République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique
Université Yahia Farés de Médéa
Faculté de technologie
Département de génie civil

Mémoire De Fin d'études
Pour l'Obtention du Diplôme de master En Génie Civil
Option: structure

Thème

Evaluation des performances parasismiques d'une structure mixte en (R+4) par l'application de la méthode d'analyse statique non linéaire

Présenté par :

- DJEDDOU Nor EL houda Imane
- LAOUFI Ibtissam

Dirigé par:

-Mme HERNOUN Houria

co-promoteur:

-Mr KHELLADI Mohamed

Promotion juin 2017

REMERCIMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme Harnoune Houria pour la proposition de thème et l'encaderement

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous offre tout ce savoir

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notretravail

Encore des remerciements à Mr khelladi mohamed pour de multiples raisons : sonaccueil et sa sympathie, puis sa disponibilité malgré l'importance de sesresponsabilités .Ce fut un réel plaisir de travailler à ses côtés.

Encore des remerciements à Mr Abdellah lhadj abdelkader pour tout les efforts et patiences qu'il est fournit pour aider a accomplir notre projet de fin d'étude

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Ibtissam

houda

dédicace

Je dédié ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes Côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

Merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.

à mes très chers frères : abdelhak et Yasser

et ma chere sœur : Romaissa

A toute ma famille (Laoufi et Reghissa) sans exception.

A tous mes chères amies : khaoula ,kaouthar ,Imen , Aicha ,Meriem,Meriem,Samiha

A tous mes collègues de l'université de MEDEA.

Une grande merci a tous qui contribué de prés ou loin pour l'élaboration de ceprojet

En fin, je remercie ma copine et binôme Houda qui a contribuée à la réalisation de ce modeste travail.

Ibtissam

dédicace

Je dédié ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de celong chemin, ma mère qui a été à mesCôtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui aSacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

Merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.

à mes très chers frères :Imed et Adam et Hassan

A toute ma famille (djeddou,Bellalem) sans exception.

A tous mescheres amies :soumia,Aicha , Meriem ,Nesrine

A tous mes collègues de l'université de MEDEA.

Une grande merci a tous qui contribué de prés ou loin pour l'élaboration de ce projet

En fin, je remercie ma copine et binôme Ibtisssam qui a contribuée à la réalisation de ce modeste travail.

nourelhoudaImane

ملخص

أصبح في السنوات الأخيرة كبديل مثير للاهتمام مع التحليل (pushover)التحليل السكوني غير الخطي الديناميكي غير الخطي و واقعي بالمقارنة إلي طرق حساب الزلازل الكلاسيكية .لمباشرةولإجراء التحليل سكوني غير الخطي يمكن استعمال العديد من رموز الحساب(SPA2000, SEISMOSTRUCT, IDARC, ect...)
ولكل منها مزاياه وحدودها الهدف من هذا البحث دراسة ردة فعل بعض هياكل الخرسانة المسلحة باستعمال الرموز المذكورة أعلاه للوصول إلي توصيات لمستعملين المستقبليين

مفاتيح الكلمات

الطلب .القدرة . التحليل ألسكوني غيرا لخطي التحليل الديناميكي غير الخطي .الأداء الزلزالي وسلوك غير الخطي .

Résumé :

L’analyse pushover c’est composée ses dernier années comme étant une alternative attrayante par rapport àl’analyse dynamique non linéaire et réaliste par rapport aux technique de calcul sismique classique.Pour entreprendreune analyse pushover,l’analyse dispose de plusieurs codesde calcul (SPA2000, SEISMOSTRUCT, IDARC, ect...) ayant chacun ses avantages et ses limitations.
Le bute de ce travail de recherche est d’étudier la repense pushover de certaines structures en B.A en utilisant les codes cites plus haut afin d’aboutir a l’éventuelles recommandation pour des futurs utilisateurs.

Mots clés:
capacité, courbe pushover et déplacement cible, vulnérabilité curves,
spectre de capacité, analyse dynamique non linéaire, analyse pushover, performance sismique, comportement non linéaire

Absract :

The pushoveranalysiswascomposedhis last years as an attractive alternative to nonlineardynamicanalysis and realisticcompared to conventionalseismiccalculation technique. To enter take a pushoveranalysis, the analysis has several computer code (SPA2000, SEISMOSTRUCT,IDARC, ect...)eachhavingitsadvantages and limitations.
The stumbles of thisresearchis to study the pushoverrethinking of some structures in BA using the codes citedabove in order to achieve to the possible recommendation for future users.

Keywords:
demand, capacity, and targetdisplacementpushovercurve, vulnerabilitycurves, spectrumcapacity, nonlineardynamicanalysis, pushoveranalysis, seismic performance, nonlinearbehaviour

Sommaire :

- **Chapitre I :méthode de l'analyse non linéaire**

I.1.Introduction …….....1

I.2 Origine de l'analyse push over ……....1

I.3 But de l'analyse push over……...……....2

I.4 Étapes de l'analyse push over……...……...3

I.5 Principes théoriques du calcul Push over……...……4

I.6 Courbe de capacité…….....5

I.7.Point de performance ……..……6

I.8 Deux types de contrôle pour l'analyse ……....6

I.9 Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse pushover …….7

I.10Les propriétés des rotules dans SAP 2000 …….7

I.11Rotules plastiques …….10

I.12Conclusion ……....12

- **Chapitre II : Présentation de l'ouvrage**

II.2 Description de l'ouvrage …….14

II.2.1 Dimension en élévation ……....14

II.2.2 Dimension en plan ……....14

II.2.3 Systema de contreventement ……....15

II.3 Description de la structure ……....15

II.3.1 Plancher ……15

II.3.2 Maçonnerie ……....15

II.3.3Revêtement ……....15

II.3.4Le plafond …….……16

II.3.5L'acrotère ……...16

II.3.6L'infrastructure ……..16

II.3.7Les escaliers ……...16

II.3.8Les balcons …….16

II.3.9 Taux de travail du sol …….16

II.4 Caractéristique des matériaux…….....16

II.4.1 Béton ……...16

a) Composition du béton …….17

b) Caractéristiques Physique et Mécaniques de Béton ……....17

1. Masse Volumique ……17

2. Retrait Hygrométrique …….17

3. Résistance caractéristique à la compression ……17

4. Résistance caractéristique à la traction ……17

c) Module d'élasticité ……...17

1. Module de déformation longitudinale au béton ……..18

2 .Module d'élasticité transversale ……..18

a) La contrainte de calcul béton comprimé ……18

II.4.2 les armatures ……..19

a) Définition ……19

b) Caractéristiques mécaniques ……..19

c) Contrainte de calcul d'acier ……19

*Etat Limite Ultime (E.L.U) ……..19

*Etat Limite Service (E.L.S) ……..20

Coefficient d'équivalence ……20

❖ **Chapitre III :pré-dimensionnement des élément résistants**

III.1 Introduction……..……..……22

III.2 Prédimensionnement des dalles …….…….22

III.3 Evaluation des charges et surcharges……..…….....22

III. 3.1 Plancher terrasse inaccessible……. ……....22

Charges permanentes …….23

Surcharge d'exploitation …….23

III.3.2 Plancher étage courant……..24

a. Charges permanentes.....24

b. Surcharge d'exploitation …….24

Dalle pleine……..……24

Condition de la flèche……..……25

c. charge d'exploitation ……...……26

III.3.3. Maçonnerie …….....26

III.4. Pré dimensionnement ……...…….…..…...28

III.4.1. Les portique ……...……..28

III.4.1.1 les poutres ……..……28

a-Poutres principales (porteuses) ……28

b- Poutres secondaires (non porteuses) ……...29

III.5. Pré dimensionnement des poteaux ……30

III.5.1.Étapes de Pré dimensionnement …….……..30

III.5.2.a.Décente des charges ……..……....31

III.5.2.b.Détermination des Charge permanente ……31

III.5.3. Détermination des sur charges d'exploitation ……32

Vérification des sollicitations normales …….....35

Vérification aux zones nodales ……..…….36

❖ **Chapitre IV :calcul des éléments non structuraux**

IV.1.l'acrotère …….……...38

IV.1.1 Introduction ……...38

IV.1.2 Principe de calcul ……..38

IV.1.3- Évaluation des charges et surcharges ……39

IV.1.4- Détermination des efforts ……..39

IV.1.5- Calcul de ferraillage…….... 39

III.15. a - E.L.U …….…...40

Calcul de l'excentricité……..……..… 40

Calcul du moment de flexion……..……40

Calcul des armatures verticales …….……....40

Condition de non fragilité……..……. 40

Armatures de répartition…….…… 41

- Vérification à l'E.L.S……...……..41
Calcul de l'excentricité……...……..41

*Armatures de répartition…….……41

IV.1.6 - Vérification de l'effort tranchant ……...…….42
IV.1.7 - Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……...…42
IV.2 Les escaliers…….…... 43
IV.2.1 Pré dimensionnement……...…….43
Vérification de la formule de BLONDEL……43

Détermination de l'épaisseur de l'escalier…….……..43
IV.2.2 Evaluation des charges et surcharges …….…….44

IV.2.2.a- Charges permanents …….…….…..44

IV.2.2.b Surcharge d'exploitation…….……... 46

IV.2.3 Détermination des sollicitations……...……46

IV.2.4 Détermination des efforts……. 46

IV.3.5. Calcul du ferraillage …….……...……... 49

b) Armature de répartition ……. …….……..49

c) Condition d'espacement ……..…… 50

e) Vérification à l'E.L.S……..……...50

IV.3 Les poutrelles …….…….. 52

a. Avant coulage …….……...52

IV.2 Calcul des étaiements…….……...54

b.1.Méthode de calcul …….. 55

b.2.Exposé de la méthode ……..55

Moment sur appuis…….56

b.3.Evaluation des charges et surcharges ……..……56

IV. Dalle pleine……..……...…..…58

IV.1 Calcul des dalles rectangulaire ……..……..…..58

Application …….…….. .58

Calcul de la charge totale ……..…. 58

Plancher terrasse ……59

Détermination de M……59

Condition d'espacement …….……..60

IV.3.b Vérification à l'ELS…….. 60

Détermination de la valeur de(y) ……..….... 60

Moment d'inertie ……..61

Vérification de l'effort tranchant…….……...61

Vérification de la flèche ……62

❖ **Chapitre V : étude sismique**

V.1.1. Choix de la méthode de calcul …….64

V.1.2 Méthode dynamique modale spectrale ……64

V.1.2.1. Principe ……...64

V.1.2.2 Modélisation ……...64

V.1.2.3 Le spectre de réponse de calcul ……...65

a-Coefficient d'accélération A ……65

b-facteur de qualité Q ……..65

c-périodes caractéristiques ……67

V.1.3. Disposition des voiles ……...68

V.1.4.Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ……..67

a-Dimensions du bâtiment …….....67

b-Excentricité accidentelle ……..…67

c-Centre de Rigidité & Centre de Masse …….67

d-Excentricité ……...68

Justification du coefficient de comportement R …….……68

V.2.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique …….……...…...70

IV.2.1 Vérification de comportement des trois premiers modes …….....71

V.2 vérification de participation massique : Selon RPA version 2003……72

V.2.2 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ ……..……..73

Calcul de la force sismique totale : (Art.4.2.3 : RPA 99 version 2003…….…...73

V.2.3 Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA Version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ …….....…74

V.2.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……...…75

V.2.4.2 Moment de renversement ……..76

V.2.4.3 Moment stabilisant ……....76

V.2.5Vérification des déplacements en tête : selon RPA88……..……..77

V.2.6. Vérification des déplacements …….……...77

V.2.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ … ……79

❖ Chapitre VI : ferraillage des éléments structuraux

Introduction …….87

VI.1Ferraillage des poutres……..87

VI. 1.1 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires …….87

a-Ferraillage des poutres principales ……..…87

b-Ferraillage des poutres secondaires …….87

VI. 1.2 Vérification des contraintes …….....89

VI.1.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] et CBA [2] ……..91

Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchant ……..93

VI.1.4 Calcul des armatures transversales ……94

VI. 1.5 Vérification de la flèche ……96

V.3. Calcul des poteaux ……99

Introduction ……99

VI.2.1 Détermination des sections d'acier ……102

VI.2.2Vérification à l'Etat Limite Service ……103

VI.2.3 Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant ……....104

VI.2.3.1 Justification de la contrainte de cisaillement …….....104

VI.2.3.2 Armatures transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄……...105

VI.3 Ferraillage des voiles ……....108

Introduction ……..…108

VI.3.1 Les voiles pleins ……..…108

VI.3.2 .Ferraillage des voiles pleins ...……...…111

VI.3.2.2 Armatures verticales ……..111

a-Détermination des armatures à l'ELU de résistance ……...111

b- Vérification des armatures à ELS ……112

VI.3.2.3 Calcul des armateurs horizontaux……...…….112

VI.3.2.4 Armatures transversales ……..113

❖ **Chapitre VII : Analyse non lineaire**

VII.1 Introduction ……..115

VII.2 Définition du comportement non linéaire des poteaux poutres …….……..115

a. Niveaux de dommages……116

b. Insertion des rotules plastiques ……117

VII.3 Définition du chargement de l'analyse push over ……...……118

a. Définition de l'analyse sous charges gravitaires……118

b. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales…….119

VII.4 Résultats de l'analyse push over ……..……..…..119

a. Détermination de la courbe de capacité……..…120

b. Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd) ……..121

c. Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments ……..124

VII.5 Résultats de l'analyse push over de structure R+6…….126

VII.6 Conclusion ……..135

LISTE DES TABLEAU :

- **Chapitre III : Pré dimensionnement**

Tableau III.1 :Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)…….23

Tableau III.2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux)……..……24

Tableau III.3 : Evaluation des charges du plancher à dalle pleine……..25

Tableau III.4: Charges permanentes du mur double cloison…….……....26

Tableau III.5: Charges permanentes du mur simple cloison……..……27

Tableau III.6. Décente des charges……..…….……..32

TableauIII.7 :Détermination des charges permanentes…….……..…33

Tableau III.9: Détermination des surcharges d'exploitation……..34

Tableau III.8 : Calcul de N ultime et Nu……..…….34

Tableau III.10 :Vérifications des sollicitations normales……..……35

Tableau III.10 Vérification aux zones nodales……..…....……36

- **Chapitre IV : Calcules des éléments secondaires**

Tableau IV.1 : Évaluation des charges et surcharges…….…….....38

Tableau IV.2 : Les efforts.....39

Tableau IV.3 : Les données…….……....39

TableauVI.4 : Charge permanente du palier de repos de l'escalier……..…….…….44

Tableau IV.5 : Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier ……...45

Tableau IV.6 : Combinaison des charges de l'escalier…….…….45

Tableau IV.7 : les résultats de la flexion simple…….…….……49

Tableau IV.8: Charges de poutrelle avant coulage …….…….…..……..53Tableau IV.9: Calcul des

moments…….…….….54Tablea.IV.10: Calcul de nombre d'étaiement …….…….…..54Tableau IV.11: Evaluation des charges et surcharges…….56Tableau IV.12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)……..…57Tableau IV.13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS)……..….57Tableau IV.14 : Ferraillage de la dalle pleine……..60Tableau.IV.16: Vérification au cisaillement……..…….61Tableau.IV.17 : Vérification de la flèche……..……62

- **Chapitre V : étude sismique**

Tableau. V.1 : Coefficient d'accélération de zone A……65

Tableau.V.2 : détermination du facteur de qualité Q…….……..66

Tableau V.5 : Le comportement des trois premiers modes……..70

Tableau. V.7 : Calcul de centre de masse et centre d'inertie…….…….……..71Tableau V.8 : Calcul d'excentricité……..……73

Tableau. V.9 : Justification du coefficient de comportement R suivant X……..……73Tableau V.10 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage……74

Tableau. V.11 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y……..…..74

Tableau V.12 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage…....75

Tableau. V.13 : Le comportement des trois premiers modes…….76

Tableau. V.14 : vérification de participation……..……77

Tableau V.15 : Calcul de la force sismique……..…..78

Tableau V.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….…..78

Tableau V.17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)…….……..79

Tableau V.18 : Calcul du moment de renversement……80

Tableau V.19. : calcul du moment stabilisant……..……80

Tableau V.20 : Vérification des déplacements en tête……..……81

Tableau V.21 : Vérification des déplacements inter-étage sens X…….82

Tableau V.22 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y…….…….82

Tableau V.23 : Vérification de cisaillement des poutres…….83

Tableau V.24 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X……..……83

TableauV.25 : Vérification de cisaillement des poteaux sens Y……83

Tableau V.26 : Vérification de l'effort normal réduit à la base……..…...84

Tableau V.27 : Vérification l'effet P-Δ sens X……85

Tableau V.28 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……..……..85

❖ **Chapitre VI : ferraillage des éléments structuraux**

Tableau VI.1 : Les données de calcul…….87

Tableau .VI.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales……89

Tableau .VI.3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……89

Tableau .VI.4: Vérification des contraintes à l'ELS des P.P ……90

Tableau VI. 5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres sens longitudinales…..…91

Tableau .VI.6 : vérification des P.P selon la condition RPA……92

Tableau .VI.7 : vérification des P.P selon la condition CBA……92

Tableau .VI.8 : vérification des P.S selon la condition RPA……93

Tableau .VI.9 : vérification des P.S selon la condition CBA……93

Tableau .VI.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des P.P……93

Tableau .VI.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……..…94

Tableau .VI.12 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales……..……95

Tableau .VI.13 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires……95

Tableau .VI.13 : vérification de la fléché……96

Tableau .VI.15: Les Armatures longitudinaux des poteaux……..……102
Tableau .V.16 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……..……103
Tableau .V.17 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement ……..105

Tableau .VI.18 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés……..……106
Tableau .VI.19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux ……106
Tableau VI.20 : Données de calcule……..…..111

Tableau .V.21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……..111
Tableau .VI.22 :vérification des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA…… 112

Tableau .V.23 : Vérification des armatures aELS des voiles plains……..…112

TableauVI.24: Diamètre des armateurs transversaux……..……..……112

- **Chapitre VII : Analyse non linéaire**

Tableau VII.1 :valeur de point de performances……..……124
Tableau VII.2 : valeur de point de performances……128

LISTES DES FIGURES:

- **Chapitre : Méthode d'analyse non linéaire**

FigurI.1 : calcul push over et courbe de capacité ……..……..04

FigureI.2 : courbe de capacité …….…….05

Figure I.3: Courbe force-déplacement ou moment- rotation pour une

Définition de rotule utilisée dans SAP2000 (courbe de déformation plastique)…..……...07

FigureI.4 Exemple de dommages d'un bâtiment ……..……..……10

Figure.I.5 Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en2001……..…….11

Figure.I.6 Ruine d'un poteau court dans un magasin de stockage lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001…….....……..11

Figure I.7 Rupture par cisaillement d'un en poteau béton Armé lors du séisme de Kalamata (Grèce) en 1986……..……..……12

- **Chapitre II : Présentation de l'ouvrage**

Figure II.1 : Diagramme decontraints ……18

Figure II.2 : Diagramme contrainte déformation……...…..20

- **Chapitre III : Pré dimensionnement**

Figure III.1. Composants du plancher terrasse…….……23

Figure III.2. Composants du plancher étage……24

Figure III.3. Dalle pleine d'épaisseur 18cm……..……..25

Figure III.4: présentation de mur extérieur (double cloison)……..……...26

Figure. III.5: présentation de mur intérieur (simple cloison) ……...……27

Figure III.6 :composants du poutre ……...……28

Figure. III.7: surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité ...……..….31

Figure III.8 : Zones nodales ……...……..….36

- Chapitre IV : Calcules des éléments secondaires

Figure IV.1 : L'acrotère ……..……38

Figure IV.2 : Section de B.A à l'ELU …….……..40

Figure IV.3 : distribution de la charge à l'ELU ……...…….…...46

Figure IV.4 :Diagramme de moment a l'ELU …….…….….47

Figure III.5 : Distribution de la charge à l'ELS ……..47

Figure IV.6 :Diagramme de moment a L'ELS ……..….48

Figure IV.8 : schématisation la poutrelle avant coulage ……..…….…..….52
Figure IV.9 : choix de disposition des étaiements …….……..53
Figure.IV.11:Efforts dans la dalle rectangulaire.…….……...58
Figure IV.12 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire…….…….…...62

- Chapitre V : étude sismique

Figure V.1 : Spectres de réponse (X et Y)……..…...…..67
Figure V.4 : disposition des voiles en 3D……...…...….70
Figure V.5 : Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe X)…….……75
Figure V.6 : Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe Y)……..…...…75
Figure V.7 : comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)…….…….…..…76
Figure V.8 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement …….…….….79

- **Chapitre VI : ferraillage des éléments structuraux**

Figure .VI.1 : Disposition des armatures pour les poutres ……..……..…..……91
Figure VI.2 :Ferraillage des poutres principales(30*40) intermédiaires du niveau terrasse. ……..…….97
Figure VI.3 : Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive du niveau terras ……..97
Figure.VI.4 : Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive des étages ……..……98
Figure VI.5 : Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires des étages……..…….……98
Figure VI.6 : Disposition des armatures dans les poteaux……..……107
Figure VI.7: Ferraillage des poteaux carré (40×40)…….…..107
Figure.V.21 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……...……111
Figure VI.8: Les armatures transversales et les épingles des voiles……...…..113
Figure VI.8: Les armatures transversales et les épingles des voiles……..…….……113

- **Chapitre VII : Analyse non linéaire**

Figure VII.1: Loi de comportement……115
Figure VII.2 : Loi de comportement (Force – Déplacement) et niveaux de dommages…..116
Figure VII.3 : Introduction des rotules plastiques des poteaux……...……117
Figure VII.4 : Introduction des rotules plastiques des poutres…….……..118
Figure VII.4 : Introduction des rotules plastiques des poutres……..118
Figure VII.5 : Définition du chargement de l'analyse Push over sous charges verticales…119

Figure VII.6 : Définition du chargement de l'analyse Push over sous charge horizontale……..119

Figure VII.8 : Courbe de capacité de la structure sens XX……120

Figure VII.8 : Courbe de capacité de la structure sens YY……121

Figure VII.9 : Détermination du point de performance sens XX…….122

Figure VII.9 : Détermination du point de performance sens YY……..123

Figure VII.10 : Formation des rotules plastiques sens X……124

Figure VII.11 : Formation des rotules plastiques sens Y……125

Figure VII.12 : Courbe de capacité de la structure sans changement de section sens XX….126

Figure VII.13 : Courbe de capacité de la structure sans changement de section sens YY……127

Figure VII.14 : Détermination du point de performance de la structure sans changement de section sens X…….……127

Figure VII.15 : Détermination du point de performance de la structure sans changement de section sens Y…….128

Figure VII.16 : Formation des rotules plastiques de la structure sans changement de section sens X……129

Figure VII.17 : Formation des rotules plastiques de la structure sans changement de section sens Y……130

Figure VII.19 : Courbe de capacité de la structure avec changement de section sens Y…131

Figure VII.20 : Détermination du point de performance de la structure avecchangement de section sens X……132

Figure VII.21 : Détermination du point de performance de la structure avec changement de section sens Y……133

Figure VII.22 : Formation des rotules plastiques de la structure avec changement de section sens X……134

Figure VII.23 : Formation des rotules plastiques de la structure avec changement de section sens Y……134

Introduction générale :

Le nord algérien est situé dans une zone critique qui est l'intersection entre la plaque africaine et la plaque eurasiatique, cette zone est susceptible d'être soumise à plusieurs séismes de moyennes et fortes intensités, qui causeront d'importants endommagements de nos ouvrages.

Les dommages causés ne restent pas seulement sur le paramètre de l'intensité sismique, d'autres causes rentrent en jeux tels que :

- La mauvaise conception et étude
- Les erreurs commises au niveau de la réalisation, ainsi que la mauvaise qualité des matériaux utilisés.
- La mauvaise connaissance des limites réelles de la résistance d'une structure ainsi que des dommages qui peuvent se produire lors d'un séisme réel.

En ce qui concerne le dernier point, l'étude de l'impact d'un séisme sur une structure représente un outil efficace. Cette étude est exprimée par l'estimation des dommages qui peuvent se produire au niveau d'une structure.

En effet, plusieurs méthodes de calculs ont été développés afin d'estimer les différents dommages des ouvrages. La méthode la plus utilisée est la plus simple, c'est la méthode qui est basée sur le calcul non linéaire en poussée progressive « **Push over** », elle représente des résultats similaires à celles de l'analyse statique non linéaire

L'analyse « **Push over** » est basée sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements, la structure est soumise à des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaitre dans la structure.

La distribution des charges et le déplacement ciblé sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme.

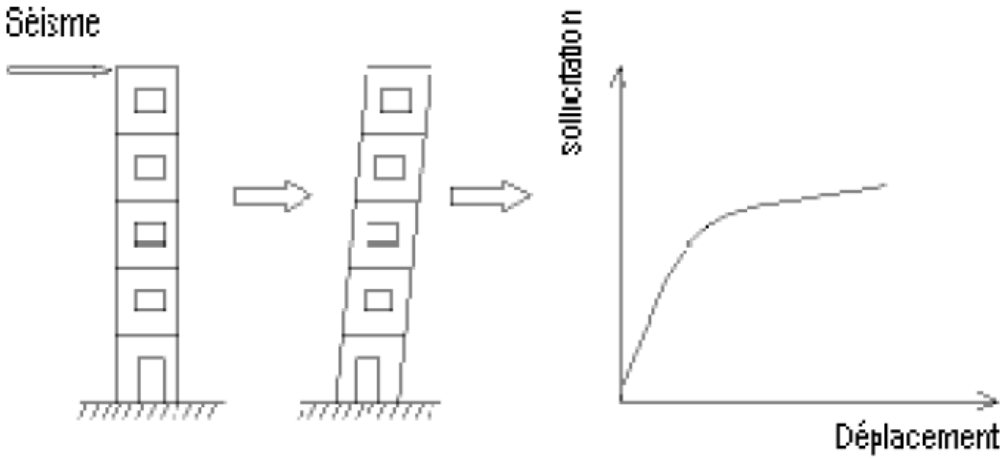


Figure I.1 : Signification physique de la courbe de capacité

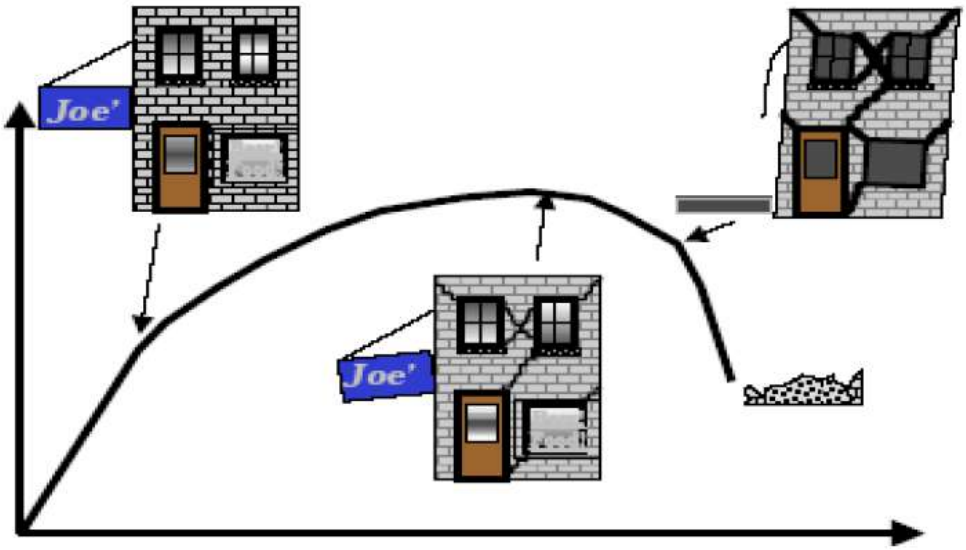


Figure 2: Niveaux d'endommagements décrits par une courbe de capacité.

D’après ***la figure 2*** on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d’endommagement.

1) Le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d’endommagement superficiel (*ou bien de non endommagement*).

2) Le deuxième niveau d’endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n’est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

3) Le troisième niveau représente un état d’endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

Au delà de ce niveau, la structure est susceptible à l’effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance

I.1.Introduction

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Push over, a été développée aucours des vingt-cinq dernières années et qui est devenue la procédure d'analyse privilégié pour la conception et l'évaluation des performances sismiques puisque cette procédure est relativement simple en prenant en considération le comportement poste-élastique.
Toutefois, la procédure Implique certaines approximations et simplifications ainsi que certaines variations dans la prévision de la demande sismique de l'analyse Push over.
Or, dans la littérature, l'analyse Push over a été démontrée pour identifier les caractéristiques essentielles du comportement des structures sous l'action sismique. L'exactitude et la fiabilité del'analyse Push over a prédit les demandes sismiques globales et locales de l'ensemble des structures qui ont fait l'objet de discussion des procédures améliorées par Push over proposées pour surmonter certaines de leurs limitations. Toutefois, Ces procédures d'amélioration exigent en grande partie un traitement informatique et conceptuel complexe.
La méthode d'analyse Push over est largement utilisée pour la conception et l'évaluation des performances sismiques ; ses limites, ses faiblesses et la précision de ses prévisions en application courante, qui doitêtre identifiées par l'étude des facteurs qui influent sur les prévisions de Push over. En d'autres termes, l'applicabilité de la méthode d'analyse Push over dans la prévision des demandes séismiques devrait être étudié pour les structures à petites, moyennes et grandes hauteurs en identifiant certaines questions telles que le comportement des éléments de modélisation non linéaire.
Le schéma de calcul de la procédure, les variations des prévisions de divers modèles des charges latéraux utilisés dans la méthode d'analyse Push over, l'efficacité des modèles de charge latérale dans la représentation des effets des modes supérieurs et l'évaluation précisent le déplacement cible à laquelle la prévision de la demande sismique est effectuée selon la même procédure.

I.2 Origine de l'analyse push over :

L'analyse push over se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté.
Cette hypothèse donne de bon résultat si la participation des masses modales est supérieur à 80% de la masse totale de la structure dans le mode 1 suivant la direction X, et le mode 2 Suivant la direction Y.

I.3 But de l'analyse push over :

Le but d'une analyse push over est d'évaluer la performance attendue d'une structure en estimant ses demandes en résistance et en déformation lors d'un séisme par l'intermédiaire d'une analyse statique non linéaire et en comparant ces demandes aux capacités existantes aux niveaux de performance présentant un certain intérêt. L'évaluation est basée sur une évaluation des paramètres de performance les plus importants, y compris les déplacements entre les niveaux, déformations anélastiques dans les éléments (en valeur absolue ou normalisés par rapport à valeur de plastification), les déformations entre les éléments, et les forces dans les éléments et les assemblages. L'analyse non linéaire Push over peut être considérée comme une méthode pour prédire les demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient d'une manière approximative de la redistribution des forces internes qui se produit lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peut être résistées par un comportement structural linéaire élastique.

L'analyse Push over est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire. Dans ce qui suit, on présentera des exemples de telles caractéristiques :

- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception.
- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent comptent des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet **P-Δ**.
- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

Le dernier point peut être le plus important, pourvu que le modèle analytique contient tous les éléments, aussi bien structuraux que non structuraux, qui contribuent d'une manière significative à la distribution des charges latérales. Par exemple, le transfert des charges à

travers les connections entre les éléments ductiles peut être vérifié avec des forces réalistes. Il est clair que ces bénéfices vont de pair avec un effort supplémentaire d'analyse qui requiert la prise en compte de tous les éléments importants, la modélisation de leurs caractéristiques

I.4 Étapes de l'analyse push over :

• **Etape 1** : la structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes, selon la réglementation marocaine ces charges incluent les charges permanentes et une portion des charges d'exploitations ils sont données par : G+0,2Q

• **Etape2** : elle subit un autre chargement latéral triangulaire déterminé en calculant les charges latérales équivalentes qui représentent les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques.

• **Etape3**: On détermine un déplacement cible, déplacement est choisi cible, à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.

• **Etape4**: En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes plastiques et l'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement Latéral et des déplacements résultants.

Pour effectuer cette analyse qui se base sur des poussées progressive appliquées sur la structure on aura recourt au logiciel SAP2000

I.5 Principes théoriques du calcul Push over :

La méthode Push over est une méthode de calcul qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser (figure I.1). Cette allure triangulaire pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. Partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. L'analyse non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement.

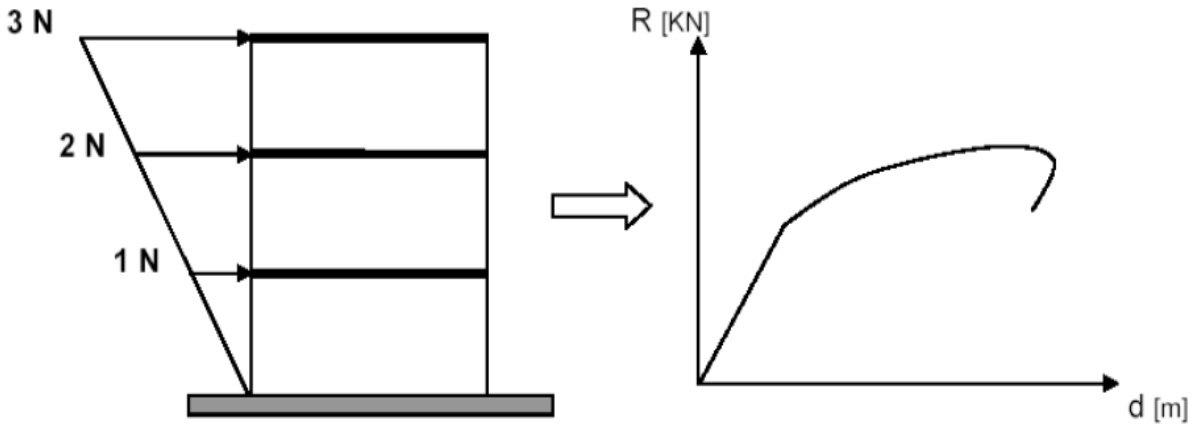


Figure I.1 :calcul push over et courbe de capacité

L'exécution d'un calcul Push over a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels. Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme. Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le Push over représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

I.6 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort tranchant à la base du bâtiment en fonction du déplacement au sommet. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture. La rupture est identifiable par une chute Del 'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

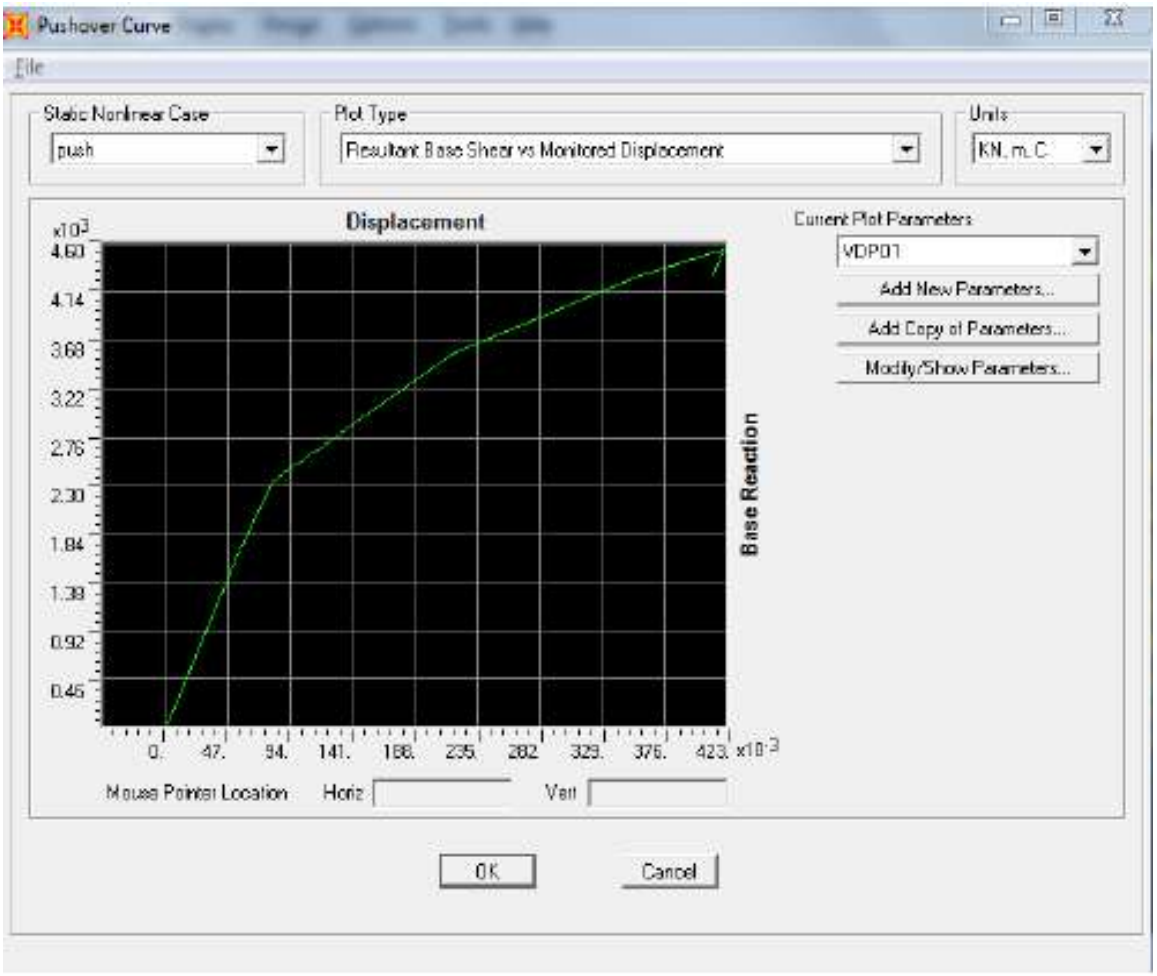


Figure I.2 : courbe de capacité

I.7.Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération Sa – Spectre de déplacement Sd ».

Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités:

- Réaction à la base / masse→ accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale→ déplacement.

Deux approches principales sont proposées pour l'assemblage des deux courbes, l'une utilisant la ductilité, comme dans l'Euro code 8, l'autre l'amortissement, comme dans l'ATC40.

L'Euro code 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur (R) qui dépend de la ductilité de la structure (μ). Tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentants différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme.

En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel

I.8 Deux types de contrôle pour l'analyse :

Deux types de contrôle sont disponibles pour l'application des charges. Le choix dépend de la nature physique de celles-ci et du comportement attendu de la structure.

Analyse à force contrôlée : ce type de contrôle est utilisé lorsque les charges sont connues, et lorsque la structure est supposée pouvoir supporter ces charges. Ce type de contrôle est en général utilisé pour contrôler l'application des charges de gravité.

Analyse à déplacement contrôlé : on contrôle un déplacement type d'un point de la structure. Dans ce cas, l'amplitude de la combinaison de charges est augmentée par le programme jusqu'à ce que le déplacement cible atteigne la valeur spécifiée. On utilise le déplacement cible lorsque des déplacements spécifiques sont recherchés, et lorsque l'amplitude

des charges n'est pas connue à l'avance. Ce type de contrôle est en général utilisé pour l'application des forces sismiques.

I.9 Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse push oversont :

1. Définition et attribution de rotules plastiques aux éléments du modèle de lastructure ;
2. Définition de la distribution verticale des charges horizontales ;
3. Définition d'un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la Structure lors du séisme ;
4. Application des charges de gravité comme conditions initiales de l'analyse *push over*, qui doivent être maintenues constantes durant l'analyse ;
5. Application des charges horizontales représentant le séisme, que l'on fait croître de façon monotone jusqu'à l'atteinte de l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure.

I.10Les propriétés des rotules dans SAP 2000

Dans SAP 2000, le comportement linéaire des éléments d'ossature est déterminé par les Dimensions des sections et les propriétés des matières assignées à ces éléments. Les Caractéristiques non linéaires force-déplacement pour les éléments d'ossature individuels Sont modélisées comme des rotules plastiques représentées par une série de segments de Droite.

Dans cette étude, les rotules plastiques sont situées aux extrémités des éléments parce que ce site représente la zone des contraintes maximales pour les poteaux et les poutres.

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) Qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette Courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure (2-2) :

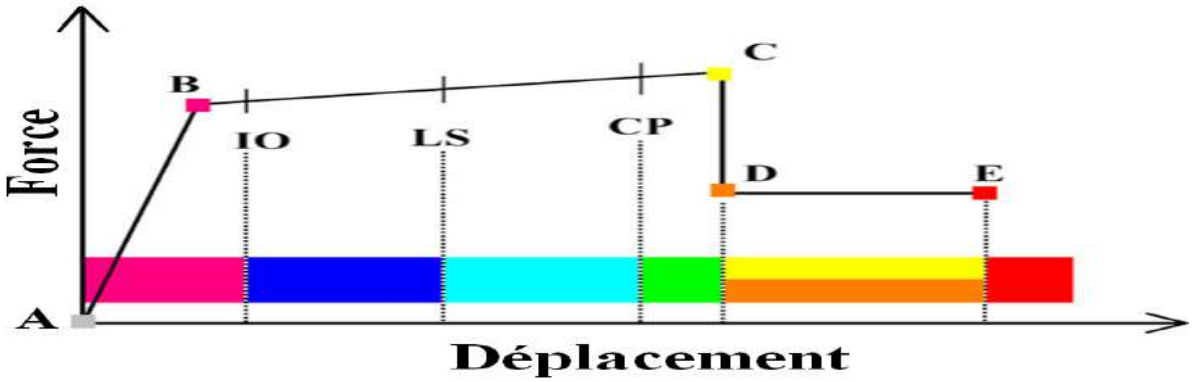


Figure I.3 : Courbe force-déplacement ou moment- rotation pour une définition de rotule utilisée dans SAP2000 (courbe de déformation plastique)

point (A) représente l'origine

Le point (B) représente l'état de plastification

Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse Push over

Le point (D) représente la résistance résiduelle pour 'analyse Push over

Le point (E) représente l'échec total.

Avant d'atteindre le point B, la déformation est linéaire et se produit dans l'élément D'ossature lui-même, et non dans la rotule.

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de n'importe quelle déformation élastique pouvant se produire dans l'élément, la résistance résiduelle à partir de D à E permet aux éléments d'ossature de supporter des charges de gravité

L'utilisateur peut spécifier des mesures additionnelles de déformation aux points IO (le Début d'exploitation), LS (l'état d'exploitation secrétaire) et CP (l'état de dommage), ceux-ci sont des mesures informationnelles qui sont rapporté dans les résultats d'analyse et Utilisées pour la conception basé sur la performance, n'ayant aucun d'effet sur le Comportement de la structure Selon FEMA-273 :

- Le niveau IO (début d'exploitation)

Indique que l'état des dommages suite au séisme est très limité, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu prés leur résistance et rigidité antérieur au séisme. Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.

- Le niveau LS (l'état d'exploitation sécuritaire)

Indique que l'état des dommages après le séisme subit par la structure est importante, mais, il existe une marge contre l'effondrement, certains éléments et composants structurels sont très endommagés, mais ceci n'entraine pas la chute de débris importants tant à l'intérieur qu'à l'extérieur de la construction. Les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est faible, l'utilisation de la construction peut être interdit jusqu'à réparation.

Le niveau CP (l'état des dommages)

Il indique que la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total, comme il indique que le grand dommage subit par les éléments structurels et non structurels avec la probabilité d'une très grande dégradation dans la rigidité des systèmes de résistance de chargement latéral avec la présence d'une marge infime contre

l'effondrement, à ce niveau et en présence d'une grande dégradation des systèmes de résistances des chargement latéral, il est impératif pour les éléments principaux des systèmes de résistance aux forces de gravité doit continuer à résister.

Il peut exister ungrand danger à cause de la chute des débris structurels et il n'est pas pratiquetechniquement de réparer la structure, sécuritaire ment il est inutilisable, par l'existence derépliques. Qui peut entrainer l'effondrement de la construction.

- Il y a trois types de propriété de rotule dans SAP 2000 : les propriétés de rotule par défaut, les propriétés de rotule définies par l'utilisateur et les propriétés de rotule engendrées.

Seulement, les propriétés de rotule par défaut et les propriétés de rotule définies par l'utilisateur peuvent être assignées aux éléments d'ossature

Quand ces propriétés de rotules (par défaut et définies par l'utilisateur) sont assignées à un élément d'ossature, le programme crée automatiquement une nouvelle propriété de rotule engendrée pour chaque rotule. Les propriétés de rotule par défaut ne peuvent être modifiées et dépendent de la section.

Quand les propriétés de rotule par défaut sont utilisées, le programme combine ses critères par défaut intégrés avec les propriétés de section définie pour chaque élément pour produire les propriétés de rotule finales. Les propriétés de rotule par défaut intégrées pour les membres en acier et en béton sont basées sur des critères de FEMA-273 et l'ATC-40 . Les propriétés de rotule définies par l'utilisateur peuvent être basées sur les propriétés par défaut ou ils peuvent être complètement définies par l'utilisateur.

Quand les propriétés définies par l'utilisateur ne sont pas basées sur les propriétés par défaut, alors les propriétés peuvent être Affichées et modifiées, les propriétés de rotule engendrées sont utilisées dans l'analyse, ils peuvent être affichés, mais non modifiés.

Dans cette étude, seulement deux types de rotule basées sur les propriétés par défaut sont utilises, pour simuler la formation de rotule plastique lors du comportement non- linéaire de la structure.

Le premier type est la rotule de moment (M3) est assignée aux poutres, et le deuxième type est la rotule (PM2M3) qui combine entre la rotule axiale et la rotule de moment assignée aux poteaux, les propriétés de rotule de ce type sont basées sur la surface D'interaction qui représente où se produit la première plastification pour les combinaisons différentes de la force axiale, le moment secondaire, le moment principal agissant sur la section.

I.11. Les rotules plastiques :

Une structure réelle est toujours soumise à des charges verticales (action du poids propre des planchers au minimum) qui représentent les charges permanentes et qui se combinent aux actions horizontales représentant généralement les charges sismiques.

Pour une direction précise de l'effort horizontal, des moments ultimes s'ajoutent aux droits des zones critiques dites - pour le moment – zones de plastification et qui s'accumulent jusqu'à obtenir un mécanisme (la ruine) (Figure I.4)



Figure I.4 : Exemple de dommages d'un bâtiment suite au séisme de Zemmouri 2003

I.11.1 Critère de ruine en rotation

Les phénomènes observés lors de la ruine par flexion des structures élancées montrent, au niveau local des sections endommagées, trois phases principales : la fissuration de la section, la plastification des aciers et enfin la ruine de la section qui se traduit par l'écrasement du béton en compression.

Il existe plusieurs méthodes pour définir une rotation de ruine, parmi ces méthodes on peut citer à titre d'exemple :

- **Méthode De Priestley**

Priestley utilise la notion de longueur de la rotule plastique pour définir une rotation de ruine.

- **Méthode Empirique**

Basée sur une formule empirique

- **Méthode Simplifiée de l'ATC40 / FEMA 273-356**

Une rotule plastique est une zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au-delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant , la rotation des autres parties de l'élément. (Fig. I.5).

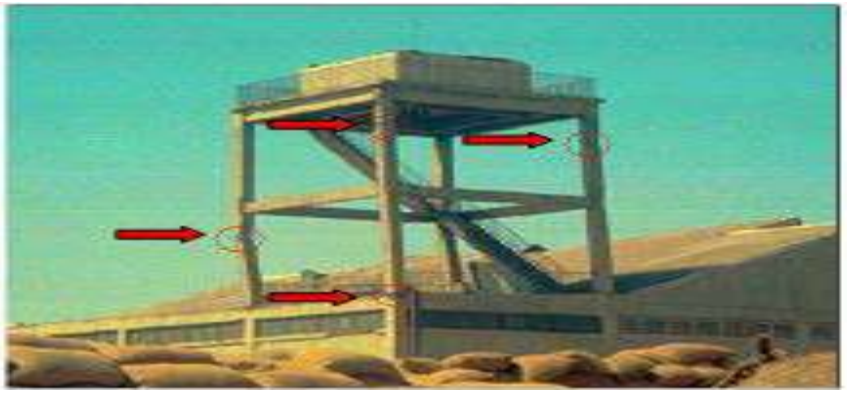


Figure I.5 : Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en2001

I.11.2 Caractéristiques des rotules plastiques

Après la formation des rotules plastiques, les non – linéarités sont concentrées au niveau des rotules plastiques. Chaque rotule est caractérisée localement par moments de fissuration, plastification et ruine.

La longueur de chaque rotule Lp ne correspond pas à la longueur de la portion de la poutre ou du poteau ayant physiquement plastifié.

Dans le cas général Lpdépend de la ductilité mise en jeu et donc du niveau de chargement.

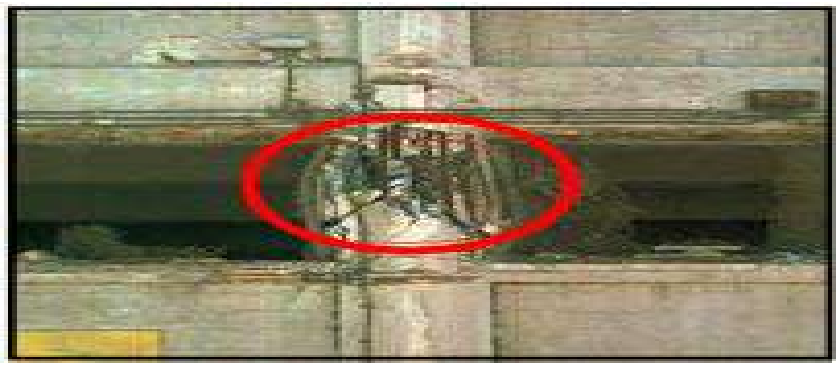


Figure I.6 : Ruine d'un poteau court dans un magasin de stockage lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001

La dégradation de l'inertie dans chaque rotule plastique représente un état endommagé de la structure pourtant, il s'avère que l'inertie chute, certes de manière globale entre le début (inerties élastiques) et la fin du séisme (inerties dégradées encore plus faibles que les inerties fissurées) mais elle ne diminue pas (forcément) à chaque pas de temps : les fissures éventuelles peuvent se refermer et l'inertie augmente au cours des cycles.

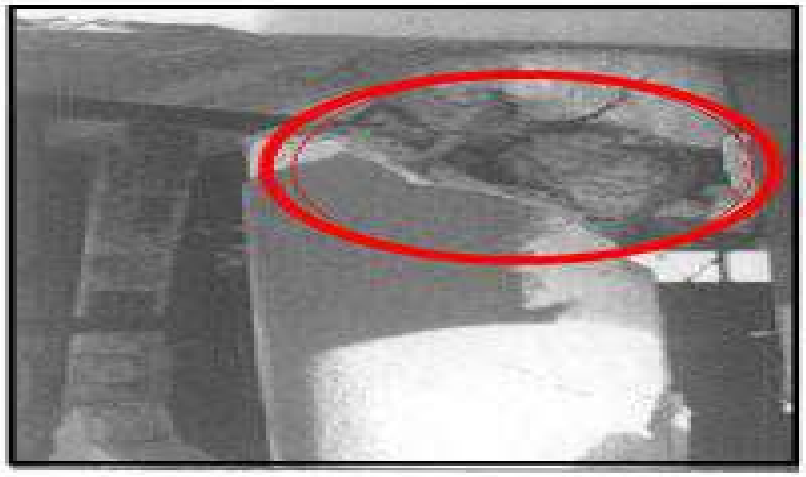


Figure I.7 : Rupture par cisaillement d'un en poteau béton Armé lors du séisme de Kalamata (Grèce) en 1986

I.12Conclusion :

L'analyse push over est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes. Les résultats obtenus à partir d'une analyse push over en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure.

II.1 Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment en RDC+4 étages usage d'habitation et qui sera implanter à Alger

C'est une zone de forte sismicité (zone III), selon le règlement parasismique Algérienne 99 version 2003. Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le DTR.B.2.2
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier,
Les planchers sont constitués de dalles en corps creux et pleines assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

II.2 Description de l'ouvrage :

II.2.1 -Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC :……..+3.24m
- Hauteur de l'étage courant :……+3.24m
- Hauteur total du bâtiment :…….16..2m sans acrotère

II.2.2 -Dimension en plan :

- La longueur du bâtiment à la base :……24.65.m
- La largeur :……...11.45m

II.2.3. Système de contreventement :

On adopte pour notre projet qui comporte une hauteur 20.91m, un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile.

Ce système est préconisé par l'article **►►Art [3.4.A] ◄◄ du RPA99, 2003 .**

II.3 Description de la structure :

II.3.1Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux ;
- planchers à dalle pleine.

II.3.2Maçonnerie :

On a deux types :

1- **Murs extérieurs** : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

II.3.3Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

II.3.4Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

II.3.5L'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé, de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

II.3.6L'infrastructure :

- C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol. **σ_{sol}=2.00bar**
- Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.

II.3.7Les escaliers :

On a le type d'escalier droit composée troisvolées, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage.

II.3.8Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine.

II.3.9Taux de travail du sol :

- Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage. La contrainte admissible du sol est de 2.00bar=0.2Mpa {une profondeur d'ancrage de 2.00m. le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

II.4 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

Les bétons et les aciers seront choisi conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93) les règlements en vigueur en Algérie.

II.4.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, …). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

a)-Composition du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

b) Caractéristiques Physique et Mécaniques de Béton :

1. Masse Volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m≥.cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de ***2500Kg/m³.***

2. Retrait Hygrométrique :

Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

3. Résistance caractéristique à la compression : selon le CBA93►►Art [A.2.1.1.1] ◄◄

Dans le cas courant un béton est défini par la valeur de sa résistance a la compression a l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} =25 Mpa à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de ***200cm″***

(Ø = 16cm) et une hauteur de ***32cm.***

Le **C.B.A93** préconise pour j< 28 jours

- $f_{c28} \leq 40Mpa \rightarrow f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83\,j}$
- $f_{c28} > 40Mpa \rightarrow f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95\,j}$

4. Résistance caractéristique à la traction : selon le CBA93►►Art [A.2.1.1.2] ◄◄

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

- $f$tj= 0.6 + 0.06 $f$cj avec fcj et ftj en Mpa

c)Module d'élasticité :

1. Module de déformation longitudinale au béton :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

- Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164..195 Mpa$

- Module différé pour les charges de longue durée

$E_i = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 10818..900 Mpa$

1. Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+v)}$

Et en simplifiant $G=0,41.10^7$

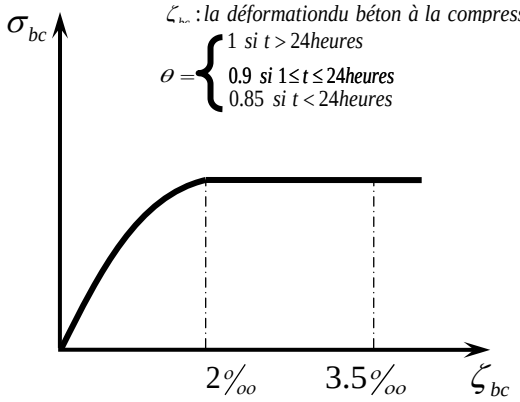


Figure II.1 : Diagramme decontraints

a) La contrainte de calcul béton comprimé :

i. Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

- La courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b\left(1-\frac{2-\zeta_{bc}}{2}\right)}$$

- La courbe est sous forme d'une droite constante

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

ii. Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 Mpa$

Coefficient de poisson :

$$\upsilon = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \rightarrow \begin{matrix} \upsilon = 0.2 \ \ E.LS \\ \upsilon = 0.0 \ \ E.L.U \end{matrix}$$

Avec :

$\frac{\delta a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale

$\frac{\delta L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale

II.4.2 Les armatures :

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour ***0.15 à 0.25*** % de carbone.
- Aciers durs pour ***0.25 à 0.40*** % de carbone.

b) Caractéristiques mécaniques :

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 215	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

c) Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ.

***Etat Limite Ultime (E.L.U) :**

- f_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400 Mpa$
- E_s : module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5 Mpa$
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (Généralement)
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

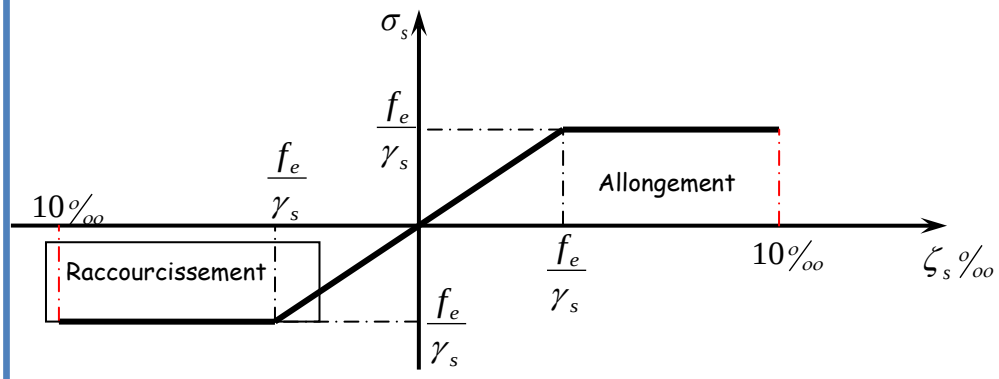


Figure II.2 : Diagramme contrainte déformation

***Etat Limite Service (E.L.S) :**

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

- Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e\ ,\ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

- Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e\ ,\ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$ ..... pour les aciers rends lisses (R.L).

$\eta = 1.6$ .....pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n=\frac{Es}{Eb} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.
Es : Module de déformation de l'acier.
Eb : Module de déformation du béton.

III.1 INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcule, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure ; pour cela, des règlements en vigueur, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

III.2 Pré dimensionnement des dalles :

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence.

Plancher en corps creux :

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

Avec :

***e*:** Epaisseur de la dalle de (*compression + corps creux*).

La distance maximale de la poutre $L_{max} = 4{,}45m \Rightarrow 17{,}80cm \leq e \leq 22{,}25cm$

On prend ***: (16+4) cm*.**

III.3 Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

III. 3.1 Plancher terrasse inaccessible :

Charges permanentes

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN /m2)
01	Gravillon roulé (8/15)	**0.04**	**20**	**0.8**
02	Étanchéité multicouche	**0.02**	**6**	**012**
03	Papier kraft	**-**	**-**	**0.05**
04	Forme de pente	**0.01**	**-**	**2.2**
05	Film polyane	**0.04**	**-**	**0.16**
06	Plaque de liège	**0.01**	**-**	**0.06**
07	Pare vapeur	**-**	**-**	**0.01**
08	Plancher corps creux	**0.16+0.40.02**	**-**	**2.8**
09	Enduits de plâtre		**10**	**0.2**
			TOTAL	***6.40***

Tableau III.1 : Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)

Surcharged'exploitation:

Terrasse inaccessible **Q=1,00kN/m^2**

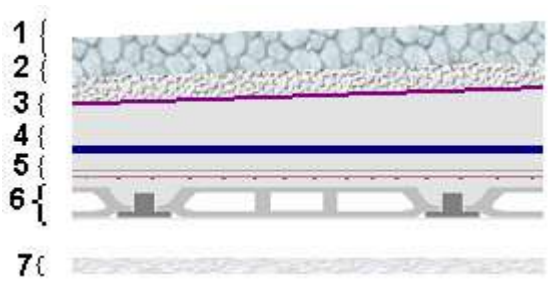


Figure III.1. Composants du plancher terrasse

III.3.2Plancher étage courant :

a. Charges permanentes :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3	Poids surfaciques (KN /m2)
01	**Carrelage**	**0.02**	**22**	**0.44**
02	**Lit de sable**	**0.03**	**18**	**0.54**
03	**Mortier de pose**	**0.02**	**20**	**0.40**
04	**Isolation phonique**	**-**	**-**	**0.10**
05	**Plancher corps creux**	**0.16+0.04**	**-**	**2.8**
06	**Enduits de plâtre**	**0.02**	**10**	**0.2**
07	**simple cloison**	**-**	**-**	**1.62**
			TOTAL	**6.10**

Tableau III.2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

b. Surcharge d'exploitation :

Q=1,50kN/m^2 *…….. (Habitation)*

Dalle pleine

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{25}$**[CBA 93-page 96]**

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la poutre L_{MAX} =2.85m

On prend : **e=18cm**

Condition de la flèche :

Si L≤ 5m → f ≤ $\frac{L}{500}$

Si L> $5m \rightarrow f \leq \frac{L}{1000}$+0.05

Remarque :

* Les Plancher à corps creux sont pré dimensionnés selon deux critères, critère de résistance,

* Les dalles pleines : elles sont aussi pré dimensionnée selon deux critères, critère de résistance et sécurité contre l'

incendie condition d'isolation acoustique,

(ouvrage en béton arme-page 179)

N	Matériaux	Epais [cm]	γ_v[kn/m^3]	γ_s[kn/m^2]
1	**Carrelage**	2	22	0.44
2	**Mortier de pose**	2	20	0.40
3	**Lit de sable**	3	18	0.59
4	**Dalle pleine**	18	25	4.5
5	**Enduit en plâtre**	2	10	0.20
∑	**G**			**6.08**

Tableau III.3 : Evaluation des charges du plancher à dalle pleine

c. Charge d'exploitation :

Les Charges d'exploitations :

- **RDC + les étages** **1,5 (KN/ m²).**
- **Balcon** **3,5(KN/ m²).**
- **Escalier** **2,5(KN/ m²).**

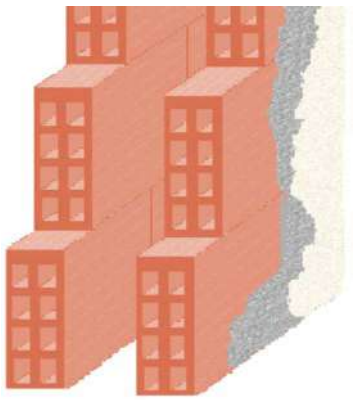
III.3.3. Maçonnerie :

***Murs extérieurs* :**Les murs extérieurs sont en double cloisons, et sont réalisés en briques

creux de 10 cm d'épaisseur et d'une âme d'air de 5cm.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN /m2)
01	Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
02	Brique creuse	**0.2**	**09**	**1.80**
03	Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
			TOTAL	**2.52**

Tableau III.4: Charges permanentes du mur double cloison



FigureIII.4: présentation de mur extérieur (double cloison)

Murs intérieurs (simple cloison)

N	**Composants**	**Épaisseur (m)**	**Poids volumiques (KN /m3)**	**Poids surfaciques (KN /m2)**
01	Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
02	Brique creuse	**0.1**	**09**	**0.90**
03	Enduit en ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
			TOTAL	**1.62**

Tableau III.5: Charges permanentes du mur simple cloison

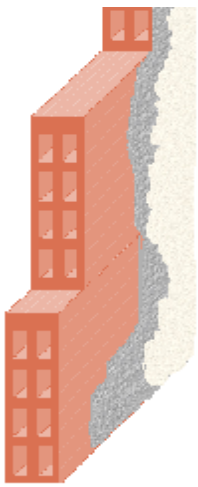


Figure. III.5: présentation de mur intérieur (simple cloison)

III.4. Pré dimensionnement

III.4.1. Les portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux -les poutres- et des éléments verticaux -les poteaux- .

III.4.1.1 Les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

1-Choix des sections des poutres selon les formules empiriques.
2-Vérification de la flèche pour la section choisie.

a-Poutres principales (porteuses) :

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » **:**

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$$
$$0{,}3h \le b \le 0{,}7h$$ Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

Détermination de la hauteur « h » :
On a **: L=4,40 m**

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \Rightarrow 29\,cm \le h \le 44cm$$

On prend :***h = 40***

Détermination de la largeur « b » :

h =40cm :$0.3h \le b \le 0.7h \rightarrow 12cm \le b \le 28$

On prend :**b=30cm**

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \succ 20cm.....vérifié \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 35cm \succ 30cm.....vérifié \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1{,}60 \prec 4.....vérifié \end{cases}$$

Condition de rigidité :

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) \succ \left(\frac{1}{16}\right).....[6]$$

$$\frac{35}{440} = 0{,}07 \succ 0{,}0625.....vérifié$$

Poutres secondaires (non porteuses) :

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » :

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

$* 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

Détermination de la hauteur « h » :

On a ***: L=3.40m***

On prend : ***h=30cm***

Détermination de la largeur « b » :

$$h = 30cm : 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \Rightarrow 9cm \leq b \leq 22cm$$

On prend :***b=30***

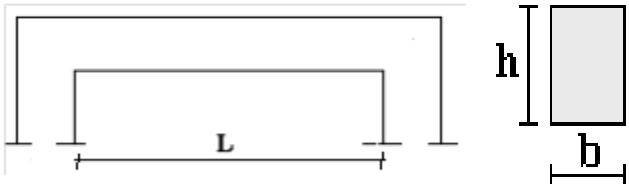


Figure III.6 :composants du poutre

Vérification selon le "RPA 99 version 2003" :*(Zone sismique III)*

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \geq 20cm.....vérifié \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 30cm \succ 30cm.....vérifié \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 \prec 4.....vérifié \end{cases}$$

III.5. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux calcule d'apres la formule suivante :

$$S \geq \frac{Q(CHARGE\ TOTALE)}{\sigma}$$

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation a l'etat limite ultime (1,35G+1,5Q).

III.5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$Min(b_1, h_1) \geq 30\ cm \qquad (\ en\ zone\ III\ )$$

$$\mathrm{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$$

$$N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

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

Br: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre

d'épaisseur sur toute sa périphérie**.**

α : Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs Suivantes :

/ $$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad Si \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60.\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad Si \quad 50 < \lambda \leq 70$$

$\lambda = \frac{L_f}{I}$ C'est l'élancement mécanique.

$L_f = 0.7 * L_0$ C'est la longueur de flambement.

Situation durable

Béton : f_{c28}=25 MPa γ_b=1.5, Acier : f_e =400 MPa γ_s=1.15

$I = \sqrt{\frac{i}{b^2}} \Rightarrow I = \sqrt{\frac{\frac{b^4}{12}}{b^2}}$ Après la simplification on trouve : $I = \frac{b}{2\sqrt{3}}$

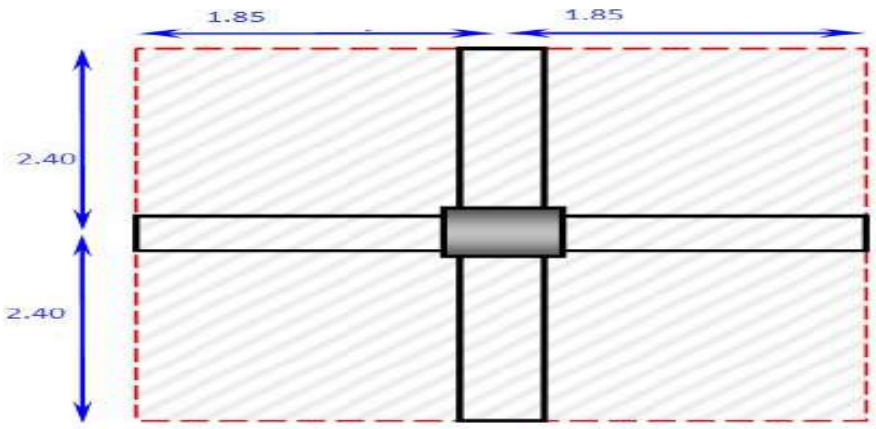


Figure. III.7: surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

III.5.2.a.Décente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs).

On adopte- Une section de (40x40) cm2 pour le 1er 2éme, 3eme ,4eme étage;

étage	Dimension	Br(cm2)	L0 (m)	Lf (m)	λ	A=$\frac{B}{1000}$ (cm2)	α	N(kn)
4ème	40*40	1444	3.24	2.26	19.58	1.6	0.801	2186.51
3ème	40*40	1444	3.24	2.26	19.58	1.6	0.801	2186.51
2ème	40*40	1444	3.24	2.26	19.58	1.6	0.801	2186.51
1er	40*40	1444	3.24	2.26	19.58	1.6	0.801	2186.51
RDC	40*40	1444	3.24	2.26	19.58	1.6	0.801	2186.51

Tableau III.6. Décente des charges

- **Les poteaux de section (30x40) cm2 :**
  Min (40; 40) = 40cm ≥ 30cm (c.v)
  Min (40; 40) = 40cm ≥ he/20 324 /20 =16.2cm(c.v)

  $\frac{1}{4}$=0.25< $\frac{40}{40}$ =1

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003.

Choix du poteau le plus sollicité : Le poteau le plus sollicité est :

Sp=(1.85+1.85)*(2.40+2.40)

Sp=17.76 m2surface totale : St=24.08m2

III.5.2.b.Détermination des Charge permanente :

A.2. Détermination des charges :

- Poids du plancher : G×S

- Poids du poteau : ρb×hpot×a×b

- Poids de la poutre : Lp×h×b×ρb

Exemple de calcul

Plancher : 6.40*17.76=109.82 kn

Poteau : 0.4*0.4*25*3.24=12.96 kn

PP : 0.35*0.30*440*25=11.52 kn

Ps : 0.3*0.3*340*25=7.65 kn

Sp=17.76 m2surface totale : St=24.08m2

III.5.2.b.Détermination des Charge permanente :

1--4eme étage G3=G Plancher t + GPOUTRE (P+S)

2--3eme étage G3= G plancher t + GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G4

3--2eme étage G2= G plancher C + GPOUTRE (P+S) +G poteau +G3

4--1eme étage G1= G plancher C+ GPOUTRE (P+S) +G poteau +G2

5-- RDC G0= G plancher C + GPOUTRE (P+S) +G poteau +G1

G plancher t ou c = poids de plancher terrasse*S plancher t ou c

G (poutres principales ou secondaires) =b*h*L*poids volumique du béton armé

G (poteau)= b*h*he* poids volumique du béton armé

Niveau	h (m)	S poteau (m2)	G plancher (KN)	Gpoutre p (KN)	GPoutre s (KN)	Gpoteau (KN)	G niveau (KN)	Gcumules (KN)
4emeétage	3.24	0.12	109.82	11.25	7.65	12.96	141.95	141.95
3emeétage	3.24	0.12	108.33	11.25	7.65	12.96	140.46	282.41
2emeétage	3.24	0.12	108.33	11.25	7.65	12.96	140.46	422.87
1er étage	3.24	0.12	108.33	11.25	7.65	12.96	140.46	563.33
RDC	3.24	0.12	108.33	11.25	7.65	12.96	140.46	703.79

Tableau III.7 : Détermination des charges permanentes

III.5.3. Détermination des sur charges d'exploitation : (DTR B.C.2.2)

Loi de dégression :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations

des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des

locaux

industrielsoù commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de

dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Cette équation est donnée par « DTR C2.2 ».

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q1 , Q2 ,……, Qn : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

a) 4eme étage Q 0

b) 3eme étage Q 0 + Q 1

c) 2er étage Q 0 + (Q 1 + Q 2)

d)1 er étage Q0+(Q1+Q2+Q3)

e) RDC Q 0 +(Q 1 + Q 2 +Q 3+Q4)

Application numérique :

Terrasse inaccessible……. Q = 1 KN/m2

Etage courant……..Q = 1.5 KN/m2

RDC……Q =1.5 KN/m2

Q0=17.76kn plancher terrasse ⇒

Q0+ Q1=44.4 kn ⇒ plancher 4eme niveau.

Q0+0.95(Q1+Q2)=71.04kn ⇒ plancher 3eme niveau

Q0+0.9(Q1+Q2+Q3)=97.68 kn ⇒ plancher 2eme niveau

Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)=124.32 ⇒ plancher RDC

Etage	**1eme**	**2eme**	**3eme**	**4eme**	**RDC**
Q (KN)	17.76	44.4	71.04	97.68	124.32

Tableau III.9: Détermination des surcharges d'exploitation

L'effort normal a l'état limite ultime :

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

N ultime = 1.35G + 1.5Q

Nu = 1.1Nultime

	G(KN)	Q(KN)	N ultime(KN)	1.1Nultime(K)	1.1Nultime ≤ N
04ème	141.95	17.76	218.27	240.09	Vérifiée
03ème	140.46	44.4	256.22	281.84	Vérifiée
2ème	140.46	71.04	296.81	326.49	Vérifiée
1ème	140.46	97.68	336.14	369.75	Vérifiée
RDC	140.46	124.32	376.10	413.71	Vérifiée

Tableau III.8 : Calcul de N ultime et Nu

Vérification des sollicitations normales : selon RPA99 version2003►► [Art 7.4.3.1] ◄◄

Et d'autre part ART 7.4.3.1 des RPA 99/V2003 outre les vérifications prescrites par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

  $N_d = 1{,}1 \times N_u$, **($N_d = 1{,}1.\ (N_G + N_Q)$)**
- B_c:l'air (section brute) de cette section de béton ⟶ $B_c = b \times b$.
- fc28 = 25 MPa

.

Etage	Section	N_d (N)	B_c(mm²)	υ	$\upsilon \leq 0{,}3$
4ème étage	40*40	240097	144400	0.066	CV
3ème étage	40*40	281842	144400	0.078	CV
2 ème étage	40*40	326491	144400	0.090	CV
1ème étage	40*40	369750	144400	0.102	CV
)C	40*40	413710	144400	0.114	CV

Tableau III.10 :Vérifications des sollicitations normales.

Vérification aux zones nodales : selon RPA99 version2003►► [Art 7.5.1] ◄◄

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

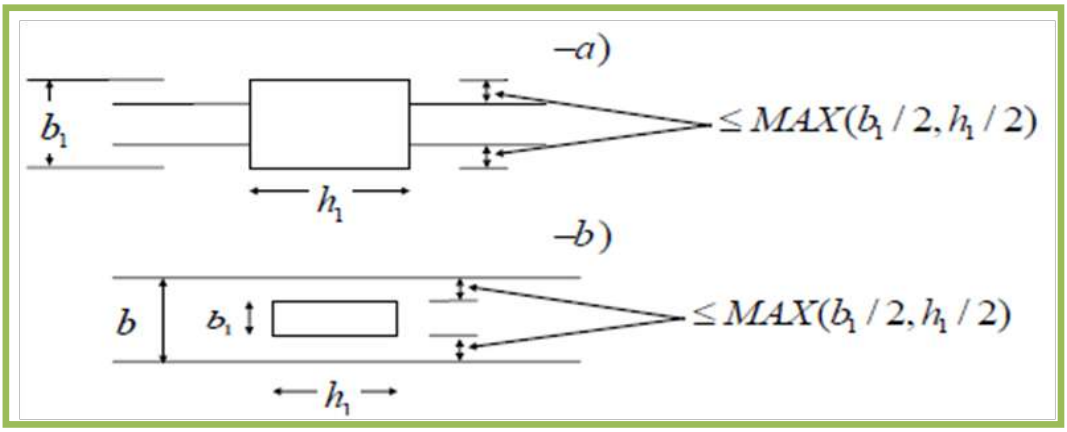


Figure III.8 : Zones nodales

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d≤ Max (b1/2;h1/2)
tous les étages	30	40	40	C.V	2.5	20	CV

Tableau III.10 Vérification aux zones nodales

IV.1. l’acrotère :

IV.1.1 Introduction

L’acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle :
la sécurité et la protection contre l’infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures.

IV.1.2 Principe de calcul :

Dans le calcul, l’acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C’est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l’encastrement dû à une charge d’exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l’acrotère est sujet aux intempéries. Figure III- 1 -L’acrotère

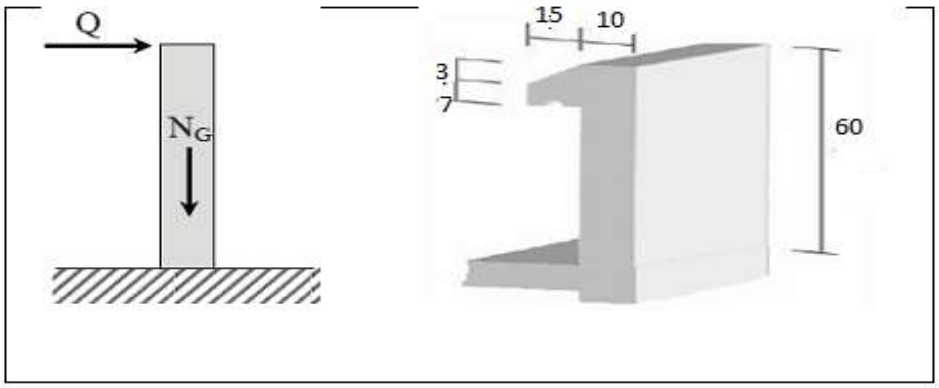


Figure IV.1 : L’acrotère

IV.1.3- Évaluation des charges et surcharges :

Charge permanent
Poids propre : **[(0,60.0,1)+(0,15.0,07)+((0,15.0.03)/2)].25=1,81kN**
Charge d’exploitation
Q = 1 Kn

Tableau IV.1 : Évaluation des charges et surcharges

IV.1.4- Détermination des efforts :

L'E.L.U
L'effort normal : NU =1,35.G = 1,35.1,81 = 2,443KN
Moment d'encastrement : MU =1,5.Q.h = 1,5.1.0,60 = 0,9 KN.m
L'effort tranchant : TU =1,5.Q = 1,5.1 = 1, 5 KN
L'effort normal : Nser = G = 1,81 KN
Moment d'encastrement : Mser = Q.h =1.0, 60 = 0,60KN.m
L'effort tranchant : Tser = Q =1 KN

Tableau IV.2 : Les efforts

IV.1.5- Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm2 soumise à la flexion

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	Cm	Fc28	25	MPA
h	10	Cm	Fe	400	MPA
C1	2.5	Cm	Sollicitations		
C2	2.5	Cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de De flambement T			Nu	2.44	KN
			Mu	0.90	KN.m
L0	0.6	M	N_{SER}	1.81	KN
Lf	1.2	M	M_{SER}	0.6	KN.m

Tableau IV.3 : Les données

III.15. a - E.L.U :

*** Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de :e_0 = Mu / Nu= 0.90/ 2.443 → e_0= 36.73cm

On a : e_0= 36.73cm >h/2 –c = 10/2-2,5 =2,5 cm

*** Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

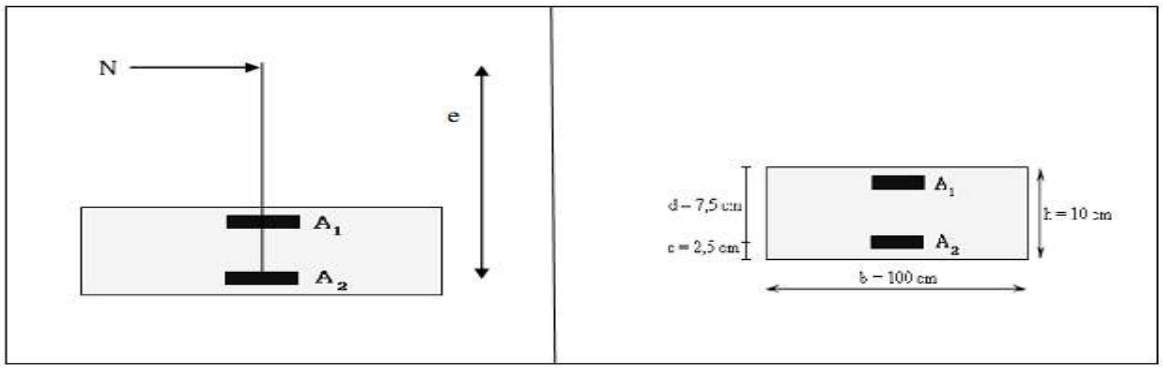


Figure IV.2 : Section de B.A à l'ELU

e = e_0+(h/2 – c2)e = 39.23 cm

M1 = N * e M1 = 0.96 kN.m

*** Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0.013$$

μ=0,013 <μ1=0,392 → A_1= 0 et ß = 0.993

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}}$$

A_1=37mm2

N : de compression, alors : A=A_1-$\frac{2.37*10^3}{348}$ → A=0.30 Cm^2

$A' = A'_1 A_1$ =0 Cm^2

Donc A=0.30 Cm^2

Condition de non fragilité

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10*100}{1000}$ =1 Cm^2 > A=0.30Cm^2

Donc : A =A_{min} =1.00 Cm^2>0.30 Cm^2

On adoptera : A_1= 6 HA 8 = 3.01 cm².

***Armatures de répartition:**

On a : $A_r \geq \frac{A}{4}$ ⟶ $A_r \geq 0.752$ cm².

Donc, on prendra : Ar = 4HA 6 = 1.13 cm²

- **Espacement :**

St= (100/4) =25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép= (60/4)=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

- Vérification à l'E.L.S :

Données: Nser = 1.81 kN

Mser = 0.60 kN.m

Calcul de l'excentricité:

On a e =$\frac{M_{ser}}{N_{ser}}$ =$\frac{0.60}{1.81}$ =33.14 cm

$\frac{h}{2}$ –c =2.5 cm <e_0 =33.14 cm

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_{0\upsilon_2}}$

Où: Bo = b*h+ 15 (A_1+A_2) ⟶ Bo = 1045, 15 cm².

υ_1=$\frac{1}{B_0}$[$\frac{bh^2}{2}$+15(A'c+A_Sd)]υ_1=5.75 cm ⟶

υ 2 = h -υ_1 υ_2=4.25cm. ⟶

I'G = $\frac{b}{3}$(υ_1^3+υ_2^3) + [A($\upsilon_2 - c$)^2+A'($\upsilon_2 - c'$)^2]I'G=8905.05cm^4

Alors: $\frac{I_G}{B_{0\upsilon_2}}$ =2.00 cm Donc :

M'G = Nser .CG'

CG'= CG+GG'= CG +(υ_1–(h/2))=e_0–(h/2-c) +(υ_1–(h/2))=31,39cm

$\frac{M'G}{N_{ser}}$=CG' donc CG'=31.39cm>$\frac{I_G}{B_{0\upsilon_2}}$=2cm

Alors : on a une section partiellement comprimée

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py2 + q = 0$....."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre

$P = -3c^2 - 90\frac{A'}{b}(c - c') + \frac{90A}{b}(d - c) \longrightarrow p = -3865.87 cm^2$

$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \longrightarrow q = 87508.99\ cm^2$

C : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -35.91 cm < 0 ".

p = - 3865.87 cm²

q = 87508.99 cm²

D'où l'équation "*" devient : $y_2^3 - 3865.87y_2 + 87508.99 = 0$

0 < y1 = y2 + c < h

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve **:**

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -9.01 \times 10^8 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = 170.35 \Rightarrow \varphi = 0.985^\circ \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 71.97cm \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 38.15cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -71.02cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 33.13cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

0 < y1 = y2 + C < d

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre

$$\text{Donc : } \begin{cases} Y_2 = 39.18 \text{ cm} \\ Y_1 = Y_2 + C = 3.27 \text{ cm} \end{cases}$$

$S_{xx'} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$

$Sxx' = 343.66\ cm^3$

$K = \frac{N_{ser}}{Sxx'} = \frac{1810}{343660} = 0.00526\ N/mm^3$

Donc : $\sigma\sigma_b = ky_1$=0.00526 σ × 32.7 = 0.17 Mpa ≤$\bar{\sigma_b}$ $0.6f_{c28}$ =15 Mpa

Et :σ_s =15k (d-y_1) = 15×0.00526 (75-32.7) ⟶ $\sigma_s = 3.33Mpa$ (cv)

Donc, on obtient :

$\bar{\sigma_s}$ =Min$\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33Mpa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633Mpa\right]$=201.633 Mpa (cv)

σ_s= 3.33 Mpa< $\bar{\sigma_s}$ = 201.633 Mpa

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

IV.1.6 - Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

F =T_u-$\frac{M_u}{0.9d}$

F = 1.5-$\frac{0.900}{0.9\times0.075}$ = $-11.83\ kN$

IV.1.7 - Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que:

τ_u =$\frac{T_u}{b.d}$ =$\frac{1.5\times10^3}{1000\times75}$ = 0.02 Mpa

Et : $\bar{\tau}$= min [0,15 $\frac{fc28}{\gamma b}$; 4 Mpa] = 2,5 Mpa (la fissuration est préjudiciable)

D'où alors : τ_u = 0.02 MPa < $\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2 Les escaliers:

IV.2.1 Pré dimensionnement:

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : **H = 1,62**
- largeur de la marche : **g = 30cm**
- hauteur de la contre marche : **h = 18cm**

• Vérification de la formule de BLONDEL :

$60cm \leq g + 2h = 66cm \leq 66$ cm.

• Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

Tg α = H / L = 0.600 ⟶ **α =30.96°**

L_{TOTAL} = 410 Cm

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$L_{TOTAL}/30 \leq ep \leq L_{TOTAL}/20$ ⟶ $13.67cm \leq ep \leq 20.5$ cm

On adopte: ep = 15cm

IV.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

IV.2.2.a- Charges permanents :

- **Pour le palier :**

	Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids Surfacique (KN/m^2)
01	carrelage grés céramique	0.02	22	0.44
02	mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
04	enduit en ciment	0.022	18	0.40
Charge permanente du palier G				**5.74**

TableauVI.4 : Charge permanente du palier de repos de l'escalier

La charge permanente de palier **G=5.74 KN/m**

*** pour la paillasse :**

	Désignations	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids Surfacique (KN/m^2)
01	carrelage grés céramique	0.02	22	0.44
02	mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Poids propre de la Marche	0,18/2	25	2.25
04	Poid propre de la Paillasse	0.15/cos α	25	5.00
05	enduit en ciment	0.022	18	0.40
06	Garde du corps	0.024	25	0.60
Charge permanente G				**9.07**

Tableau IV.5 : Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier La charge permanente de paillasse **G=9.07kN/m**

IV.2.2.b Surcharge d'exploitation:

Le palier: Q=2.5KN/m^2

La paillasse : Q=2.5KN/m^2

IV.2.3 Détermination des sollicitations:

*** E.L.U:** Pu =1.35 G + 1.5 Q

*** E.L.S:** Pser = G + Q

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Palier	**4.99**	**2.5**	**10.49**	**7.49**
Paillasse	**9.07**	**2.5**	**16**	**11.57**

Tableau IV.6 : Combinaison des charges de l'escalier.

IV.2.4 Détermination des efforts:

*** A l'E.L.U:**

Les réactions d'appuis: F=0

RA + RC – (16× 2.70) – (10.49 × 1.40) = 0

RA + RC = 57.88 KN

Σ M /C=0

RA × 4.10– 16 × 2.70 × ((2.70 /2) +1.40) –10.49 × 1.40 × (1.40/2) = 0

RA=31.48KN et RC=26.39KN

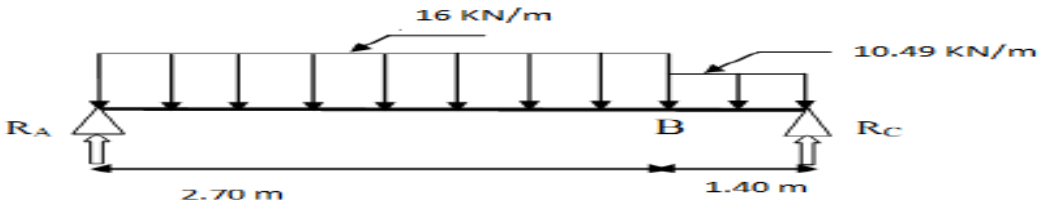


Figure IV.3 : distribution de la charge à l'ELU

1- Tronçon AB (0 ≤ x ≤ 2.70) :

Effort tranchant: T (x) = 31.48–16 x

Moment fléchissant M (x) = – 16 ($\frac{x^2}{2}$)+31.48x

M (0) = 0KN.m ; T(0) = 31.48KN

M (2.70) = 21.76KN.m ; T (2.70) = – 11.65 KN

2- Tronçon BC (2.70 ≤ x ≤ 4.10) :

Effort tranchant: T (x) = 31.8–16×2.70 – 10.48 (–2.70)

Moment fléchissant : M (x)= –16 ×2.70 (x–$\frac{2.7}{2}$)+31.48x-10.48×(x-2.7) ×($\frac{x-2.7}{2}$)

M (2.70) = 2667 KN.m ; T (2.70) = – 11.72KN

M (3.90) = 0KN.m ; T (4.10) = -26.40KN

T(0) = 16.60KN ; T (x) = 1.58 $\Rightarrow x$ =1.62 ; M (1.58) = 33.28KN.m

Donc :

Mt =0.85×33.28 =28.28KN.m

Ma =0.6×33.28 =19.96KN.m

T = 16.60KN

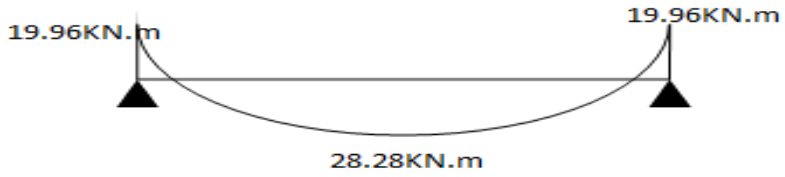


Figure IV.4 :Diagramme de moment a l'ELU

b) à l'ELS :

Les réactions d'appuis:

F=0

RA + RC – (11.57× 2.70) – (7.49× 1.40) = 0

RA + RC = 41.72 KN

Σ M /C=0

RA × 4.1– 11.57× 2.70 × ((2.70 /2) +1.40) –7.49 × 1.40 × (1.40/2) = 0

RA=22.74KN et RC=18.97KN

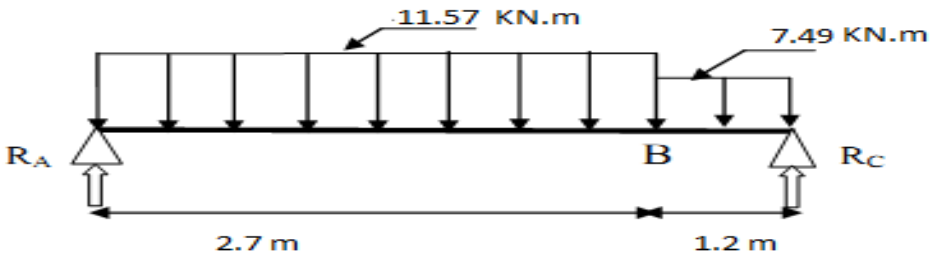


Figure III.5 : Distribution de la charge à l'ELS

1-Tronçon AB ($0 \leq x \leq 2.70$) :

Effort tranchant: T (x) = 22.74–11.57 x

Moment fléchissant M (x) = $-11.57(\frac{x^2}{2})+22.74x$

M (0) = 0KN.m ; T(0) = 22.74KN

M (2.70) = 19.22KN.m ; T (2.70) = – 8.49 KN

2-Tronçon BC ($2.70 \leq x \leq 3.90$) :

Effort tranchant: T (x) = 22.74 –11.57×2.70 – 7.49 (–2.70)

Moment fléchissant : M (x)= $-11.57 \times 2.70 (x-\frac{2.7}{2})+22.74x-7.49(x-2.7) \times(\frac{x-2.7}{2})$

M (2.70) = 19.22KN.m ; T (2.70) = –8.49KN

M (4.10) = 0KN.m ; T (4.10) = –18.98KN

T(0) = 11.72KN ; T (x) = 1.58 $\Rightarrow x$ =1.58 ; M (1.58) = 24.05KN.m

Donc :

Mt =0.85×24.05 =20.44KN.m

Ma =0.6×24.05 =14.43KN.m

T = 11.72KN

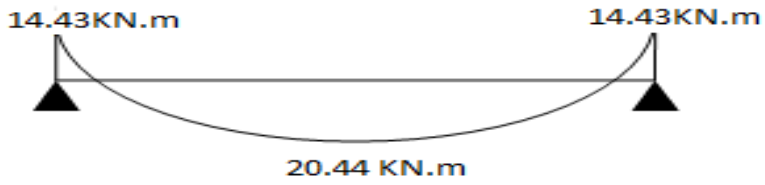


Figure IV.6 :Diagramme de moment a L'ELS

IV.3.5. Calcul du ferraillage :

Acier : FeE400 ; γs = 1.15 ; σs = 348 MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σb = 14.2 MPa

σ bc =14.2Mpa ; b=100cm ; h=17cm ; d=14.5cm ; c=2.5cm

Le moment en travée Mt_{max} =28.28KN.m

Le moment max aux appuis Ma_{max} : =19.96KN.m

	Mu(KN.m)	**d (cm)**	**μ**	**β**	**Acal (Cm^2/m)**	**Achoisir(Cm^2)**
En travée	28.28	12.5	0.127	0.931	6.98	4Φ16
Aux appuis	19.96	12.5	0.089	0.953	4.81	4 Φ12+2 Φ8

Tableau IV.7 : les résultats de la flexion simple.

Avec :

μ = $\frac{M_u}{b\sigma b d^2}$; A=$\frac{M_u}{\beta d \sigma s}$

a) Condition de non fragilité

A_{min} = B/1000 = 1.5cm

Donc : A>A_{min}

Le choix :

En travée : A = 4Φ16=8.04

Aux appuis : A =4Φ12+2Φ8=5.52

b) Armature de répartition : Ar = A/4

En travée : Ar = 3T10 = 2.35 cm²

Aux appuis : Ar = 3T10 = 2.35 cm²

c) Condition d'espacement :

Pour les armatures longitudinales :

St =$\frac{100}{5}$ = 20 cm on prend St =20cm

L'espacement maximal: S p max ≤ Min [3h; 33cm]=33cm

L'espacement minimal: S p min =2,5cm

2,5cm < St =20cm < 33cm (c.v)

d) Vérification de l'effort tranchant:

τu = $\frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{1.5}$

τ u = 0.07× $\frac{25}{1.5}$=1.16 Mpa

τu=$\frac{16.60*10^3}{100*12.5}$=0.132 Mpa

τu =0.132Mpa ≤ τ u = 1.16Mpa (c.v)

e**) Vérification à l'E.L.S:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

σb ≤ σ b

σ b = 0.6.fc28 =0.6×25 =15Mpa

En travées:

A = 8.04 cm²

Mser =20.44 KN.m

σb=$\frac{M_{ser}}{I}$.y

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a: $50y^2$+15A'.y-15A.d=0 ⟶ y =5.49 cm

I=$\frac{b}{3}y^3$+15(A')(y-c')+15A$(d-y)^2$ ⟶ I=12666.01 cm^3

σb = $\frac{20.44*10^6}{12666.01*10^4}$ ×54.9 =8.85 Mpa

σb = 8.85Mpa <σ b =15Mpa (c.v)

En appuis :

A=5.52cm²

Mser =14.43KN.m

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a:$50y^2$+15A'.y-15A.d=0 ⟹ y=4.56 cm

I=$\frac{b}{3}y^3$+15(A')(y-c')+15A$(d-y)^2$ I=8380.63 cm^3

σb = $\frac{14.43*10^6}{8380.63*10^4}$ ×45.6=7.85 Mpa

σb = 7.85Mpa <σ b =15Mpa (c.v)

Acier: fissuration peu nuisible aucun vérification à faire

σs<σ s ; donc l'état limite de service est satisfait

IV.3 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distanciées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes

1ère étape: Avant le coulage de la table de compression.

2^{eme} étape: Après le coulage de la dalle de compression.

a. Avant coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci

supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier dont l'intensité est la plus

grande de 1 kN ou (0.5×L) kN, qui représente

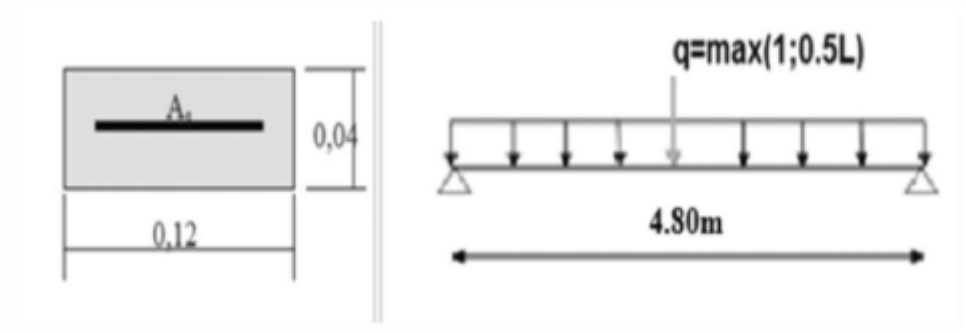


Figure IV.8 : schématisation la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Travée L(m)	M_Q (KN.m)	M_u (KN.m)	
3.70	1.85	Poids de poutrelle	Poids d corps creux
		0.12×0.04×25=0.12	0.65×1=0.65
		0.77	

Tableau IV.8: Charges de poutrelle avant coulage

Le calcul en flexion simple nous donne les résultats suivant :

M_G (KN.m)	M_Q(KN.m)	M_U(KN.M)
$\frac{GL^2}{8}$ =1.31	$\frac{QL^2}{8}$ **= 3.16**	$1.35M_G + 1.5M_Q$ **=6.50**

Tableau IV.9: Calcul des moments

$\mu = \frac{M_U}{b\sigma_b d^2} = \frac{6.50\times 10^3}{0.12\times 18^2\times 14.2} = 11.77 >> \mu_1 = 0.392$

A' ≠ 0 Mais, il est impossible pratiquement de placer des armatures de compression (section très faible). On prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

IV.2 Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec "flimite", si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention f<f limite.

f = f_G +f_Q

tel que :

f_Q : Une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier [Q=max(1KN ;05L)]

$$f_Q = \frac{QL^3}{48EI}$$

f_G : Une flèche due à la charge répartie

$$f_G = \frac{5GL^4}{384EI}$$

G= 0.77 KN/ml

I =$\frac{0.12\times0.04^3}{12}$ =$6.4 \times 10^{-7} cm^4$

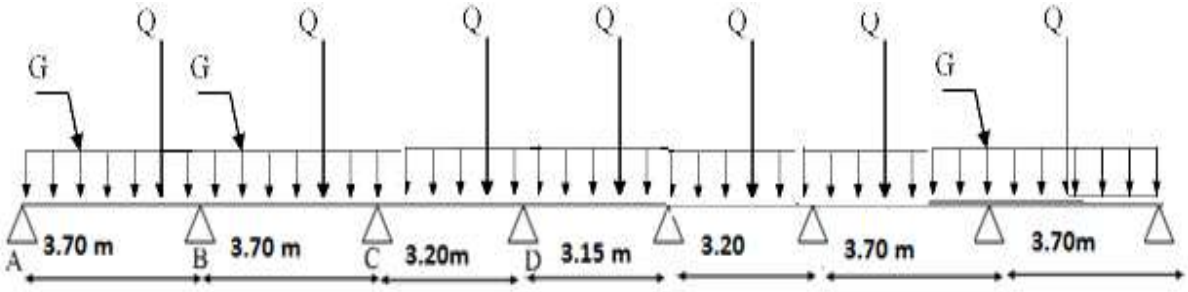
E=32164.2

Nombres d'étaimentt	L (m)	G	Q	F (cm)	$\overline{f}$	f≤ $\overline{f}$
0	3.7	0.77	1.85	9.128	0.74	cnv
1	1.85	0.77	1	0.570	0.37	cnv
2	1.23	0.77	1	0.112	0.246	cv

Tableau.III.10: Calcul de nombre d'étaiement

Résultants:

Alors, il faut prévoir 4 étaiements le long de la travée espacée de 117 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression. Schématisée comme suit



b.1.Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

Condition d'application :

H1 : Q≤ Max {2G ; 5kN/m2}

H2 : Les moments d'inertie des se<ctions transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H4 : Fissuration peu nuisible.

b.2.Exposé de la méthode :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

MT ≥ MAX(1.05M_0 :(1+0.3α)M_0)-$\frac{M_W + M_E}{2}$

$$M_t \geq \begin{cases} \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 & \text{Travée intermédiaire} \\ \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 & \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

$M_{0=\frac{PL^2}{8}}$: La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(Mw ; Me) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

Mt : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

M=0,2M0 appuis de rive

M=0,6M0 pour une poutre à deux travées

M=0,5M0 pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée

M=0,4M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux

Travées

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

Tw: effort tranchant à gauche de la travée.

Te: effort tranchant à droite de la travée.

b.3.Evaluation des charges et surcharges :

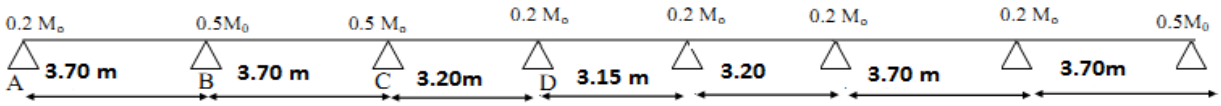
Plancher	G kN/m^2	Q kN/m^2	Pu kN/m	Pser kN/m
Terrasse	6.40×0.65=4.16	1×0.65=0.65	5.713	4.81
Courant	6.10×0.65=3.96	1.5×0.65=0.0975	5.492	4.05
RDC	6.10×0.65=3.96	1.5×0.65=0.0975	5.492	4.05

Tableau IV.11: Evaluation des charges et surcharges

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Notre structure comporte un seul types de poutrelles qui est le plus sollicité :

Poutrelles à sept travées :



Travée	P_u	L	$M_0(KN.m$	$M_t(KN.m$	$M_w(KN.m$	$M_e(KN.m)$	$T_W(KN)$	$T_e(KN)$
A-B	6.81	3.7	11.66	10.02	2.33	2.33	12.60	12.60
B-C	6.81	3.7	11.66	7.10	5.83	4.66	12.92	12.29
C-D	6.81	3.2	8.72	5.75	3.48	3.48	10.90	10.90
D-E	6.81	3.15	8.45	5.57	3.38	3.38	10.73	10.73
E-F	6.81	3.2	8.72	5.49	3.48	4.36	10.63	11.17
F-G	6.81	3.7	11.66	7.34	5.83	4.66	12.92	12.29
G-H	6.81	3.7	11.66	9.99	2.33	2.33	12.60	12.60

Tableau IV.12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)

Travée	P_{ser}	L	$M_0(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$M_w(KN.m)$	$M_e(KN.m)$
A-B	4.94	3.7	8.45	7.26	1.69	1.69
B-C	4.94	3.7	8.45	4.72	4.22	4.22
C-D	4.94	3.2	6.32	4.16	2.52	2.52
D-E	4.94	3.15	6.12	4.03	2.45	2.45
E-F	4.94	3.2	6.32	4.11	2.52	2.52
F-G	4.94	3.7	8.45	5.32	4.22	4.22
G-H	4.94	3.7	8.45	8.87	1.69	1.69

Tableau IV.13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS)

IV. Dalle pleine

IV.1 Calcul des dalles rectangulaire :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture.

Application :

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

G = 6.08KN/m² } P_u = 13.45 KN/m²

Q = 3.5 KN/m² } P_{ser}= 9.58Kn/m²

Lx = 1.10m ; ly = 3.80 m

Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int}=T_{ext}$

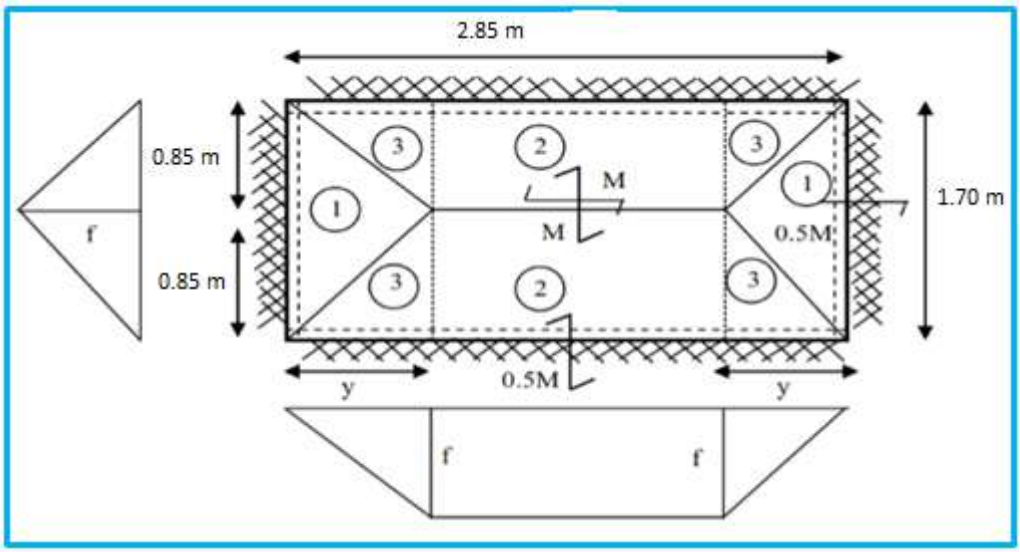


Figure.IV.11:Efforts dans la dalle rectangulaire.

a.Travaille externe :

$T_{ext}(1)= P_u L_x \frac{y}{2} \frac{f}{3}$

$T_{ext}(2) = P_u L_x (L_y - 2y) \frac{f}{2}$

$T_{ext}(3) = P_u \frac{Lx}{4} y \frac{f}{3}$

Donc:

$T_{ext}= \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i) = 2T_{ext}(1) + T_{ext}(2) + 4T_{ext}(3) = P_u f [\frac{l_x \times l_y}{2} - \frac{(L_x \times y)}{3}]$

D'où :

$T_{ext} = P_u f[2.42 - 0.56y]$

b. Travail interne :

$T_{int}(1) = ML_x \frac{f}{y} + 0.5ML_x \frac{f}{y} = 1.5\ ML_x \frac{f}{y}$

$T_{int}(2) = M2y \frac{f}{L_x} + ML_y \frac{f}{L_x}$

Donc :

$T_{int}= \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) = Mf [1.5 \frac{L_x}{y} + \frac{2Ly}{L_x} + \frac{L_y}{L_x}]$

D'où :

$T_{int}= M f [\frac{5.1}{y} + 6.75]$

Par l application de principe du travail virtuel : $\sum T_{int} = \sum T_{ext}$

On obtient : $M= [2.42 - 0.56y]\ P_u / [\ \frac{51}{y} + 6.76]$

$P_u = M[\frac{5.1}{y} + 6.76]/[2.42 - 0.56y]$

Alors :

M_u= 2.00KN.m

M_{ser} =1.43KN**IVII.2.a Calcul du ferraillage à l'ELU :**

Le moment en travée suivant les deux sens :

$Mtx = M_{ty} = 0.80M_u$= 1.84KN.m

Le moment on appuis :

$Max = May = 0.5M_u$ = 1.15KN.m

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 18 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

$\mu = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$; A= $\frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$;

Condition d'espacement :

En travée : St =$\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [3h=54cm, 33cm] = 33cm

En appuis : St =$\frac{100}{4}$ = 25cm ≤ $\overline{St}$ =Min [4h=72cm, 45cm] = 45cm

sition	ıs	.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	calculée (cm^2)	adoptée (cm^2)	S_t (cm)
T ravée	X	1.84	0.008	0.996	1.50	0.34	5HA10=3.93	25
	Y	1.84	0.008	0.996	1.50	0.34	5HA10=3.93	25
AppuiXX	X	1.15	0.005	0.997	1.50	0.34	A10=3.93	25
	Y	1.15	0.005	0.997	1.50	0.34	A10=3.93	25

Tableau IV.14 : Ferraillage de la dalle pleine.

IV.3.b Vérification à l'ELS :

Mtx= Mty= 0.80M_{ser} =1.10KN.m

Max= May=0.5M_{ser} = 0.69KN.m

$M_t + \frac{Me+Mw}{2} \geq 1.2M_x \Longrightarrow 1.144 + \frac{0.715\times2}{2} = 1.790 \geq 1.2\times1.10=1.32$…..c.v

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de(y) :

$\frac{b}{2}$ Y^2+ n A'$_s$ (d – c') –n A_s (d – y) = 0 avec n = 15

Moment d'inertie :

$I= \frac{by^3}{3} + nA'_s (d - c')^2 + n A_s (d- y)^2$

Position	M ser (KN.m)	Y (cm)	I_G (cm^4)	K (Mpa)	σb(Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
Travée	1.10	3.72	9677.06	0.018	0.61	15	Oui vérifier
Appuis	0.69	3.72	9677.06	0.011	0.38	15	Oui vérifier

***Vérification de l'effort tranchant :**

V_u	$V_x = \frac{p_u L_x}{2} = \frac{13.45 \times 1.70}{2} = 11.43$ KN
τ_u	$\tau_u = \frac{v_x}{bd} = \frac{8.72 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.073$Mpa
$\overline{\tau}$	$\overline{\tau} = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.21$Mpa
$\tau_u \leq \overline{\tau}$	oui

Tableau.IV.16: Vérification au cisaillement

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

***Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1er condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_x}$ **= 0.105> 0.030**
2eme conditon	$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$ = 0.002< 0.005
vérification	Oui

Tableau.IV.17 : Vérification de la flèche

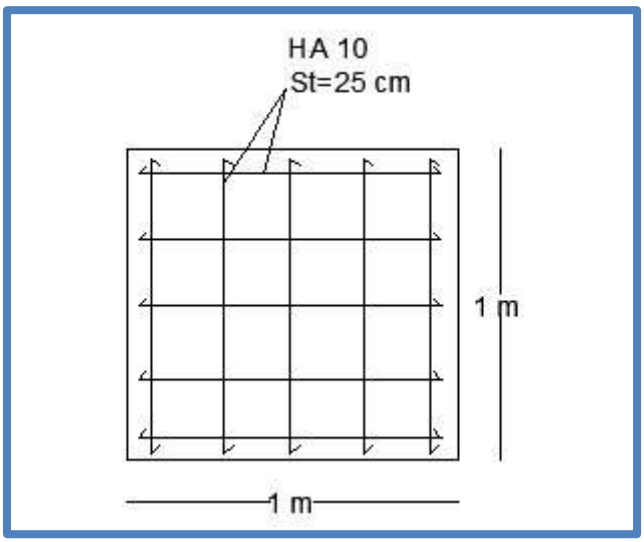


Figure IV.12 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire .

V.1.Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures

Pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V.1.1. Choix de la méthode de calcul :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier 16.20m, donc selon le RPA 2003 ►► [Art 4.1.2] ◄◄, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « SAP2000 version 17 ».

V.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

V.1.2.1. Principe :

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

V.1.2.2 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 version17 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donnés par le mouvement du nœud maître, les

autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

V.1.2.3 Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

a-Coefficient d'accélération A :*[Modificatifs et compléments aux RPA99]*.

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	**0,40**	**0,30**	**0,25**	**0,18**

Tableau. V.1 : Coefficient d'accélération de zone A

***facteur de correction d'amortissement η :**

ξ = 7 % (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

Avec remplissage dense → η = 0,882

*** coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b] ◄**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé				4a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles				4b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé			
Nz 100%		T 100%		Nz 100%		T 100%		Nz 100%		T 100%	
Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles
$N_p \leq 80\ \%$	$N_v > 20\ \%$	$T_p = 0\ \%$	$T_v = 100\ \%$	$N_p \geq 80\ \%$	$N_v < 20\ \%$	$T_p \geq 25\ \%$	$T_v < 75\ \%$	$N_p \geq 80\ \%$	$N_v < 20\ \%$	$T_p = 0\ \%$	$T_v = 100\ \%$
R = 3,5				R = 5				R = 4			

Avec ce système de contreventement de structurees en portiques par des voiles en béton armé

Donc : R= 4

b-facteur de qualité Q :(R.P.A 99 VERSION 2003. Tab. 4.4).

Le facteur de qualité est égal à 1' additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

	p_q			
	Suivant x		**Suivant y**	
	Observé	N.observé	Observé	**N.bservé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	**0**
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	**0**
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	**0,05**
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	**0**
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	**0**
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	**0.10**
Σ	0,15		0,15	

Tableau.V.2 : détermination du facteur de qualité Q.

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$
$Q_Y = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$

c-périodes caractéristiques :(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7).

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{matrix}\right\} \text{site S 2}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

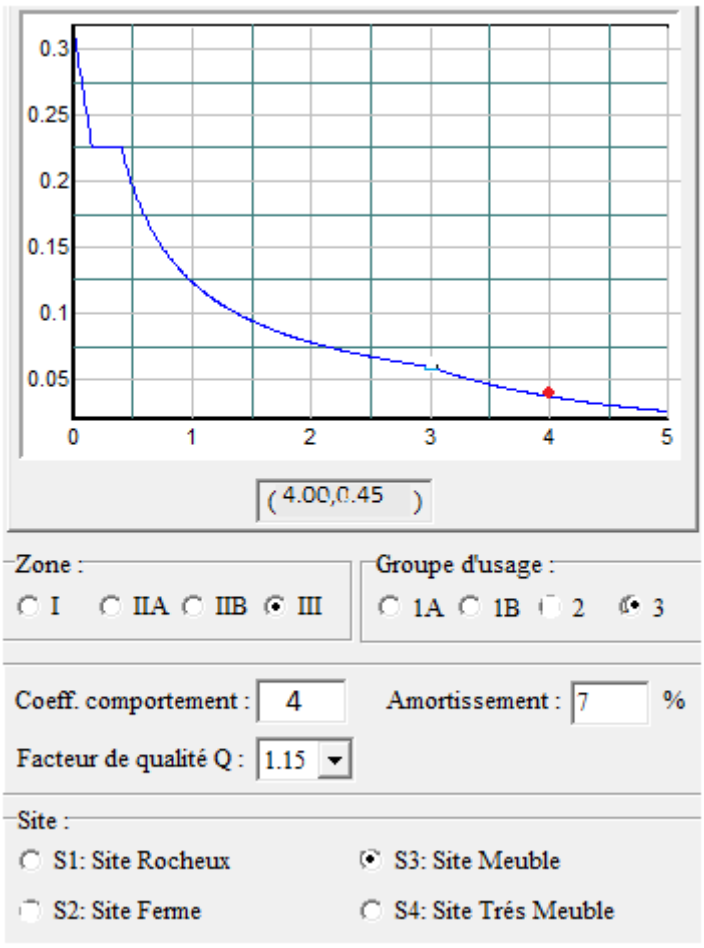


Figure V.1 : Spectres de réponse (X et Y)

V.1.3. Disposition des voiles :

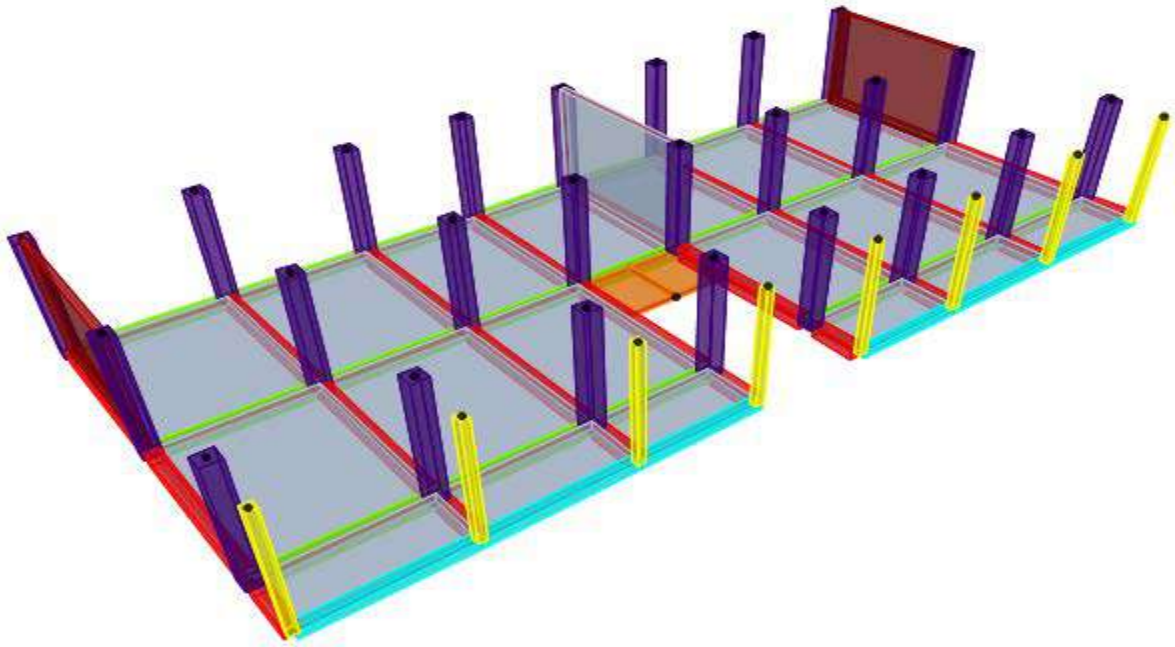


Figure V.2 : disposition des voiles en 3D

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.363	**69.256**	0.016	4
2	0.258	69.63	60.67	13.85
3	0.236	73.06	70.85	70.35

Tableau V.3: Le comportement des trois premiers modes.

- **Constatation :**

Ce modale présente une période fondamentale T=0.363 s

Le 1eret 2emesont des modes de couplages.

Le 3eme est un mode de rotation.

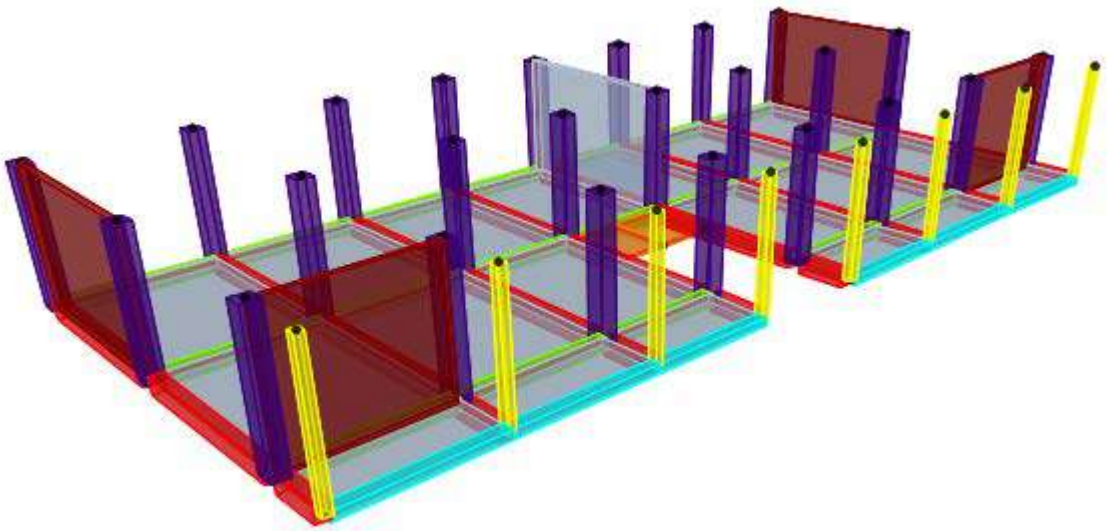


Figure V.4 : disposition des voiles en 3D

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.549	**83.60**	0.045	0.03
2	0.258	83.62	48.84	22.04
3	0.241	83.77	70.69	70.31

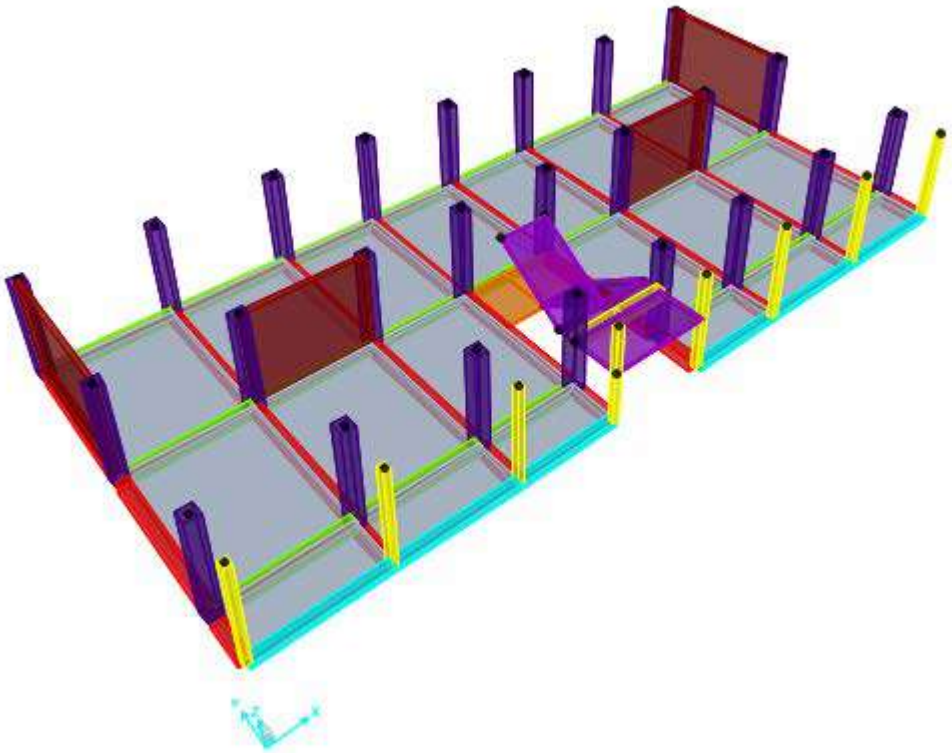
Tableau V.4: Le comportement des trois premiers modes.

- **Constatation :**

Ce modale présente une période fondamentale T=0.549 s

Le 1eret 2emesont des modes de couplages.

Le 3eme est un mode de rotation.



FigureV.4 : disposition des voiles en 3D.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.331	**73.86% ♦**	**0.013% ♦**	0.043%
2	0.310	0.015%	71.76%	0.00%
3	0.248	0.059%	0.000%	70.375%

Tableau V.5 : Le comportement des trois premiers modes.

- **Constatation :**

Ce modale présente une période fondamentale T=0.331 s

Le 1eret 2emesont des modes de translation

Le 3eme est un mode de rotation.

V.1.4.Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

D'après les résultats à partir de la sortie de fichier de SAP2000.V.17 suivant :

a-Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 11.15 m

Largeur du bâtiment = 24.35

b-Excentricité accidentelle :(Art.4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003)

Excentricité suivant Ex = 15 %.Lx = 3.65 m

Excentricité suivant Ey = 15 %.Ly = 1.67 m

c-Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Niveau		**Inertie et centre d'inertie**				**Masse et centre de Masse**		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
A 16.20	16.20	1.3213	2.8191	12.18	6.75	2643.35	12.18	5.65
B 12.96	12.96	1.3213	2.8191	12.18	6.75	3143.68	12.17	5.88
C 9.72	9.72	1.3213	2.8191	12.18	6.75	3157.40	12.18	5.88
D 6.48	6.48	1.3213	2.8191	12.18	6.75	3157.40	12.18	5.88
E 3.24	3.24	1.3213	2.8191	12.18	6.75	3157.40	12.18	5.88

Tableau. V.7 : Calcul de centre de masse et centre d'inertie

d-Excentricité :

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
A 16.20	16.20	0.00	1.10	Ok
B 12.96	12.96	0.01	0.87	Ok
C 9.72	9.72	0.00	0.87	Ok
D 6.48	6.48	0.00	0.87	Ok
E 3.24	3.24	0.00	0.87	Ok

Tableau V.8 : Calcul d'excentricité

- **Justification du coefficient de comportement R**

Selon RPA version2003►► [Art 3.5] ◄◄

On doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP.2000v17) qui sont données ci-après :

Suivant X :

- **Justification du coefficient de comportement R**

Selon RPA version2003►► [Art 3.5] ◄◄

On doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP.2000v17) qui sont données ci-après :

Suivant X :

Étage	**Sollicitations dues aux charges**			**Sollicitations dues aux charges**		
Diaphragme N°	**Poids Nz (kN)**	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**	**Effort tranchant**	**Tx /Poteaux**	**Tx /Voiles**
A 16.20	2791.263	2251.320	539.943	756.646	458.106	298.540
B 12.96	5966.487	4889.264	1077.223	1149.439	446.650	702.789
C 9.72	9151.902	7541.469	1610.433	1542.830	471.231	1071.599
D 6.48	12340.840	10204.845	2135.995	1875.254	411.417	1463.837
E 3.24	15522.960	12868.934	2654.026	2056.448	283.759	1772.689

Tableau. V.9 : Justification du coefficient de comportement R suivant X.

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**	**Effort tranchant Tx**	**Tx /Poteaux**	**Tx /Voiles**
A 16.20	100 %	80.656 %	19.344 %	100 %	60.544 %	39.456 %
B 12.96	100 %	81.945 %	18.055 %	100 %	38.858 %	61.142 %
C 9.72	100 %	82.403 %	17.597 %	100 %	30.543 %	69.457 %
D 6.48	100 %	82.692 %	17.308 %	100 %	21.939 %	78.061 %
E 3.24	100 %	82.903 %	17.097 %	100 %	13.799 %	86.201 %

Tableau V.10 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage

Suivant Y :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A 16.20	2586.208	2251.320	334.888	764.385	361.019	403.366
B 12.96	5637.292	4889.264	748.028	1144.689	375.533	769.156
C 9.72	8700.093	7541.469	1158.624	1545.622	375.757	1169.865
D 6.48	11769.775	10204.845	1564.930	1878.893	323.336	1555.557
E 3.24	14835.072	12868.934	1966.138	2085.870	240.663	1845.207

Tableau. V.11 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y.

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**	**Effort tranchant Tx**	**Tx /Poteaux**	**Tx /Voiles (%)**
A 16.20	100 %	87.051 %	12.949	100 %	47.230 %	52.770 %
B 12.96	100 %	86.731 %	13.269	100 %	32.807 %	67.193 %
C 9.72	100 %	86.683 %	13.317	100 %	24.311 %	75.689 %
D 6.48	100 %	86.704 %	13.296	100 %	17.209 %	82.791 %
E 3.24	100 %	86.747 %	13.253	100 %	11.538 %	88.462 %

Tableau V.12 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage

V.2.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique *:*

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 v2003 [19] exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.

2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3. Vérification de la force sismique V à la base.

4. Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments :**

- 6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
- 7. Vérifications des déplacements inter-étage.
- 8. Vérification du cisaillement des éléments.
- 9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.2.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translationsuivant l'axe (Y) avec : T1=0.331	Translation suivant l'axe (x) avec : T_2=0.310	rotation autour de l'axe (Z) avec : T_3=0.248

Tableau. V.13 : Le comportement des trois premiers modes

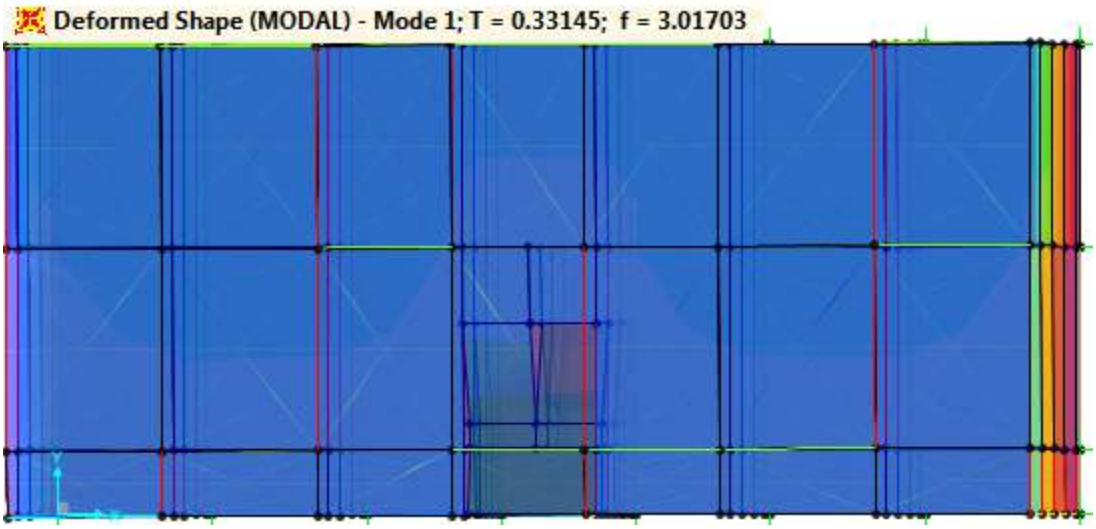


Figure V.5 : Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe X)

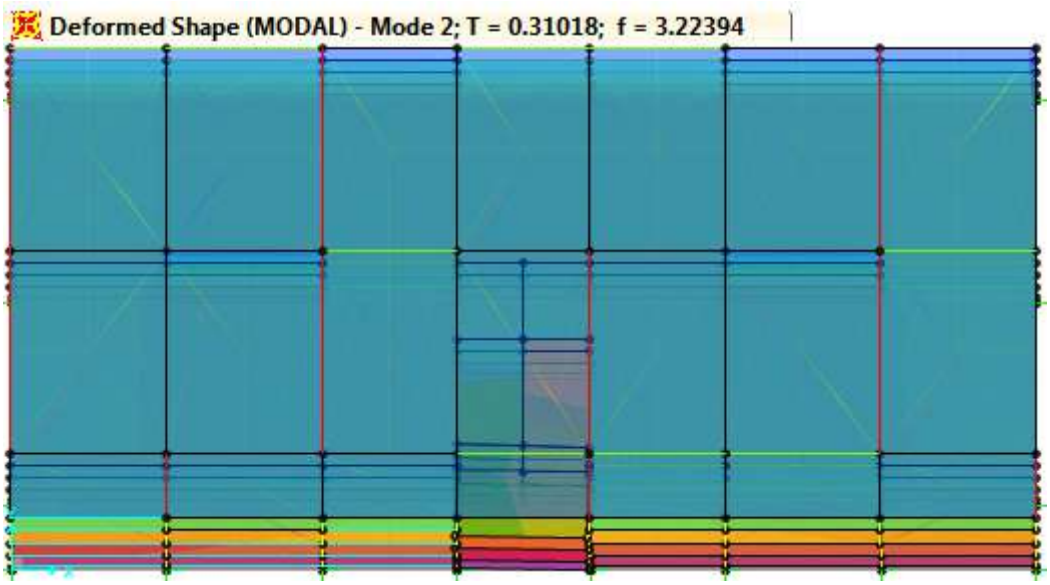


Figure V.6 : Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe Y)

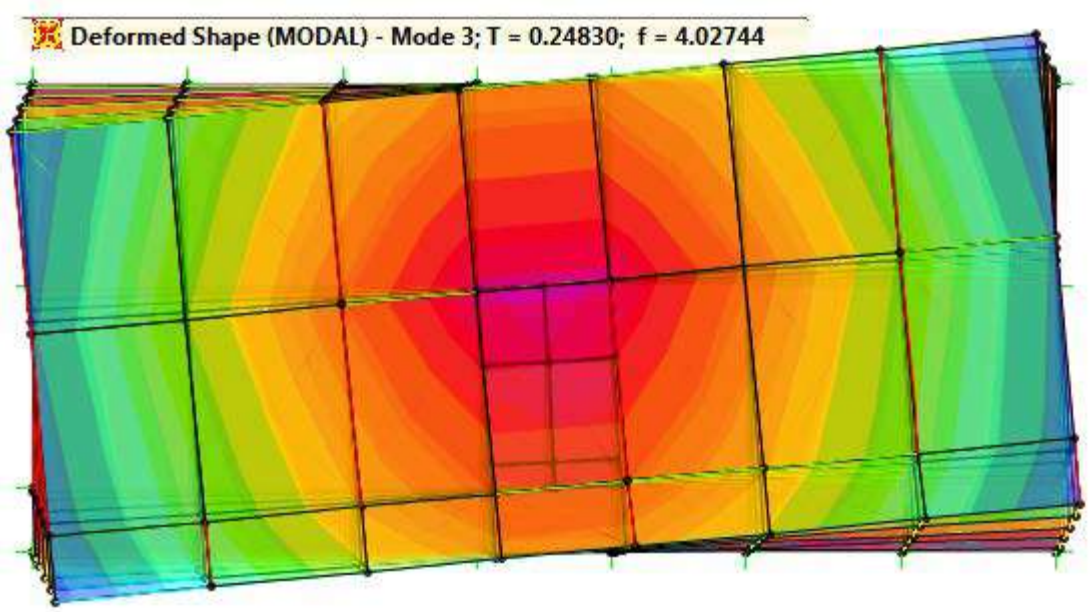


Figure V.7 : comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

V.2 vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4. a]◄◄

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %	Cumulée de UX %	Cumulée de UY %	Cumulée de RZ %
1	0.331%	73.86%	0.013%	0.043 %	73.869%	0.013%	0.043%
2	0.310%	0.015 %	71.765%	0.000%	73.884%	71.778%	0.043%
3	0.248%	0.059 %	0.000%	70.375%	73.943%	71.778%	70.418%
4	0.093%	17.73 %	0.002%	0.003%	91.674%	71.778%	70.418%
5	0.08%	0.001 %	20.401%	0.000%	91.675%	92.180%	70.422%

Tableau. V.14 : vérification de participation

❖ ***Constatation :***

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir de mode 15 dans les deux directions

V.2.2 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [19]

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

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

❖ **Calcul de la force sismique totale : (Art.4.2.3 : RPA 99 VERSION 2003)**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen : $\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{matrix}\right\}$ site S 2

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,40s **(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*)**.

(Avec site S_3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % ***(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).***

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0,7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont :

- W : poids total de la structure :

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

$\beta = 0.2$ **(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5*).**

W=16382.29KN.

A	D_x	D_y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_Y (KN)
0,25	2.205	2.205	4	1,15	1,15	16382.29	2596.34	2596.34

TableauV.15 : Calcul de la force sismique

❖ **Vérification de la force dynamique par apport la force statique**

	V (KN)	Ed (KN)	Ed/V	Ed/V > 0,8
X	2596.34	2198.74	**0.85**	**Vérifier**
Y	2596.34	2198.74	**0.84**	**Vérifier**

Tableau V.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

V.2.3 Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA Version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄

❖ Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- Fix, Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

❖ Le moment de stabilité qui est égal à : $\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{tx} = X_G . W_i \end{cases}$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

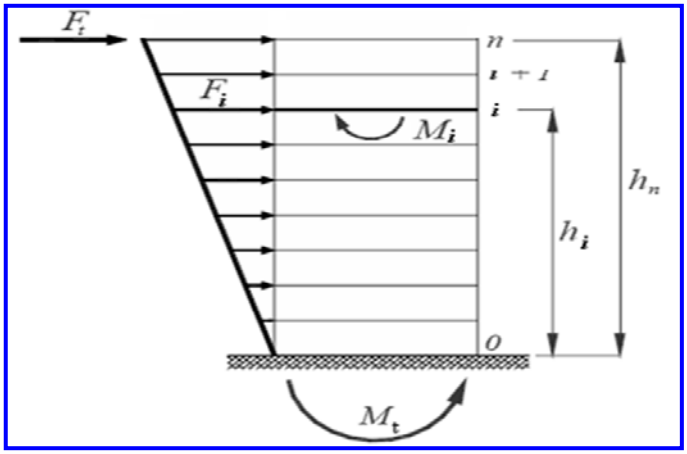


Figure V.8 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

V.2.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Diaphragme N°	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
A16.20	2642.41	16.20	42807.04	649.60	643.68
B12.96	3142.56	12.96	40727.58	618.04	612.41
C9.72	3156.27	9.72	30678.94	465.55	461.31
D6.48	3156.27	6.48	20452.63	310.37	307.54
E3.24	3156.27	3.24	10226.31	155.18	153.77

Tableau V.17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)

V.2.4.2 Moment de renversement :

Diaphragme	Wi	hi	Wi.hi	Fix	Fiy	Mrxi	Mryi
A 16.20	2642.4	16.20	42807.04	649.60	643.68	10523.45	10427.61
B 12.96	3142.5	12.96	40727.58	618.04	612.41	8009.80	7936.85
C 9.72	3156.2	9.72	30678.94	465.55	461.31	4525.17	4483.96
D 6.48	3156.2	6.48	20452.63	310.37	307.54	2011.19	1992.87
E 3.24	3156.2	3.24	10226.31	155.18	153.77	502.80	498.22

Tableau V.18 : Calcul du moment de renversement.

V.2.4.3 Moment stabilisant :

ETAGE	∑Wi (kN)	XG(m)	YG(m)	Mtx (KN.m)	MtY (KN.m)
RDC	3157.40	12.18	5.88	38457.13	18565.51
Etage1	3157.40	12.18	5.88	38457.13	18565.51
Etage2	3157.40	12.18	5.88	38457.13	18565.51
Etage3	3143.68	12.18	5.88	38290.02	18484.83
Etage4	2643.35	12.18	5.65	32196.00	14934.92

Tableau V.19. : calcul du moment stabilisant

Donc il faut vérifier que :

$\frac{M_T}{M_0} \geq 1.5$

M_{TX}	M_{TY}	M_{OX}	M_{OY}	$\frac{M_{TX}}{M_{0X}}$	$\frac{M_{TY}}{M_{0Y}}$	$\frac{M_T}{M_0} \geq 1.5$
185857.41	89096.28	25572.41	25345.51	7.26	3.51	CV

La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

V.2.5Vérification des déplacements en tête : selon RPA88

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\delta adm=H/250$

δ : déplacement admissible de la structure :

	δe (cm)	δk = δek * R (cm)	δadm = H/250 (cm)	Vérification
Suivant X	**0.70**	**2.8**	**6.48**	**Ok**
Suivant Y	**0.61**	**2.44**	**6.48**	**Ok**

Tableau V.20 : Vérification des déplacements en tête

❖ **Constatation :**

Les déplacements (en tête) sont inférieurs aux déformations admissibles dans les deux directions.

V.2.6. Vérification des déplacements *:*

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$ ***(Art.4.4.3 : RPA 99 VERSION 2003)***

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.

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

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

Selon **(Art.5.10 : RPA 99 VERSION 2003)** : le déplacement horizontal relatif

d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

Δ_K limite = 0,01× he

Diaphragme		Niveau (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he	Vérificat
A	**16.20**	16.2	0.70	2.80	0.60	3.24	Ok
B	**12.96**	12.96	0.55	2.20	0.68	3.24	Ok
C	**9.72**	9.72	0.38	1.52	0.64	3.24	Ok
D	**6.48**	6.48	0.22	0.88	0.56	3.24	Ok
E	**3.24**	3.24	0.08	0.32	0.32	3.24	Ok

Tableau V.21 : Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Diaphragme		Niveau (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔY	0,01.he	Vérificat
A	**16.20**	16.2	0.61	2.44	0.60	3.24	Ok
B	**12.96**	12.96	0.46	1.84	0.56	3.24	Ok
C	**9.72**	9.72	0.32	1.28	0.56	3.24	Ok
D	**6.48**	6.48	0.18	0.72	0.48	3.24	Ok
E	**3.24**	3.24	0.06	0.24	0.24	3.24	Ok

Tableau V.22 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

❖ **Constatation :**

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans les deux directions.

V.2.7 Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Les poutres:Selon CBA93►► [Art A.5.1] ◄◄

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$\bar{\tau}$=Min [0.20$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map] (fissuration peu nuisible) [33] [A.5.1.2.1.1]

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

	T(KN)	τ_{max}(MPA)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30*40	99.457	0.884	1.35G+1.5Q	3.33	Oui
PS 30*30	27.072	0.328	1.35G+1.5Q	2.50	Oui
PPAL 30*35	17.302	0.279	G+Q+EdX	4.35	Oui
Long30*30	6.553	0.790	1.35G+1.5Q	2.50	Oui

Tableau V.23 : Vérification de cisaillement des poutres

Les poteaux: Selon CBA93►► [Art A.5.2] ◄◄ [20]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.040 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

	T_x (KN)	τ_{max} (Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 40*40	43.867	0.292	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier

Tableau V.24 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X

	T_y (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 40*40	33.62	0.224	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier

TableauV.25 : Vérification de cisaillement des poteaux sens Y

❖ **Constatation :**

Le pré dimensionnement des poutres est justifié par le critère de résistance ($\tau max \leq \bar{\tau}$).

Les sections des poteaux choisis sont insuffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

V.2.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [19]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Section des poteaux a la base 40x40

	N_d (KN)	Sous la combinaison	v	Vérification v≤0.3
Pot40*40	860.732	G+Q+Edx	0.238	**CV**
Pot40*40	877.362	G+Q+Edy	0.243	**CV**

Tableau V.26 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

V.2.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003

►► [Art 5.9] ◄◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \leq 0{,}10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si 0,10<θ≤0,20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

- Si θ>0,20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Diaphragme N°	hi(m)	Wi (kN)	Fix (kN)	ΔX (cm)	θx	θx≤ 0,10
3.24	3.24	3156.2	649.60	0.923	0.061	OK
6.48	3.24	3156.2	618.04	0.680	0.022	OK
9.72	3.24	3156.2	465.55	0.441	0.010	OK
12.96	3.24	3142.5	310.37	0.230	0.004	OK
16.20	3.24	2642.4	155.18	0.075	0.001	OK

Tableau V.27 : Vérification l'effet P-Δ sens X.

Diaphragme N°	hi(m)	Wi (kN)	Fiy (kN)	Δy (cm)	θx	θx≤ 0,10
3.24	3.24	3156.2	153.77	0.910	0.060	OK
6.48	3.24	3156.2	307.54	0.810	0.027	OK
9.72	3.24	3156.2	461.31	0.542	0.012	OK
12.96	3.24	3142.5	612.41	0.286	0.005	OK
16.20	3.24	2642.4	643.68	0.095	0.001	OK

Tableau V.28 : Vérification l'effet P-Δ sensY.

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ dans les deux directions.

IV.3 Conclusion :

- La structure est stable.
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2]◄◄**
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

VI.1Ferraillage des poutres :

- **Introduction :**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ =1,5	γ =1,15	γ = 1, 15	γ =1,00
σ = 25 MPa	FeE 400	σ =25 MPa	FeE 400
σ =14,2Mpa	σ s=348 MPa	σ =18,50MPa	σ s=400 MPa

Tableau VI.1 : Les données de calcul

❖ **Recommandation du RPA99** :

➢ **Armatures longitudinales[1]►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en Zone courante.

6% en Zone nodale.

Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une sectionne travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de50ϕ en Zone III.
- A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- A Travée et appui ≤ Amax RPA

➢ **Armatures transversales[1]►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :**

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b
- b : largeur de la poutre.
- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

St ≤ h/2 en Zone courante

St ≤min (h/4 ; $12\phi_l$) Zone nodale

VI. 1.1 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires

a-Ferraillage des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	30*40	inter	Travée	43.88	1.35G+1.5Q	3.5	4HA12=4.52
			Appui	-71.98	1.35G+1.5Q	5.8	4HA14=6.16
		rive	Travée	25.30	1.35G+1.5Q	2	3HA12=3.39
			Appui	-59.03	G+Q+Edy	4.8	4HA14=6.16
Etage courant	30*40	inter	Travée	43.34	1.35G+1.5Q	3.5	4HA12=4.52
			Appui	-71.64	1.35G+1.5Q	5.9	4HA14=6.16
		rive	Travée	32.84	1.35G+1.5Q	2.6	3HA12=3.39
			Appui	-69.00	G+Q+Edy	5.6	4HA14=6.16

Tableau .VI.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

b-Ferraillage des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	30*30	inter	Travée	15.09	0.8G+Edx	1.4	3HA12=3.39
			Appui	-26.39	$G+Q+E_{dx}$	2.5	3HA12=3.39
		rive	Travée	5.54	$G+Q+E_{dy}$	1	3HA12=3.39
			Appui	-15.10	$G+Q+E_{dx}$	1.4	3HA12=3.39
Etage courant	30*30	inter	Travée	19.85	$G+Q+E_{dx}$	1.8	3HA12=3.39
			Appui	-29.25	$G+Q+E_{dx}$	2.8	3HA12=3.39
		rive	Travée	7.79	$G+Q+E_{dx}$	1	4HA12=4.52
			Appui	-25.72	$G+Q+E_{dx}$	2.4	4HA12=4.52

Tableau .VI.3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

VI. 1.2 Vérification des contraintes :

Après avoir calculer les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire.

La contrainte admissible de béton est donnée par la formule:

$\sigma_b = 0.6\, f\,\mathrm{b}\, c28$

Pour $f c28 = 25$ Mpa $\rightarrow \sigma_b = 15$ MPa

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier: σb ≤σb seulement.

avec: $\sigma b = \frac{M_{ser}}{I} y$

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ C.1
- $\sigma_s = \frac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma_s}$ C.2

avec: $\overline{\sigma_s} = \mathrm{Min}\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 202\,\mathrm{MPa}$

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*40	Inter	Travée	82.19	4HA12 =4.52	13.2	15	-	-	CV
			Appui	61.20	4HA14 =6.16	11.0		-		
		Rive	Travée	23.42	3HA12 =3.39	4.7	15	201.6	201.6 3	
			Appui	-41.43	4HA14 =6.16	6.6		201.6		
Etage courant	30*40	Inter	Travée	82.19	4HA12 =4.52	13.2	15	-	-	CV
			Appui	61.20	4HA14 =6.16	11.0		-		
		Rive	Travée	23.42	3HA12 =3.39	4.7	15	201.6	201.6 3	
			Appui	-41.43	4HA14 =6.16	6.6		201.6		

Tableau .VI.4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*40	inter	Travée	16.95	3HA12 =3.39	5.6	15	-	-	CV
			Appui	-16.95	3HA12 =3.39	5.6		-		
		rive	Travée	16.95	3HA12 =3.39	5.6	15	201.6	201.6	
			Appui	-16.95	3HA12 =3.39	5.6		201.6		
Etage courant	30*40	inter	Travée	16.95	3HA12 =3.39	5.6	15	-	-	CV
			Appui	-16.95	3HA12 =3.39	5.6		-		
		rive	Travée	16.95	3HA12 =3.39	5.6	15	201.6	201.6	
			Appui	-16.95	3HA12 =3.39	5.6		201.6		

Tableau VI. 5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres sens longitudinales

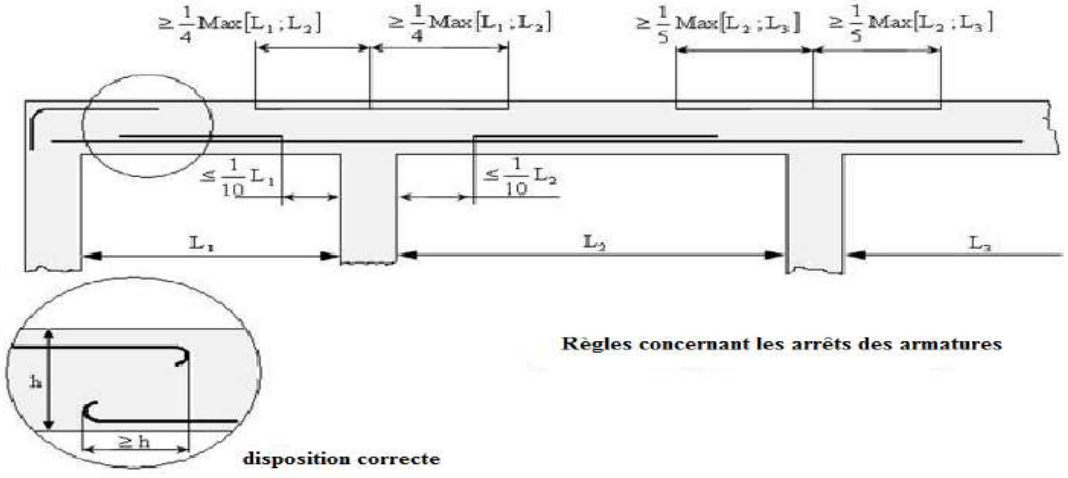


Figure .VI.1 : Disposition des armatures pour les poutres

VI.1.3 Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] et CBA [2] :

Il faut vérifie que :

- A totale de la poutre $\leq$ Amax RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$(cm^2)	A_{Min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	4HA12=4.52	6	81	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		54	Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	6	81	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		54	Vérifier
Etage courant	30*40	inter	Travée	4HA12=4.52	6	81	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		54	Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	6	81	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		54	Vérifier

Tableau .VI.6 : vérification des poutres principales selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{Min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	4HA12=4.52	1.2	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	1.2	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		Vérifier
Etage courant	30*40	inter	Travée	4HA12=4.52	1.2	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	1.2	Vérifier
			Appui	4HA14=6.16		Vérifier

Tableau .VI.7 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

Niveau	B	Type	Positio	$A_{adoptée}$(cm^2)	A_{Min}	A_{max}	Vérificatio

	(cm^2)		n		(cm^2)	(cm^2)	n
Terrasse	30*30	inter	Travée	3HA12=3.39	4.5	42	Vérifier
			Appui	3HA12=3.39		63	Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	4.5	42	Vérifier
			Appui	3HA12=3.39		63	Vérifier
Etage courant	30*30	inter	Travée	3HA12=3.39	4.5	42	Vérifier
			Appui	3HA12=3.39		63	Vérifier
		rive	Travée	3HA12=3.39	4.5	42	Vérifier
			Appui	3HA12=3.39		63	Vérifier

Tableau .VI.8 : vérification des poutres secondaires selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$(cm^2)	A_{Min}(cm^2)	Vérification
Terrasse	30*30	Inter	Travée	3HA12=3.39	0.9	Vérifier
			Appui	3HA12=3.39		
		Rive	Travée	3HA12=3.39	0.9	Vérifier
			Appui	3HA12=3.39		
Etage courant	30*30	Inter	Travée	3HA12=3.39	0.9	Vérifier
			Appui	3HA12=3.39		
		Rive	Travée	3HA12=3.39	0.9	Vérifier
			Appui	3HA12=3.39		

Tableau .VI.9 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants:

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}$	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	T_u (KN.m)	Combinaison	τ_u(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30*40	inter	Appui	25.09	0.8G+Edx	0.223	3.33	Vérifier
		rive	Appui	19.39	G+Q+Edx	0.172	2.50	Vérifier
Etage courant	30*40	inter	Appui	38.86	G+Q+Edx	0.345	3.33	Vérifier
		rive	Appui	17.35	G+Q+Edx	0.154	2.50	Vérifier

Tableau .VI.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30*30	inter	Appui	25.3	G+Q+Edx	0.295	3.33	Vérifier
		rive	Appui	40.80	G+Q+Edx	0.477	3.26	Vérifier
Etage courant	30*30	inter	Appui	24.04	1.35G+1.5Q	0.285	3.33	Vérifier
		rive	Appui	17.33	G+Q+Edx	0.202	3.26	Vérifier

Tableau .VI.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

VI.1.4 Calcul des armatures transversales *:*

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] Selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :
- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 …….. [Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

- **Selon le CBA93 ►► [art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]**
- S_t = min [0.9d ; 40cm]

- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

			CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	30*40	0.345	33.75	0.74	10	20	0.9	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau .VI.12 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

			CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	30*30	0.477	24.75	1.49	7.5	15	0.79	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau .VI.13 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

VI. 1.5 Vérification de la flèche :

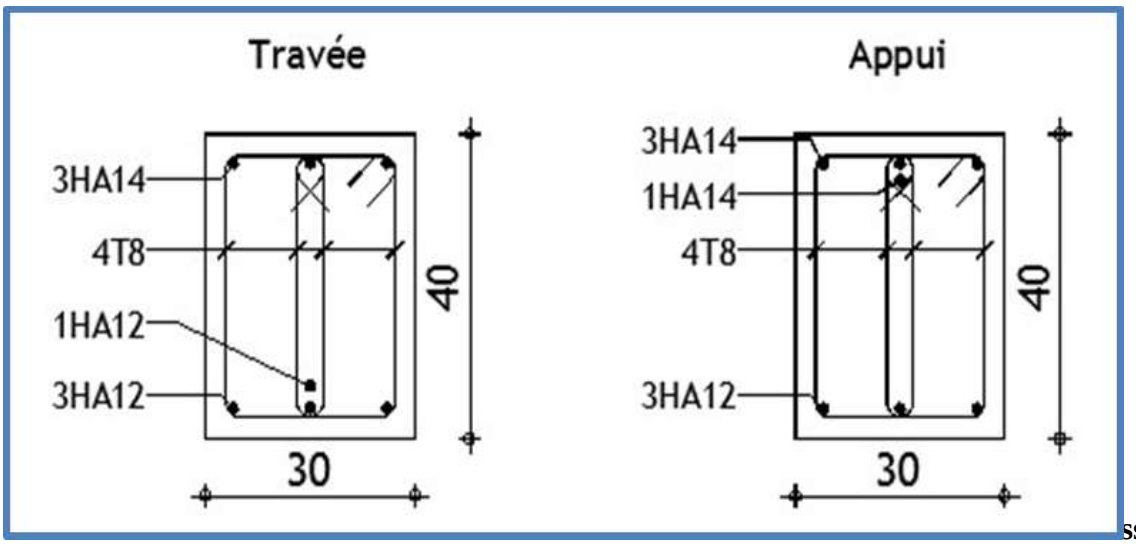
Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	30*40	0.083	0.062	C.V	0.083	0.060	C.V	0.004	0.010	C.V
	30*30	0.081	0.062	C.V	0.081	0.057	C.V	0.004	0.010	C.V

Commentaire :

Les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions (porteuse et non porteuse) donc il n'y a pas de vérification de la flèche.



sse.

Figure VI.2 :Ferraillage des poutres principales(30*40) intermédiaires du niveau terrasse

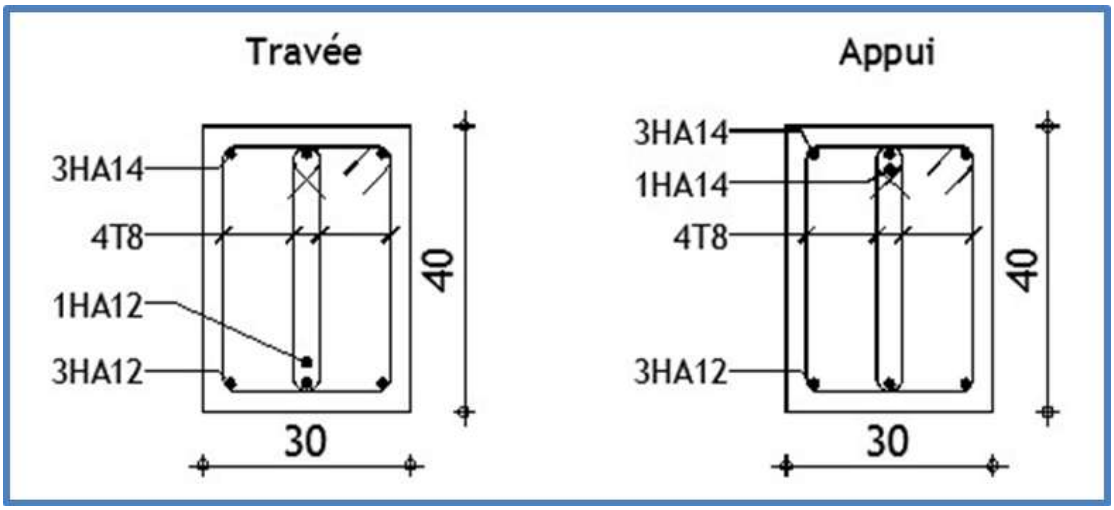


Figure VI.3 : Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive du niveau terrasse.

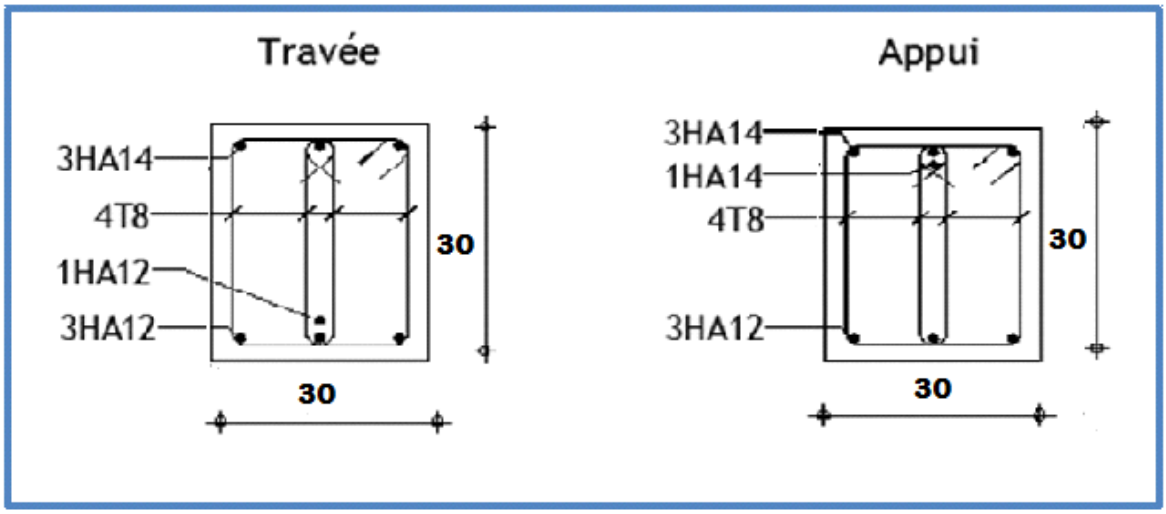


Figure VI.4: Ferraillage des poutres secondaires de rive des étages.

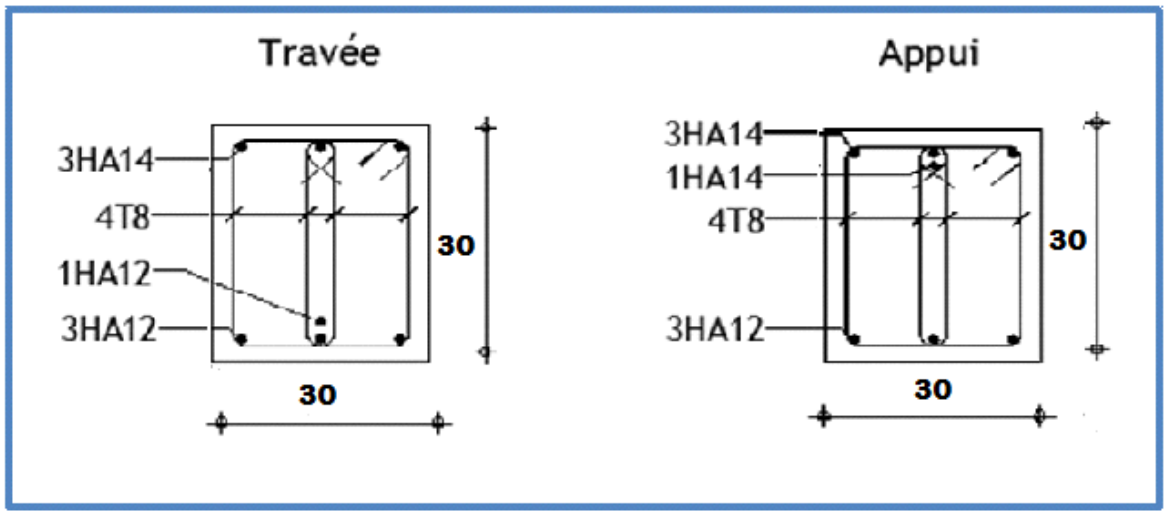


Figure VI.5 : Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires des étages.

V.3. Calcul des poteaux :

Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

- Situation durable :

Béton :$\gamma b = 1.5$; $f c28 = 25$ MPa ; $\sigma bc = 14.2$ MPa.

Acier :$\gamma s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma s = 348$ MPa.

- Situation accidentelle :

Béton :$\gamma b = 1.5$; $f c28 = 25$ MPa ; $\sigma bc = 14.2$ MPa.

Acier :$\gamma s = 1$; FeE 400 ; $\sigma s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les
Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1. (Nmax ; Mcorr).
2. (Mmax ; Ncorr).
3. (Nmin ; Mcorr).

- **Recommandation du règlement RPA99 version 2003[1] :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage **minimal** sera de : 0,9% en zone III
- Leur pourcentage **maximal** sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pasdépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zonesnodales.

- **Sollicitations extrêmes de ferraillage :**

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois casextrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum Mmax généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max Mmax et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son Ncorres.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum Nmax, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant Mcorres pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant Nmax et son Mcorres.

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pasforcémentle moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour Nmin et son Mcorres.

- **Etat Limite Ultime de stabilité de forme :**

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

$e=e_1+e_2$

$e_1 = \frac{M}{N+e_a}$

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

Avec : e_a= max (2cm ; $\frac{L}{250}$)

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris L'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales·

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

L*f*: Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

VI.2.1 Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Niveau (m)	**Cas**	**Combinaison**	**N (KN)**	**M_x(K Nm**	**M_y (KN.m**	**A_{calc} (cm²)**	**Aadop (cm²)**	**Amin (cm²)**	**Achoisi (cm²)**
16.20	Nmax	1,35.G+1,5.Q	189.19	-14.04	-8.96	3.2	8HA12 =9.05	14.40	8HA16 =16.08
12.96	Nmax	1,35.G+1,5.Q	363.53	-12.83	-8.60	3.2	8HA12 =9.05	14.40	8HA16 =16.08
9.72	Nmax	1,35.G+1,5.Q	545.83	-11.44	-7.82	2.2	8HA12 =9.05	14.40	8HA16 =16.08
6.48	Nmax	1,35.G+1,5.Q	741.71	8.93	-1.74	3.2	8HA12 =9.05	14.40	8HA16 =16.08
3.24	Nmax	1,35.G+1,5.Q	960.45	2.66	-0.76	3.2	8HA12 =9.05	14.40	8HA16 =16.08

Tableau .VI.15: Les Armatures longitudinaux des poteaux

VI.2.2 Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

Niveau (m)	Combinaison	N (KN)	M_x(KN.m)	M_y(KN.m)	бb	бs	[бb]	[бs]
16.20	G+Q	138.66	-6.61	-10.21	1.8	23.9	15	201.63
16.20	G+Q	138.27	-8.07	10.27	2	25.6	15	201.63
16.20	G+Q	19.87	0.64	9.21	1	10.5	15	201.63
12.96	G+Q	265.53	-6.34	-9.32	2.3	31.2	15	201.63
1296	G+Q	260.08	-6.10	9.18	2.3	30.7	15	201.63
12.96	G+Q	50.08	1.09	8.00	1	11.8	15	201.63
9.72	G+Q	398.21	-5.77	-8.30	2.8	39.2	15	201.63
9.72	G+Q	395.78	-3.51	7.95	2.6	36.7	15	201.63
9.72	G+Q	83.25	0.65	7.12	1	12.3	15	201.63
6.48	G+Q	540.85	-1.32	6.48	3.8	55.3	15	201.63
6.48	G+Q	540.85	-1.32	6.48	3.1	44.1	15	201.63
6.48	G+Q	112.32	0.90	6.32		13	15	201.63
3.24	G+Q	700.04	-0.57	1.93	4.3	63.9	15	201.63
3.24	G+Q	700.04	-0.57	1.93	3.6	53.1	15	201.63
3.24	G+Q	136.70	0.00	0.00	0.8	11.7	15	201.63

Tableau .V.16 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b}$=15 MPa

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

VI.2.3 Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

VI.2.3.1 Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tu : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τu : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Selon le CBA93 [2] :**

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ ……Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ ……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- **Selon le RPA 99 (version2003) [1] :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$P_d = 0{,}075$…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

$P_d = 0{,}040$…….si l'élancement $\lambda < 5$ Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Lf : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau

Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau	**Section (cm²)**	**T_u max (kN)**	**τ_u (MPa)**	λ	**ρ_d**	$\overline{\tau_b}$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
Tous les niveaux	40*40	77.82	0.518	19.24	0.075	1.875	3.25	C.V

Tableau .V.17 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

VI.2.3.2 Armatures transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄ [1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

Tu : l'effort tranchant de calcul.
hI: hauteur totale de la section brute.
St : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & zone\ nodale\ . \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & zone\ courante. \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & si \quad \lambda \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & si \quad \lambda < 5. \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003[1] est donnée par :**

$$At/(St*b) = \begin{cases} 0.3\% & si \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & si\ \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f/D$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

On a Φl_{min}= 1.4 cm

❖ **Selon CBA 93 :**

$$\begin{cases} \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

section	T_u(kN)	A_t(mm^2)	λ_g	ρ_a	St_{cal}(cm)	Zone	St_{finale}	choix
35*35	77.82	201.06	4.65	3.75	20	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

Tableau .VI.18 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

VI.2.3.3 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}$ (%)	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
40*40	Courante	0.34	4.65	-	-	oui
	Nodale	0.50		-	-	oui

Tableau .VI.19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

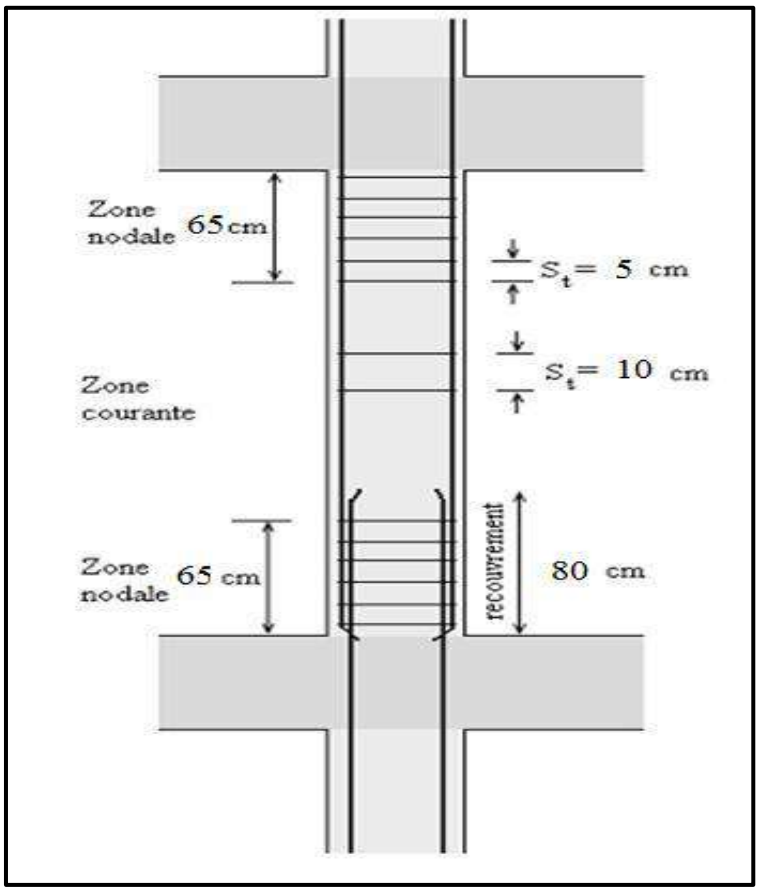


Figure VI.6 : Disposition des armatures dans les poteaux

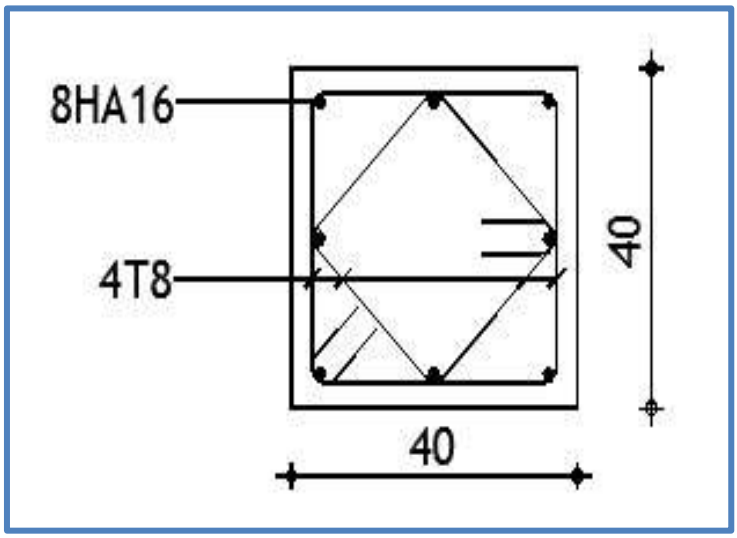


Figure VI.7: Ferraillage des poteaux carré (40×40)

VI.3 Ferraillage des voiles :

Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière etformer un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, cesystème doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limited´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; ondevra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

VI.3.1 Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

- **Méthode de calcul :**

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

- **Recommandations des règlements :**

a-Armatures verticales :

Selon le CBA 93[2] :

$A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement

$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- ✓ a = l'épaisseur du voile
- ✓ b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :**

A_v =0.2%B_t dans la section tendue du voile.

A_v =0.15%B dans la section globale du voile.

A_v =0.10%B dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

a : épaisseur du voile.

φ_{ver}: diamètre vertical.

b-Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93[2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales :$\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h : section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10} . a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq$ min [1.5a; 30cm]

a-Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

❖ **Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])**

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq$ min [1.8a ; 30cm]

$$S_v = \begin{cases} S_v \text{(zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

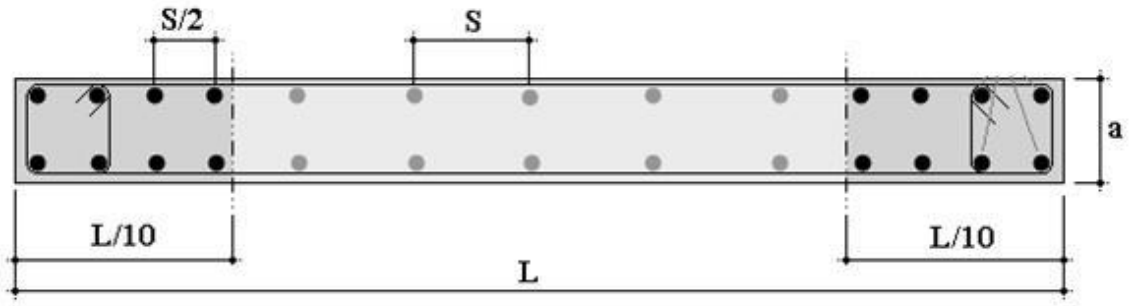


Figure.V.21 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.2 .Ferraillage des voiles pleins :

VI.3.2.2 Armatures verticales :

a- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Tableau VI.20 : Données de calcule

Niveau	**voile**	**S (cm^2)**	**N (KN)**	**M (KN.m)**	**situation**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**S_t (cm)**	**$A_{choisie}$(cm^2)**
RDC et tous les étages	V_1	15×480	1073.45	4591.23	ACC	36.00	15	2×(32HA12) =36.16
	V_2	15×370	1370.87	3059.64	ACC	27.7	15	2×(26HA12) =29.38

Tableau .V.21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min}RPA (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	Vérification
RDC et tous les étages	V_1	15×440	2× (32HA12 =36.16)	9.9	6.60	Vérifier
	V_3	15×330	2× (26HA12=29.38)	7.42	4.95	Vérifier

Tableau .V.21 : vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

b- Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

  $\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

  $\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC et tous les étages	V_1	15×480	983.53	270.51	36.16	1.5	15	22.6	201.63	C.V
	V_3	15×370	1326.61	7.46	29.38	2.1		31.2		

Tableau .V.22 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

VI.3.2.3 Calcul des armateurs horizontaux :

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b(Mpa)	$\overline{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC et tous les étages	V_1	15	440	1354.92	4.33	5	15	2x(22HA10) =17.16
	V_3	15	330	888.98	2.84	5	15	2x(22HA10)= 17.16

TableauVI.22: Diamètre des armateurs transversaux

VI.3.2.4 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

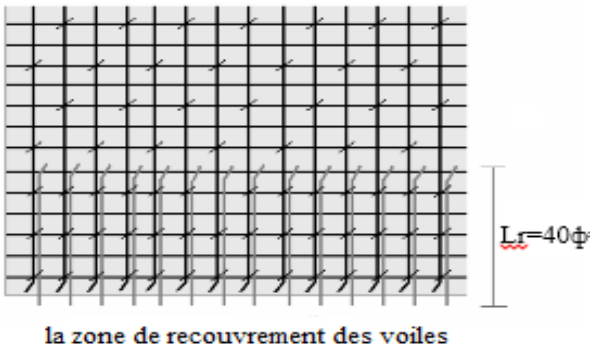
armatures longitudinales $\emptyset_v$	épinglesΦ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.



Figure VI.22: Les armatures transversales et les épingles des voiles



VII.1 Introduction

La méthode d'analyse Pushover est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure.

VII.2 Définition du comportement non linéaire des poteaux poutres :

Les poteaux et poutres sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques «Plastic Hinge » aux niveaux des sections susceptibles à se plastifier. Pour notre modèle de calcul, nous allons introduire aux niveaux des poteaux et poutres des rotules plastiques avec des lois de comportements définies d'une façon automatique par le SAP comme suit :

- Poteaux : Rotules de flexion (Auto M3).
- Poutres : Rotules de flexion (Auto M3).

Le comportement non linéaire des rotules est représenté par une courbe :
(Force –déformation)

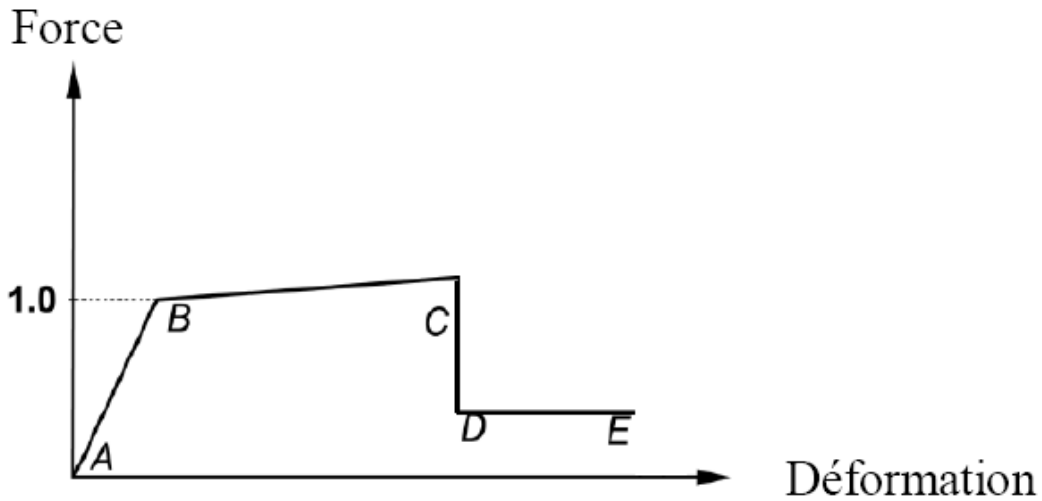


Figure VII.1: Loi de comportement.

- Segment A-B : Représente le domaine élastique de la section.
- Segment B-C : Représente la progression des dommages.
- Point C : Représente la capacité ultime de la section de résister.
- Segment C-D : Chute brusque de la résistance.

•Point E : Correspond à la ruine de la section.

a. Niveaux de dommages :

Le graphe ci-dessous représente trois points de l'état de dégradation de la section ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

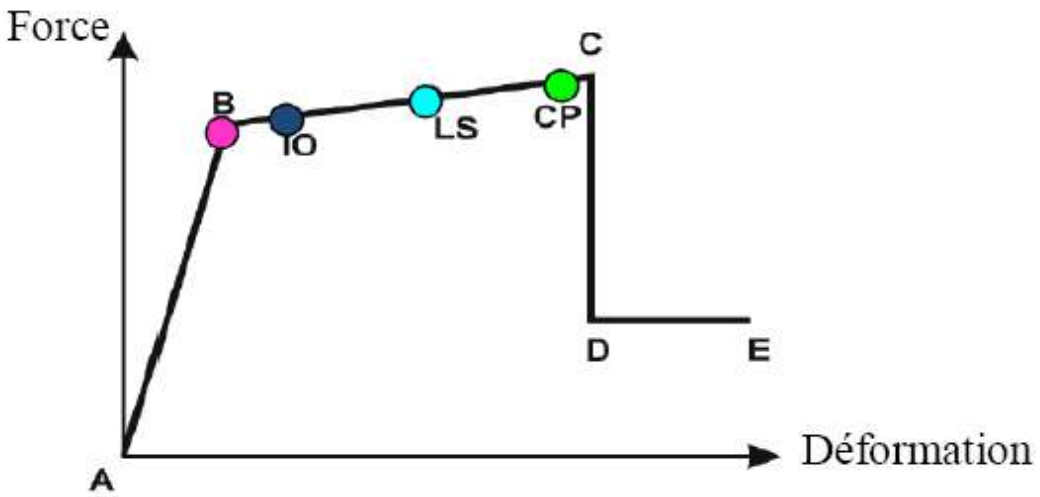


Figure VII.2 : Loi de comportement (Force – Déplacement) et niveaux de dommages.

• Niveau IO (ImmediateOccupancy) : La section a subi des dommages relativement faibles, ainsi qu'elle garde un pourcentage relativement élevé de sa raideur initiale.

• Niveau LS (Life Safety) : Les dommages sont relativement importants, pouvant entrainer une perte significative de sa raideur.

• Niveau CP (Collapse Prevention) : La section se trouve à la limite de la résistance, audelàde ce niveau la section est susceptible de se rompre.

b. Insertion des rotules plastiques :

•**Poteaux :** Les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit :

Sélection des poteaux ⟶ Assign ⟶ Frame ⟶ Hinges

Dans la fenêtre qui apparait , pour chaque type de rotule on choisit "HingeProperty", et on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent respectivement aux noeuds origines et extrémités de chaque poteau.

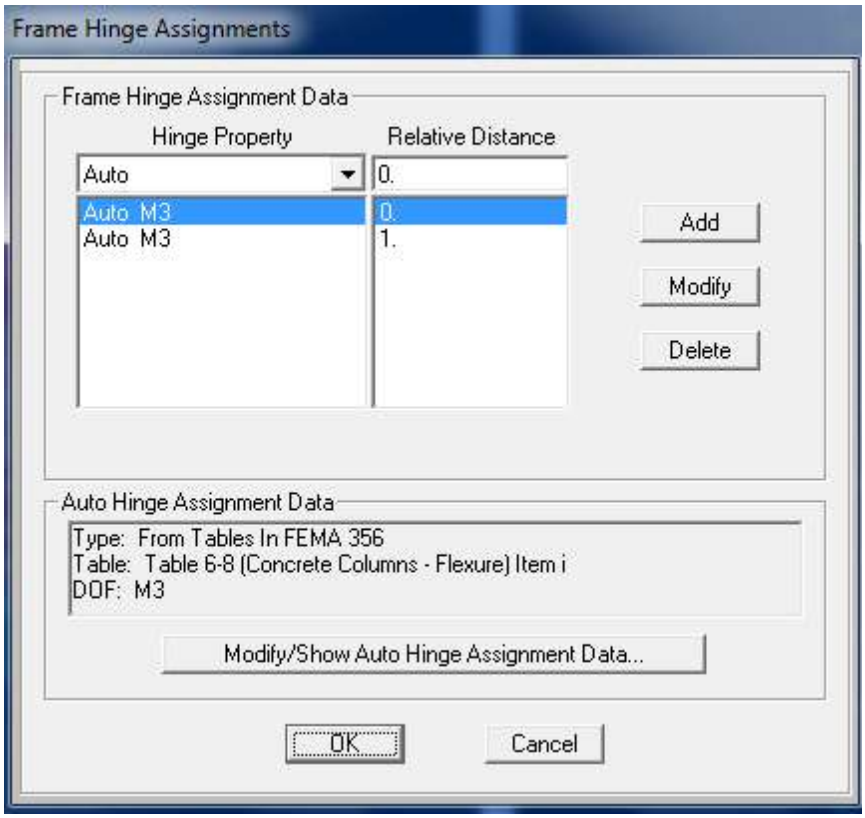


Figure VII.3 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.

• **Poutres :** Les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

Sélection des poutres ⟶ Assign ⟶ Frame ⟶ Hinges

Dans la fenêtre qui apparait , pour chaque type de rotule on choisit "Hinge Property", et on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent respectivement aux noeuds origines et extrémités de chaque poutre.

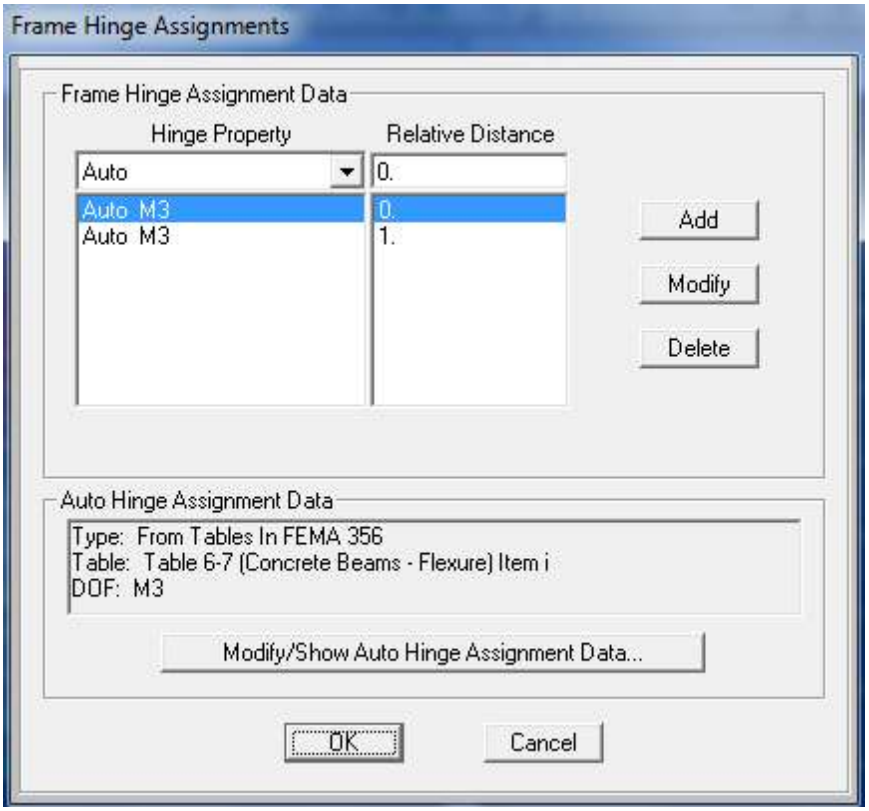


Figure VII.4 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

VII.3 Définition du chargement de l'analyse push over :

Après la définition du comportement non linéaire et l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des poteaux et poutres, on passe à la définition du chargement de l'analyse push over.

Pour notre étude on adoptera une analyse en mode "Déplacement contrôlé" c'est-à dire la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

a. Définition de l'analyse sous charges gravitaires:

Cette procédure consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire (Figure XI.3).

Et pour cela on clique sur :

Define ⟶ Load case ⟶ Dead(Modify) ⟶ Static non linear

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA99V2003 pour la détermination des charges sismiques (**G+0,2Q**).

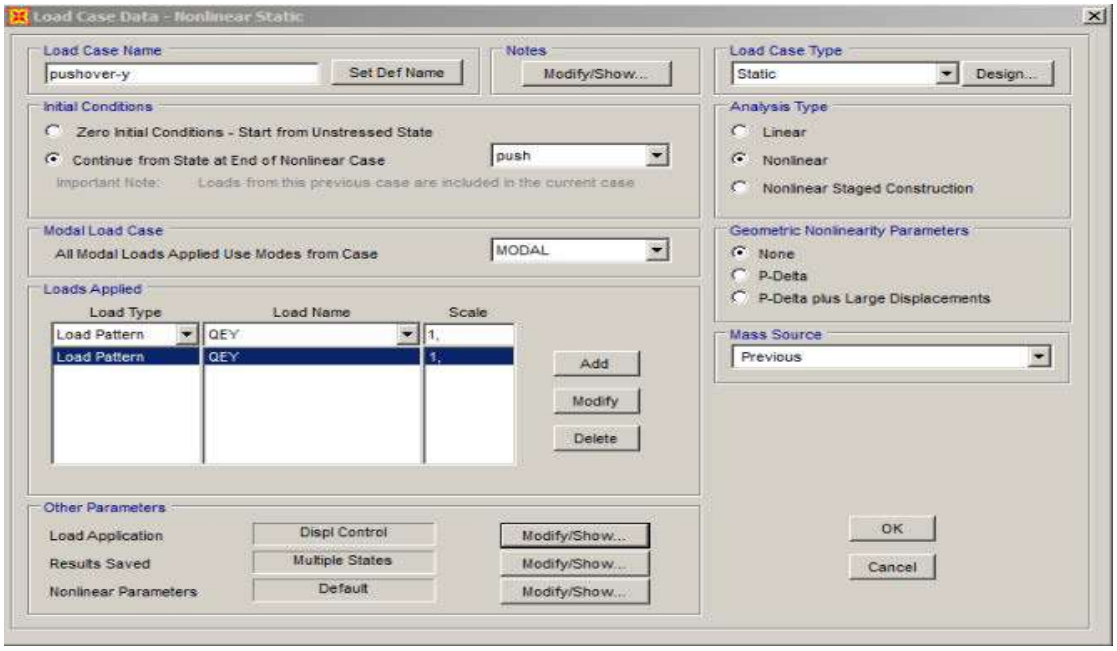


Figure VII.5 : Définition du chargement de l'analyse Push over sous charges verticales

b. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales:

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales (Figure XI.4).

Et pour cela on clique sur :

Define ⟶ Load case ⟶ Add new load case ⟶ PUSH (Static non linear).

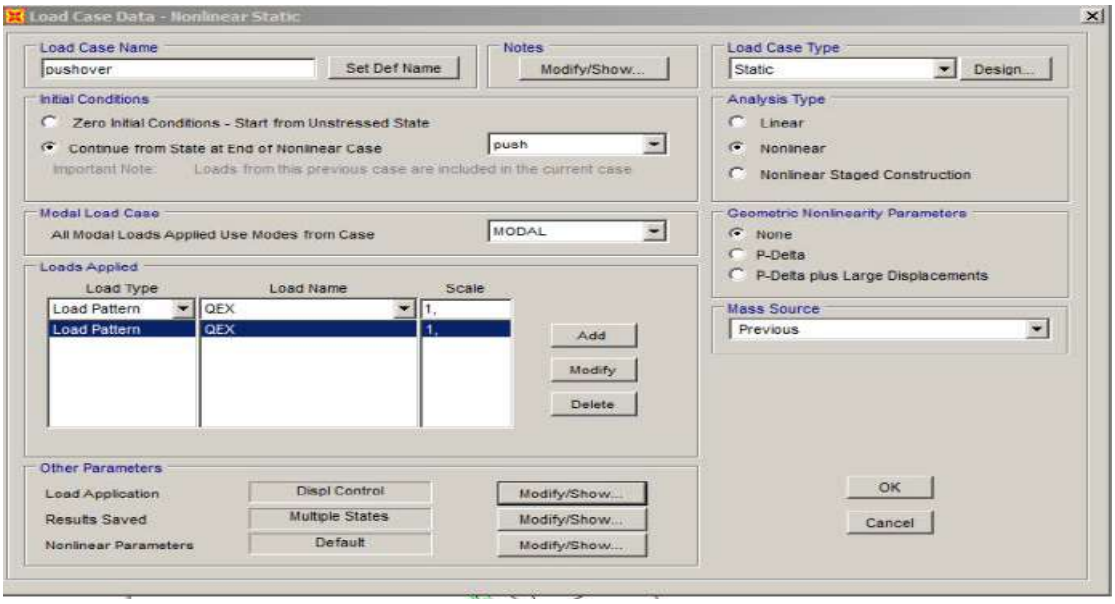


Figure VII.6 : Définition du chargement de l'analyse Push over sous charge horizontale

2

Comme montre la (Figure VII.4), onchoisi dans la case "Load Application" la commande "Displacement control" (FigureVII.5), Ainsi on choisit le noeud de contrôle.
La valeur de déplacement du point moniteur est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage.

Quand au chargement push over, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boite "LoadsApplied" en choisissant le mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique dans la direction XX.

VII.4 Résultats de l'analyse push over :

a. Détermination de la courbe de capacité :

La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comporte en abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base .

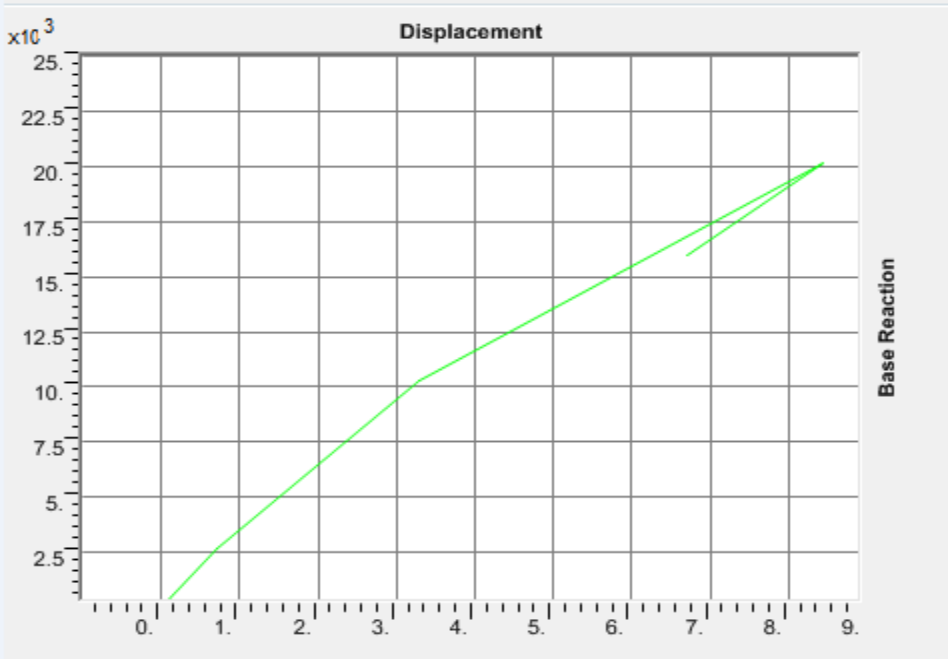


Figure VII.8 : Courbe de capacité de la structure sens XX

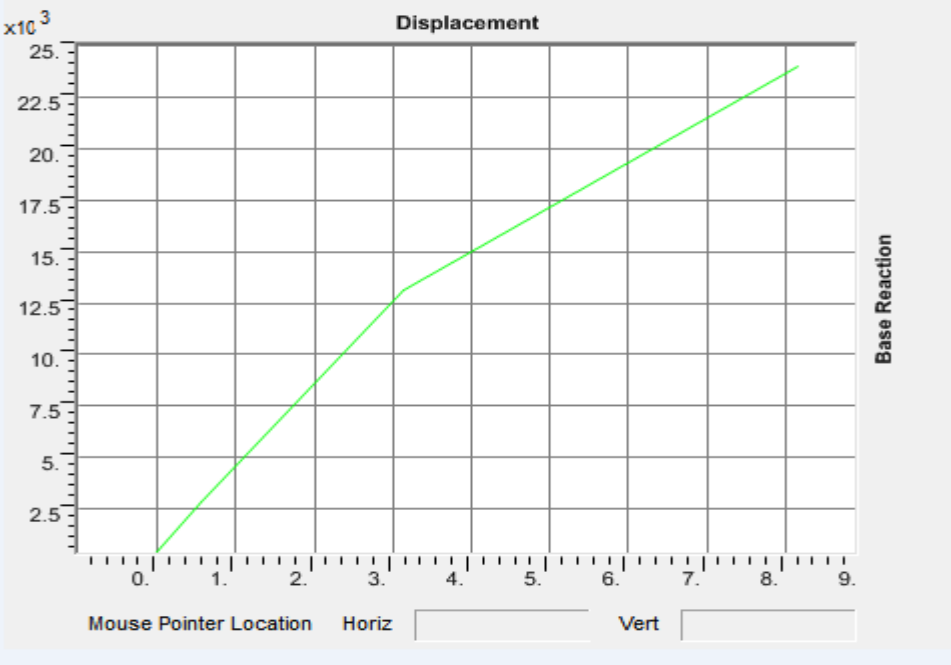


Figure VII.8 : Courbe de capacité de la structure sens YY

b. Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd) :

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré d'évaluation dans le domaine plastique.

Ce point est déterminé en superposant deux courbes une représente la capacité résistance d'une structure et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse.

Dans notre étude, nous utiliserons l'approche qui est déterminée par la norme américaine ATC40, cette approche est basée sur l'utilisation de plusieurs spectres représentants différents coefficients d'amortissement visqueux.

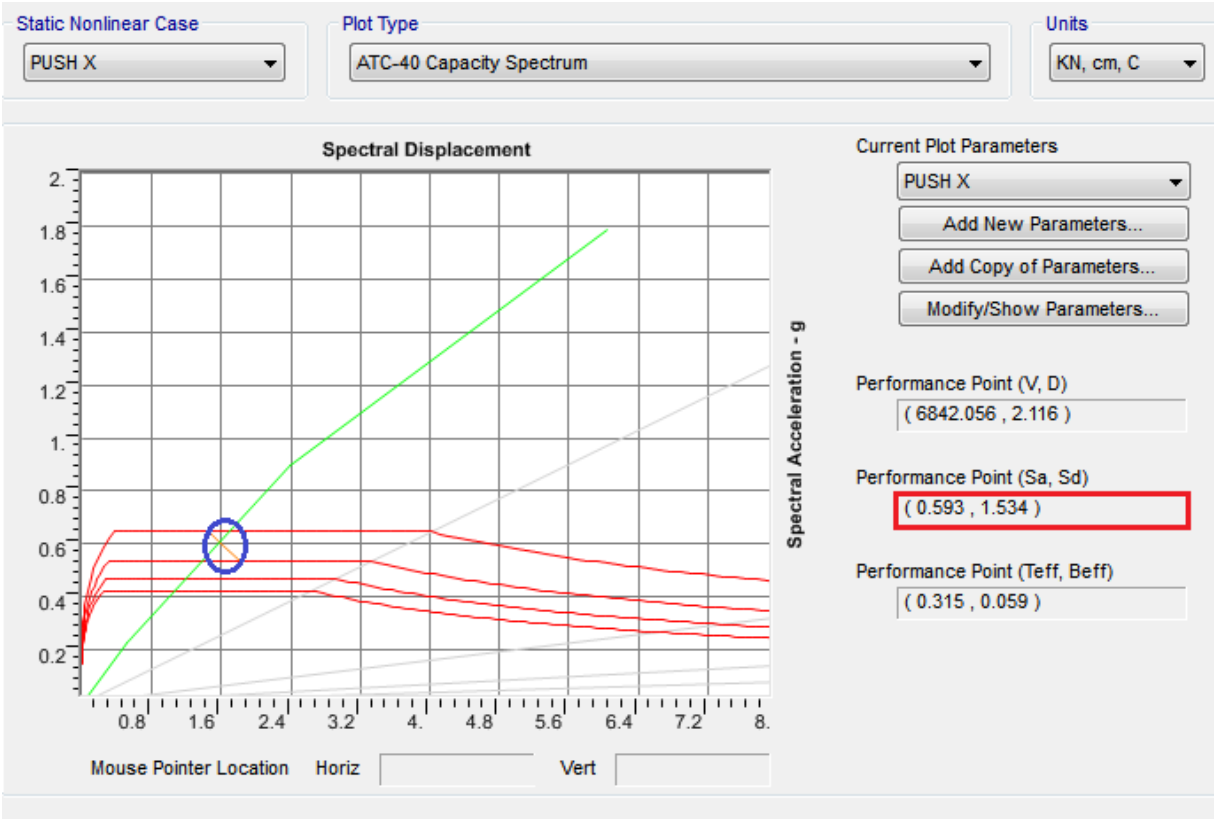


Figure VII.9 : Détermination du point de performancesens XX

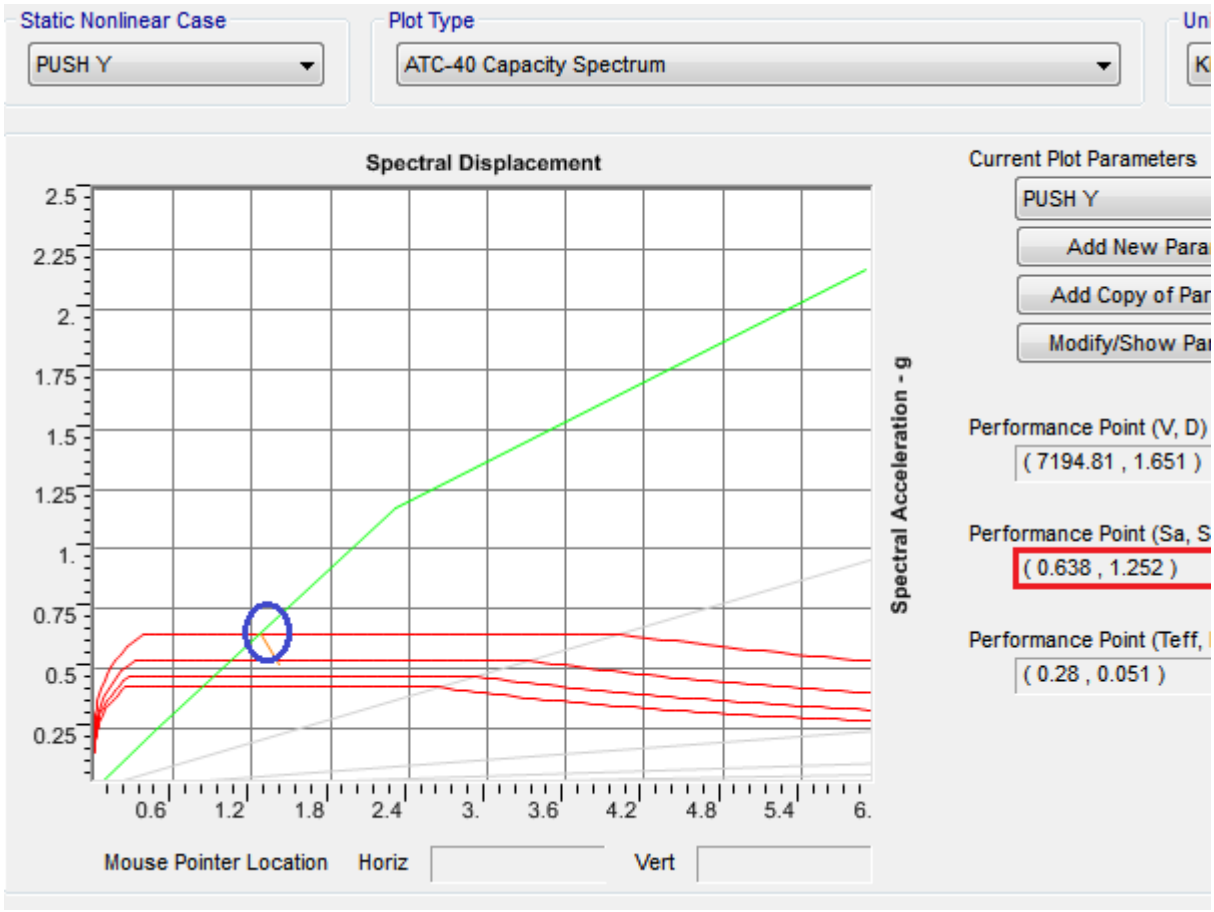


Figure VII.9 : Détermination du point de performancesens YY

	V(KN)	D(m)	Sd	Sa
Sens XX	7194.81	1.65	1.252	0.638
Sens YY	6842.056	2.116	1.534	0.593

TableauVII.1 :valeur de point de perfomances

c. Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments :

Cette étape consiste à visualiser le développement et la distribution des rotules plastiques dans la structure après chaque étape de chargement de l'analyse push over. Des indicateurs de couleurs apparaissent aux niveaux des zones susceptibles à se plastifier (figure), ces indicateurs montrent l'état de pénétration d'une section dans le domaine plastique

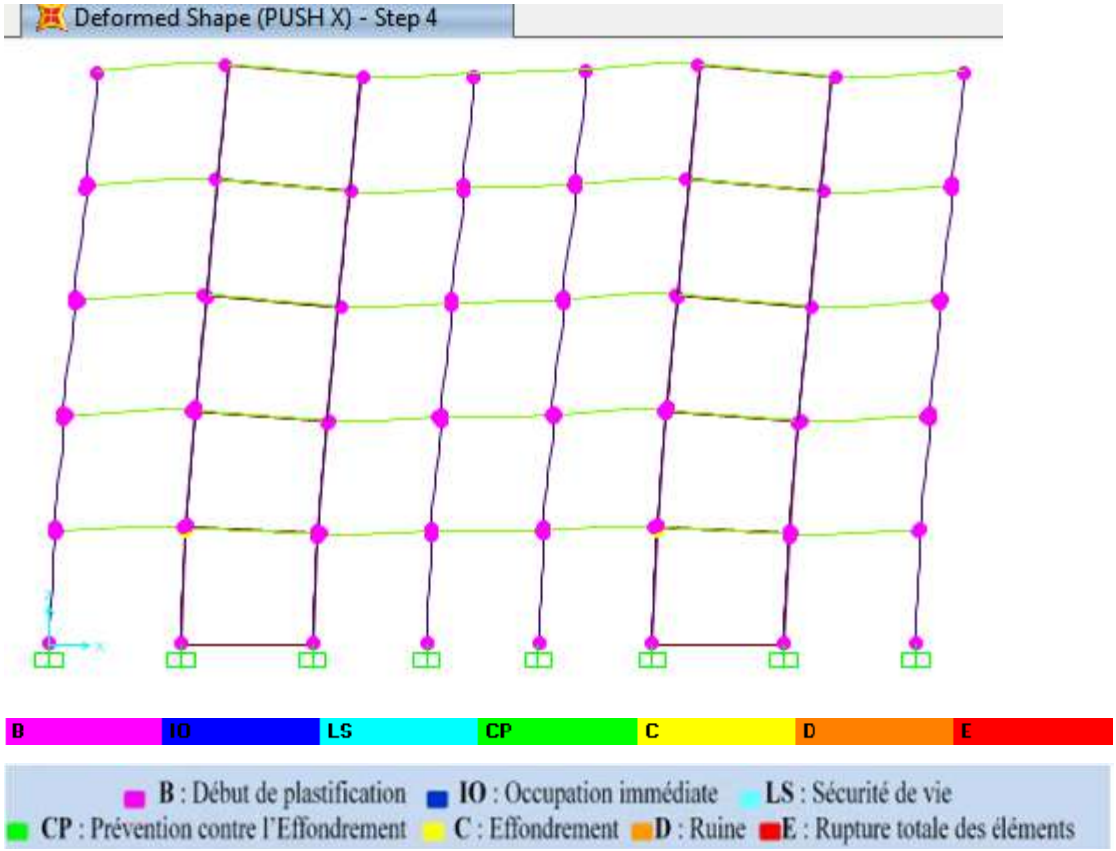


Figure VII.10 : Formation des rotules plastiques sens X

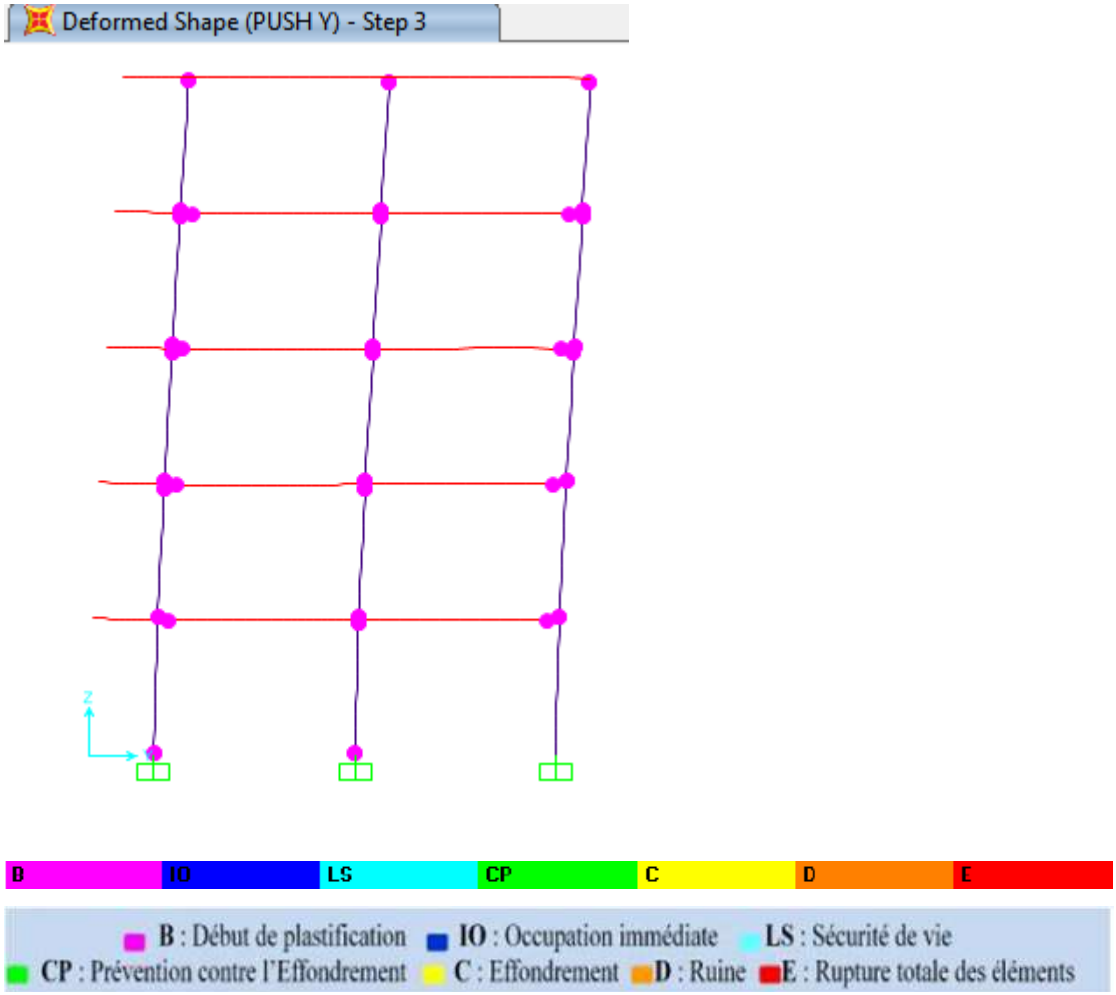


Figure VII.11 : Formation des rotules plastiques sens Y

D'après les deux figures nous constatons un états d'endommagement superficiel (ou bien non endommagement)

VII.5 Résultats de l'analyse push over de structure R+6 :

Ce travail consiste a faire une étude comparative d'une structure en R+6 en béton armé dont la section des poteaux est 45*45 cm sans changement de section, et une structure aussi en R+6 avec un changement de section des poteaux

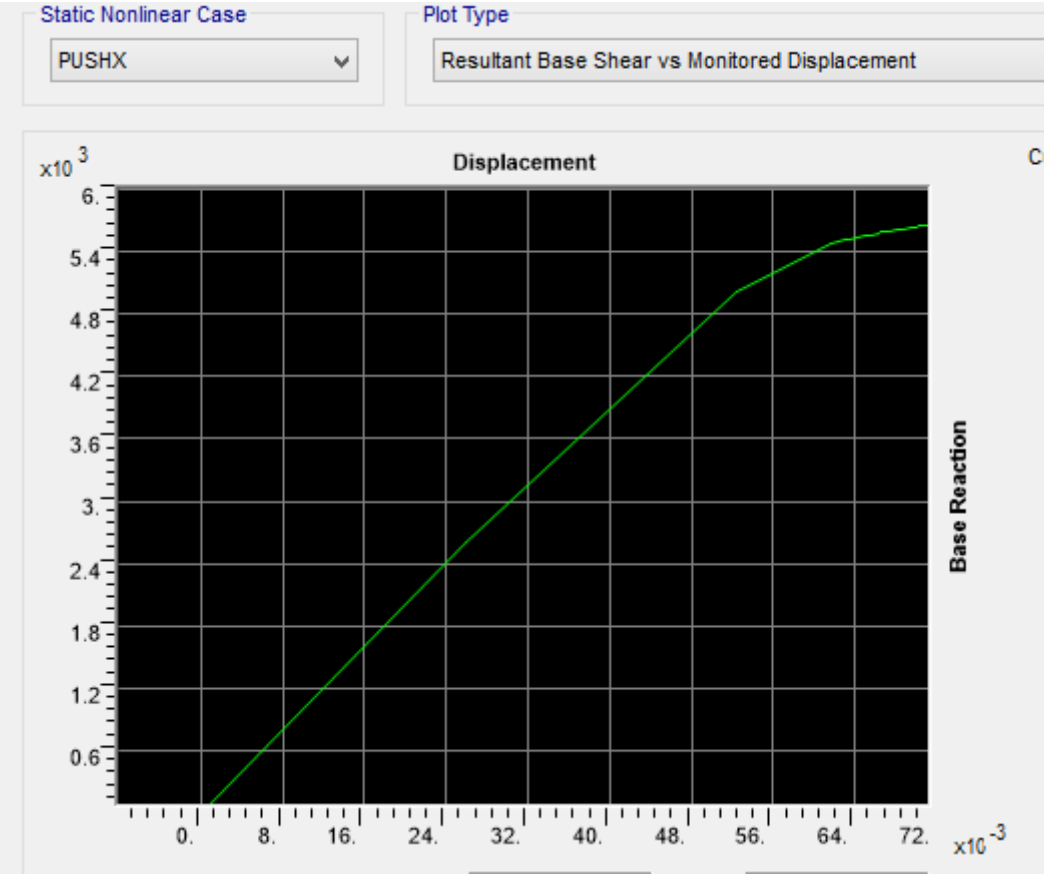


Figure VII.12 : Courbe de capacité de la structure sans changement de section sens XX

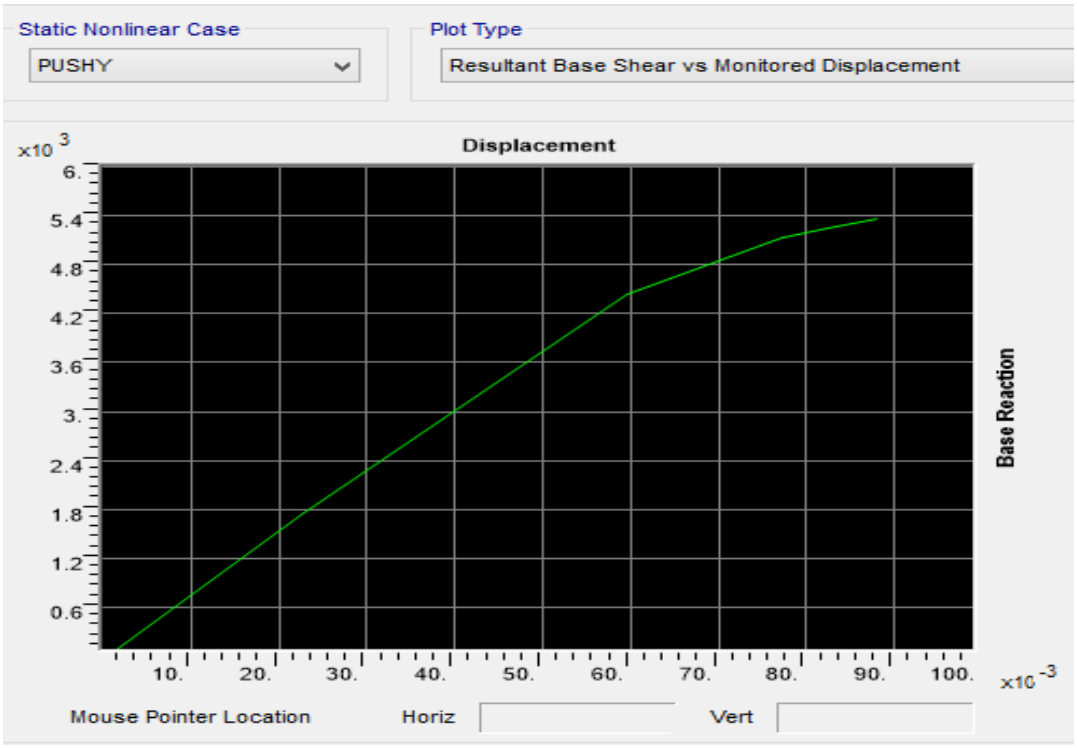


Figure VII.13 : Courbe de capacité de la structure sans changement de section sens YY

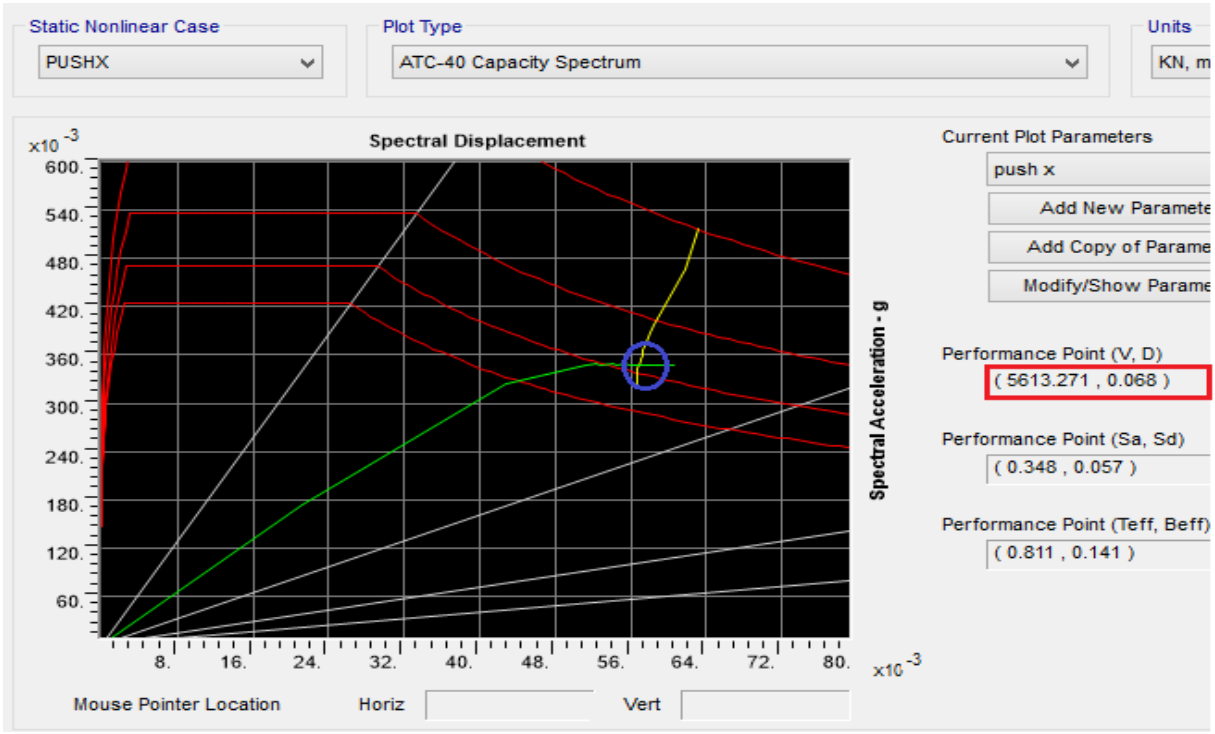


Figure VII.14 : Détermination du point de performance de la structure sans changement de section sens X

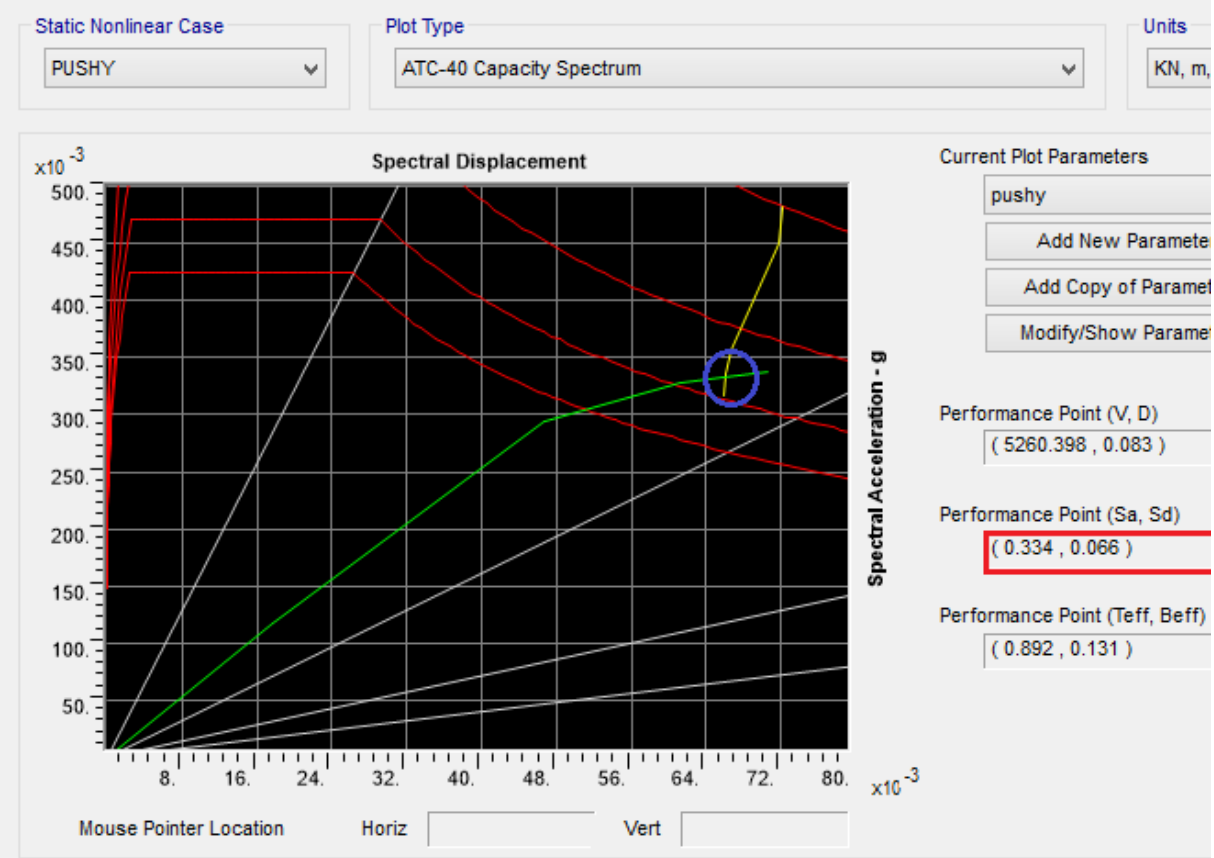


Figure VII.15 : Détermination du point de performance de la structure sans changement de section sens Y

	V(KN)	D(m)	Sd	Sa
Sens XX	5613.27	0.068	0.056	0.141
Sens YY	5260.39	0.083	0.066	0.334

Tableau VII.2 : valeur de point de performances

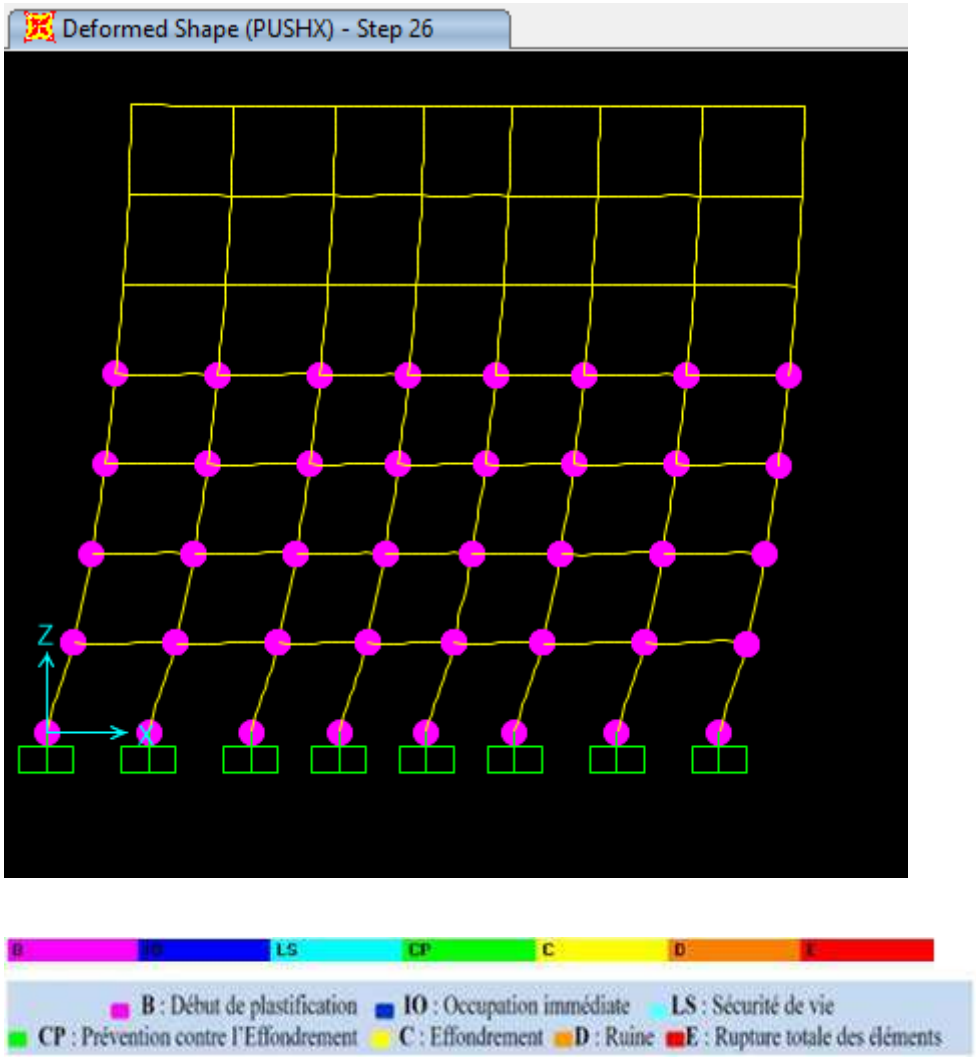


Figure VII.16 : Formation des rotules plastiques de la structure sans changement de section sens X

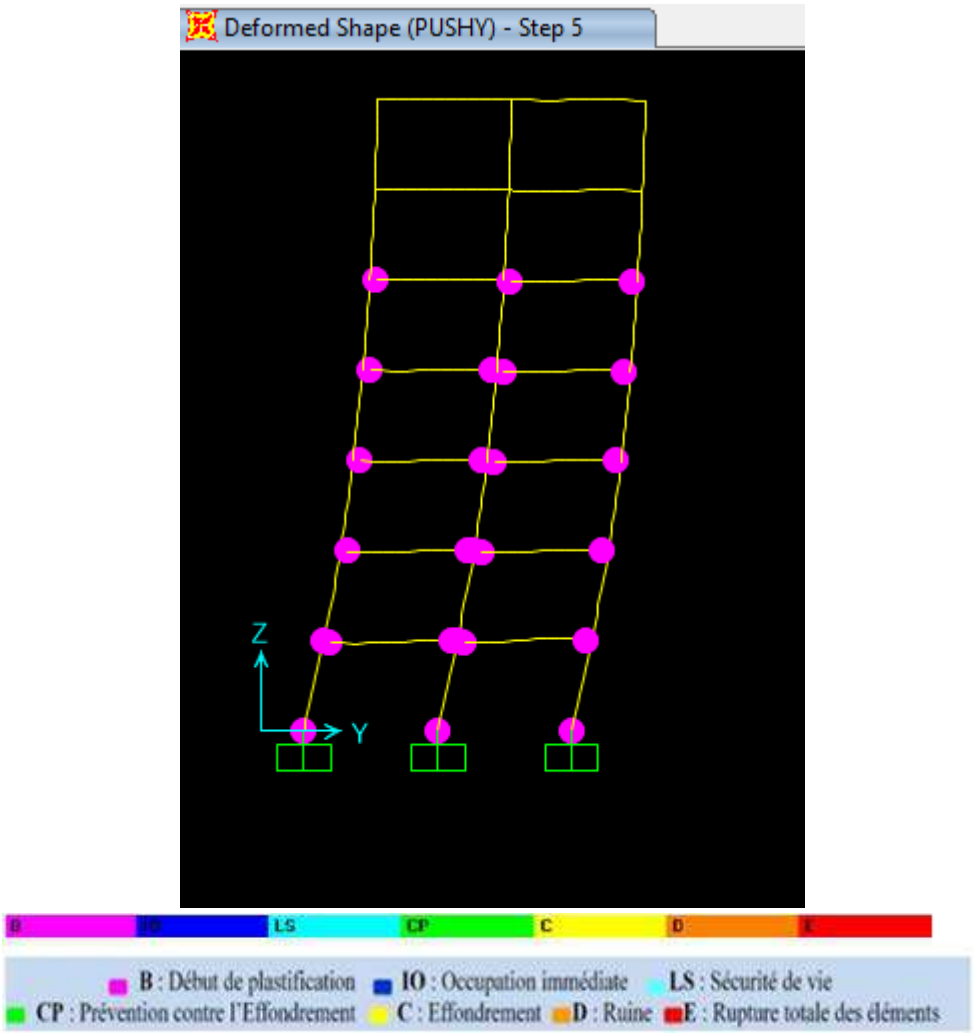


Figure VII.17 : Formation des rotules plastiques de la structure sans changement de section sens Y

D'après les résultats obtenus pour les deux sens différents nous constatons l'existence de points de performances donc pas de risque de ruine mais avec un certains degré de dommage

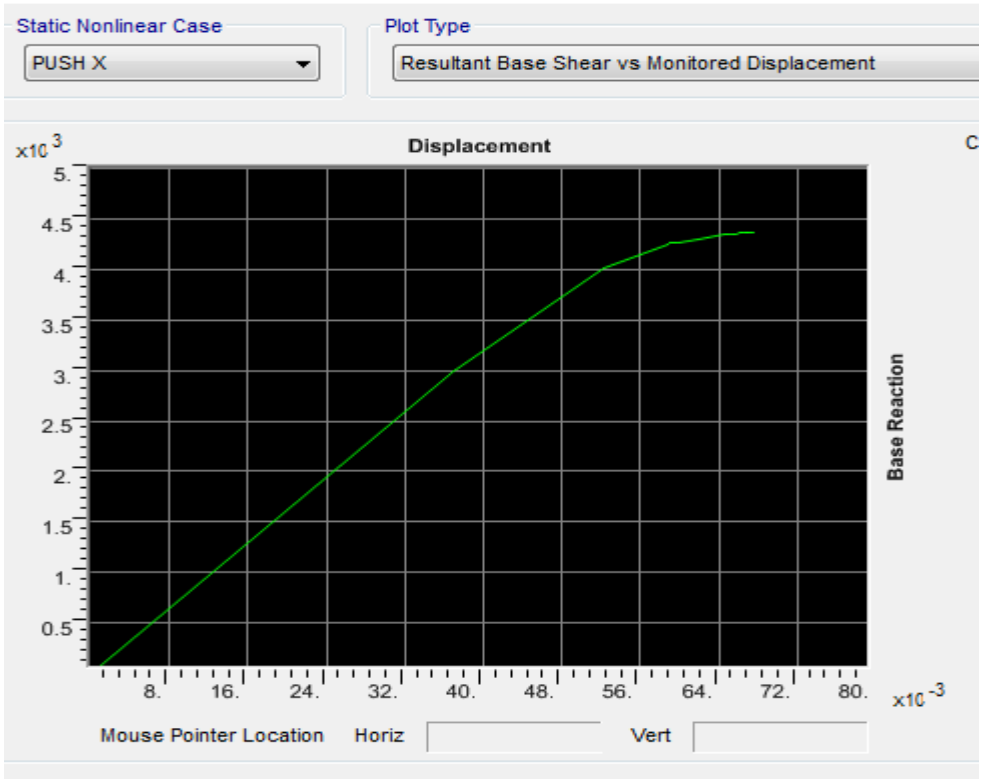


Figure VII.18 : Courbe de capacité de la structure avec changement de section sens X

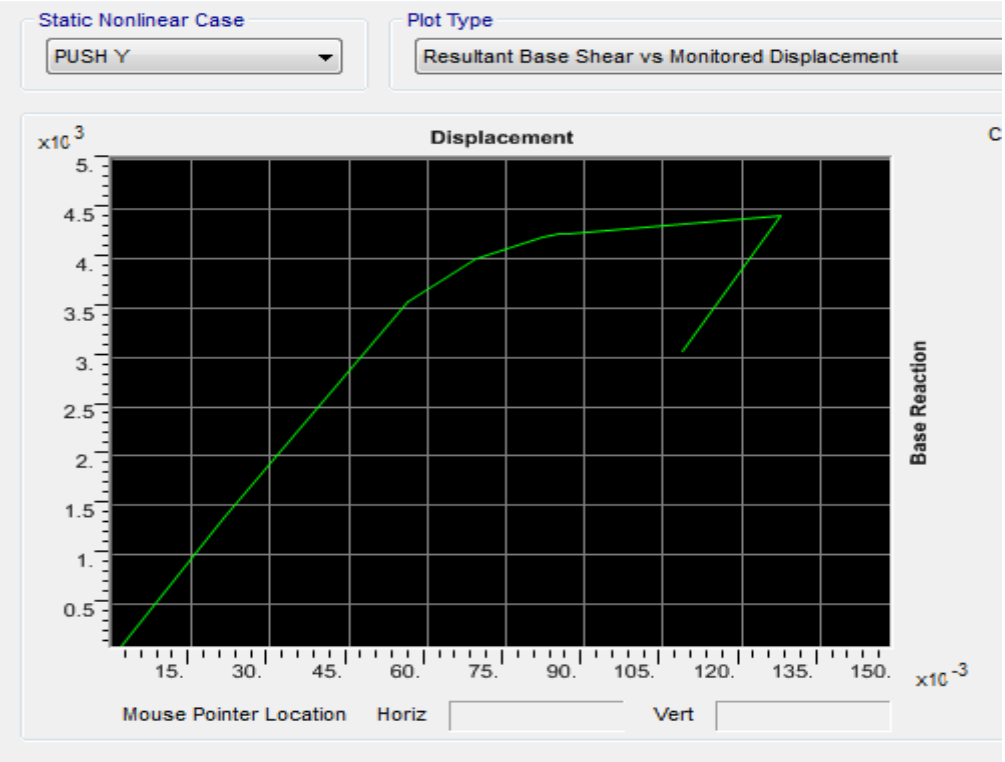


Figure VII.19 : Courbe de capacité de la structure avec changement de section sens Y

2

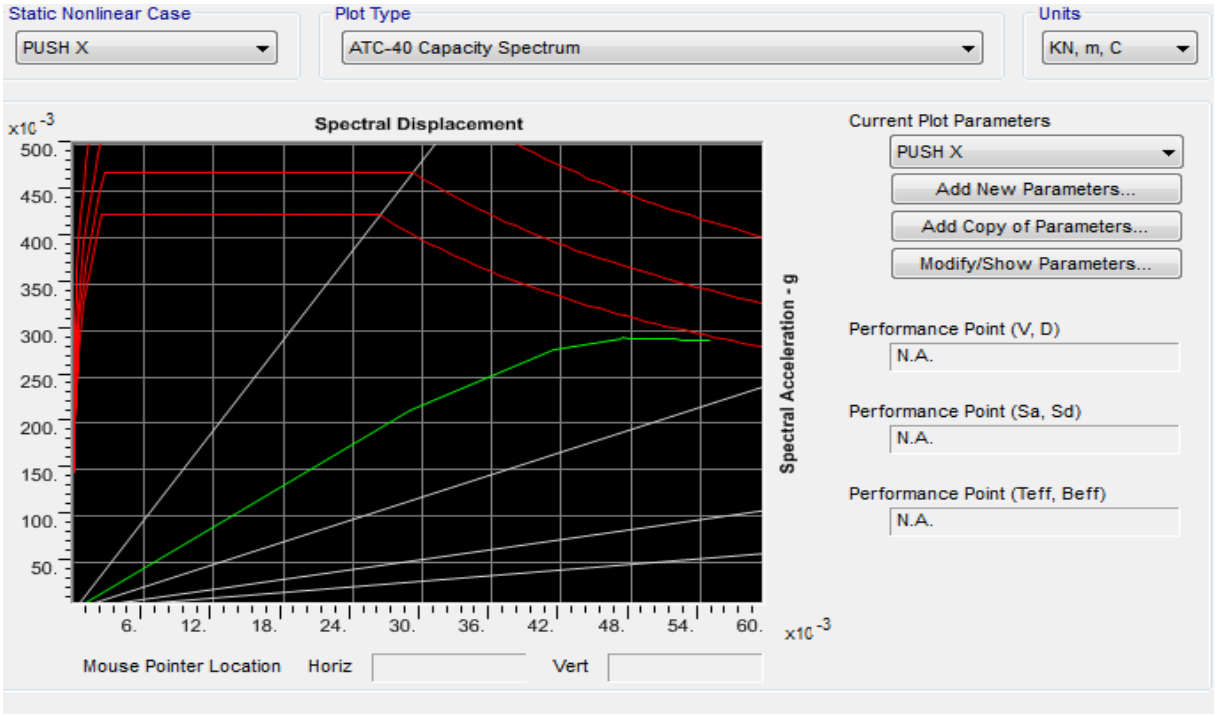


Figure VII.20 : Détermination du point de performance de la structure avec changement de section sens X

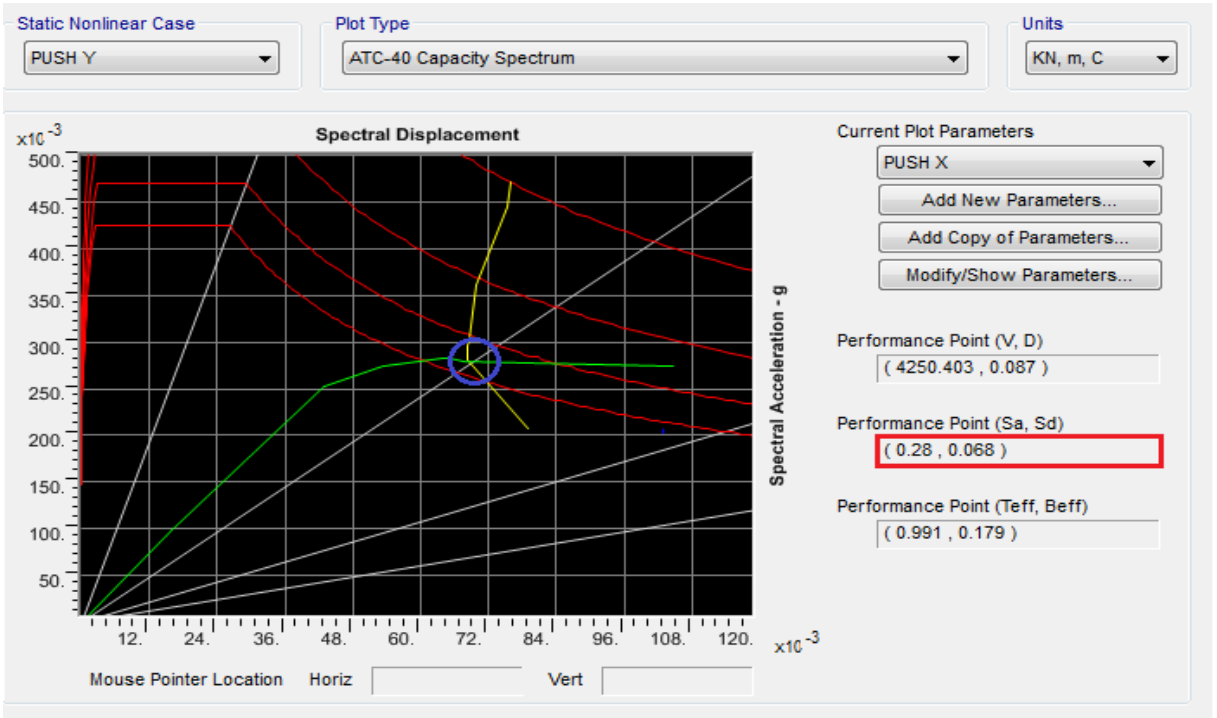


Figure VII.21 : Détermination du point de performance de la structure avec changement de section sens Y

	V(KN)	D(m)	Sd	Sa
Sens YY	4250.40	0.087	0.068	0.28

Tableau VII.3 : valeur de point de performances

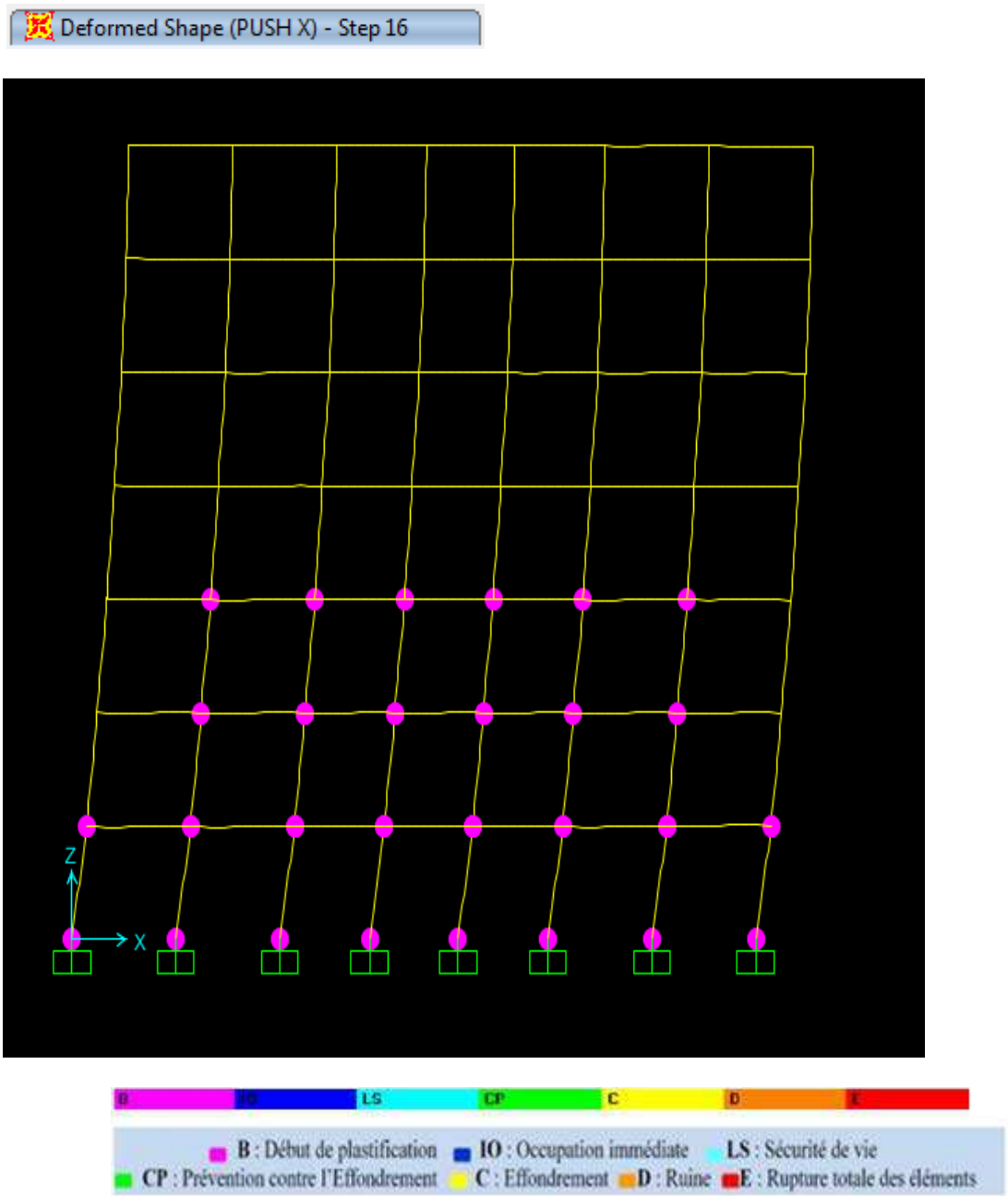


Figure VII.22 : Formation des rotules plastiques de la structure avec changement de section sens X

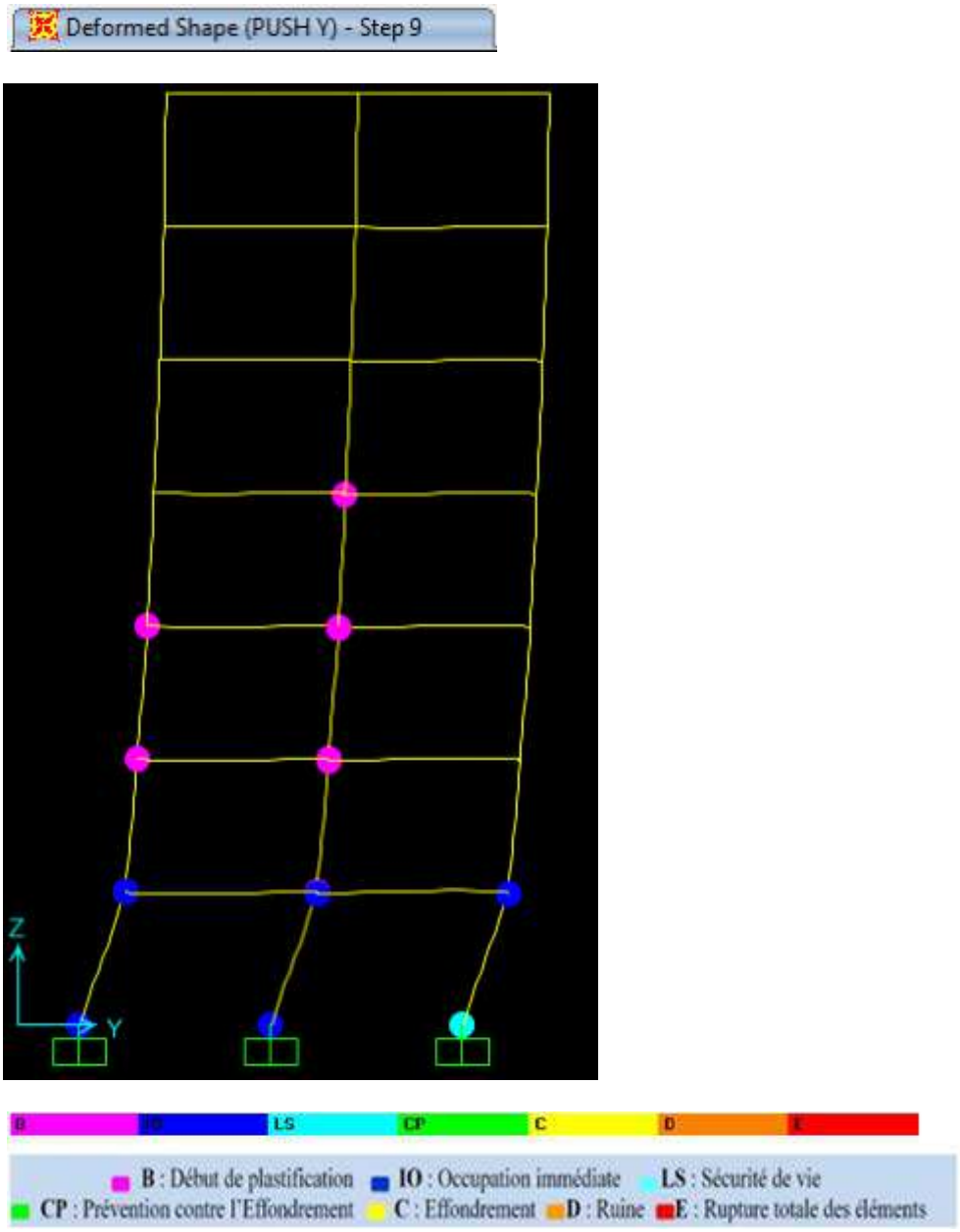


Figure VII.23 : Formation des rotules plastiques de la structure avec changement de section sens Y

Nous remarquons que les grands endommagements sont concentrés dans la partie inferieur (RDC)

D’après cette étude comparative nous remarquons que la structure avec un changement de section est plus endommagée que la structure sans changement de section

VII.6. Conclusion :

L’application de la méthode Push over nous a permis de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique, et cela en suivant l’histoire de formation des rotules plastiques dés son apparition a n’importe quels éléments structurel.

Conclusion générale :

Le but principal de présent travail est l'estimation de la capacité et demande correspondant aux différents types de bâtiments .Ces bâtiments sont définis par des données générales à savoir : sections des poteaux, longueur plastique et le nombre d'étages .l'évaluation de ces capacités est effectuée conformément à une nouvelle dialectique en ingénierie parasismique à savoir les méthodes en performance.
Une généralisation de cette application pour d'autres niveaux de performance, autres Mouvements sismiques ainsi que d'autres types de bâtiments permet d'obtenir des différentes courbes indicatives de capacités et demande requises pour chaque cas, Autrement dit ,savoir au préalable, où se situer pour offrir à ce type de bâtiment un niveau de performance déterminé sous l'effet d'un mouvement sismique précis, ce qui apporte un grand allègement dans les opérations de prédimensionnement.
L'intérêt principal d'une telle procédure est de donner plus d'envergure à l'application des règles parasismiques aux constructions par la mise en main des ingénieurs, qui ne disposent pas forcément d'une connaissance approfondie dans le calcul non-linéaire des structures, des outils de calcul simplifiés conformes à la nouvelle dialectique de l'ingénierie parasismique pour leurs travaux de prédimensionnement.
L'analyse pushover est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes. Lesrésultats obtenus à partir d'une analyse pushover en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement physique de la structure