1.09                         | 4 HA 10             | 3.14  | 20      | 4 HA 10                 | 3.14               | 20      |

|   |   |      |         |      |    |         |      |    |
|---|---|------|---------|------|----|---------|------|----|
|   | 4 | 5.88 | 6 HA 12 | 6.78 | 20 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 |
|   | 5 | 5.77 | 6 HA 12 | 6.78 | 20 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 |
|   | 6 | 4.07 | 6 HA 12 | 6.78 | 20 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 |
|   | 7 | 1.78 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 |
| Y | A | 4.19 | 6 HA 12 | 6.78 | 20 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 |
|   | B | 7.11 | 6 HA 14 | 9.23 | 20 | 4 HA 12 | 4.52 | 20 |
|   | C | 4.85 | 6 HA 12 | 6.78 | 20 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 |
|   | D | 1.08 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 |
|   | F | 2.82 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 |
|   | G | 1.69 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 | 4 HA 10 | 3.14 | 20 |

## IV.9 Étude des longrines:

### 1 Définition :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations, D'après le **RPA99 V2003** les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : N : la valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés [N= 1176.58KN]

a = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré

[Zone IIa :  $S_{3a} = 12$ ]

Selon RPA99 version 2003, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(25 cm x 30 cm) : sites de catégorie S2 et S3

(30 cm x 30 cm) : site de catégorie S4

Pour plus d'efficacité ; on prend les dimensions de la section transversale des longrines(30x30).

### 6 Calcul des armatures :

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

a- Les armatures longitudinales(AI) :

$$AI \geq (A(ELU) ; A(ELS))$$

Avec :

➤ A(ELU) : section d'armatures calculée à l'état limite ultime :

$$A(ELU) = \frac{F_{ELU}}{\sigma_s} \text{ et } F_{ELU} = \frac{N_{UMAX}}{\text{SYMBOL 97 a}}$$

$N_{UMAX}$  effort normaml dans ≤ poteau ≤ plus sollicit é a l' ELU

contrainte limite ultime de l' acier a l' ELU  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

➤ A(ELS) : section d'armatures calculée à l'état limite service :

$$A(ELS) = \frac{F_{ELS}}{\sigma_s} \text{ et } F_{ELS} = \frac{N_{SMAX}}{\text{SYMBOL 97 a}}$$

$N_{SMAX}$  effort normaml dans ≤ poteau ≤ plus sollicit é a l' ELS

contrainte limite ultime de l' acier a l' ELS  $\sigma_s = 202 \text{ MPa}$

➤ Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.27 \text{ cm}^2$$

➤ Minimum d'armature exigé par le RPA :

$$A_{min} = 0.6\% . b.d = 0.6\% \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

**Tableaux IV. 7: Ferrailage longitudinal des longrines.**

| 10<br>$N_U$ | 11<br>$F$ | 12<br>$A(E)$ | 13<br>$N_S$ | 14<br>$F$ | 15<br>$A(E)$ |
|-------------|-----------|--------------|-------------|-----------|--------------|
| 1617.68     | 134.81    | 6.67         | 1176.58     | 98.04     | 4.85         |

III.6. On adoptera  $6T12=6.79\text{cm}^2$ .

b- Les armatures transversales ( $A_t$ )

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_{Imin}; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq 10\text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8\text{ mm}$$

Donc, on adoptera 3HA8  $A_t = 1.5\text{cm}^2$ .

c- Espacement:

$$St \leq \min [20\text{cm}; 15 \phi_{Imin} ]$$

Soit:  $st=15\text{cm}$

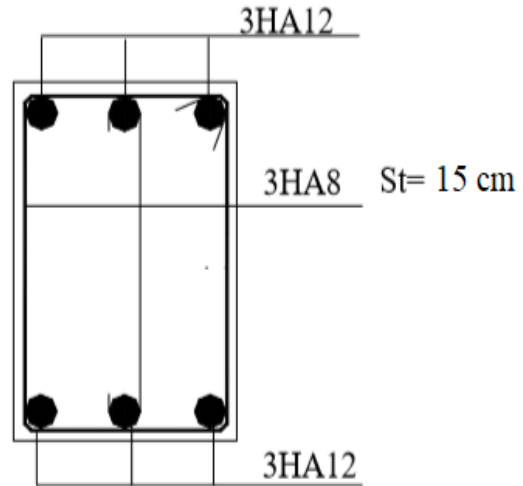


Figure IV. 1:Schéma de ferrailage des longrines



# ***PARTIE***

**2**

*Chapitre I*  
*Généralité sur*  
*l'isolation*  
*parasismique*

## **I.1 Introduction :**

Le terme d'isolation se réfère au degré d'interaction entre les objets. Un objet est considéré comme étant isolé s'il y a peu d'interaction entre les objets. L'acte d'isoler un objet consiste à fournir une interface entre l'objet et ses voisins, ce qui minimise l'interaction. La conception des systèmes d'isolation vibratoire est une application dont l'objectif est de minimiser l'effet de la charge induite de la machine au support.

C'est le cas des ouvrages sujets à des excitations sismiques. Bien que l'isolation comme stratégie de conception pour le montage d'équipements mécaniques fût utilisée pendant plus de soixante-dix ans, ce qui récemment que le concept a été sérieusement envisagé pour les structures civiles, telles que les bâtiments et les ponts, soumis à des mouvements du sol. Ce type d'excitation interagit avec la structure au niveau de la fondation

et est transmise vers le haut par le biais des caractéristiques de système d'isolation. Il est donc logique d'isoler la structure à sa base et d'empêcher le mouvement du sol d'agir sur la structure.

## **I.2 Définition des appuis parasismiques :**

Les appuis parasismiques ou les isolateurs parasismiques sont des dispositifs permettant une isolation partielle entre la fondation et la superstructure, ils ne laissent passer que des efforts déterminés par leurs propres caractéristiques. Ils doivent permettre des déplacements horizontaux importants grâce à leur faible rigidité horizontale devant celle de la structure, par ailleurs ils présentent une grande rigidité verticale avec une capacité de supporter les charges gravitaires de la structure pendant et hors séisme. La structure qui repose sur des appuis parasismiques s'appelle une structure isolée.

Le système d'isolation à la base peut absorber une grande capacité d'énergie sismique transmise à la structure par le mouvement sismique horizontal. Toutefois, il convient de mentionner que le système d'isolation n'absorbe pas l'énergie du séisme, mais plutôt la dévie par le biais des caractéristiques dynamiques du système.

La conception du système d'isolation est basée sur plusieurs exigences et techniques, et plusieurs facteurs entrent dans la sélection et la conception des dispositifs d'isolation. Le choix du dispositif d'isolation appropriée est basé sur des exigences allant de la rigidité latérale et verticale, l'avantage du coût et de la durabilité.

Un système pratique d'isolation sismique doit répondre aux exigences suivantes (Frahm H, 1911) :

- Une flexibilité horizontale suffisante pour augmenter la période de la structure, à l'exception des sites de sols très mous,
- Capacité de dissipation d'énergie suffisante pour limiter les déplacements des isolateurs à un niveau pratique,
- Une rigidité adéquate pour que le bâtiment isolé ne diffère pas d'un bâtiment fixe sous chargement.

En outre, d'après (J. M. Kelly et al. 1984) les exigences de base d'un système d'isolation pour la protection contre le séisme sont les suivantes :

- Les appuis parasismiques doivent supporter la charge permanente de la structure et doivent avoir une grande rigidité verticale,

- La rigidité horizontale des appuis doit fournir une fréquence naturelle horizontale suffisamment faible pour que le bâtiment ne réponde pas aux composantes destructives du mouvement du sol,
- Certaines énergies sismiques se produiront toujours plus près de la fréquence naturelle horizontale de sorte que le système est doté d'un amortissement suffisant pour limiter le mouvement de translation à un niveau acceptable,
- Le système d'appui à base d'isolation doit empêcher tout mouvement excessif de l'immeuble vis-à-vis de l'action.



**Figure I.9: Isolateurs sur les massifs de fondation.**

### **I.3 Historique :**

L'idée de l'isolation parasismique n'est pas récente: les procédés initiaux remontent au début de 20eme siècle, la pensée d'isolation parasismique est intervenue après plusieurs enquêtes faites par le docteur médecin **A. Calantarients**, qui a été à la provenance d'une méthode de conception d'un bâtiment construit sur «joint libre». Cette idée simple est un exemple de stratégie parasismique de conception connu sous le nom d'isolation à la base ou isolation parasismique.

- En Amérique, la première application remonte à 1980.
- Au Japon, les recherches dans ce domaine ont pris beaucoup d'ampleur. Le premier grand bâtiment à base isolée a été accompli en 1980.

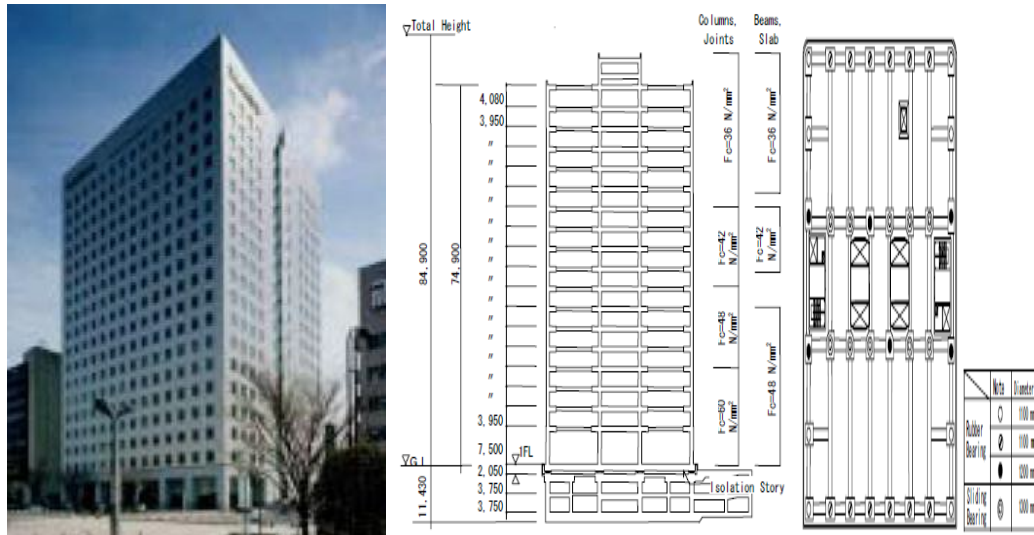
- En Nouvelle Zélande, les recherches ont commencé en 1967. La réalisation a commencé au début des années 80.
- En France, Le lycée de Lambesc est le premier ouvrage réalisé par la technique de l'isolation parasismique en 1977.
- En Chine, beaucoup de recherches théoriques et expérimentales ont été menées ces dernières années. La majorité de ces bâtiments sont bien comportés lors des tremblements de terre de 1994 et 1995.
- En Italie, les recherches ont commencé en 1988, pour développer cette technique et son utilisation assurée dans la réalisation des constructions civiles et industrielles et prendre en considération le risque nucléaire et chimique.
- En Algérie, Le CTC-Chleff a été le premier à introduire la technique d'isolation parasismique des structures à travers la construction du siège de son agence à Ain-Defla, située dans une zone à forte sismicité et actuellement le projet de la mosquée d'Alger.

## **I.4 Application des systèmes d'isolation :**

La technique d'isolation sismique a maintenant évolué dans des régions à forte sismicité comme, le Japon, les Etats-Unis d'Amérique, la France et l'Italie.

### **1. Au Japon :**

C'est au Japon qu'on trouve le plus grand nombre des structures isolées ; environ 2000 édifices de haute taille, et plusieurs milliers de pont, cependant le premier bâtiment isolé à la base était construit est SENDI MT BUILDING (figure I.3)



**Figure I. 10:Vue en plan et en élévation du SENDI MT BUILDING.**

## **2. Aux Etats-Unis :**

Les Etats-Unis n'ont installé la technologie que sur 150 constructions environ, principalement des grands bâtiments publics qui ont une importance historique ou une fonction stratégique, comme les hôpitaux, les casernes de pompier ou les commissariats de police, ainsi que 300 à 400 ponts On cite :

En 1985, le centre de la justice et de la loi de la communauté de Foot Hill à San Andreas à Rancho Cucamonga en Californie, est devenu la première nouvelle construction au monde équipé de 98 appuis avec du caoutchouc naturel à haut taux d'amortissement

Le Centre Accélérateur Linéaire de Sanford, a été rénové en 1987 en utilisant des isolateurs de type appui en élastomère avec noyau de plomb LRB (Lead- Plug Bernin).

En 1998, un aéroport international est construit à San Francisco, il est édifié sur 272 appuis parasismiques de type appui en pendule glissant FPS (Friction Pendula System). Autres exemples sont cités dans la figure I.4.



**Figure I. 11: Hôtel de ville de San Francisco et PASADENA Californie**

### **3. En France :**

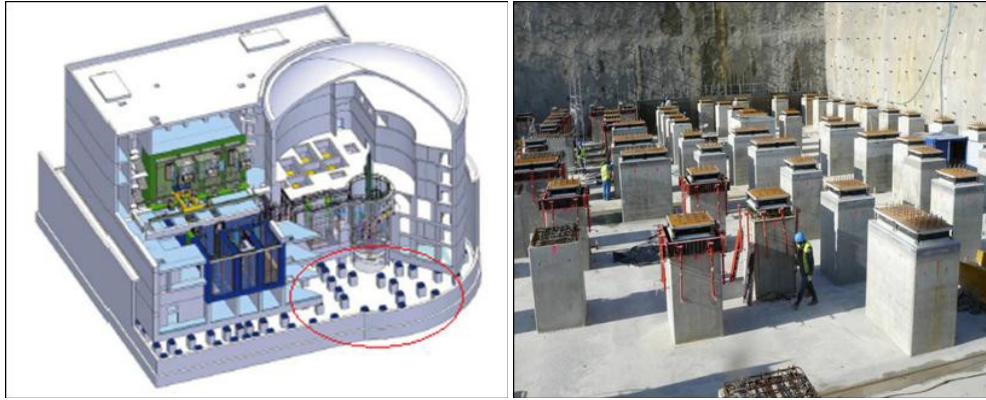
Les isolateurs ont été développés dans les années 70 et appliqués non seulement aux ponts, mais aussi aux bâtiments, les hôpitaux (Ex ; figure I.5 présente l'hôpital Pierre

Zobda-Quitman sur appuis parasismiques (isolation à la base ; 283 isolateurs et 36 amortisseurs) et structures des centrales nucléaires (figure I.6).



**Figure I. 12: Hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismique**

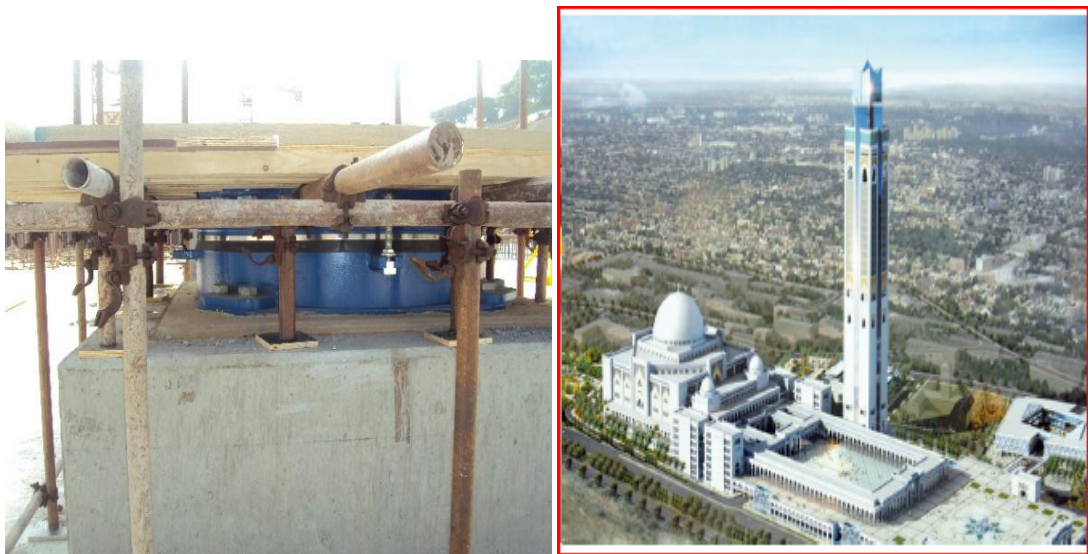




**Figure I. 13:Schéma du réacteur expérimental Jules Horowitz (Cadarache, France) avec ses appuis parasismiques visibles dans la partie inférieure**

#### **4. En Algérie :**

Le CTC-Chleff a récemment finalisé la construction du siège de son agence à Ain Defla, construit sur des appuis parasismiques à base d'élastomère. La Grande Mosquée d'Alger est un autre projet qui est édifiée sur une combinaison des appuis parasismiques (Figure I.7) et des amortisseurs.

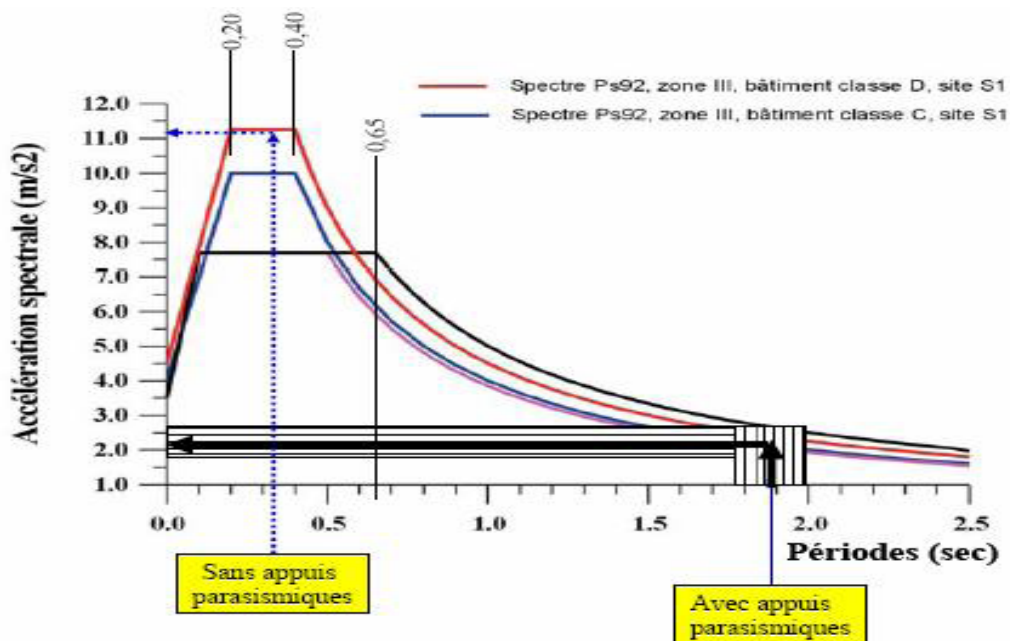


**Figure I. 14:la Grande Mosquée d'Alger est conçue pour accueillir 120 000 fidèles**

## **I.5 Principe de base de l'isolation sismique :**

L'isolation parasismique repose sur le principe que : si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du séisme, qui varie dans une plage de fréquences allant de 2 à 10 Hz, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites ainsi que la vitesse d'oscillation de la structure. Le bâtiment se comporte dans la direction horizontale comme un oscillateur simple. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants, 15cm ou plus (suivant l'importance du séisme), qui se localisent principalement au niveau des appuis, cela influe sur la stabilité globale du bâtiment, ce problème est posé particulièrement dans le cas des structures légères. Ces déplacements peuvent être réduits en couplant ces derniers avec des dispositifs appelés amortisseurs permettant la dissipation de l'énergie. Afin de contrôler les déplacements et de réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement.

La figure suivante (**Fig. I.8**) montre l'effet des appuis parasismiques :

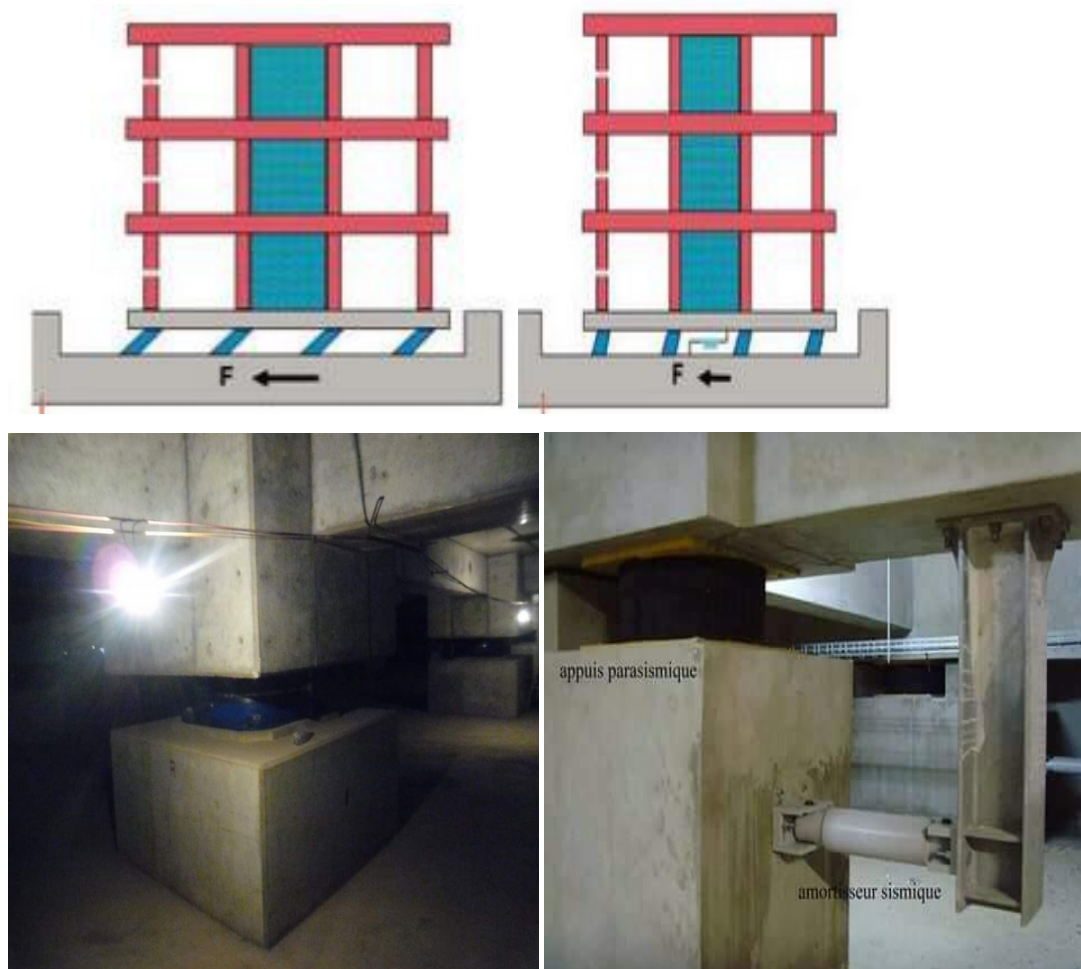


**Figure I. 15:L'effet des appuis parasismique**

Grâce à leur grande rigidité verticale, les appuis parasismiques n'isolent pas la structure vis à vis des secousses verticales. Par conséquence, les accélérations verticales transmises à la construction ne sont pas filtrées. Elles sont sensiblement égales à celles du sol, cela veut dire que l'action sismique verticale passe intégralement dans le bâtiment. Le balancement et le roulis de la superstructure sont par conséquence supprimés

❖ Remarque :

Si le système est une combinaison d'un appui parasismique et d'amortisseurs, donc les appuis réduisent les efforts mais augmentent les déplacements par contre les amortisseur réduisent les déplacements en dissipant l'énergie. Cette combinaison permet de protéger la structure Elle est utilisée pour la grande mosquée d'Alger. La figure I.9 ci-après présente schématiquement l'effet de cette combinaison « l'appui et l'amortisseurs » sur un bâtiment lors d'un séisme.



(a) Structure isolé par un appui      (b) Structure isolé par un appui et un amortisseur.

**Figure I. 16: Comparaison entre deux structures isolée.**

## **I.6 Les caractéristiques essentielles d'un système d'isolation :**

Les caractéristiques essentielles d'un système d'isolation sont :

- Un appui capable de transmettre les charges verticales (une rigidité verticale très élevée) avec une faible rigidité horizontale (dans la direction isolée) : c'est le noyau de l'isolateur. La rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction de des forces sismique.
- Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseur sismique): ce mécanisme peut être soit incorporé à l'appui soit installé en parallèle. Le but est de contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au-dessus.
- Un système de retenue (fusible) : le système d'isolation doit avoir une rigidité initiale élevée afin de minimiser les déplacements sous les charges de service tel que le freinage et le vent.

## **I.7 Les types des isolateurs sismiques :**

L'isolation sismique est une technique plus prometteuse qui dépend fortement du choix de système, employé e pour fournir la flexibilité horizontale et pour s'approprier l'amortissement. Il est également nécessaire de fournir un écartement d'isolation sismique adéquat qui peut faciliter tous les déplacements destinés. La plupart des systèmes utilisés aujourd'hui comportent les appuis élastomères, ou des appuis à glissement, d'autres sont restés au stade d'études théoriques ou d'essais. Parmi ces catégories et selon leur mode de fonctionnement, on distingue :

- ❖ Appuis à déformation;
- ❖ Appuis à élastomère

### **1. Les appuis à déformation :**

Les appuis à déformation utilisés depuis plus de 40 ans, ont toujours montré un comportement satisfaisant, ces appuis sont réalisés en élastomère fretté (couches alternées d'élastomère ; caoutchouc naturel ou élastomère synthétique (néoprène) et de plaques

métalliques (frettes)) analogues aux appuis couramment utilisés pour les ponts (appareils d'appuis), ils sont caractérisés par les propriétés suivantes :

La déformabilité horizontale est assurée par les couches d'élastomère, on admet généralement une distorsion de 1 pour ces élastomères, la rigidité verticale des appuis est assurée par la présence des frettes.

L'amortissement correspondant varie entre 4% et 12%, un amortissement plus élevé peut être obtenu pour certains types d'élastomères, par conséquent ils sont sujets d'un fluage important ; il est à noter que les élastomères sont défavorablement affectés par les variations de température.

La résistance à la fatigue du caoutchouc est très élevée puisqu'une éprouvette de caoutchouc peut supporter sans rupture plus d'un million de cycles de chargement et de déchargement en traction avec une élongation de 100%.

Le vieillissement du caoutchouc est actuellement très satisfaisant. Le caoutchouc est protégé contre l'ozone et l'oxygène de l'air par des produits incorporés dans le mélange au moment de la vulcanisation ; en outre, les plaques d'acier sont revêtues d'une peinture anticorrosion à haute résistance et les amortisseurs sont protégés du rayonnement solaire direct.

Il en résulte une durée de vie attendue au moins égale à celle de l'immeuble.

Ces appuis sont très compacts, ils ne s'échauffent et ne brûlent que très lentement. En cas d'incendie, ils continueraient à supporter la charge bien après que l'immeuble soit hors d'usage. Néanmoins, il est prévu un certain nombre de butées limitant la flèche et, sur demande, les appuis peuvent être munis d'une coquille de protection spéciale.

On distingue différents types d'appuis à déformation tels que les appuis en caoutchouc fretté et les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (voir Fig. I.9. ci-dessous).

Généralement, ces deux catégories de systèmes d'isolation qui existent et largement utilisés.

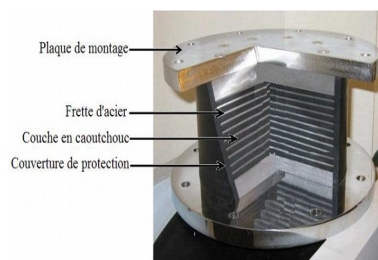
La première catégorie est les appuis en caoutchouc fretté à amortissement élevé ; HDRB (High Damping Rubber Bearing), se composent de minces feuilles de caoutchouc alternées de plaques minces en acier. Les feuilles de caoutchouc sont vulcanisées et collées sur les plaques d'acier minces sous la pression et la chaleur. Des plaques de renfort en acier en

haut et en bas réduisent le flambement latéral de l'appui et augmentent la rigidité verticale, qui est de plusieurs centaines de fois de la rigidité horizontale. Le caoutchouc a un faible module d'élasticité, mais c'est presque incompressible. Les couches de caoutchouc très minces avec les frettes en acier qui sont liées à chaque couche, s'opposant à la déformation latérale de caoutchouc créée par la charge verticale. Cette procédure entraîne très peu de déformation verticale et fournit une forte capacité portante verticale. La déformation de l'appui provoquée par la force horizontale est contrôlée seulement par le module d'élasticité de caoutchouc (déformation de cisaillement apparente). En conclusion, ce processus peut produire un dispositif qui présente une rigidité verticale et une flexibilité latérale.

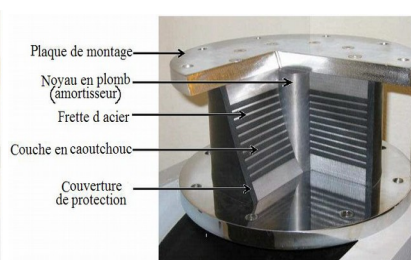
La deuxième catégorie est les appuis en caoutchouc à faible amortissement LDRB (Lead Damping Rubber Bearing), se composent de minces feuilles de caoutchouc alternées de plaques minces en acier avec un barreau de plomb. Dans cette catégorie, le bâtiment est découplé des composantes horizontales du mouvement du sol dû au séisme en intercalant une couche de faible rigidité horizontale entre la structure et la fondation. Cette couche donne à la structure une fréquence fondamentale qui est bien inférieure à celle d'une structure à base fixe et aussi beaucoup plus faible que les fréquences prédominantes du mouvement du sol.

Le premier mode de vibration de la structure isolée entraîne uniquement une déformation dans le système d'isolation, la structure ci-dessus étant supposée rigide. Les modes supérieurs qui produisent une déformation dans la structure sont orthogonaux au premier mode, et par conséquent aussi pour le mouvement du sol. Ces modes supérieurs ne participent pas au mouvement, alors que s'il y a une forte énergie issue du mouvement du sol à des fréquences plus élevées, cette énergie ne peut pas être transmise dans la structure.

Le système d'isolation dans ce cas n'absorbe pas l'énergie du séisme, mais plutôt dévie celle-ci par les caractéristiques dynamiques du système. Ce type d'isolation ne fonctionne que lorsque le système est linéaire et même lorsqu'il est non amorti, mais certains amortissements sont bénéfiques pour supprimer toute résonance possible à la fréquence d'isolation.



**a) Appui en élastomère fretté  
Amortisseur en barreau de plomb**



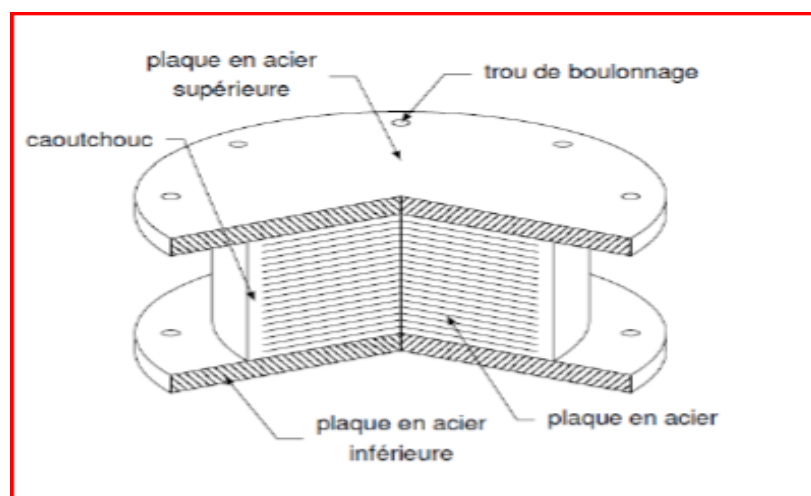
**b) Appui en élastomère fretté avec**

**Figure I. 17: Les types d'appuis à déformation**

### **5. Les appuis à élastomère :**

Les appuis en élastomère fretté ont été utilisés pour la première fois en Macédoine en 1969. Situés entre le support et la structure, ces appuis sont très rigides dans la direction verticale mais souples dans les directions horizontales (la rigidité verticale est environ 400-1000 fois la rigidité horizontale). Vis-à-vis des composantes horizontales du séisme, les appuis fonctionnent comme un filtre passe-bas. Leur gamme de fréquences se situe entre 0.3 Hz et 1 Hz. La fonction des appuis est donc d'isoler la superstructure de la composante horizontale du mouvement de sol, qui est, en général, la composante avec le plus grand potentiel d'endommagement. La composante verticale, en théorie, devrait être transmise à la superstructure telle quelle. Néanmoins, en pratique, à cause de l'inévitable souplesse des appuis, une amplification de la réponse verticale peut être observée dans la direction verticale. Grâce à leur longévité, fiabilité et résistance aux facteurs environnementaux les appuis en élastomère ont gagné la confiance des concepteurs. C'est pourquoi, beaucoup de bâtiments en Europe, aux États-Unis et au Japon ont été construits sur des appuis en élastomère.

Trois types d'appuis en élastomère sont couramment rencontrés : les appuis en élastomère à faible amortissement (LDRB - Low Damping Rubber Bearings), les appuis en élastomère à fort amortissement (HDRB - High Damping Rubber Bearings) et les appuis en élastomère avec noyau de plomb (LRB - Lead Plug Rubber Bearings) (Figure I.10).



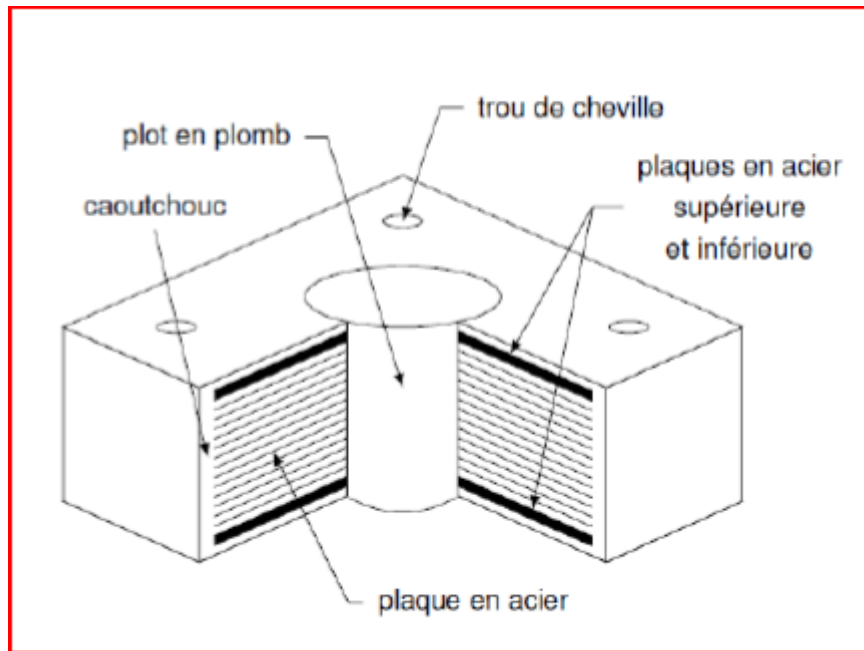
### **Figure I. 18:Appui en élastomère**

Les appuis à faible amortissement (LDRB) sont constitués de fines couches de caoutchouc naturel ou de néoprène qui sont vulcanisées et liées à des plaques en acier (Figure I.10). Une couverture en caoutchouc entoure et protège l'ensemble de couches de caoutchouc et de plaques en acier situées à l'intérieur contre la dégradation de l'environnement. Ils possèdent un amortissement faible, équivalent à un taux d'amortissement critique d'environ 2-5%. À cause de leur faible amortissement leur déformation peut être importante conduisant à des phénomènes d'instabilité. Pour limiter leur déformation ils sont souvent utilisés en parallèle avec des systèmes de dissipation supplémentaires.

Les appuis à fort amortissement (HDRB) ont une constitution similaire à celle des appuis précédents mais leur capacité dissipative est plus élevée grâce à une composition spécifique du caoutchouc qui intègre, par exemple, des additifs de type résine ou huile. Leur amortissement équivalent est de 10% à 20%. Permettant une meilleure maîtrise des déplacements de la base sans ajouter des systèmes supplémentaires, les HDRB ont été appliqués pour la première fois aux États-Unis en 1986. Néanmoins leur comportement est fortement non-linéaire est plus compliqué à modéliser que celui des LDRB. Actuellement, ils sont largement utilisés aux États-Unis, au Japon et en Italie.

Appuis en élastomère avec noyau de plomb (LRB) : un développement considérable sur l'isolation sismique par appuis en élastomère a été réalisé en Nouvelle-Zélande en 1975. Il a donné naissance à des appuis en élastomère avec noyau de plomb qui sont des LDRB avec un ou plusieurs trous préformés. Des noyaux de plomb sont ensuite insérés dans ces trous. Les noyaux de plomb produisent une augmentation de la dissipation d'énergie grâce à leur plastification. Pour de faibles sollicitations, le plomb reste dans le domaine élastique et, par conséquent, les appuis LRB sont plus rigides que les LDRB.





**Figure I. 19:Appui en élastomère avec noyau de plomb**

## **I.8 Amortisseurs parasismiques :**

Les amortisseurs permettent d'absorber et donc dissiper l'énergie emmagasinée par la structure pendant le tremblement de terre. Ces amortisseurs peuvent être installés dans l'appui antisismique ou bien installés en parallèle. Ils ont pour but de limiter la déformation de l'appui ainsi que le déplacement de la structure.

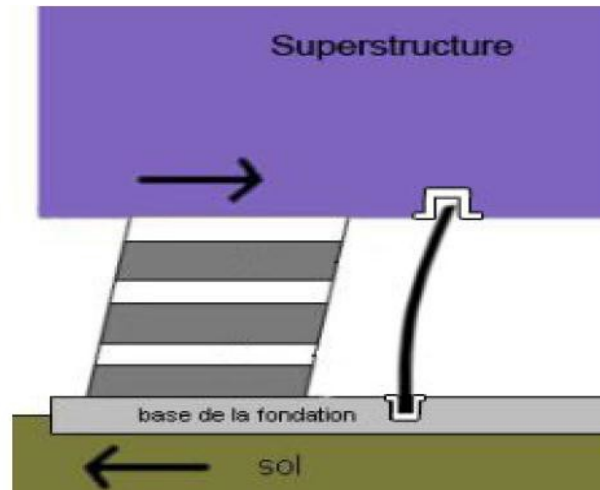
On distingue différents types de dispositifs :

- ❖ Amortisseur hystérésis (élasto-plastique) ;
- ❖ Amortisseur visqueux
- ❖ Amortisseur à friction ;
- ❖ Amortisseur de masse accordée TMD (Tuned Mass Damper) ;

### **1. Amortisseur hystérésis (élasto-plastique) :**

Ce dispositif est constitué de poutre principalement constituée de matériaux très ductiles ; plomb, acier, alliages ductiles... Cette poutre flexible relie les fondations à la structure, elle est encadrée dans les fondations mais pas dans la structure. Ce dispositif n'a pas de fonction porteuse donc ne joue pas le rôle de pilier sur la structure mais comme une barre de maintien dans les déplacements horizontaux.

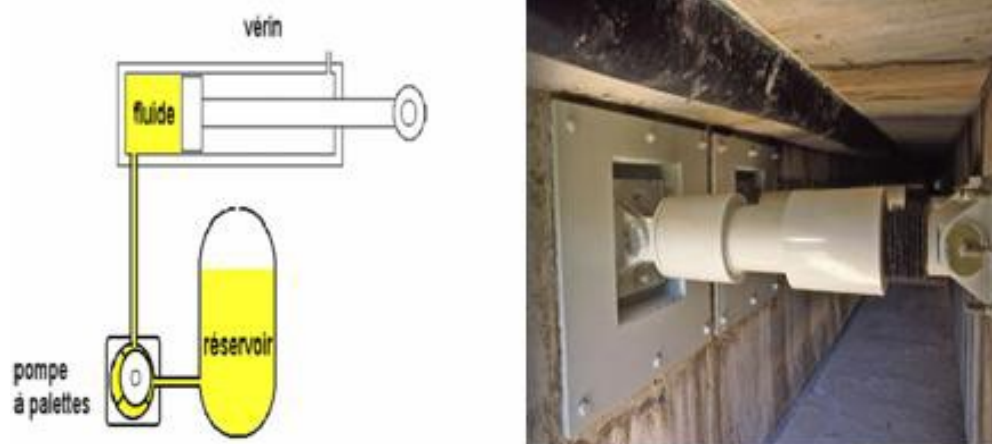
Ce système est associé à un appui parasismique « appui à déformation ou élastomère » (figure I. 19). Il est surtout utilisé comme aide à l'isolation pour absorber une partie du déplacement vertical et diminuer celui-ci en exerçant une résistance aux déplacements horizontaux et non verticaux. Il ne demande pas d'entretien, et leur utilisation est facile



**Figure I. 20: Amortisseur hystérésis (élasto-plastique).**

#### **6. Amortisseurs visqueux :**

Ces types d'amortisseurs sont constitués de tiges complémentaires avec la structure circulant dans un matériau très dense mais déformable, tel qu'un bitume de grande viscosité, du plomb ou de l'huile à une densité élevée. Ainsi que les amortisseurs hystériques, les inconvénients de ces amortisseurs sont la nécessité et le besoin de maintenir la température pour le fluide



**Figure I. 21: Amortisseur visqueux.**

## **7. Amortisseur à friction :**

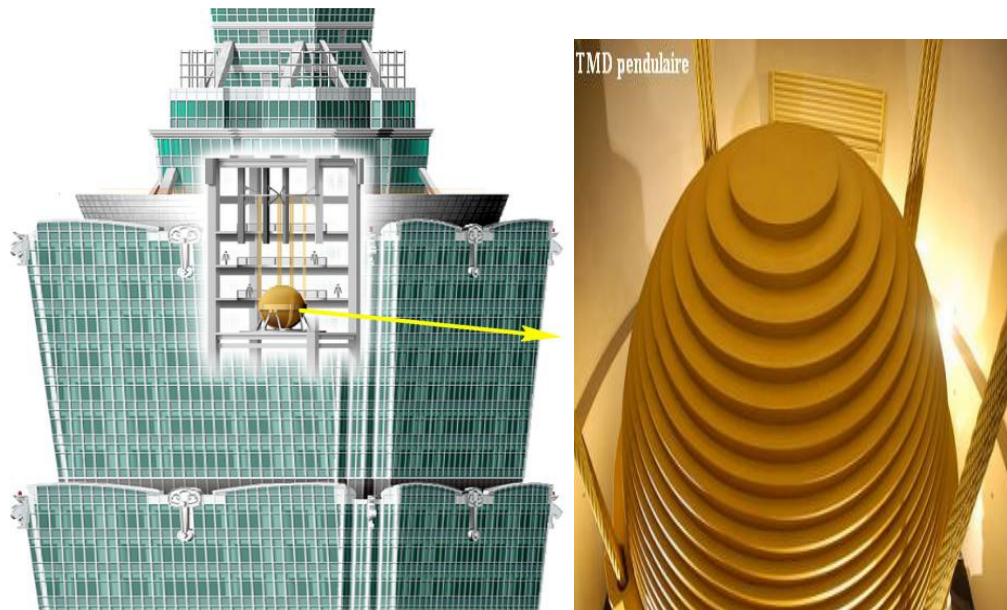
Le principe des amortisseurs de types frottement sec est de dissiper le maximum de l'énergie exercée lors du chargement dynamique et de l'emmagasiner sous forme de N'énergie thermique par friction. Ils sont placés à des endroits stratégiques de la superstructure (figure I.21) pour assurer une meilleure résistance aux séismes



**Figure I. 22:Amortisseur à friction**

## **8. Amortisseur de masse accordée (TMD) :**

Ces systèmes sont les plus couramment utilisés dans différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments, les ouvrages d'art et surtout les buildings de grande hauteur. Ces dispositifs sont retrouvés notamment les grandes tours du monde tel que la Taipei 101 (figure I.22), Burdj Khalifa. Ce dispositif est un concept assez simple mais très efficace et peu coûteux, il s'agit d'un pendule. En effet une grosse masse est reliée à la structure par des ressorts ou bien des câbles. Quand un séisme frappe la base de la tour elle se met à osciller c'est ainsi que le pendule qui est un dispositif oscillatoire va absorber cette énergie en oscillant dans le mouvement inverse de la tour



**Figure I.23: Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508m de hauteur (Tour de Taipei 101) Taiwan.**

### **I.9 Choix entre les types d'appuis parasismiques**

L'isolation à la base exige un choix de type d'appui parasismique selon les normes, leurs propriétés, et le coût. Par ailleurs il faut prendre en compte leur efficacité et leurs réparations à long terme. Étant donné que le caoutchouc est un matériau qui se dilate et se rétrécit, donc il est nécessaire d'accomplir des vérifications périodiques dans le but d'assurer sa flexibilité au cours du temps. Par contre, les appuis à roulement et à glissement n'exigent aucun entretien.

En outre, l'état du sol est une autre raison qui influe sur le choix des appuis comme les appuis à déformation qui se détériorent dans les sols mous donc ils perdent leur productivité à long terme. Ainsi les appuis à glissement s'accordent mieux à cause des faibles coefficients de frottement des plaques donc la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique.

Les appuis à roulement sont très peu utilisés en raison de leurs inconvénients, dont les principaux sont le grippage éventuel du système en l'absence durable de mouvement, et leur faible capacité d'amortissement.

## **I.10 Les règles de conception des appuis :**

L'utilisation des appuis impose une conception spécifique :

Réaliser une fondation inférieure dans un même plan horizontal comportant des plots en béton armé (appuis) dont on assure l'encastrement au niveau des fondations.

Réaliser une fondation supérieure constituant la base commune du bâtiment disposée dans un plan horizontal rigoureusement parallèle à celui de la fondation inférieure et encastree dans le bâtiment.

Prévoir une hauteur libre pour permettre le vérin nage et la visite des appareils d'appuis. Pour l'accès du personnel d'inspection et d'entretien il faut prévoir :

- 45 cm pour l'accès à « plat-ventre »
- 1,50 à 2,00 m pour un accès normal dans le cas d'un vide-sanitaire

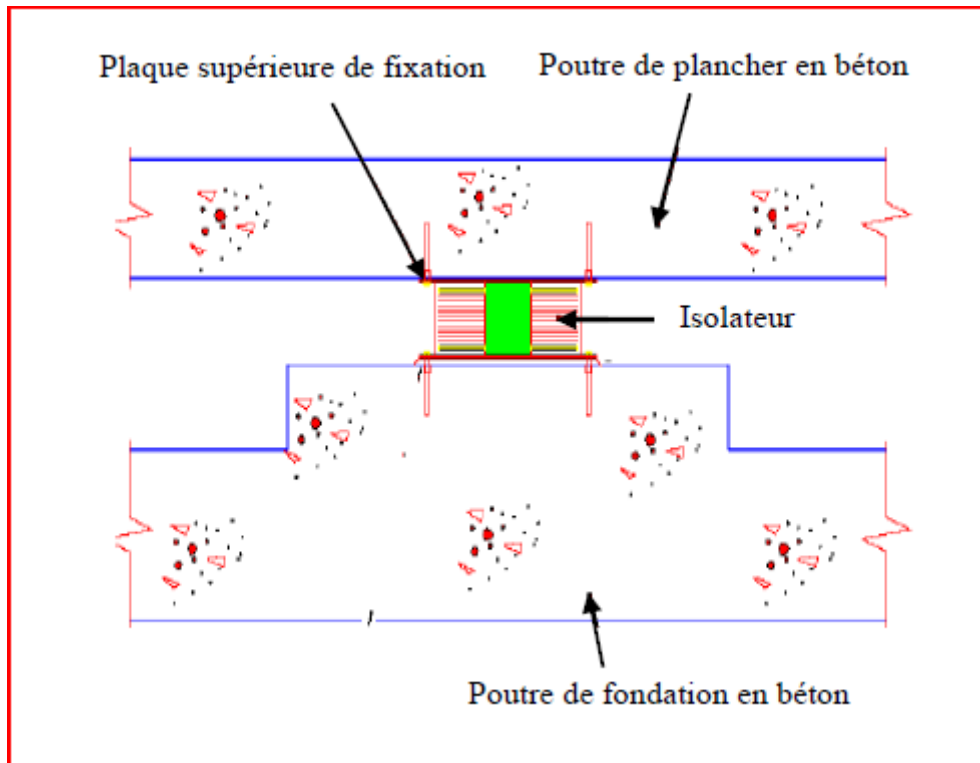
Au niveau des têtes d'appuis, prendre toutes les dispositions pour permettre la pose, l'accès, le réglage, voire le changement des appareils d'appui (emplacements de vérin âge) aussi bien pendant l'exécution que pendant la durée de vie de l'ouvrage.

Les appuis doivent travailler de la même façon, ce qui implique un contrôle strict de leur horizontalité et de l'uniformité de la répartition des compressions sous charges statiques. Ce dernier point nécessite une très bonne connaissance de la descente des charges et montre que l'utilisation du système est à priori délicat, notamment si le sol d'assise a des caractéristiques médiocres, en raison des tassements différentiels susceptibles de se manifester. Des recalages d'appuis au moyen de vérins peuvent être envisagés pour uniformiser les compressions.

Les liaisons du bâtiment avec l'extérieur (accès, raccordements avec les réseaux extérieurs) doivent être conçues pour répondre sans dommages aux déplacements relatifs entre le bâtiment sur appuis et son environnement solidaire du sol.

### **I.11 Installation de l'isolateur sismique :**

Les isolateurs sont installés entre la fondation et la structure, figure 1.23. La connexion doit assurer que les forces maximum sont sans risque transférées à partir de la fondation par l'isolateur à la structure au-dessus



**Figure I. 24:Installation de l'isolateur dans un bâtiment**

### **I.12 Étapes d'installation des isolateurs sismique dans un bâtiment existant :**

- ✓ Placer les vérins hydrauliques
- ✓ Appliquer la pression
- ✓ Bloquer les vérins
- ✓ Placer la machine pour couper le morceau du poteau désigné pour placer l'isolateur
- ✓ Enlever le morceau de colonne
- ✓ Mettre en place l'isolateur

### **I.13 Avantage de l'isolation parasismique :**

Parmi les avantages étudiés lors de l'exploitation de ces isolateurs, nous mentionnons les suivants :

- Assurer un niveau de protection est très supérieur au niveau exigé par les règles parasismiques pour les ouvrages à risque normal et les ouvrages restent normalement opérationnels, même après les séismes majeurs.
- Les dégâts aux éléments non structuraux et à l'équipement, qui considèrent parfois un investissement considérable (dans le cas des hôpitaux par exemple), sont faibles ou nuls.
- Les appuis restent en principe intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis des nouvelles secousses.
- Sa simplicité de conception et l'adaptabilité à tout type de structure, donc il est applicable aussi bien à de nouvelles structures, qu'à des structures existantes devant être réhabilitées.
- Servir à augmenter la sécurité parasismique de la structure et de ses usagers.
- Un faible besoin d'entretien. Et cela remonte à la grande durabilité de la protection anticorrosion et à la haute performance du matériau glissant.
- La durée de vie plus longue des appareils grâce à leurs composants de très haute qualité  
Sa capacité d'action et de réaction au début, immédiatement et après un tremblement de terre;
- Son aptitude dominante à supporter des charges avec une géométrie compacte. Également, sa capacité de recentrage permettant à la structure de revenir sa position initiale après des déplacements excessifs.

### **I.14 Inconvénients de l'isolation parasismique :**

Il existe aussi des points qui nous obligent à les prendre en considération, pendant, l'utilisation de ce dernier :

- Ne peut pas être appliquée partiellement aux structures contrairement aux autres réaménagements.

- Difficile à mettre en œuvre de manière efficace. (pourquoi et à quel moment ?) capacité du logiciel (mesures), coûts de réalisation du système parasismique, nombre de paramètres à prendre en compte.

Sur tout concernant, son incidence sur le coût : L'isolation sismique augmente considérablement le coût des bâtiments, mais offre Meilleure protection que la protection réglementaire. Cependant, ce coût supplémentaire peut être considérablement réduit en améliorant divers paramètres du projet. Ce coût supplémentaire doit être comparé au coût des dommages évitables, en ce qui concerne la possibilité de récurrence de tremblements de terre qui peuvent causer ces niveaux de perte.

- Allocation pour les déplacements de bâtiments
- Inefficace pour les immeubles de grande hauteur
- Ne convient pas aux bâtiments reposant sur un sol mou.

### **I.15 Incidence sur le coût :**

L'isolation parasismique augmente sensiblement le coût des bâtiments mais elle offre une protection supérieure à la protection réglementaire. Toutefois, on peut sensiblement réduire ce surcoût en optimisant ses différents paramètres du projet. On doit rapprocher ce surcoût au coût de l'endommagement évité, rapporté à la probabilité de récurrence des séismes pouvant provoquer ces niveaux de pertes.

### **I.16 Action du vent sur les bâtiments isolés :**

Pour les bâtiments élevés, la flexibilité latérale des appuis parasismiques peut introduire quelque inconfort pour les occupants sous l'action du vent. Pour cette raison, les appuis parasismiques peuvent être équipés d'appareils spéciaux appelés **stabilisateurs au vent** qui empêchent le mouvement des bâtiments sous l'action d'un vent normale. Lorsque l'effort tranchant à la base atteint une valeur minimale pré calculée, les stabilisateurs au vent se déconnectent très rapidement de la structure qui redevient libre sur les appuis. Après le séisme, les stabilisateurs au vent peuvent être aisément rebranchés. Le déblocage de tous les appuis doit être simultanée sous peine d'introduire des effets de torsion dans le bâtiment. En outre, la «libération» du bâtiment peut engendrer des chocs qu'il convient d'éviter.



Étant donné que la séquence de la libération de ces dispositifs est difficilement maîtrisable, ils sont interdits dans plusieurs codes parasismiques tels que les Recommandations AFPS 90.

Pour contourner ce problème on peut également utiliser des systèmes à raidissage progressif sans discontinuité de rigidité, car ils ne sont pas considérés comme un système fusible. Ils sont autorisés dans tous les codes parasismiques. Toutefois, le code Américain UBC 1997 rend l'emploi de ces dispositifs obligatoire.

**N.B :**

L'action du vent n'a aucun effet sur les bâtiments puisque les appuis parasismiques sont utilisés particulièrement pour les bâtiments bas et rigides.

### **I.17 Les réglementations parasismiques :**

#### **1. Réglementation parasismique algérienne (RPA 99V2003) :**

En raison de ces effets sismiques, l'Algérie a établi et introduit des règlements visant à encadrer les bâtiments dans diverses zones sismiques afin d'obtenir une meilleure conception. Ces règlements sont le résultat de recherches approfondies et d'une longue expérience visant à protéger des vies et à réduire les dommages causés par les événements sismiques.

L'application de la législation nationale algérienne basée sur la conception de bâtiments antisismiques remonte à 1983, après le séisme d'El Asnam 1980 avec 7,3 de magnitude mesurée sur l'échelle de Richter. Avant cette date, la loi française sur la construction était appliquée en Algérie, qui ne prévoyait pas de conception parasismique pour les bâtiments face aux tremblements de terre. En 1980, une loi a été promulguée et révisée par la suite en 1988 et 1999 et sa validité a été révisée en 2003 après le séisme majeur de Boumerdes.

Ce règlement, qui est également connu sous le nom d'un document technique réglementaire, « DTR BC 2-48 » a été approuvé par la commission technique permanente (CTP) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999, qui comporte des règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

- Les objectifs recherchés à travers l'application des RPA 99V2003

Ce présente règlement vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions tout en évitant l'effondrement sous l'effet d'un séisme majeur ou vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, avec une limitation des dégâts dans les éléments secondaires dus à des séismes, d'une telle manière que : au cas d'un tremblement de terre de faible intensité, il faut que , l'édifice ne doit pas subir aucun dommage, et peut subir des dommages structurels mineurs en cas de séisme d'intensité moyenne, mais Lorsque la structure est soumise à une forte intensité sismique, elle ne doit pas s'effondrer.

### **9. Uniform Building Code (UBC97):**

L'UBC a été publié en 1927 par le Conseil international du personnel de la construction, qui était basé à Whittier, en Californie. Le but de sa publication était de promouvoir la sécurité publique et de fournir des exigences uniformes pour la construction de bâtiments sûrs qui varient d'une ville à l'autre.

Le code du bâtiment uniforme (CBU) définit l'importance des conditions locales du site ou des impacts sur le site, à travers le «facteur sol» ajouté à la sollicitation latérale des bâtiments dans les versions de 1976 de l'UBC. Après avoir apporté plusieurs changements à la définition des facteurs et des types de sol, la dernière version identifie six types de sols.

- L'objectif visé par l'utilisation du code (UBC) :

- Le but de ce code est de fournir des normes minimales pour protéger la vie, la santé, la propriété et le bien public en réglementant et contrôlant la conception, la construction, la qualité des matériaux, l'utilisation et l'occupation, l'emplacement et l'entretien de tous les bâtiments et structures.

- ce code n'est pas de créer ou d'établir ou de désigner autrement une classe ou un groupe de personnes particulier qui sera ou devrait être particulièrement protégé où bénéficiant des termes de ce code.

- Application du code (UBC) aux bâtiments et structures existants :

Généralement, les Bâtiments et structures auxquels s'ajoutent, modifient ou les réparations sont effectuées doivent être conformes à toutes les exigences de ce code pour les nouvelles installations, sauf dans les cas expressément prévus dans cette section avec une Installations existantes, Les bâtiments existants au moment de l'adoption de ce code peuvent voir leur usage ou leur occupation continuer, si une telle utilisation ou occupation était légale au moment de l'adoption de ce code, à condition que cette utilisation continue ne soit pas dangereuse pour la vie.

### **10. L'Eurocode8 :**

Les Eurocodes sont également une collection de codes de conception européenne en matière d'ingénierie structurelle et civile, conçus et développés au cours des 30 dernières années, avec l'expertise combinée des États membres de l'Union européenne, ils sont parmi des lois structurelles les plus avancées au monde.

- Objectifs d'usage de l'Eurocode 8:
- Les «Eurocodes structurels» sont un ensemble de normes conçues pour être utilisées par la conception structurelle et géotechnique des bâtiments et des ouvrages de génie civil.
- Tant qu'un ensemble cohérent de spécifications techniques de produits et de méthodes d'analyse de la performance ne sont pas disponibles, un certain nombre de règles structurelles européennes aborderont certains de ces aspects dans les annexes aux médias.
- Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire d'indiquer la qualité des produits de construction et le niveau de qualité de la mise en œuvre, nécessaires pour assurer le respect des règles de conception.
- Résistance mécanique et stabilité.
- Sécurité en cas d'incendie.
- L'Eurocode 8 est composé de 6 parties traitant de différents types de constructions :

EN1998-1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

EN1998-2: Ponts.

EN1998-3: Évaluation et réhabilitation des bâtiments.

EN1998-4: Silos, réservoirs et pipelines.

EN1998-5: Fondations, structures de soutènement et aspects géotechniques.

EN1998-6: Tours, mâts et cheminées.

- Son but est de s'assurer qu'en cas de tremblement de terre: est de protéger les vies humaines, avec une limitation des dommages causés par les séismes. Et surtout avoir une stabilité importantes avec tenir en compte les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

## **I.18 Théories de base sur les appuis parasismiques :**

### **1. Fonctionnement et modélisation mathématique des appuis parasismiques :**

L'analyse du comportement dynamique d'une structure sur isolateurs parasismiques soumise à une excitation sismique ne peut être effectuée sans que le comportement dynamique de ces derniers soit complètement défini.

L'évaluation exacte du comportement dynamique des appuis parasismiques est très complexe.

Pour avoir une bonne approche sur leur comportement réel, il est important de bien comprendre leur fonctionnement afin de pouvoir choisir une modélisation adéquate à travers une bonne schématisation qui permet à la fois la traduction du comportement réel de l'appui ainsi que l'établissement des équations mathématiques simples à résoudre soit par des méthodes analytiques ou numériques.

## I.19 Appuis en caoutchouc fretté :

Le principe de fonctionnement de ce système est décrit dans la Fig. I.24:

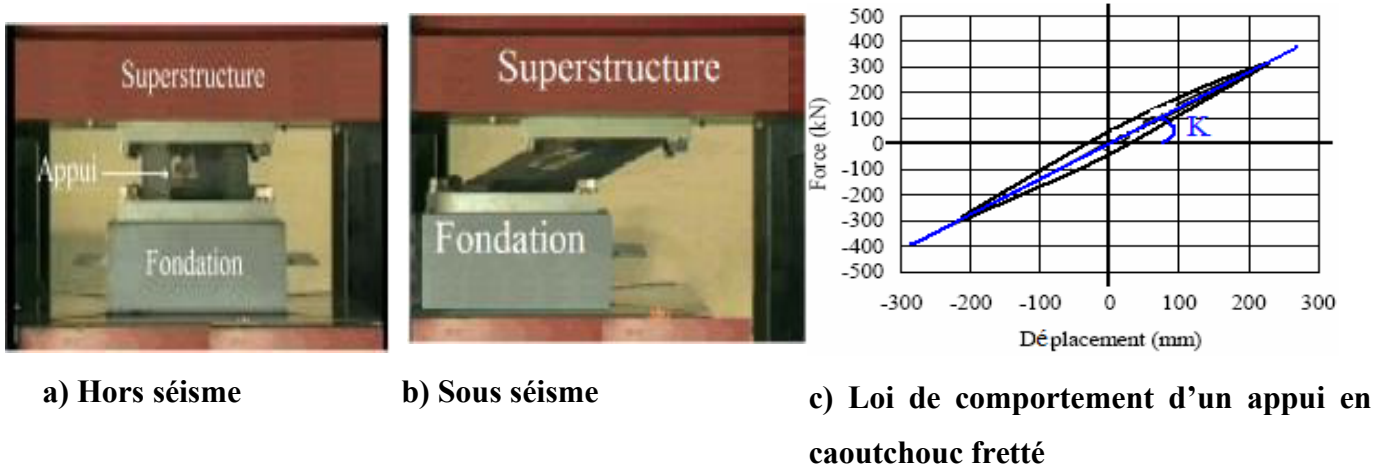


Figure I. 25: Principe de fonctionnement

Ce système d'appui est traduit par le modèle mathématique représenté dans la Fig. I.17:

Le système est soumis à l'accélération du sol  $\dot{u}_g$  l'équation du mouvement est donnée comme suit :

$$m(\dot{u}_g + \dot{u}) + C\dot{u} + Ku = 0$$

Où :

$m$ : La masse de la superstructure.

Donc :

$$m\dot{u} + C\dot{u} + Ku = -m\dot{u}_g \rightarrow$$

$$\dot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\dot{u}_g$$

⇒ Ou :

$$\omega^2 = \frac{K}{m} \quad \text{Et} \quad 2\xi\omega = \frac{C}{m}$$

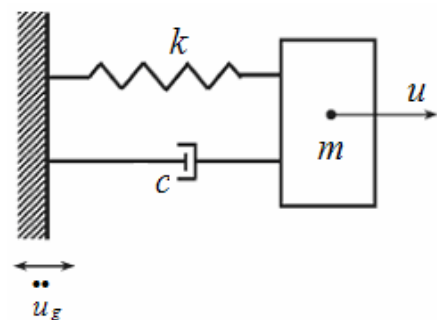


Figure I.26: Modèle mathématique

$\xi$ : Coefficient d'amortissement.

$\omega$ : Pulsation de vibration.

## **I.20 Les méthodes d'analyse et dimensionnement des isolateurs :**

Le principe d'isolation à la base a été utilisé dans de nombreux pays. La réalisation des appareils d'appuis parasismiques a connu une activité sur le plan commercial

## **I.21 Les niveaux d'intensité du mouvement sismique :**

Tous les codes prévoient différents niveaux d'intensité du mouvement sismique. L'UBC-97 adopte une approche à deux niveaux du mouvement sismique, qui sont :

- **Le tremblement de terre de conception DBE :**

Le tremblement de terre de conception DBE (Design Basis Earthquake) terme utilisé principalement pour les bâtiments et pour concevoir le système d'isolation. Ce niveau du séisme a une probabilité de 10% pour être excédé en 50 ans ; la période de retour dans les codes de construction est généralement de 475 ans mais dans les nouveaux codes de construction aux états unis et au canada la période de retour de référence est de

2500 ans.

- **Les tremblements de terre maximum MCE :**

Les tremblements de terre maximums MCE (Maximum Credible Earthquake) correspond au niveau maximum de séisme qui peut être envisagé sur un site où se trouve la structure. Le MCE a une probabilité de 10% pour être dépassé en 100 ans avec une période de retour de 10000 ans pour les zones de faible à modérée sismicités. Ce niveau est employé pour vérifier la stabilité du système d'isolation.

Le séisme de référence est généralement défini par les paramètres macrosismiques suivant ; intensité épacentrale, profondeur focale, distance épacentrale et sismicité induite par le site.

## **I.22 Méthodes de calcul des structures isolées :**

L'analyse d'une structure isolée qui permet le calcul des forces sismiques peut être mené suivant les mêmes méthodes de calcul des structures non isolées avec une procédure plus complexe qui représente le comportement non linéaire du système d'isolation. Selon le code Américain UBC97 et le code international IBC2000, les structures isolées peuvent être analysées et calculées suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente,

- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale,
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### **1. Méthode statique :**

La méthode statique équivalente, définit en générale le mouvement sismique par un simple jeu de coefficients sismiques où les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Du fait que les critères de cette méthode sont restrictifs, elle ne peut être appliquée que dans la phase préliminaire de conception pour l'établissement d'un niveau minimum de déplacements de conception.

La structure doit satisfaire les critères suivants :

- La structure est située à plus de 10Km d'une faille active.
- La structure est située sur un site avec  $SI \leq 0.6g$  ( $SI$  est l'accélération spectrale de 5% d'amortissement au niveau  $MCE$ ).
- La structure est située sur un site de classe  $A$  (roche dure),  $B$  (roche),  $C$  (Sol très dense et roche meuble) ou  $D$  (sol ferme).
- La structure au-dessus du plan d'isolation n'excède pas quatre étages ou 20m de hauteur.
- La période maximale du système d'isolation ( $TM$ ) ne dépasse pas les 3.0 secondes.
- La période de conception de la structure isolée ( $TD$ ) est trois fois plus grande que la période de la structure à base fixe.
- La structure au-dessus du plan d'isolation est régulière en plan et en élévation.

Le système d'isolation doit satisfaire les critères suivants :

- La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est supérieure au tiers de la rigidité effective à 20% de déplacement maximum.
- Le système d'isolation est capable de produire une force de rappel.
- Les caractéristiques force et déplacement du système d'isolation sont indépendantes du taux de chargement et de la charge verticale et de la charge bilatérale.

### **A. Les déplacements latéraux minimums :**

- **Déplacement de conception :**

Le système d'isolation sera conçu et construit pour résister aux déplacements latéraux minimums de tremblement de terre qui agit en direction de chacune des axes horizontaux principaux de la structure selon la formule suivante :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D}$$

- **Déplacement maximum :**

Le déplacement maximum du système d'isolation, DM, dans la direction la plus critique de la réponse horizontale sera calculé selon la formule :

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M}$$

$D_D$ : Déplacement minimal de conception.

$D_M$ : Déplacement maximal.

$g$  : Accélération de la pesanteur.

$C_{VD}$ ,  $C_{VM}$ : Coefficient sismique prévus pour définir les ordonnées spectrales minimales à employer dans la conception.

L'ensemble de ces coefficients sont fournis soit par le RPA99, soit par l'UBC-97, et peuvent être résumés dans les tableaux suivants :

$Z$  : Coefficient de zone sismique, ses valeurs sont données selon UBC 97 Tableau 16-I) comme suit :

**Tableau I. 8:Facteur de la zone sismique Z.**

| <b>Zone</b> | <b>I</b> | <b>IIA</b> | <b>IIB</b> | <b>III</b> | <b>IV</b> |
|-------------|----------|------------|------------|------------|-----------|
| <b>Z</b>    | 0.075    | 0.15       | 0.2        | 0.3        | 0.4       |



$S_I$  : coefficient caractérisant le type de sol. Ces valeurs sont données par le tableau suivant:

**Tableau I. 9:Coefficient caractérisant le type de sol ( $S_I$ )**

| Type de sol          | $S_I$ |
|----------------------|-------|
| S1 : sol ferme       | 1.0   |
| S2 : sol moyen       | 1.4   |
| S3 : sol meuble      | 2.3   |
| S4 : sol très meuble | 2.7   |

$C_{vd}$ , est fonction du facteur de zone sismique et du type de profil du sol Ces valeurs sont données par le tableau suivant :

**Tableau I. 10:Coefficient sismique CVD**

| Type de profil de sol | Facteur de la zone sismique, $Z$ |          |         |         |                |
|-----------------------|----------------------------------|----------|---------|---------|----------------|
|                       | $Z=0.07$<br>5                    | $Z=0.15$ | $Z=0.2$ | $Z=0.3$ | $Z=0.4$        |
| SA                    | 0.06                             | 0.12     | 0.16    | 0.24    | 0.32 <i>NV</i> |
| SB                    | 0.08                             | 0.15     | 0.20    | 0.30    | 0.40 <i>NV</i> |
| SC                    | 0.13                             | 0.25     | 0.32    | 0.45    | 0.56 <i>NV</i> |
| SD                    | 0.18                             | 0.32     | 0.40    | 0.54    | 0.64 <i>NV</i> |
| SE                    | 0.26                             | 0.50     | 0.64    | 0.84    | 0.96 <i>NV</i> |

$C_{VM}$ , est fonction du type de profil de sol et de l'intensité maximum capable de tremblement de terre  $M_M Z N_V$ . Il est donné selon l'UBC97 Tableau A-16-G comme suit :

**Tableau I. 11: Coefficient sismique CV**

| Type de profil de sol | Facteur de la zone sismique, Z |        |       |       |                 |
|-----------------------|--------------------------------|--------|-------|-------|-----------------|
|                       | Z=0.075                        | Z=0.15 | Z=0.2 | Z=0.3 | Z=0.4           |
| SA                    | 0.06                           | 0.12   | 0.16  | 0.24  | $0.8 M_M Z N_V$ |
| SB                    | 0.08                           | 0.15   | 0.20  | 0.30  | $1.0 M_M Z N_V$ |
| SC                    | 0.13                           | 0.25   | 0.32  | 0.45  | $1.4 M_M Z N_V$ |
| SD                    | 0.18                           | 0.32   | 0.40  | 0.54  | $1.6 M_M Z N_V$ |
| SE                    | 0.26                           | 0.50   | 0.64  | 0.84  | $2.4 M_M Z N_V$ |

$M_M$  : Coefficient de réponse au séisme capable maximum. Il est donné selon l'UBC97 Tableau A-16-D comme suit :

**Tableau I. 12: Coefficient de réponse au séisme capable maximum, MM**

| Intensité de tremblement de terre de conception | Coefficient de réponse au séisme capable maximum |
|---|--|
| 0.075   | 2.67   |
| 0.15  | 2.0  |
| 0.20  | 1.75   |
| 0.30  | 1.50   |
| 0.40  | 1.25   |
| $\geq 0.50$                                     | 1.20   |

A, B, C : Les différents types de la faille sismique. Ils sont donnés selon l'UBC97 comme suit :

**Tableau I. 13: Types de failles sismiques, A, B, C**

| Type de faille | Description de la | Définition de la faille sismique |
|----------------|-------------------|----------------------------------|
|----------------|-------------------|----------------------------------|

| sismique | faille sismique  | Magnitude de moment maximum               | Taux de glissement sismique moyen annuel |
|----------|--|---|--|
| <b>A</b> | Failles capables de produire de grandes magnitudes et ont un taux élevé d'activité sismique                  | $M \geq 7.0$                              | $SR \geq 5$                              |
| <b>B</b> | Tout autre type de faille hors A et C  | $M \geq 7.0$<br>$M < 7.0$<br>$M \geq 6.5$ | $SR < 5$<br>$SR > 2$<br>$SR < 2$         |
| <b>C</b> | Failles capables de produire des magnitudes modérées avec un taux relativement faible de l'activité sismique | $M < 6.5$                                 | $SR \leq 2$                              |

$N_a$ ,  $N_v$  : Coefficients de proximité de la faille active. Ils sont en fonction de type de la faille sismique. Ces valeurs sont données selon l'UBC97 Tableau 16-S et 16-T comme suit :

**Tableau I. 14:Facteur de proximité de faille,  $N_a$**

| Type de faille sismique | Proximité de la faille active |     |                    |
|-------------------------|-------------------------------|-----|--------------------|
|                         | $\leq 2\text{km}$             | 5km | $\geq 10\text{km}$ |
| A                       | 1.5                           | 1.2 | 1.0                |
| B                       | 1.3                           | 1.0 | 1.0                |
| C                       | 1.0                           | 1.0 | 1.0                |

**Tableau I. 15:Facteur de proximité de faille, NV**

| Type de faille<br>sismique | Proximité de la faille active |     |        |        |
|----------------------------|-------------------------------|-----|--------|--------|
|                            | ≤ 2km                         | 5km | ≥ 10km | ≥ 15km |
| A                          | 2.0                           | 1.6 | 1.2    | 1.0    |
| B                          | 1.6                           | 1.2 | 1.0    | 1.0    |
| C                          | 1.0                           | 1.0 | 1.0    | 1.0    |

**B. Les périodes effectives de la structure :**

**- La période effective de conception du système le d'isolation  $T_D$ :**

$T_D$  : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre de conception DBE calculé selon la formule suivante :

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_{Dmin}}}$$

**- La période effective maximale du système d'isolation  $T_M$ :**

$T_M$  : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre maximum MCE calculé selon la formule suivante :

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_{Mmin}}}$$

$T_D$  : Période en seconde correspondante au déplacement minimal de conception.

$T_M$  : Période en seconde correspondante au déplacement maximal.

$W$  : Poids de la structure.

$K_{D min}, K_{M min}$ : Les valeurs minimales des rigidités effectives ( $K_{D, eff}, K_{M, eff}$ ) du système d'isolation en (KN/m) correspondant au déplacement de conception  $D_D$  et  $D_M$  respectivement.

Les rigidités effectives du système d'isolation sont déterminées à partir des boucles d'hystérésis (force-déplacement) représentés sur la figure ci-dessous obtenues à partir des essais de chargements cycliques sur les isolateurs de prototype. Ces rigidités au déplacement

minimum de conception  $D_D$  et au déplacement maximum  $D_M$  sont données par les équations suivantes:

$$+ \dot{\zeta} + D_D^{-\dot{\zeta}}$$

$$D_D^{\dot{\zeta}}$$

$$+ \dot{\zeta} + \frac{F_D^{-\dot{\zeta}}}{\dot{\zeta}}$$

$$F_D^{\dot{\zeta}}$$

$$K_{Deff} = \dot{\zeta}$$

ET

$$+ \dot{\zeta} + D_M^{-\dot{\zeta}}$$

$$D_M^{\dot{\zeta}}$$

$$+ \dot{\zeta} + \frac{F_M^{-\dot{\zeta}}}{\dot{\zeta}}$$

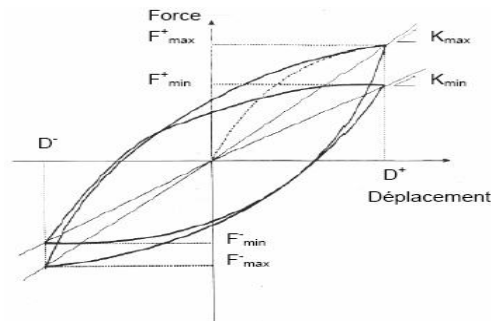
$$F_M^{\dot{\zeta}}$$

$$K_{Meff} = \dot{\zeta}$$

Avec

$F_D^+$ ,  $F_D^-$ ,  $F_M^+$ ,  $F_M^-$ ,  $D_D^+$ ,  $D_D^-$ ,  $D_M^+$  et  $D_M^-$ : sont respectivement les forces et les déplacements maximums ou minimums correspondant aux niveaux de réponse de DBE ou

MCE sur les systèmes d'isolation de prototypes employés dans les essais sous chargements cycliques.



**Figure I. 27: Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique**

$B_D$ ,  $B_M$ : ont des coefficients reliés aux amortissements effectifs  $\beta_D$  et  $\beta_M$  du système d'isolation correspondant respectivement aux niveaux de réponse DBE et MCE, qui sont calculés par les formules suivantes :

$$B_D = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\text{la surface totale de la boucle hyst é risis}}{K_{Dmax} D_D^2} \right)$$

$$B_M = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\text{la surface totale de la boucle hyst é risis}}{K_{Mmax} D_D^2} \right)$$

Les coefficients d'amortissement  $B_D$  et  $B_M$  sont donnés en termes d'amortissement effectif  $\beta$  dans le tableau **A-16-C de l'UBC-97**. De même, une approche d'approximation des valeurs du tableau est donnée par :

$$\frac{1}{\beta} = 0.25(1 - \ln\beta)$$

**Tableau I. 16 Facteurs d'amortissement  $B_D$  et  $B_M$**

| Amortissement effectif<br>$\beta$ (%de l'amortissement critique) | facteur $B_D$ ou $B_M$ |
|--|------------------------|
| 2%   | <b>0.8</b>             |
| 5%   | <b>1.0</b>             |
| 10%  | <b>1.2</b>             |
| 20%  | <b>1.5</b>             |
| 30%  | <b>1.7</b>             |
| 40%  | <b>1.9</b>             |
| 50%  | <b>2.0</b>             |

### **C. Calcul du déplacement total :**

Il y a deux autres déplacements à calculer, qui sont le déplacement total minimum de conception  $DTD$  et le déplacement maximum total  $DTM$  qui incluent la torsion, ce sont des déplacements d'un appui placé sous un poteau d'angle, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$D_{TD} = D_D \left[ 1 + y \left( \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

Et

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + y \left( \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

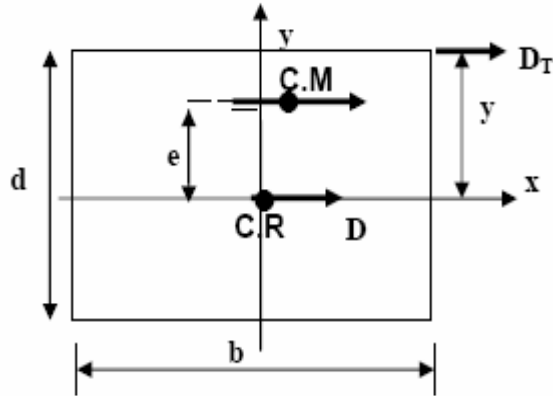


Figure I. 28: Dimensions en plan pour la Détermination du déplacement total

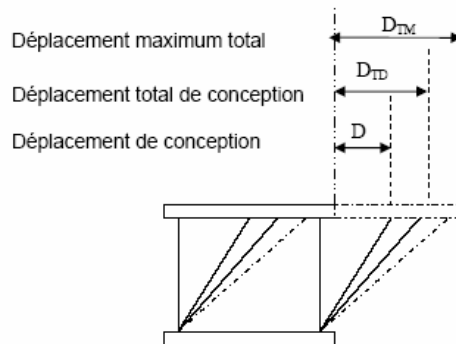


Figure I. 29: Déplacements du système d'isolation

#### D. Les forces sismiques :

Les systèmes d'isolations et tous les éléments structuraux au-dessus du système d'isolation seront conçus et construits pour résister à une force sismique latérale minimum  $V_b$ , en utilisant toutes les dispositions appropriées pour une structure non isolée :

$$V_b = K_{D,max} D_D$$

La force sismique minimale prise pour le calcul des éléments au-dessus du système d'isolation est égale à :

$$V_s = \frac{K_{D,max} D_D}{R_I}$$

Où :

$R_I$  : est un facteur de réduction de la force de conception relié au type du système de Contreventement des structures, selon  $1.4 < R_I < 2.0$ .

Ce facteur est analogue au facteur de comportement  $R$  des structures encastrees. Le facteur  $R_I$  est sensiblement plus petit que  $R$  pour un même système structural.

- La force sismique  $V_S$  ne devrait pas être prise inférieure à :

- La force de conception correspondante à la charge du vent.
- La force latérale exigée pour activer entièrement le système d'isolation multipliée par 1.5.

### **E. Distribution verticale de la force sismique :**

La théorie de l'isolation sismique suggère une distribution uniforme de la force sismique sur la hauteur de la structure au-dessus du système d'isolation (les accélérations sont approximativement identiques à tous les niveaux de la structure). Néanmoins, une distribution triangulaire de la force sismique est exigée afin de considérer la participation des modes supérieurs dans la réponse dynamique de la structure.

La force sismique latérale totale  $V_S$  doit être distribuée sur la hauteur de la superstructure selon la formule suivant :

$$F_x = \frac{V_S W_x h_x}{\sum_{i=0}^n W_i h_i}$$

Où :

$W_x$  et  $W_i$  : Poids des niveaux  $x$  et  $i$  respectivement.

$h_x$  et  $h_i$ : Hauteurs des niveaux  $x$  et  $i$  respectivement au-dessus du niveau d'isolation.

### **F. Les déplacements inter-étages :**

Les déplacements inter étages ne doivent pas dépasser  $0.015 h_x$ .

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :



$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = \frac{R_I \delta_{SE}}{I_e}$$

Avec :  $\delta_{SE}$  est le déplacement inter étages déterminé par l'analyse élastique  $I_E$  et est le facteur

D'importance d'occupation.

### **11. Méthodes dynamiques :**

L'analyse dynamique est exigée dans beaucoup de cas, en particulier dans les cas où les exigences pour l'analyse statique ne sont pas satisfaites. Elles sous forme d'une analyse modale spectrale ou une analyse de réponses temporelles (analyse par accélérogrammes).

### **12. La méthode modale spectrale :**

Elle est applicable dans la recherche du maximale de réponse sur chacun des modes propres, dont on déduit la valeur maximale probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique. En effet, cette méthode permet d'analyser de nombreuses structures isolées.

L'application de la méthode dynamique modale spectrale est exigée dans les cas suivants :

- La structure au-dessus du plan d'isolation est irrégulière.
- La structure au-dessus du plan d'isolation est de plus de quatre étages ou 20m de hauteur.
- La période effective de la structure isolée (TD) est trois fois plus grande que la période fondamentale de la structure à base fixe ( $TD > 3 TF$ ).

### **13. La méthode d'analyse par accélérogrammes :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle peut être utilisée dans tous les cas en particulier pour les structures isolées qui ne répondent pas aux critères de l'analyse statique ou l'analyse modale spectrale. Cette méthode est plus précise pour la représentation de l'action sismique ainsi que pour le calcul non linéaire des structures isolées; elle nécessite un ou

plusieurs accélérogrammes ainsi que la disponibilité d'un programme numérique pour l'analyse de la structure.

Les codes exigent l'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes dans les cas suivants :

- La structure située sur un site de classe *E* (sols meuble ; mouvement de longue période) ou *F* (Sols sujets aux problèmes de liquéfaction).

- La structure isolée par des systèmes ayant un amortissement effectif supérieur à 30%

(Parce que les niveaux élevés de l'amortissement conduisent à la participation des modes supérieurs dans la réponse)

- La structure isolée par des systèmes qui ne peuvent pas produire une force de rappel significative.

Les codes exigent d'autres conditions sur la manière dont les mouvements des sols utilisés comme réponses temporelles doivent être appliqués dans la conception et l'analyse des structures isolées, ces conditions sont :

- Au moins trois paires des composantes horizontales du mouvement du sol enregistrées devraient être choisies et employées.
- Les réponses temporelles devraient montrer les durées de mouvements forts conformément aux magnitudes et aux caractéristiques de source des mouvements du sol.
- Les réponses temporelles développées pour les sites situés à moins de 15 kilomètres des failles actives majeures devraient incorporer les phénomènes de failles proches.
- Si les enregistrements appropriés ne sont pas disponibles, des enregistrements simulés appropriés peuvent être employés pour composer tout le nombre des enregistrements requis.
- Pour chaque composante des paires du mouvement du sol horizontal, un spectre de 5% d'amortissement doit être construit et le spectre résultant doit être combiné selon la combinaison SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) des deux spectres.
- Par suite, les réponses temporelles doivent être normalisées (multipliées par un facteur) telle que la valeur moyenne du spectre de SRSS ne tombe pas au-dessous de 1.3 du spectre de conception correspondant à 5% d'amortissement (DBE ou MCE) et par un excédent de plus de 10% sur un intervalle de période de  $0.5T_D$  à  $1.25T_M$  où  $T_D$  et  $T_M$  sont les périodes d'isolation effectives correspondantes respectivement au déplacement de conception et au déplacement maximum.

- Si trois réponses temporelles sont employées, la conception doit être basée sur les valeurs maximales de réponse. Si sept réponses temporelles sont employées, la conception peut être basée sur les valeurs moyennes de réponse.

### **I.23 Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons présenté l'historique de l'isolation sismique à la base, les principes et fondements théoriques de cette discipline ainsi qu'une brève description des principaux systèmes d'isolation utilisés.

La sélection des types d'isolateurs à la base appropriés pour des bâtiments nécessite une évaluation des caractéristiques du bâtiment, des normes de performance sismique et des coûts de construction. Cependant l'appui en élastomère à amortissement élevé fournit un système simple et économique, de sorte qu'il n'a pas besoin des dispositifs d'amortissements.

CHAPITRE  
II  
DIMENSIONNEMENT  
ET Modélisation  
des appuis  
parasismique

## **II.1 Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques :**

### **1. Méthodologie :**

Pour le dimensionnement des isolateurs parasismiques, nous allons utiliser la conception suivante :

1- Chercher à utiliser le nombre minimum d'appuis parasismiques qui doivent être placé sous les poteaux de grandes charges gravitaires.

2- Calculer les dimensions de l'isolateur de telle sorte que la période de la structure va être allongée afin de réduire les efforts sismiques.

3- Choisir le coefficient d'amortissement de l'isolateur de telle sorte que le déplacement de la structure soit limiter vis-à-vis le vent et les ouvrages adjacents.

4- Vérifier la performance de l'isolateur sous les différentes charges de gravité, vent, température, séisme ...etc.

Dans ce qui suit, nous allons exposer la méthode de dimensionnement des appuis en élastomère fretté, ayant un amortissement élevé, et des appuis en pendules glissants.

## **II.2 Appuis en élastomère fretté ayant un amortissement élevé :**

Ce système d'appuis est caractérisé par son amortissement élevé à cause de la bonne qualité du caoutchouc utilisée.

## **II.3 Caractéristiques mécaniques d'appuis élastomériques**

Les caractéristiques mécaniques d'appuis élastomériques ont été étudiées pendant des décennies, et tandis qu'une analyse exacte utilisant des techniques bilinéaires reste trop complexes, de simples prédictions basées sur la théorie élastique ont été développées par de nombreux chercheurs et vérifiées en laboratoire et plus récemment par les analyses des éléments finis.

La caractéristique mécanique la plus importante pour un appui d'isolation est, bien évidemment, sa rigidité horizontale, qui est donnée par où  $G$  est le module de cisaillement de l'élastomère,  $A$  est la section totale de l'appui et  $t_r$  est l'épaisseur totale du caoutchouc. Le déplacement maximal  $D$  est en relation avec la contrainte de cisaillement maximale  $\gamma$  par la formule

$$\gamma = D / t_r \dots\dots\dots 1$$

La rigidité verticale  $K_v$ , ou la rigidité au gonflement, exprimée par analogie à la théorie des poutres, est aussi donnée par une simple théorie linéaire élastique et est nécessaire au dimensionnement de l'appui.

$$K_v = E_c A / t_r \dots\dots\dots 2$$

Où  $A$  est prise conventionnellement dans ce cas comme la section des plateaux d'acier et  $E_c$  est le module de compression instantanée du composant caoutchouc-acier sous un niveau de chargement vertical spécifié. La valeur d' $E_c$  pour une seule couche de caoutchouc est contrôlée par le facteur de forme  $S$ , défini comme

$$S = \text{Zone chargée} / \text{Zone Non-Chargée}$$

Qui est une mesure sans dimension du ratio d'une seule couche d'élastomère. On aura alors, selon la forme du plateau envisagé, les valeurs suivantes, pour un rayon  $R$  et une épaisseur  $t$ , le plateau circulaire aura un facteur de forme égal à

$$S = R / 2t \dots\dots\dots 3$$

Tandis qu'un plateau carré de côté «  $a$  » et d'épaisseur «  $t$  » aura pour facteur de forme

$$S = a / 4t \dots\dots\dots 4$$

Pour un seul plateau, le module de compression instantanée sera pour un pad circulaire

$$E_c = 6GS^2 \dots\dots\dots 5$$

Et pour un pad carré

$$E_c = 6,73GS^2 \dots\dots\dots 6$$

**II.4 Dimensionnement :**

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

- 1- Spécifier le type de sol.
- 2- Choisir la déformation angulaire  $\gamma_{max}$  et le coefficient d'amortissement effectif  $\xi_{eff}$  de l'appui ainsi que la valeur de la période de conception  $T_D$  de la structure isolée.
- 3- Utiliser le code (UBC par exemple) pour déterminer la rigidité horizontale effective  $K_{eff}$  et le déplacement maximum de conception  $D$  de l'appui.
- 4- Choisir les propriétés matérielles,  $E$  (module de Young) et  $G$  (module de cisaillement) à partir d'un tableau des données (voir **Tableau. II.1**).
- 5- Calculer la hauteur totale du caoutchouc ( $t_r$ ) par la formule suivante :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{max}} = \frac{D}{\gamma_{max}}$$

6- Calculer la surface  $A$  de l'appui et l'épaisseur  $t$  d'une seule couche de caoutchouc :

- a- Choisir le facteur de forme  $S$  qui doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{K_V}{K_H} = \frac{\frac{E_C A}{t_r}}{\frac{GA}{t_r}} = \frac{E_C}{G} = \frac{E(1+2KS^2)}{G} \geq 400 \text{ pour } S > 10$$

Où :

$K_V$  : La rigidité verticale effective de l'appui.

$K_H$  : La rigidité horizontale effective de l'appui.

$E_c$  : Le module de compression de l'ensemble (caoutchouc- frette),

$$E_C = E(1+2KS^2)$$

$A$  : La section transversale (la surface chargée) de l'appui (voir **Fig.II.1**).

$K$  : Facteur de modification.

$S$  : Facteur de forme  $\frac{A}{A_f}$

$A_f$ : La surface latérale (la surface libre) de l'appui.

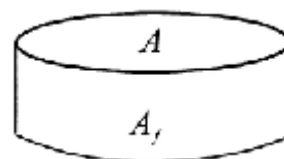


Figure II. 6: La surface chargée et la surface libre

La condition :  $\frac{K_V}{K_H} \geq 400$  pour  $S > 10$  doit être vérifiée afin que l'effet  $P-\Delta$  devienne négligeable dans le calcul de  $K_H$ .

Les constantes  $G, E, k$  sont reliées à la qualité du caoutchouc (voir **Tableau. II.1**).

Tableau II. 15: Les constantes  $G, E, k$

| Qualité du caoutchouc<br>IRHD $\pm 2$ | $E$ (N/cm <sup>2</sup> ) | $G$ (N/cm <sup>2</sup> ) | $k$  |
|---------------------------------------|--------------------------|--------------------------|------|
| 30                                    | 92                       | 30                       | 0.93 |
| 35                                    | 118                      | 37                       | 0.89 |
| 40                                    | 150                      | 45                       | 0.85 |
| 45                                    | 180                      | 54                       | 0.80 |
| 50                                    | 220                      | 64                       | 0.73 |
| 55                                    | 325                      | 81                       | 0.64 |
| 60                                    | 445                      | 106                      | 0.57 |
| 65                                    | 585                      | 137                      | 0.54 |
| 70                                    | 753                      | 173                      | 0.53 |
| 75                                    | 940                      | 222                      | 0.52 |

b- Déterminer la section  $A_0$  de l'appui par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_0} \leq 7.84 \text{ MN/m}^2$$

Où :

$\sigma_c$  : La contrainte admissible.

$P_u$ : La combinaison des charges verticales  $G$  et  $Q$  à l'E.L.U.

c- Déterminer la section  $A_1$  de l'appui à partir de la contrainte de cisaillement due à la charge verticale  $P_u$ :

$$\gamma_c = 6 S \varepsilon_c = 6 S \frac{P_u}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

Où :



$\epsilon_b$  : L'allongement du caoutchouc à la rupture, Il est limiter à  $\frac{\epsilon_b}{3}$  par une association américaine.

$\epsilon_c$  : La déformation verticale de compression, elle est donnée par :

$$\epsilon_c = \frac{\Delta_c}{t_r} = \frac{P_u}{E_c A}$$

$\Delta_c$  : Le déplacement de l'appui dû à la compression.

d- Obtenir la section minimale  $A_{sf}$  à partir de la fatigue de l'appui vis-à-vis du cisaillement.

$$A_{sf} = \frac{K_{eff} t_r}{G}$$

\* Utiliser  $A_{sf}$  pour déterminer les dimensions de l'appui et calculer la section

$A_2 = A_{\mathcal{R}}$  Par la formule suivante :

$A_{rc} = L(B - \Delta_s)$  Pour un appui rectangulaire.

$A_{\mathcal{R}} = \frac{d^2}{4}(\beta - \sin\beta)$  Pour un appui circulaire.

Avec :  $\beta = 2 \cos^{-1} \left( \frac{\Delta_s}{d} \right)$

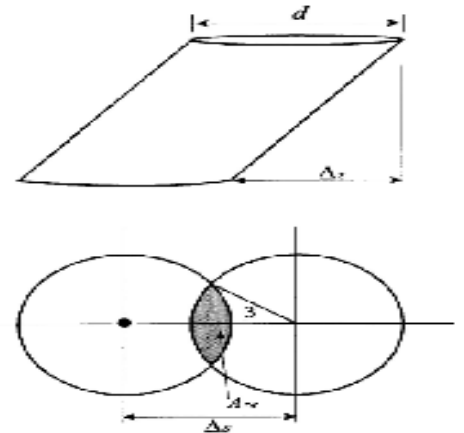


Figure II. 7:La section réduite

$L, B$  : Les dimensions en plan de l'appui perpendiculaire et parallèle au déplacement respectivement.

$\Delta_s$  : Le déplacement horizontal de conception de l'appui.

e- La section  $A$  de l'appui est le maximum des valeurs calculées :  $A_0, A_1$  et  $A$ .

f- Déterminer les dimensions de l'appui à partir de la section calculée  $A$ .

7- Calculer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc  $t$  et le nombre  $N$  des couches de caoutchouc.

- a- Utiliser le facteur de forme  $S$  et les dimensions de l'appui pour déterminer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc  $t$ :

$$\begin{cases} S = \frac{LB}{2(L+B)t} \text{ pour un appui rectangulaire.} \\ S = \frac{\pi d^2}{4\pi dt} = \frac{d}{4t} \text{ pour un appui circulaire.} \end{cases}$$

Où :

$L, B$ : Les dimensions en plan de l'appui rectangulaire ( $L \leq B$ ).

$d$ : Le diamètre de l'appui circulaire.

- b- Utiliser  $t_r = N \times T$  pour déterminer le nombre  $N$ .

8- Calculer l'épaisseur d'une seule frette d'acier  $t_s$  par la formule suivante :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1})P_u}{A_{gr} F_s} \geq 2 \text{ mm}$$

Où :

$(t_i, t_{i+1})$  : Les épaisseurs des couches de caoutchouc situées en dessous et en dessus d'une frette d'acier.

$$F_s = 0.6F_y$$

$F_y$ : La limite d'élasticité des frettes (=274.4MN/m<sup>2</sup>).

9- Tous les paramètres déterminés de l'appui doivent vérifier une autre fois les conditions de résistance au cisaillement et de stabilité expliquées ci-après. Si cette vérification n'est pas satisfaisante, il faut refaire toutes les étapes de 2 à 8.

### **II.5 Vérification des conditions de résistance et de stabilité :**

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :

- 1- La résistance au cisaillement sous la charge verticale  $P_u$  :

$$\gamma_c = 6 S \frac{P_u}{E_c A_r} \leq \frac{\epsilon_b}{3}$$

2- La stabilité au flambement :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} = \begin{cases} \frac{\pi G S d}{2 \sqrt{2} t_r} \text{ pour un appui circulaire .} \\ \frac{\pi G S L}{\sqrt{6} t_r} \text{ pour un appui rectangulaire .} \end{cases}$$

Où :

$\sigma_c$  : La contrainte de compression appliquée sur l'appui.

$\sigma_{cr}$  : La contrainte critique de flambement.

3- La résistance au cisaillement sous séisme :

Tel

que

:

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75 \epsilon_b$$

$$\gamma_{sc} = 6 S \frac{P'_u}{E_c A_{rR}}$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r}$$

$$\theta = \frac{12 D_e}{b^2 + d^2}$$

Ou :

$\gamma_{sc}$  : Le cisaillement dû à la compression.

$P'_u$  : La combinaison des charges  $G$ ,  $Q$  et  $E$ .

$\gamma_{eq}$  : Le cisaillement dû au séisme.

$\gamma_{sr}$  : Le cisaillement dû à la rotation.

$\theta$  : L'angle de rotation de l'appui produit par le séisme.

$e$  : L'excentricité théorique + (l'excentricité accidentelle=5%).

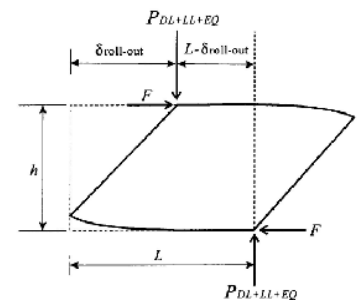


Figure II. 8: Position de l'appui sous séisme

$b, d$  : Les dimensions en plan de la structure.

$$4- D \leq \delta_{roll-out} = \frac{P'_u L}{P'_u + K_{eff} h}$$

Où :

$h$  : La hauteur totale de l'appui

( Caoutchouc + frette ).

$$F_h = P'_u (L - \delta_{roll-out}) \rightarrow F = K_{eff} \delta_{roll-out}$$

### **II.6 Exemple d'application :**

L'étude est appliquée sur une structure de R+4sans contreventement en utilisant le logiciel ETABS en deux parties sans et avec appuis parasismiques.

#### **2. Méthode statique équivalente :**

Vu que la structure en question vérifie tous les critères d'application de la méthode statique équivalente, alors elle est applicable.

Les données :

- Le coefficient d'accélération de zone A= 0.15
- Le facteur de qualité Q=1.20
- Le coefficient de comportement R =3.5
- Le pourcentage d amortissement 7 %.
- La catégorie du site S3,  $T_2=0.5s$
- La période calculée  $T_x=0.30s$ .
- La période calculée  $T_y=0.29s$

#### **1. Masses, Poids, Centres de masse et de rigidité**

**Tableau II. 16:Centres de masse et de rigidité**

| Niveaux         | Hauteur (m) | Masse (Kg) | Poids(Kg) | X CM (m) | Y CM (m) | XCR (m) | Y CR (m) |
|-----------------|-------------|------------|-----------|----------|----------|---------|----------|
| <b>Niveau 5</b> | 3.06        | 3565,27    | 10909.73  | 8,72     | 8,38     | 3,07    | 4,8      |
| <b>Niveau 4</b> | 3.06        | 7459,98    | 22827.54  | 8,72     | 8,36     | 3,1     | 4,88     |

## CHAPITRE II : Dimensionnement et modélisation des appuis parasismiques

|                 |      |          |          |      |      |      |      |
|-----------------|------|----------|----------|------|------|------|------|
| <b>Niveau 3</b> | 3.06 | 11357,57 | 34754.16 | 8,71 | 8,35 | 3,12 | 4,92 |
| <b>Niveau 2</b> | 3.06 | 15329,76 | 46909.07 | 8,72 | 8,35 | 3,11 | 4,92 |
| <b>Niveau 1</b> | 3.06 | 19386,48 | 59322.63 | 8,65 | 8,46 | 3,33 | 4,64 |

### 3. Périodes et facteurs de contribution modale :

Tableau II. 17:Périodes et facteurs de contribution modale

| Mode | Période | UX    | UY    | Cumule UX | Cumule UY |
|------|---------|-------|-------|-----------|-----------|
| 1    | 0,85    | 36,13 | 1,35  | 36,13     | 1,35      |
| 2    | 0,75    | 36,07 | 15,24 | 72,20     | 16,59     |
| 3    | 0,71    | 4,46  | 61,02 | 76,67     | 77,61     |
| 4    | 0,29    | 7,64  | 0,25  | 84,31     | 77,87     |
| 5    | 0,27    | 3,68  | 1,87  | 88,00     | 79,75     |
| 6    | 0,26    | 0,16  | 8,92  | 88,16     | 88,68     |
| 7    | 0,17    | 2,01  | 0,58  | 90,18     | 89,26     |
| 8    | 0,16    | 3,66  | 1,41  | 93,84     | 90,67     |
| 9    | 0,16    | 0,37  | 3,75  | 94,21     | 94,43     |
| 10   | 0,11    | 0,35  | 0,49  | 94,57     | 94,92     |
| 11   | 0,11    | 1,85  | 0,63  | 96,43     | 95,55     |
| 12   | 0,10    | 0,33  | 1,20  | 96,77     | 96,76     |

### 4. Distribution des forces sismiques selon la hauteur :

Tableau II. 18:Distribution des forces sismiques et les efforts tranchants.

| Niveaux         | Vst (KN) | Vk (KN) | Fk (KN) |
|-----------------|----------|---------|---------|
| <b>Niveau 5</b> | 1919.26  | 505,22  | 859.72  |
| <b>Niveau 4</b> | 1919.26  | 862,98  | 634.58  |
| <b>Niveau 3</b> | 1919.26  | 1157,66 | 496.23  |
| <b>Niveau 2</b> | 1919.26  | 1348,75 | 446.52  |
| <b>Niveau 1</b> | 1919.26  | 1440,21 | 282.34  |

## II.7 Description et dimensionnement du système d'isolation :

Parmi les appuis, notre choix est porté sur les appuis en élastomère fretté, Le système d'isolation est posé sur 26 poteaux, chaque appui doit être calculé sous la charge qui lui

revient. Dans notre illustration, on va calculer les dimensions de l'appui pour le poteau le plus chargé verticalement C5.

Les données sont :

La période de conception du système d'isolation ( $T_D$ ) est choisie de telle façon qu'elle soit supérieure à 3 fois T (T : est la période de la structure encadrée).

$$T_D = 2.5s$$

$$\gamma_{\max} = 1.5$$

On choisit un  $\xi_{\text{eff}} = 20\%$  et on le corrige ci-après.  $\Rightarrow B_D = 1.5$

$$C = Z N S_I$$

$$Z = 0.3 \text{ (zone 3)}$$

$$N = 1 \text{ (distance à la faille} \geq 15 \text{ Km)}$$

$$S_I = 2.3 \text{ (sol meuble)}$$

$$C = 0.3 \times 1 \times 2.3 = 0.6$$

**1- La Détermination du rayon de la surface : (R)**

$$R = g \times (T_D / 2\pi)^2 = 9.81 \times (2.5 / 2\pi)^2$$

$$R = 1.55 \text{ m}$$

**2- La détermination du déplacement horizontal de conception,**

$$D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C T_D}{B_D} = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) 0.69 * 2.5}{1.55} = 0.277 \text{ m}$$

**3- La détermination de la rigidité horizontale effective  $k_{\text{eff}}$  et le déplacement maximum de conception D de l'appui :**

La charge verticale  $W$  supportée par l'appui est égale à :  $1729.69 \text{ KN}$ .

$$K_{\text{eff}} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} = \frac{1729.69}{1.553} + \frac{0.07 \times 1729.69}{0.277} = 1550.88 \text{ KN/m}$$

$\mu$  est choisi dans notre exemple égal à 0.07

**4- On vérifie  $\xi_{eff}$  par la formule suivante :**

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \times \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} = \frac{2}{\pi} \times \frac{0.07}{0.07 + \frac{0.277}{1.553}} = 20$$

**5- Le déplacement vertical de l'appui  $\delta_v$  :**

$$16 \quad \delta_v = \frac{D^2}{2R} + \frac{0.277^2}{2 \times 1.553} = 0.024 m$$

17

18

**6- Le diamètre d de la surface sphérique :**

$$d > 2 \times D$$

$$d > 2 \times 0,230$$

$$d > 0,46$$

On prend  $d = 50 \text{ cm}$

**7- La vérification de la condition de recentrage de la structure est :**

$$\frac{D}{R} > \mu \frac{0.277}{1.553} = 0.17 > 0.07 \dots \text{cv}$$

**8- Le choix des propriétés matérielles :  $E$ ,  $G$ ,  $k$  (qui correspond la qualité du caoutchouc**

IRHD $\pm 2 = 60$ ) à partir du **Tableau. II.1**

$$E = 4450 \text{ KN/m}^2, G = 1060 \text{ KN/m}^2, k = 0.57$$

**9- Le calcul de la hauteur totale du caoutchouc  $t_r$  de l'appui qui est donnée par la formule :**

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{max}} = \frac{0.277}{1.5} = 0.184 m$$

**10- Le calcul de la surface  $A$  et l'épaisseur  $t$  d'une seule couche de caoutchouc :**

Le choix du facteur de forme  $S$  :

$$\frac{K_V}{K_H} = \frac{\frac{E_C A}{t_r}}{\frac{GA}{t_r}} = \frac{E_C}{G} = \frac{E(1+2KS^2)}{G} \geq 400 \rightarrow \frac{4450(1+2*0.57*S^2)}{1060} \geq 400 \rightarrow S > 9.09 \rightarrow S = 20$$

$$E_C = E(1+2KS^2) = 4450 \cdot (1+2*0.57*20^2) = 2033650 \text{ KN/m}^2$$

a. **La détermination de la section  $A_0$  par la formule suivante :**

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_0} \leq 7.84 \frac{MN}{m^2} \rightarrow A_0 = \frac{1729.69}{7840} \rightarrow A_0 = 0.221 m^2$$

b. **La détermination de la section  $A_1$  de l'appui à partir de la contrainte de cisaillement due à la charge verticale  $P_u$ :**

$$\gamma_c = 6 S \varepsilon_c = 6 S \frac{P_u}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \rightarrow A_1 = \frac{18 \times 20 \times 1729.69}{5 \times 2033650} \rightarrow A_1 = 0.061 m^2$$

Obtenir la section minimale  $A_{sf}$  à partir de la fatigue de l'appui vis-à-vis du cisaillement.

$$A_{sf} = \frac{K_{eff} t_r}{G} = \frac{1550.88 \times 0.184}{1060} = 0.270 m^2$$

Utiliser  $A_{sf}$  pour déterminer les dimensions de l'appui et calculer la section

$A_2 = A_{\mathcal{R}}$  Par la formule suivante :

$$A_{\mathcal{R}} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) .$$

$$\text{Avec : } \beta = 2 \cos^{-1} \left( \frac{\Delta_s}{d} \right) = 2 \cos^{-1} \left( \frac{0.20}{0.5} \right) = 2.32 \text{ rd}$$



$$A_2 = A_{yr} = \frac{0.5^2}{4} (2.32 - 0.73) = 0.1 \text{ m}^2$$

La section  $A$  de l'appui est le maximum des valeurs calculées ( $A_0$ ,  $A_1$  et  $A_2$ ) :

$$A = \max (A_0, A_1, A_2) = \max (0.221, 0.061, 0.1) = 0.221 \text{ m}^2$$

**c. Le calcul de l'épaisseur d'une seule couche en caoutchouc  $t$  et le nombre  $N$  des couches en caoutchouc.**

L'utilisation du facteur de forme  $S$  et les dimensions d'une seule couche de caoutchouc pour la détermination de l'épaisseur  $t$  :

$$S = \frac{d}{4t} \rightarrow t = \frac{d}{4S} = \frac{0.5}{4 \times 20} = 0.006 \text{ m}$$

Utiliser  $t_r = N \times t$  pour déterminer le nombre  $N$ .

$$N = t_r / t = 0.184 / 0.006 = 30$$

Le calcul de l'épaisseur d'une seule frette d'acier  $t_s$  par la formule suivante :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}) P_u}{A_{yr} F_s} \geq 2 \text{ mm} \rightarrow \frac{2 \times 2 \times 0.006 \times 1729.69}{0.1 \times 0.6 \times 274400} = 2 \leq 2 \text{ mm} \rightarrow t_s = 2 \text{ mm}$$

La hauteur totale  $h$  est égale à :

$$h = t_r + 25 * t_s \times 2.5$$

$$h = 0.184 + 25 \times 2 \times 2.5 = 240 \text{ mm}$$

**d. Vérification des conditions de résistance et de stabilité:**

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :

1- La résistance au cisaillement sous la charge verticale  $P_u$  :

$$\gamma_c = 6S \frac{P_u}{E_c A} \leq \frac{\epsilon_b}{3} = \frac{6 \times 20 \times 1729.69}{2033650 \times 0.1} = 1.02 < \frac{5}{3} = 1.66$$

La stabilité au flambement :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{1729.69}{0.1} = 17296.9 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{cr} = \frac{\pi G S d}{2\sqrt{2}t_r} = \frac{\pi \times 1060 \times 20 \times 0.5}{2\sqrt{2} \times 0.184} = 41887.90 \text{ KN/m}^2.$$

La résistance au cisaillement sous séisme :

Tel que :

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75 \varepsilon_b$$

$$\gamma_{sc} = 6S \frac{P'_u}{E_c A_{\text{R}}} = 6 \times 20 \times \frac{1448.32}{2033650 \times 0.1} = 0.71$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r} = \frac{0.277}{0.184} = 1.50$$

$$\theta = \frac{12 D e}{b^2 + d^2} = \frac{12 \times 0.277 \times 13.23}{20^2 + 21.40^2} = 0.05$$

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 0.71 + 1.50 + 0.05 = 2.26 \leq 0.75 \varepsilon_b = 3.75 \rightarrow \text{Cv}$$

$$D \leq 0.277 \leq \delta_{\text{roll-out}} = \frac{P'_u L}{P'_u + K_{\text{eff}} \times h} = \frac{1448.32 \times 0.5}{1448.32 + 1550.88 \times 0.240} = 0.40 \rightarrow \text{cv}$$

Les dimensions géométriques de l'appui sont :

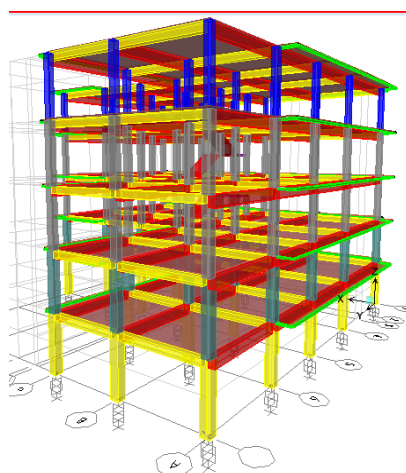
- Le diamètre  $d$  de l'appui = 0.50 m
- La hauteur totale  $h$  de l'appui = 0.240 m
- Le nombre de couches de caoutchouc  $N_c = 30$
- L'épaisseur  $t$  d'une seule couche de caoutchouc = 0.006m
- Le nombre de couches d'acier  $N_s = 29$
- L'épaisseur  $t_s$  d'une seule couche d'acier = 2 mm
- L'épaisseur de la plaque de montage = 2.5cm
- Les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :
- La rigidité effective  $k_{\text{eff}} = 1452.46 \text{ KN/m}^2$
- Le coefficient d'amortissement effectif  $\xi_{\text{eff}} = 20\%$

Tableau II. 19 : Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté.

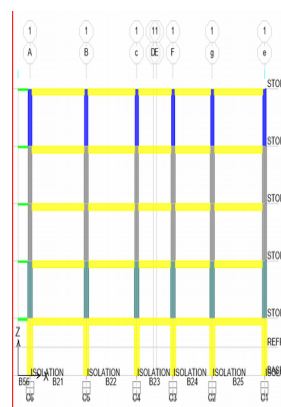
| Pot | $T_D$ ( | $W(K$ | $D$ ( | $d(m$ | $h(m$ | $N$ | $t(m$ | $N$ | $t_s$ ( | $k_{\text{eff}}$ | $\text{Eff}(\$ |
|-----|---------|-------|-------|-------|-------|-----|-------|-----|---------|------------------|----------------|
|-----|---------|-------|-------|-------|-------|-----|-------|-----|---------|------------------|----------------|

| <i>eau</i> | <i>s</i> ) | <i>N</i> )  | <i>m</i> ) | <i>m</i> ) | <i>m</i> ) | <i>c</i> | <i>m</i> ) | <i>s</i> | <i>mm</i><br>) | <i>(KN/m)</i> | <i>%</i> ) |
|------------|------------|-------------|------------|------------|------------|----------|------------|----------|----------------|---------------|------------|
| C5         | 2.5        | 1729.6<br>9 | 0.27<br>7  | 500        | 240        | 30       | 6          | 29       | 2              | 1550.8<br>8   | 20         |

## II.8 Modélisations



a) Vue en 3D de la structure isolée



b) Vue en élévation d'un portique transversal

Figure II. 9: Les différentes vues de la structure isolée

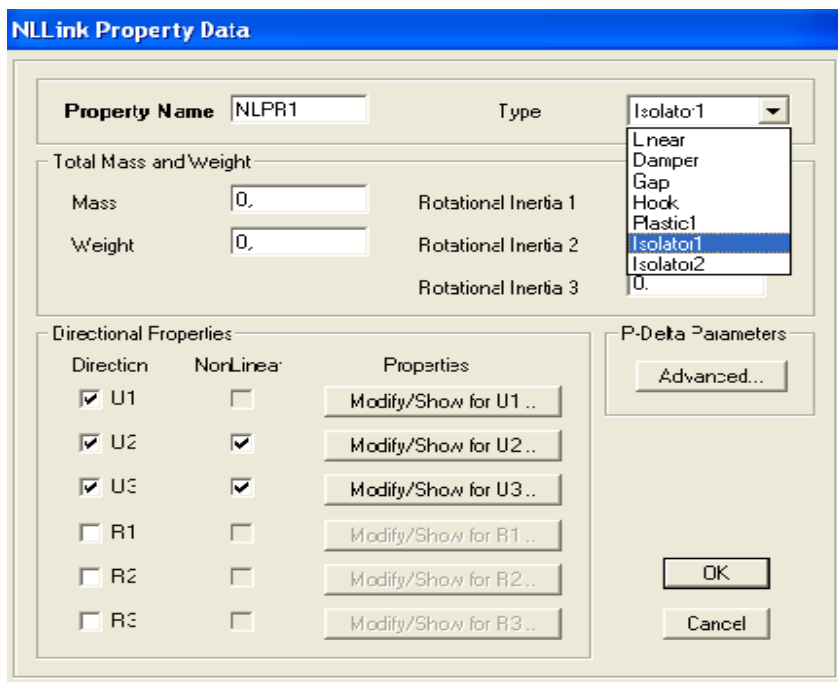
### 1. Les étapes de modélisation

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, ... etc):

Dans le cas d'une structure isolée à la base, on définit les appuis parasismiques par les étapes suivantes :

Cliquez dans le menu **Défini**, puis **Link properties**

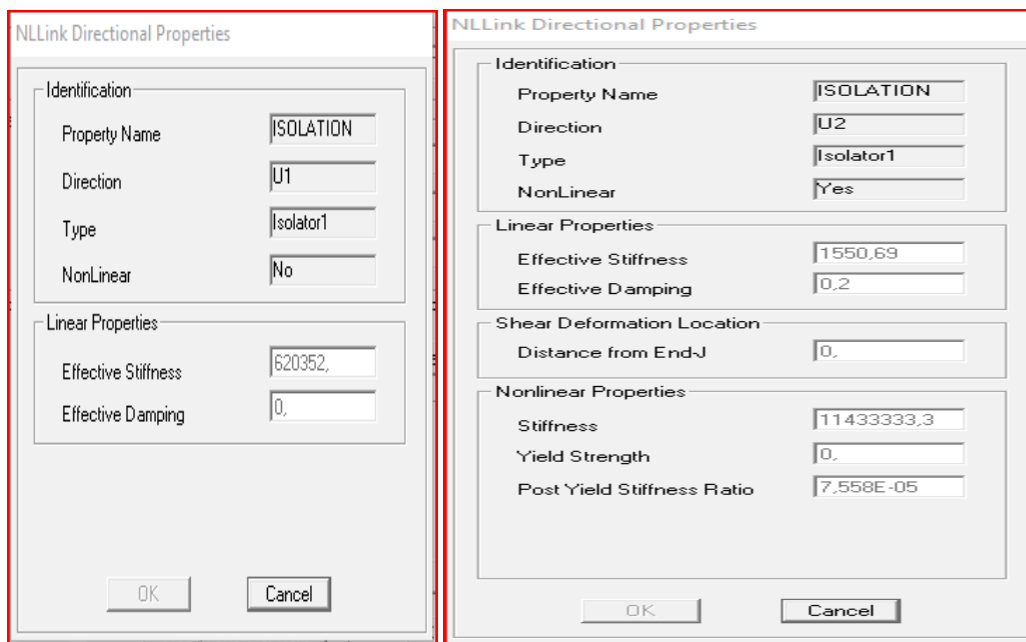
La fenêtre ci-dessous apparaît sur l'écran :



1. Entrer le nom de l'appui.
2. Choisir le type d'appui à utiliser (dans notre exemple, nous allons choisir *Isolation I* qui est un appui élastomériques).
3. Sélectionner les directions où l'appui peut se déplacer.
4. Sélectionner le type de comportement pour chaque direction (linéaire ou non linéaire).
5. Entrer les propriétés géométriques et mécaniques de l'appui dans chaque direction.

Cliquez "OK"

Les cases (5-a) et (5-b) permettant la définition des caractéristiques géométriques et mécaniques de l'appui dans le sens verticale et horizontale :



1. Entrer la valeur de la rigidité verticale effective.
2. Entrer les valeurs des propriétés linéaires de l'appui (*k eff et x eff*).
3. Entrer les valeurs des propriétés non linéaires de l'appui (la rigidité et le coefficient de frottement et le rayon de la surface sphérique).

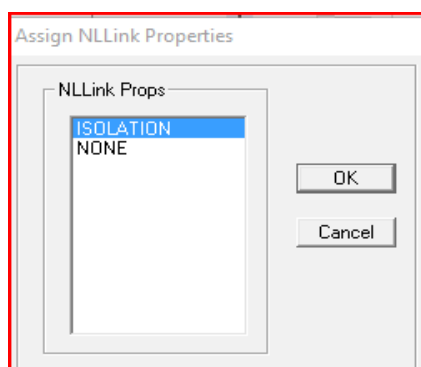
Cliquez "OK"

L'affectation des appuis parasismiques se fait comme suite :

Sélectionner le point qu'on veut l'isoler :

Cliquez dans le menu **Assign**, puis **joint/point** et **Link properties**

La fenêtre ci-dessous apparaît sur l'écran :



1. Choisir le nom de l'appui défini précédemment pour l'affecter à ce point. Cliquez "OK"

## II.9 Les résultats avec appuis :

Les résultats obtenus après introduction des appuis parasismique sont classés dans les tableaux ci- dessous :

### A. Périodes et facteurs de contribution modale :

**Tableau II. 20:Périodes et facteurs de contribution modale**

| Mode | Période | UX    | UY    | SumUX   | SumUY |
|------|---------|-------|-------|---------|-------|
| 1    | 1,70    | 98,05 | 0,00  | 98,051  | 0,000 |
| 2    | 1,14    | 0,41  | 2,86  | 98,4689 | 90,86 |
| 3    | 0,89    | 0,01  | 85,96 | 98,495  | 91,83 |
| 4    | 0,43    | 1,24  | 0,00  | 99,727  | 92,83 |
| 5    | 0,360   | 0,03  | 0,37  | 99,7649 | 95,21 |
| 6    | 0,30    | 0,00  | 6,94  | 99,7654 | 96,16 |
| 7    | 0,22    | 0,14  | 0,00  | 99,9081 | 96,16 |
| 8    | 0,20    | 0,0   | 0,16  | 99,9146 | 96,32 |
| 9    | 0,18    | 0,00  | 1,57  | 99,9147 | 97,89 |
| 10   | 0,13    | 0,03  | 0,01  | 99,9461 | 97,91 |
| 11   | 0,13    | 0,00  | 0,07  | 99,9601 | 97,98 |
| 12   | 0,11    | 0,00  | 0,46  | 99,9603 | 98,45 |

**B. Le déplacement de système isolé :**

**Tableau II. 21: Les déplacements selon les directions x et y.**

| Niveaux  | Diaphragm<br>e | charge | UX   | $\delta_{ek}$ | charge | UY   | $\delta_{ek}$ |
|----------|----------------|--------|------|---------------|--------|------|---------------|
| Niveau 5 | D5             | EX     | 0.11 | 0,016         | EY     | 0.10 | 0,014         |
| Niveau 4 | D4             | EX     | 0.12 | 0,021         | EY     | 0.13 | 0,016         |
| Niveau 3 | D3             | EX     | 0.14 | 0,027         | EY     | 0.14 | 0,020         |
| Niveau 2 | D2             | EX     | 0.13 | 0,024         | EY     | 0.15 | 0.020         |
| Niveau 1 | D1             | EX     | 0.23 | 0,013         | EY     | 0.17 | 0.011         |

**C. Les accélérations de système isolé :**

**Tableau II. 22 : Les accélérations selon les directions x et y.**

| Niveaux  | charge | UX    | charge | UY    |
|----------|--------|-------|--------|-------|
| Niveau5  | EX     | 13.39 | EY     | 13.49 |
| Niveau 4 | EX     | 13.28 | EY     | 13.06 |
| Niveau 3 | EX     | 11.21 | EY     | 11.22 |
| Niveau 2 | EX     | 10.95 | EY     | 10.49 |
| Niveau 1 | EX     | 9.81  | EY     | 6.15  |

**D. Les efforts tranchants de système isolé :**

**Tableau II. 23: les efforts tranchants selon x et y.**

| Niveaux  | Load | VX     | Load | Vy     |
|----------|------|--------|------|--------|
| Niveau 5 | EX   | 244,44 | EY   | 338,56 |
| Niveau 4 | EX   | 497,54 | EY   | 726,13 |
| Niveau 3 | EX   | 732,42 | EY   | 995,18 |
| Niveau 2 | EX   | 947,81 | EY   | 981,86 |
| Niveau 1 | EX   | 943,79 | EY   | 977,83 |

**II.10 Calcul des forces sismiques**

$$V_s = \frac{K_{Dmax} D_D}{R_I}$$

$$R_I = 2$$

$$K_D = \frac{4\pi^2 m}{T_D^2} = 12123.10 \text{ KN/m}$$

$$V_s = 1679.04 \text{ KN}$$

**Tableau II. 24: Vérification de la résultante sismique**

|          | V dynamique   | V statique     | 1.00Vdynamiqu<br>e | 10.Vd<Vs   |
|----------|---------------|----------------|--------------------|------------|
| <b>X</b> | <b>943.97</b> | <b>1679.04</b> | <b>943.97</b>      | <b>C.V</b> |
| <b>Y</b> | <b>977.83</b> | <b>1679.04</b> | <b>943.97</b>      | <b>C.V</b> |



*CHAPITRE III :*  
*ÉTUDE*  
*COMPARATIVE*  
*DE LA*  
*STRUCTURE*  
*ENCASTREE ET*  
*ISOLEE*

---

---

### III.1. Introduction :

Pour évaluer la performance des structures isolées, ainsi que l'efficacité des systèmes d'isolation, une comparaison entre les réponses dynamiques d'une structure isolée et les réponses dynamiques de la même structure (sans le système d'isolation) doit être faite en terme de réponse en déplacements, déplacements inter étages, accélérations et efforts tranchants. Cette comparaison est faite à l'aide d'un même programme numérique d'analyse dynamique de structures (ETABS).

III.2. Étude comparative :

1 Périodes et facteurs de contribution modale :

Les résultats des périodes obtenues pour les deux types de structures sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 8:Périodes et facteurs de contribution modale**

| Structure sans le système d'isolation |         |       |       |           |             | Structure avec le système d'isolation |         |       |           |        |       |
|---------------------------------------|---------|-------|-------|-----------|-------------|---------------------------------------|---------|-------|-----------|--------|-------|
| Mode                                  | Période | UX    | UY    | SumU<br>X | SumUY       | Mode                                  | Période | UX    | UY        | SumUX  | SumUY |
| 1                                     | 0,85    | 36,13 | 1,35  | 36,13     | 1,35        | 1                                     | 1,70    | 98,05 | 0,00      | 98,05  | 0,00  |
| 2                                     | 0,75    | 36,07 | 15,24 | 72,20     | 16,59       | 2                                     | 1,14    | 0,41  | 2,86      | 98,46  | 90,86 |
| 3                                     | 0,712   | 4,46  | 61,02 | 76,67     | 77,619<br>6 | 3                                     | 0,89    | 0,01  | 85,9<br>6 | 98,47  | 91,83 |
| 4                                     | 0,29    | 7,64  | 0,25  | 84,31     | 77,87       | 4                                     | 0,42    | 1,24  | 0,00      | 99,72  | 92,83 |
| 5                                     | 0,27    | 3,68  | 1,87  | 88,00     | 79,75       | 5                                     | 0,36    | 0,03  | 0,37      | 99,76  | 95,21 |
| 6                                     | 0,26    | 0,16  | 8,92  | 88,16     | 88,68       | 6                                     | 0,30    | 0,00  | 6,94      | 99,76  | 96,16 |
| 7                                     | 0,17    | 2,01  | 0,58  | 90,18     | 89,26       | 7                                     | 0,22    | 0,14  | 0,00      | 99,90  | 96,16 |
| 8                                     | 0,16    | 3,66  | 1,41  | 93,84     | 90,67       | 8                                     | 0,20    | 0,00  | 0,16      | 99,914 | 96,32 |
| 9                                     | 0,16    | 0,37  | 3,75  | 94,21     | 94,43       | 9                                     | 0,18    | 0,00  | 1,56      | 99,91  | 97,89 |
| 10                                    | 0,11    | 0,35  | 0,49  | 94,57     | 94,92       | 10                                    | 0,13    | 0,03  | 0,01<br>3 | 99,94  | 97,91 |
| 11                                    | 0,11    | 1,85  | 0,63  | 96,43     | 95,55       | 11                                    | 0,13    | 0,01  | 0,07      | 99,96  | 97,98 |
| 12                                    | 0,10    | 0,33  | 1,20  | 96,77     | 96,76       | 12                                    | 0,11    | 0,00  | 0,46      | 99,96  | 98,45 |

- Analyse les résultats :

1. Périodes :

Les résultats obtenus montrent que l'effet du système d'isolation est d'assouplir le bâtiment par le rallongement de la période fondamentale de la structure à une valeur plus grande par rapport à celle obtenue pour la structure encastree, cette période est rallongée de 2.1 fois. En effet, Ce décalage de la période est la raison primaire de l'efficacité du système d'isolation.

**2. Les facteurs de contribution modale :**

Pour la structure isolée, le mode fondamental a un facteur de contribution modale dépassant les 98% .ce qui nous permet de dire que la réponse de cette structure est régie par le premier mode, cela est significatif dans le cadre de l'analyse dynamique des structures car la contribution des modes supérieurs est complètement négligeable ce qui n'a pas été vérifié dans le cas de la structure encastree.

**III.3. Les déplacements :**

Les tableaux montrent une comparaison des déplacements des structures encastree et isolée dans les deux directions X et Y.

**Tableau III. 9:comparaison des déplacements suivant X**

| Structure sans le système d'isolation |        |       | Structure avec le système d'isolation |        |      |
|---------------------------------------|--------|-------|---------------------------------------|--------|------|
| Niveaux                               | charge | UX    | Niveaux                               | charge | UX   |
| Niveau 5                              | EX     | 0.039 | Niveau 5                              | EX     | 0.11 |
| Niveau 4                              | EX     | 0.062 | Niveau 4                              | EX     | 0.12 |
| Niveau 3                              | EX     | 0.086 | Niveau 3                              | EX     | 0.14 |
| Niveau 2                              | EX     | 0.066 | Niveau 2                              | EX     | 0.13 |
| Niveau 1                              | EX     | 0.060 | Niveau 1                              | EX     | 0.23 |

**Tableau III. 10:comparaison des déplacements suivant Y**

| Structure sans le système d'isolation |        |      | Structure avec le système d'isolation |        |      |
|---------------------------------------|--------|------|---------------------------------------|--------|------|
| Niveaux                               | charge | UY   | Niveaux                               | charge | UY   |
| Niveau 5                              | EY     | 0.02 | Niveau 5                              | EY     | 0.10 |
| Niveau 4                              | EY     | 0.04 | Niveau 4                              | EY     | 0.13 |
| Niveau 3                              | EY     | 0.05 | Niveau 3                              | EY     | 0.14 |
| Niveau 2                              | EY     | 0.06 | Niveau 2                              | EY     | 0.15 |
| Niveau 1                              | EY     | 0.04 | Niveau 1                              | EY     | 0.17 |

- *Analyse les résultats :*

La remarque tirée de cette comparaison est que les déplacements de la structure isolée sont plus importants par rapport aux déplacements de la structure encastree, ceci est causé par les grands déplacements de la base de la structure isolée.

Les deux tableaux montrent que les déplacements inter étages de la structure isolée sont presque nuls, cela veut dire que la structure isolée vibre presque comme un corps rigide et subit moins de déformations du fait que les déplacements horizontaux de la structure isolée sont approximativement identiques sur toute la hauteur de cette dernière. Il en résulte que les amplifications des déplacements sont considérablement réduites. Par contre, la structure encastree vibre d'un côté à l'autre avec une amplification des déplacements et avec des grands déplacements relatifs entre les deux derniers niveaux. Par la suite, cette structure sera fortement endommagée.

#### III.4. Les accélérations :

Les tableaux montrent une comparaison des accélérations des deux structures encastree et isolee dans les deux directions X et Y.

**Tableau III. 11 : comparaison des accélérations suivant X**

| Structure sans le système d'isolation |        |       | Structure avec le système d'isolation |        |       |
|---------------------------------------|--------|-------|---------------------------------------|--------|-------|
| Niveaux                               | charge | UX    | Niveaux                               | charge | UX    |
| Niveau 5                              | EX     | 14.52 | Niveau 5                              | EX     | 13.39 |
| Niveau 4                              | EX     | 14.30 | Niveau 4                              | EX     | 13.28 |
| Niveau 3                              | EX     | 13.99 | Niveau 3                              | EX     | 11.21 |
| Niveau 2                              | EX     | 12.43 | Niveau 2                              | EX     | 10.95 |
| Niveau 1                              | EX     | 11.70 | Niveau 1                              | EX     | 9.81  |

**Tableau III. 12: comparaison des accélérations suivant Y**

| Structure sans le système d'isolation |        |       | Structure avec le système d'isolation |        |       |
|---------------------------------------|--------|-------|---------------------------------------|--------|-------|
| Niveaux                               | charge | UY    | Niveaux                               | charge | UY    |
| Niveau 5                              | EY     | 14.89 | Niveau 5                              | EY     | 13.49 |
| Niveau 4                              | EY     | 14.45 | Niveau 4                              | EY     | 13.06 |
| Niveau 3                              | EY     | 13.29 | Niveau 3                              | EY     | 11.22 |
| Niveau 2                              | EY     | 12.94 | Niveau 2                              | EY     | 10.49 |
| Niveau 1                              | EY     | 10.53 | Niveau 1                              | EY     | 6.15  |

- —
- 
- 
- 
- 
- 
- 

- Analyse les résultats :

La comparaison est que les accélérations de la structure isolée sont moins importantes par rapport aux accélérations de la structure encastree, ceci est dû au découplage entre le mouvement du sol et celui de la superstructure dans le cas où la structure est isolée. Par conséquence, la vitesse d'oscillation de la superstructure diminue considérablement.

Vue que les accélérations horizontaux de la structure isolée sont approximativement identiques sur toute la hauteur de la cette dernière. Il en résulte que les amplifications de ces derniers sont considérablement réduites. Par contre, la structure encastree vibre d'un côté à l'autre avec une amplification des accélérations

**III.5. Les efforts tranchants :**

Les tableaux montrent une comparaison des efforts tranchants des deux structures encastree et isolée dans les deux directions X et Y.

**Tableau III. 13 : comparaison Les efforts tranchants suivant X**

| Structure sans le système d'isolation |        |         | Structure avec le système d'isolation |        |        |
|---------------------------------------|--------|---------|---------------------------------------|--------|--------|
| Niveaux                               | charge | UX      | Niveaux                               | charge | UX     |
| Niveau 5                              | EX     | 463,2   | Niveau 5                              | EX     | 244,44 |
| Niveau 4                              | EX     | 798,49  | Niveau 4                              | EX     | 497,54 |
| Niveau 3                              | EX     | 1061,01 | Niveau 3                              | EX     | 732,42 |
| Niveau 2                              | EX     | 1239,71 | Niveau 2                              | EX     | 947,81 |
| Niveau 1                              | EX     | 1329,93 | Niveau 1                              | EX     | 943,79 |

**Tableau III. 14: comparaison Les efforts tranchants suivant Y**

| Structure sans le système d'isolation |        |         | Structure avec le système d'isolation |        |        |
|---------------------------------------|--------|---------|---------------------------------------|--------|--------|
| Niveaux                               | charge | UY      | Niveaux                               | charge | UY     |
| Niveau 5                              | EY     | 525.46  | Niveau 5                              | EY     | 338,56 |
| Niveau 4                              | EY     | 941.27  | Niveau 4                              | EY     | 726,13 |
| Niveau 3                              | EY     | 1269.24 | Niveau 3                              | EY     | 995,18 |
| Niveau 2                              | EY     | 1481.95 | Niveau 2                              | EY     | 981,86 |
| Niveau 1                              | EY     | 1582.78 | Niveau 1                              | EY     | 977,83 |

:

- *Analyse les résultats :*

D'après les résultats obtenus, le système d'isolation réduit les efforts tranchants à la base. Ceci est dû à la réduction des accélérations transmises à la superstructure.

### **III.6. Conclusion :**

Les analyses de la structure avec et sans le système d'isolation nous a permis de déduire ce qui suit :

Le période de la structure isolée est allongée par rapport a la périodes de la structure à base fixe.

- La réponse dynamique de la structure isolée est régie par le premier mode. Par conséquence, la contribution des modes supérieurs dans le mouvement global est complètement négligeable.
- Les déplacements de la structure isolée sont plus importants par rapport aux déplacements de la structure encastree.
- Les déplacements maximaux de la structure isolée sont localisés au niveau de la base.
- Les déplacements inter étages de la structure isolée sont presque nuls cela veut dire que la structure isolée vibre presque comme un corps rigide.
- Les accélérations de la structure isolée sont moins importantes par rapport aux accélérations de la structure encastree.
- Le système d'isolation réduit les efforts tranchants à la base.



# *Conclusion*

## *générale*

L'objectif principal de ce travail était de mettre en évidence le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments et de déduire les paramètres influant sur le comportement du système combiné (le système d'isolation et la superstructure).

Avec tous les avantages que présente cette technique, il fallait tout de même trouver une bonne modélisation des appuis parasismiques, chose qui est indispensable pour pouvoir lancer l'exécution de l'analyse d'une structure isolée sur les logiciels mis à notre disposition. La modélisation des appuis parasismique par l'élément « Link » nous a permis d'aborder cette analyse.

L'étude comparative effectuée sur une structure à cinq niveaux avec et sans le système d'isolation nous a permis de mettre en évidence l'effet des appuis parasismiques sur la réponse des structures isolées. L'investigation des résultats obtenus nous a permis d'émettre les conclusions suivantes :

- Les accélérations transmises à la superstructure sont inférieures à celle du sol ;

- La réponse dynamique de la structure isolée est régie par le premier mode ;
- Les périodes de la structure isolée sont allongées par rapport aux périodes de la structure base fixe ;
- Les déplacements imposés à la structure isolée se localisent au niveau des appuis parasismiques ;
- Les déplacements inter étages sont pratiquement négligeables ;
- Les forces sismiques agissantes sur la superstructure sont réduites ;
- L'efficacité des appuis augmente avec la différence entre leur rigidité horizontale et celle de la superstructure ;

L'évolution dans le domaine du génie parasismique devrait être suivie par une adoption de

Cette nouvelle technique dans les futurs règlements algériens, car l'incorporation des règles de conception et de construction des structures isolées dans le code RPA 99 est recommandée tout en gardant un certain degré de simplicité d'application.

En fin, la technique d'isolation parasismique est une alternative admise de conception pour la réduction des risques des tremblements de terre ainsi que pour la réalisation d'une performance sismique supérieure pour les structures nouvelles et existantes

# *Les annexes*

# Références bibliographiques :

- ❖ Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99 (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).
- ❖ Document technique réglementaire DTR B C 2 2, charges permanentes et d'exploitations
- ❖ règles parasismique algériennes R.P.A 99 V 2003
- ❖ CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé(CUBBAT).
- ❖ D.T.R charge permanentes et charge des d'exploitation
- ❖ JEAN Perchat et JEAN Roux [pratique du BAEL 91]
- ❖ [Y. CHERAIT] calcul des ouvrage en béton armé, règles CBA93 RPA 2003
- ❖ Cour de béton armé 3<sup>ème</sup> année licence ET 1 ère année master génie civil (CUBBAT).
- ❖ Cour RDM 3<sup>ème</sup> année licence ET 1 ère année master génie civil (CUBBAT).
- ❖ PFE Aichouche, Benamar 2018-2019
- ❖ PFE KAAB Mohamed Zohaïr « INFLUENCE DE L'AMORTISSEMENT SU LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES AVEC SYSTEMES D'ISOLATION PARASISMIQUE

## Logiciels :

- ETABS 9.7.....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2010.....Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitement du texte.
- POWER POINT 2007.....Présentation de mémoire.
- SOCOTEC .....Calcul.

**Sites web :**

- \* [www.les-grandsateliers.fr](http://www.les-grandsateliers.fr)
- \* [www.edusismoprovece.fr](http://www.edusismoprovece.fr)
- \* [www.rbq.gouv.qc.ca](http://www.rbq.gouv.qc.ca)
- \* [www.les-grandsateliers.fr](http://www.les-grandsateliers.fr)
- \* [www.pubs.asce.org](http://www.pubs.asce.org)
- \* [www.iusspress.it](http://www.iusspress.it)
- \* [www.prim.net](http://www.prim.net)
- \* [www.midi-pyrenees.equipement.gouv.fr](http://www.midi-pyrenees.equipement.gouv.fr)