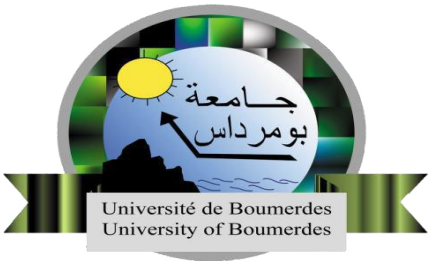
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université M'HAMED BOUGARA Boumerdes



Faculté des Sciences de l'ingénieur
Département de génie civil

Mémoire fin d'étude en vue d'obtention d'un diplôme master Académique en Génie civil

Option : Structures

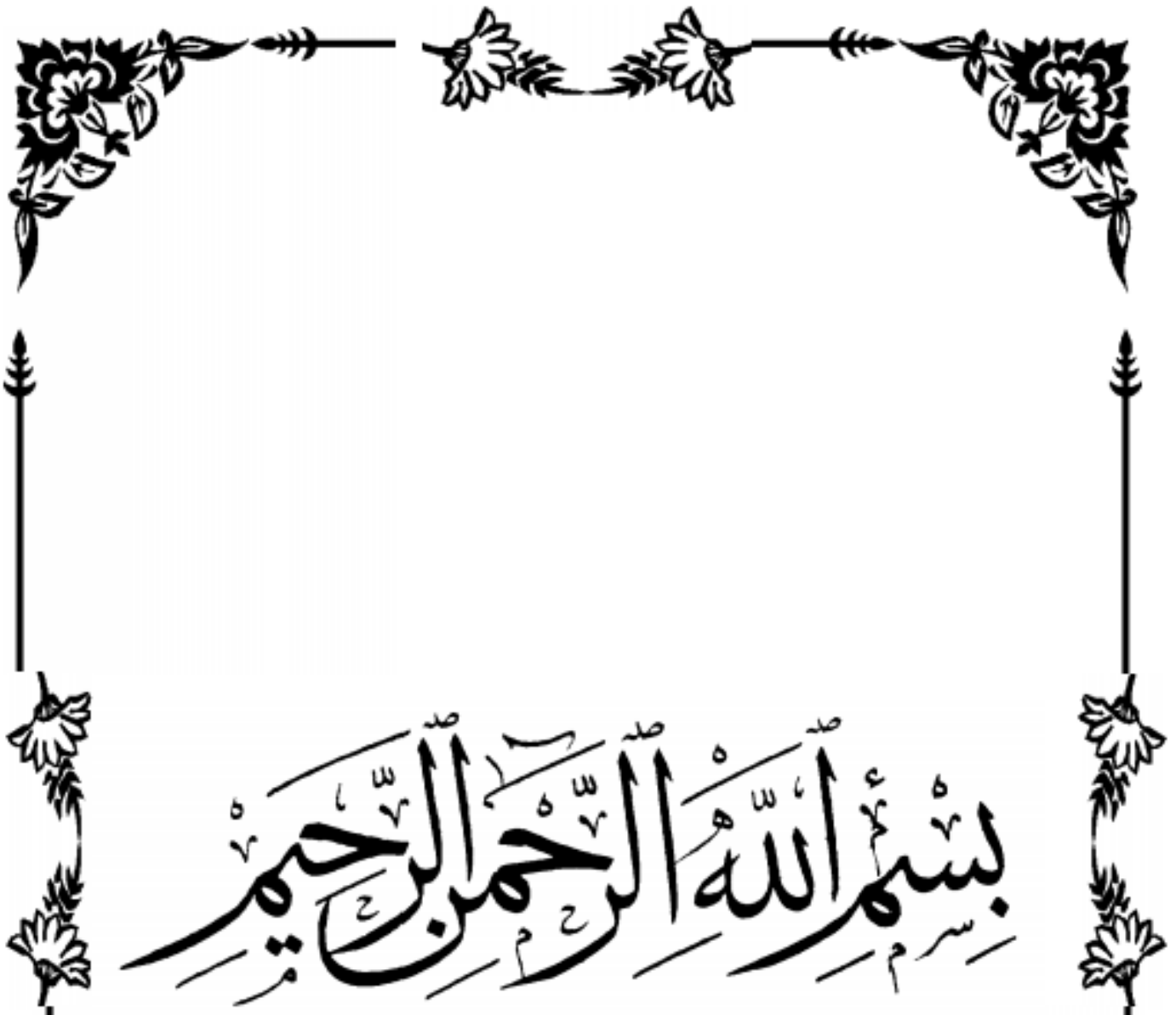
Thème :

Etude comparative de deux systèmes de contreventement de structures en BA, sis à Boumerdes.

Présenté par :
ZEKHROUF Ali.
LAMINE Rabah.

promotrice :
Mme : S. BEDAOUI.

PROMOTION : 2018-2019


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Allah qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice Madame S. BEDAOUI pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de prés pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

DÉDICACES

«و ما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à :

- **Ma chère mère, qui m'a toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.**
- **Mon oncle.**
- **Mon frère aîné MOHAMED**
- **Mes frères.**
- **Mes sœurs.**
- **Mes amies.**
- **A toute la Promotion 2019.**
- **Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.**

Ce travail est dédié surtout à mon défunt père

ZEKHROUF Ali

DEDICACE

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers :

- A ma chère mère

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices qu'elle a consentis pour mon instruction et mon bien être

Je la remercie pour tout le soutien et l'amour qu'elle me porte depuis mon enfance et j'espère que sabénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de ses vœux tant formulés, le fruit de ses innombrables sacrifices. Puisse Dieu, le Très Haut, lui accorder santé, bonheur et langue vie.

- A la mémoire de mon père

Ce travail est dédié à mon père, décédérécemment, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !

- A mes frères et mes sœurs
- A tous mes amis
- A tout le groupe MGC17

Lamine Rabah

Résumé

Devant la prolifération d'un certain type de contreventement, au niveau de la région de Boumerdès, qui n'est pas bien défini par le règlement parasismique algérien qui consiste en la reprise de l'effort sismique par l'introduction seulement de voiles d'une longueur limitée en absence de poteaux, nous nous sommes intéressés à analyser son efficacité vis-à-vis de l'action sismique ainsi que son apport économique relativement au système de contreventement le plus adopté en Algérie qui est le contreventement mixte, voiles-portiques. Ainsi, ce sujet consiste à comparer la capacité portante de deux systèmes de contreventement vis-à-vis de l'action sismique ainsi que l'apport économique, s'il y a lieu, du système de contreventement nouvellement répondu.

Abstract

Facing the proliferation of a certain type of bracing that is not well defined by the Algerian seismic regulation which consists in the receiving of the seismic load by the introduction of only walls of limited length in the absence of columns ,we are interested in analyzing its effectiveness regarding the seismic action as well as its economic aspect in comparison to the most adopted bracing system in Algeria which is the mixed bracing ,walls-porticoes. Thus, this subject consists in comparing the bearing capacity of two bracing systems regarding the seismic action as well as the economic impact, if any, of the newly adapted bracing system.

ملخص

بعد تكاثر نوع جديد من الأنظمة المضادة للزلازل والغير معرف جيدا في النظام الزلزالي الجزائري والذي يتمثل في تحمل الاجهاد الزلزالي عن طريق جدران قص ذات طول محدد فقط في غياب الاعمدة, فإننا مهتمون بتحليل فعاليته في ما يخص مقاومة الزلازل و كذا جانبه الاقتصادي وهذا مقارنتا مع أكثر الأنظمة المضادة للزلازل انتشارا في الجزائر وهو النظام المختلط بين العارضات وجدران القص, وبالتالي فإن هذا الموضوع يتناول مقارنة قدرة التحمل في النظامين تحت الاجهاد الزلزالي و كذا المساهمة الاقتصادية إن وجدت للنظام المنتشر حديثا.

Sommaire

Introduction 1

Chapitre 1 Les différents type de contreventements

1.1 Introduction…… 2
1.2 Rôle et constitution de contreventement…….. 2
1.3 Notion de diaphragme rigide…… 2

Chapitre 2 présentation de l'ouvrage

2.1 Présentation de l'ouvrage……... 5
2.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……... 6
2.3 Présentation des deux type de contreventement……..…… 6
2.4 Hypothèse de travail……. ……... 7
2.4.1 Hypothèses de calcul …… 7
2.4.2 Caractéristique mécanique des matériaux ……. 9
2.4.2.1 Le béton…….. 9
2.4.2.2 L'acier……. 10

Chapitre 3Pré dimensionnement

3.1 Introduction 11
3.2 prédimensionnement des éléments du structure 1……... 11
3.2.1 prédimensionnement de plancher …… 11
3.2.2 prédimensionnement des poutres …… 13
3.2.3 Prédimensionnement des poteaux …… 14
3.2.4 Pré dimensionnement des voiles…… 17
3.3 prédimensionnement de éléments du structure 2 …… 18
3.4 calcule de volume de béton …… 19

Chapitre 4 Etude dynamique et sismique

4.1 Introduction…… 21
4.2 Etude Dynamique …… 21
4.2.1 Objectif de l'étude dynamique …… 21
4.2.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS …… 21
4.2.3 Modélisation de la structure…… 22
4.2.4 Analyse dynamique…… 26
4.3 Etude sismique ……... 31
4.3.1 Introduction…… 31
4.3.2 Les méthodes de calcul…….. 31
4.4 Vérifications nécessaires ……... 41
4.4.1 Vérification des déplacements inter étage ……... 41
4.4.2 Vérification de l'effet P-Delta ……... 42
4.4.3 Vérification de non-renversement …… 43
4.4.4 Vérification de l'effort normal réduit……... 44

Chapitre 5Ferraillage des éléments principaux

5.1 Introduction…… 45
5.2 Ferraillage des éléments porteurs du structureI…… 45
5.2.1 Ferraillages des poteaux …… 45
5.2.1.1 Armatures longitudinales…… 46
5.2.1.2 Vérification …… 49
5.2.2 ferraillage des poutres …… 51
5.2.3 Ferraillage des voiles…… 57
5.3 Ferraillage des éléments du structure 2…… 63
5.4 Comparaison des quantités d'acier utilisé dans les deux structures … 64

Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

6.1 Introduction…… 66
6.2 Choix des types de fondations…… 66
6.3 Pré dimensionnement du radier…… 67
6.3.1 Détermination de la hauteur…… 67
6.3.2 Détermination du débord …… 69
6.3.3 Détermination de la surface du radier …… 69

6.4 Calcul des charges et surcharges…… 70
6.4.1 Structure…… 70
6.4.2 A la base du radier…… 70
6.4.3 Surface minimale du radier …… 71
6.5 Vérification…… 71
6.5.1 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier…… 71
6.5.2 Centre de gravité et centre de masse…… 72
6.5.3 Vérification de la stabilité……... 72
6.6 Ferraillage du radier …… 73
6.6.1 Ferraillage de la dalle…… 73
6.6.2 Ferraillage de la nervure…… 75
6.7 Vérification nécessaires…… 81

Chapitre 7 Analyse push over

7.1 Introduction…… 82
7.2 Méthode d'analyse statique non linéaire (push over) …… 82
7.2.1 Modélisation par SAP2000…… 83
7.2.2 Modélisation des voiles avec SAP 2000…… 83
7.2.3 Méthode de portiqueéquivalent…… 84
7.2.4 Exécution de l'analyse push over par SAP 2000…… 84
7.3 Résultat de l'analyse Push Over…… 93
7.3.1 Présentation du mécanisme de ruine des deux types de structure……..…… 93
6.4 Conclusion…… 100

Conclusion General **102**

Bibliographie

Liste des tableaux

Tab 2.1	**caractéristique de béton utilisé……**	**9**
Tab2.2	**caractéristiques des aciers utilisés……**	**10**
Tab3.1	**Isolation et résistance au feu……**	**12**
Tab3.2	**Choix de la section des poutres……**	**14**
Tab3.3	**Exigence BAEL91……**	**15**
Tab3.4	**section des poteaux dans chaque niveau……**	**17**
Tab3.5	**prédimensionnement des voiles……**	**18**
Tab3.6	**prédimensionnement des éléments de lastructure2……**	**18**
Tab3.7	**volume de béton utilisé……**	**19**
Tab4.1	**Centre de masse et rigidité des niveaux……**	**27**
Tab4.2	**périodes, modes etParticipation massique ……**	**28**
Tab4.3	**Facteur de qualité……**	**32**

Tab4.4	**Etape de calcule……**	**33**
Tab4.5	**distribution des charges……**	**34**
Tab4.6	**L'effort tranchant (Sens longitudinal)** ……	**34**
Tab4.7	**L'effort tranchant (Sens transversal) ……**	**35**
Tab4.8	**L'effort tranchant (Sens longitudinal)** ……	**35**
Tab4.9	**L'effort tranchant (Sens transversal) ……**	**35**
Tab4.10	**vérification d'indépendance des périodes……**	**36**
Tab4.11	**vérification RPA d'efforttranchant……**	**37**
Tab4.12	**distribution de l'effort tranchant dans les étages……**	**37**
Tab4.13	**Distribution de la résultante des forces sismiques structureI……**	**38**
Tab4.14	**Distribution de la résultante des forces sismiques structureII……**	**39**
Tab4.15	**déplacement des étages sens X-X……**	**39**
Tab4.16	**déplacement des étages sens Y-Y……**	**40**
Tab4.17	**Déplacement inter-étage dans le sens (x-x) ……**	**41**
Tab4.18	**Déplacement inter-étage dans le sens (y-y) ……**	**42**
Tab4.19	**Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal……**	**42**
Tab4.20	**Vérification de l'effet P-Delta sens transversal……**	**43**
Tab4.21	**vérification de non-renversement……**	**44**
Tab4.22	**L'effort normal réduit……**	**44**
Tab5.1	**situation durable et accidentelle……**	**45**
Tab5.2	**les efforts pour le calcul de ferraillage……**	**46**
Tab5.3	**Armatures longitudinales minimal……**	**46**
Tab5.4	**Example manuel……**	**48**
Tab5.5	**Choix des armatures longitudinal des poteaux suivant l'axe X-X……**	**49**
Tab5.6	**Choix des armatures longitudinal des poteaux suivant l'axe Y-Y……**	**49**
Tab5.7	**Choix des armatures total longitudinal des poteaux……**	**49**
Tab5.8	**Vérifications nécessaires……**	**49**

Tab5.9	**Armatures longitudinales des poutres……**	**51**
Tab5.10	**Exemple de calcul manuel …….**	**52**
Tab5.11	**Ferraillage adopté pour les poutres……**	**52**
Tab5.12	**ferraillage transversales des poutres……**	**54**
Tab5.13	**Vérification de la contrainte tangentielle……**	**55**
Tab5.14	**vérification de la contrainte dans le béton……**	**55**
Tab5.15	**Vérifications de la flèche……**	**56**
Tab5.16	**Caractéristique de voile ……**	**61**
Tab5.17	**Example de ferraillage de voile……**	**61**
Tab5.18	**ferraillage des voiles……**	**62**
Tab5.19	**Vérification nécessaires……**	**62**
Tab5.20	**ferraillage des poutre……**	**64**
Tab5.21	**ferraillage des voiles……**	**64**
Tab5.22	**poids des acier utilisé dans les deux structures……**	**64**
Tab6.1	**sollicitations de la structure……**	**70**
Tab6.2	**combinaison des efforts……**	**71**
Tab6.3	**centre de gravité et centre de masse……**	**72**
Tab6.4	**vérification des contraintes……**	**72**
Tab6.5	**vérification de la stabilité……**	**73**
Tab6.6	**Evaluation des moments……**	**74**
Tab6.7	**ferraillage de la dalle……**	**75**
Tab6.8	**vérifications a L'ELS……**	**75**
Tab6.9	**Espacement……**	**75**
Tab6.10	**Calcul des sollicitations……**	**77**
Tab6.11	**Section d'armature adoptée……**	**78**
Tab6.12	**vérification à L'ELS……**	**78**
Tab6.13	**ferraillage transversal……**	**80**

Tab6.14 effort appliquées sur le débord…… 80

Tab6.15 ferraillage du débord…… 80

Tab6.16 vérification contrainte tangentielle……... 81

Tab6.17 vérifications à L'ELS…… 81

Tab7.1 valeur des efforts tranchant et déplacement du point de performance… 100

Liste des figures

Fig 2.1 Situation de projet…… 5

Fig 2.2 vue en plan de RDC…… 6

Fig 2.3 vue en plan d'étage…… 6

Fig 2.4.a Diagramme cont-def du béton à l'ELS…… 7

Fig 2.4.b Diagramme cont-def de l'acier à l'ELS…… 7

Fig 2.5.a Diagramme cont-def du béton à l'ELU…… 8

Fig 2.5.b Diagramme cont-def du béton à l'ELU…….. 8

Fig 3.1 Sens porteurs…… 11

Fig 3.2 vue 3D de plancher le plus charger…… 12

Fig 3.3 Vue en plan des poutre principales et secondaires…… 13

Fig 3.4 vue 3D de la poutre 3…… 13

Fig 3.5 Vue en plan du poteau le plus sollicité…… 14

Fig 3.6 Vue en 3D Du poteau le plus charger…… 15

Fig 3.7 Vue en 3D d'un voiles…… 17

Fig 3.8 Vue en plan des voiles…… 18

Fig 3.9 proportion des volumes totaux en face à face…… 19

Fig 4.1 disposition des voiles structure 1…… 22

Fig 4.2 Représentation en 3D de la structure porteuse, structure 1…… 23

Fig 4.3 Représentation en 3D de la structure porteuse, structure 2…… 25

Fig 4.5	spectre de réponse……	33
Fig 4.6	comparaison de la distribution de l'effort tranchant……	37
Fig 4.7	comparaison de distribution de l'effort sismique……	39
Fig 4.8	comparaison de déplacement sens X-X……	40
Fig 4.9	comparaison de déplacement sens Y-Y……	40
Fig 5.1	position de poteau C18……	47
Fig 5.2	ferraillage transversal 3D……	50
Fig 5.3	ferraillage transversal 2D……	50
Fig 5.4	ferraillage longitudinal 3D……	50
Fig 5.5	ferraillage longitudinal 2D……	50
Fig .6	dimension d'un poutre principale……	51
Fig 5.7	ferraillage transversale d'un poutre principal en 2D……	56
Fig 5.8	ferraillage longitudinal en 2D……	56
Fig 5.9	ferraillage longitudinal en 2D……	56
Fig 5.10	Dimensions du voiles……	57
Fig 5.11	position des voiles……	57
Fig 5.12	Les armateurs de potelet ……	61
Fig 5.13	ferraillage d'un voile……	63
Fig 5.14	ferraillage d'un voile en 3D……	64
Fig 5.15	distribution d'acier dans les différents éléments des deux structures…	65
Fig 6.1	semelle isolé……	66
Fig 6.2	Radier de la structure……	67
Fig 6.3	dimensions du radier……	70
Fig 6.4	dalle la plus sollicite……	74
Fig 6.5	Nervure plus sollicite……	76
Fig 6.6	diagramme des moments à L'ELU (X-X) ……	77
Fig 6.7	diagramme des moments à L'ELS (X-X) ……	77
Fig 6.8	diagramme des moments à L'ELU (Y-Y) ……	77
Fig 6.9	Diagramme des moments à L'ELS (Y-Y) ……	78
Fig 6.10	effort tranchant ELU (X-X) ……	79
Fig 6.11	effort tranchant ELU (Y-Y) ……	79
Fig 6.12	Ferraillage des nervures ……	81
Fig 7.1	Niveaux d'endommagement d'écrits par une courbe de capacité……	82
Fig 7.2	représentation de point de performance……	83
Fig 7.3	boite de dialogue……	84
Fig 7.4	Etapes de déclaration des charges non-linéaires……	85

Fig 7.5	**Etapes de définition des rotules plastique dans les poutres……**	**87**
Fig 7.6	**Etapes de définition des rotules plastique dans les poteaux……**	**90**
Fig 7.7	**déclaration des rotules plastique……**	**91**
Fig 7.8	**La boite de dialogue de lancement l'analyse……**	**93**
Fig 7.9	**Formation des rotules plastique dans les deux structures et leurs positions dans le sens X-X……**	**93**
Fig 7.10	**Formation des rotules plastique dans les deux structures et leurs positions dans le sens Y-Y……**	**95**
Fig 7.11	**courbes de capacité dans les deux structures suivent X et Y respectivement……**	**97**
Fig 7.12	**courbe de capacité sens x et y ……**	**98**
Fig 7.13	**représente les courbe de capacité suivent X et Y respectivement……...**	**99**

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Devant la prolifération d'un certain type de contreventement, au niveau de la région de Boumerdès, qui n'est pas bien défini par le règlement parasismique algérien qui consiste en la reprise de l'effort sismique par l'introduction seulement de voiles d'une longueur limitée en absence de poteaux, nous nous sommes intéressés à analyser son efficacité vis-à-vis de l'action sismique ainsi que son apport économique relativement au système de contreventement le plus adopté en Algérie qui est le contreventement mixte, voiles-portiques. Ainsi, ce sujet consiste à comparer la capacité portante de deux systèmes de contreventement vis-à-vis de l'action sismique ainsi que l'apport économique, s'il y a lieu, du système de contreventement nouvellement répondu.

Dans le présent mémoire, on va étudier et calculer tous les éléments résistants des deux types de structure dont le système de contreventement est différent mais d'aspect architectural identique. Les deux systèmes sont : contreventement par bouts de voiles est contreventement mixte, portiques-voiles. La configuration géométrique des deux structuresest identique et supposée implantés dans le même site et soumis au même action sismique.

Cette étude va nous permettre de mieux connaitre ce type de contreventement ainsi queses avantages et inconvénients tout en le comparant au system à contreventement mixte

Notre étude s'articule autour de sept chapitres.

1. Présentation de définitions des différents systèmes de contreventement donnés par le Règlement Parasismique Algérien, RPA99Version2003.
2. Présentation de l'ouvrage et les normes à utiliser.
3. Prédimensionnement des éléments des deux structures en effectuant une comparaissant entre les volumes de béton utilisé dans les deux structures.
4. Analyse dynamique et sismiquetout en comparant les résultats obtenus pour les deux systèmes de contreventement.
5. Après analyse et interprétation des résultats on passe aux ferraillages des éléments résistants des deuxstructures puis on compare les quantitésd'acier utilisé dans les deux structures.
6. L'étude de l'infrastructure de structures mixte fera objet du 6^{eme} chapitre.
7. Dans le dernier chapitre, on va essayer de faire une analyse non-linière (push-over) pour les deuxouvrages afin de comparer leur capacité de se déformerau-delàs du domaine linéaire élastique.

Dans tous les chapitres qui vont suivre on nomme le bâtiment à contreventement mixte : structures 1 et le bâtiment contreventé par des bouts de voiles : structures 2.

Chapitre I

Les différent types de contreventement

1.1 Introduction :

Un bâtiment est soumis à des actions horizontales comme le vent, le séisme, un choc…etc. Les effets de ces actions sont repris par un dispositif appelé contreventement qui assure deux fonctions principales : transmettre au sol l'effet des actions horizontales et limiter les déformations d'ensemble de la structure.

On appelle contreventement, l'ensemble des éléments de la structure qui sert à :

- transmettre les efforts d'une action horizontale vers les fondations
- assurer la stabilité de l'ossature face aux efforts horizontaux

1.2 Rôle et constitution de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- d'assurer la stabilité des constructions vis-à-vis des charges horizontales.
- De raidir les constructions car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Le contreventement d'une structure doit être dimensionné en fonction des accélérations attendues et comporter obligatoirement deux familles d'éléments :

- contreventement horizontales (diaphragme)
- contreventement vertical (murs et/ou portiques)

Le contreventement des plans horizontaux permet de transmettre et répartir les actions latérales subies par la construction, ainsi que les charges de fonctionnement, sur les éléments de contreventement vertical.

Les éléments du contreventement vertical doivent résister aux efforts horizontaux dans leur plan à chaque niveau de la construction et assurer la descente des charges dynamiques vers les fondations.

1.3 Notion de diaphragme rigide :

Le diaphragme est un ouvrage plan rigide, horizontal ou incliné, assurant trois fonctions principales :

- Transmettre les charges horizontales sur les éléments de contreventement vertical.
- La transmission des charges s'effectue par effet de poutre, car le diaphragme se comporte comme une poutre située dans le plan des charges horizontales.

1.4 Contreventement verticales :

D'une façon générale, les structures en béton armé possèdent trois types de contreventement vertical :

1- contreventement par portiques auto-stables : dans ce cas les portiques reprennent au même temps les charges verticales et horizontales.
2- contreventement par voiles : dans ce cas la reprise des forces horizontales est assurée uniquement par les voiles.
3- contreventement mixte : pour ce type de contreventement, la reprise des forces horizontales est assurée conjointement par les portiques et les voiles au prorata de leur rigidité.

Le règlement parasismique algérien, RPA99Version2003 article [3.4], défini six types de contreventement qui sont :

1) **Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :**C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontalesdont la maçonnerie n'est pas ……

2) **Portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerierigide :** C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité dessollicitations dues aux charges verticales et horizontales.dont la maçonnerie doit être

3) **Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :** Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce derniercas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Il est considéré que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

4) **Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau enbéton armé :** Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton arméqui reprend la totalité del'effort horizontal.

5) **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiquesavec justificationd'interaction portiques –voiles :** Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues auxcharges verticales.Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiquesproportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs
interactions à tous les niveaux;
Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

6) **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.**
Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% 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 horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Dans le cadre de notre travail de fin d'étude, il nous a été proposé de faire le calcul d'un bâtiment dont le type de contreventement n'est pas défini d'une façon précise dans le règlement parasismique algérien mais qu'on peut le classer dans le type de contreventement définis par l'article [3.4.2] du RPA99Version2003. Ce type de contreventement consiste à introduire dans la structure porteur des bouts de voiles en béton armé d'une longueur limité afin d'assurer un grand espace de circulation sans aucune présence de portiques. Comme, il y a une prolifération de ce type de contreventement au niveau de la région de Boumerdès, une idée nous est venue c'est de comparer le comportement de ce type de contreventement par rapport au contreventement mixte le plus adopté en Algérie pour déceler l'apport qu'il peut avoir lieu. Ainsi, dans notre cas l'étude comparative repose sur l'analyse de deux système de contreventements suivants :

Système de contreventement mixte que nous nommons structure 1 : défini selon l'article 3.4.4a du RPA99VERSION2003 « Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques »

Système de contreventement par voiles nommé structure 2 :

Le type de contreventement voiles de notre étude consiste à des voiles à longueur limité sans présence des poteaux comme proposé par bureau d'étude ZAKARIA BUILDINGS, sis au niveau de la Wilaya de BOUMERDES que presque tous ses projets sontconçus par ce type de contreventement.

- On remarque que le système le plus proche à notre système de contreventement c'est lesystème de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé mais l'article ne prise pas s'il consiste à des murs en voiles ou des bouts de voile comme celle de notre étude.

chapitre II

Présentation du projet

2.1 Présentation de l'ouvrage :

Le projet faisant l'objet de de notre étude fait partie de la réalisation de 4 blocs en R+3 avec un sous-sol à usage d'habitation situé au lieu-dit : Sahel, sis à la Wilaya de Boumerdes qui est classée comme zone à fort sismicité (zone III) par le Règlementation Parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

Fig 2.1 : Situation de projet

Le maitre d'ouvrage est la mutuelle des affaires étrangères.

Le maitre d'œuvre est ZAKARIA BUILDINGS

La structure est composée :

- D'un sous-sol
- D'un RDC
- trois étages à usage habitation
- Une terrasse accessible avec un étage attique

2.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

a)Dimensions en plan :

Longueur totale du bâtiment : **Lx= 15.15m**
Largeur totale du bâtiment : **Ly : 11.25m**

b) Dimensions en élévations :

Hauteur totale du bâtiment…..… **19.25m**

Hauteur de RDC ……..…..…. **3.06m**

Hauteur de sous-sol……..…… **3.95m**

Hauteur d'étage courant ……..**3.06m**

2.3) Présentation des deux types de contreventement

Par proposition du maître d'œuvre ce bâtiment est contreventé seulement par un certain nombre de voiles d'une certaine longueur sans présence de poteaux, comme schématisé ci-dessous :

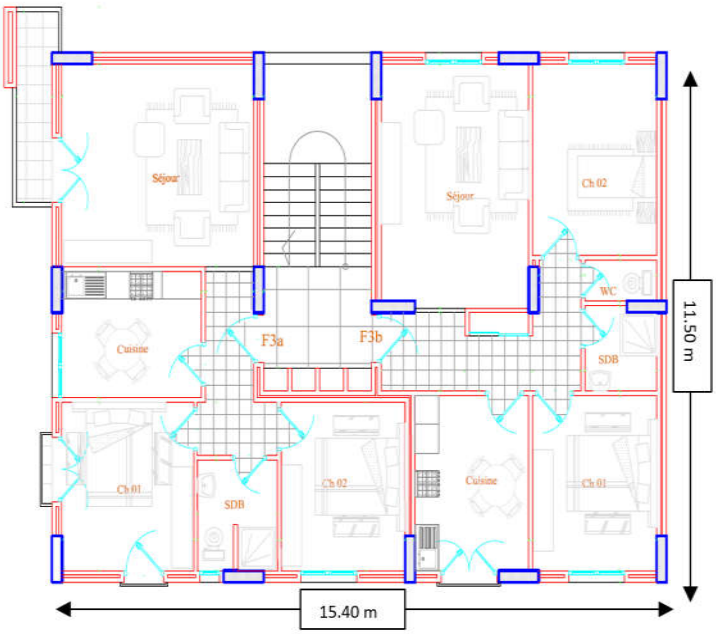


Fig 2.2 a vue en plan de RDC Structure 2

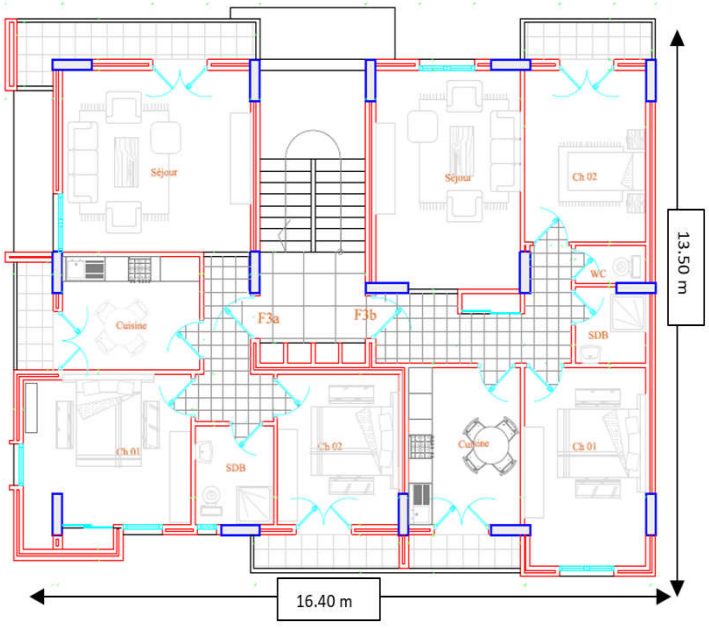
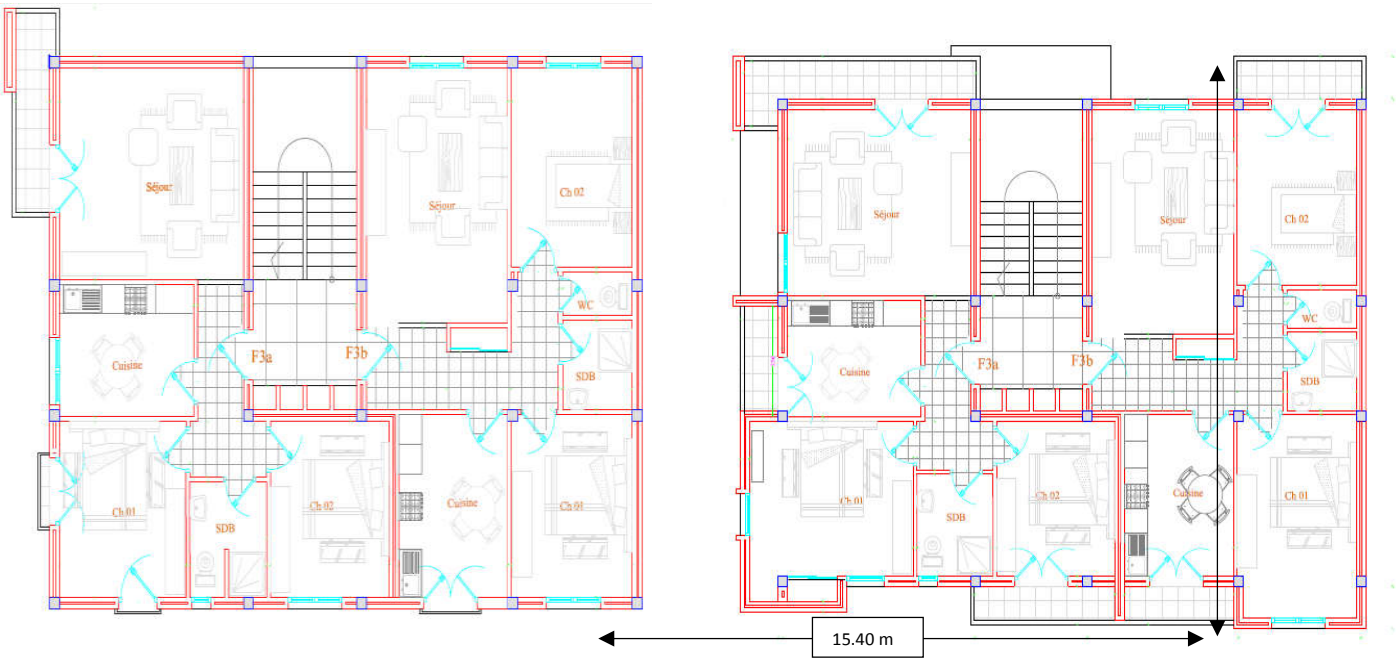


Fig 2.2 b vue en plan d'étage Structure 2

Comme le système le plus adopté par la majorité des bureaux d'études est le système de contreventement mixte, il nous est venu l'idée de faire une étude comparative entre le système de contreventement proposé par le BET et le système de contreventement mixte comme schématisé en figure 3 :



2.4) Hypothèses de travail :

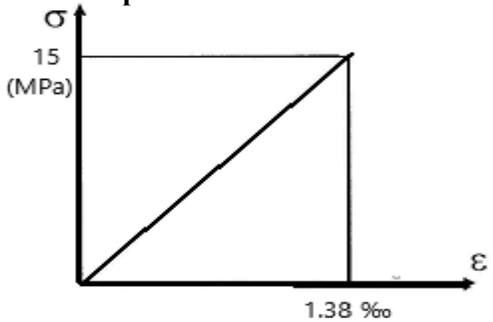
2.4.1) Hypothèses de calcul : pour le calcul des différents éléments constituant les deux ouvrage, nous nous sommes la notion des états limites qui sont de deux types : l'Etat Limite de Service (ELS) et l'Etat Limite Ultime (ELU)

a) Les hypothèses de calcul à l'ELS s :

- Les sections droites restent planes ap déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.
- Les diagrammes de calcul contraintes-Déformation adoptés, pour l'acier et le béton, sont les suivants

Fig 2.3.a vue en plan de RDCStructure 1

Fig 2.3.b vue en plan d'étageStructure 1



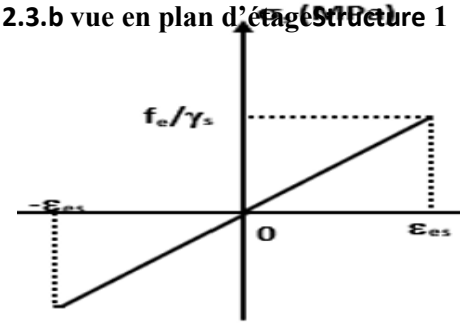


Fig 2.4.aDiagram cont-déf de béton a l'ELS

Fig 2.4.b Diag

b) Les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :

$\varepsilon_{bc} = 3{,}5$ ‰ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2$ ‰ en compression simple.

- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10$ ‰.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».
- Les diagrammes de calcul contraintes-Déformation adoptés, pour l'acier et le béton, sont les suivants

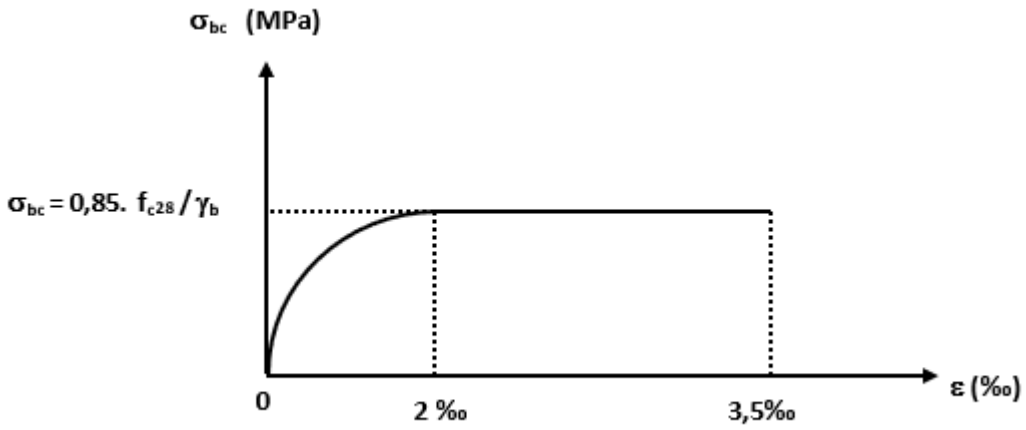


Fig2.5.a Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU

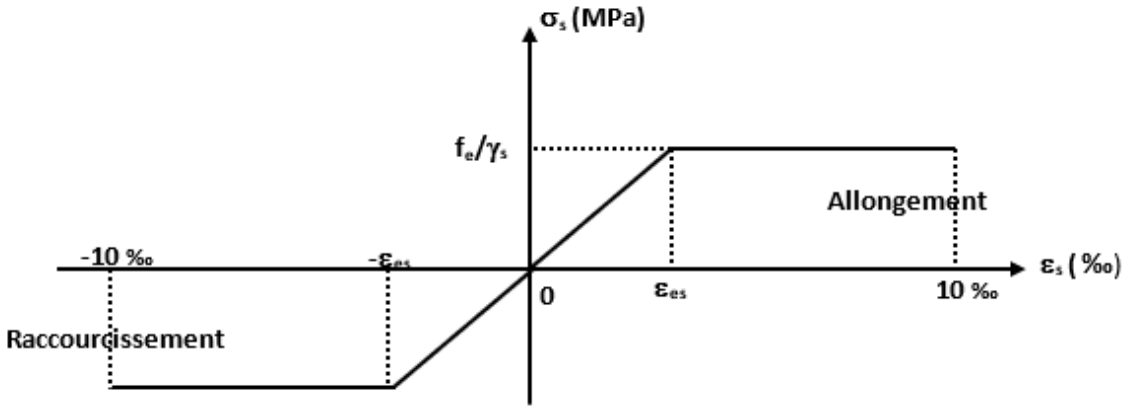


Fig2.5.b Diagramme contraintes – déformations d'acier

c) Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sont l'ensemble des charges que supporte l'ouvrage à considérer simultanément. Elles représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant à chaque élément porteur.

Les combinaisons des actions considérées sont :

Combinaison de RPA99 /V2003 :	**Combinaison du BAEL 91 :**
G+Q±E	ELU : 1.35G+1.5Q
0.8G±E	ELS : G+Q

2.4.2) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

2.4.1.1) Le béton :

Tab2.1 caractéristique de béton utilisé

Paramètres		Formules	Valeurs	Unité
Résistance à la compression (f_{c28})		-	**25**	**(MPa)**
Résistance à la traction (f_{t28})		$F_{tj}=0.6+0.06 \times f_{cj}$	**2.1**	**(MPa)**
Module d'élasticité instantané		$Eij = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	**32164.195**	**(MPa)**
Module d'élasticité différée		$Eij = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	**10818.86**	**(MPa)**
Coefficient de poison	**ELU**	-	**0**	
	ELS	-	**0.2**	
Contrainte de béton a l'ELU		$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$	**14.2**	**(MPa)**
Contrainte de béton a l'ELS		$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$	**15**	**(MPa)**
Contrainte de cisaillement	**FPN**	$\overline{\tau_u} = min\left(0.2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$	**3.33**	**(MPa)**
	FN	$\overline{\tau_u} = min\left(0.15; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$	**2.5**	**(MPa)**

2.4.2.2) Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Caractéristiques des aciers utilisés :

Tab2.2caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 (F<6)	TS	520	550	8 ‰	1,3	1

a) Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- C ≥ 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- C ≥ 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- C ≥ 1 cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Chapitre III

Prédimensionnement des élément porteurs

3.1INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous allons calculer les différentes dimensions de chacun des éléments constituant notre structures, selon les normes du RPA99 version 2003, BAEL91 et CBA93

3.2 prédimensionnement des éléments dustructure1 :

3.2.1prédimensionnement du plancher :

Les planchers servent à supporter les charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, ainsi qu'à isoler les étages du point de vue acoustique et thermique.

Le prédimensionnement est établi à partir de la condition de rigidité :

$$h_t = \frac{min(L_x, L_y)}{22.5}$$

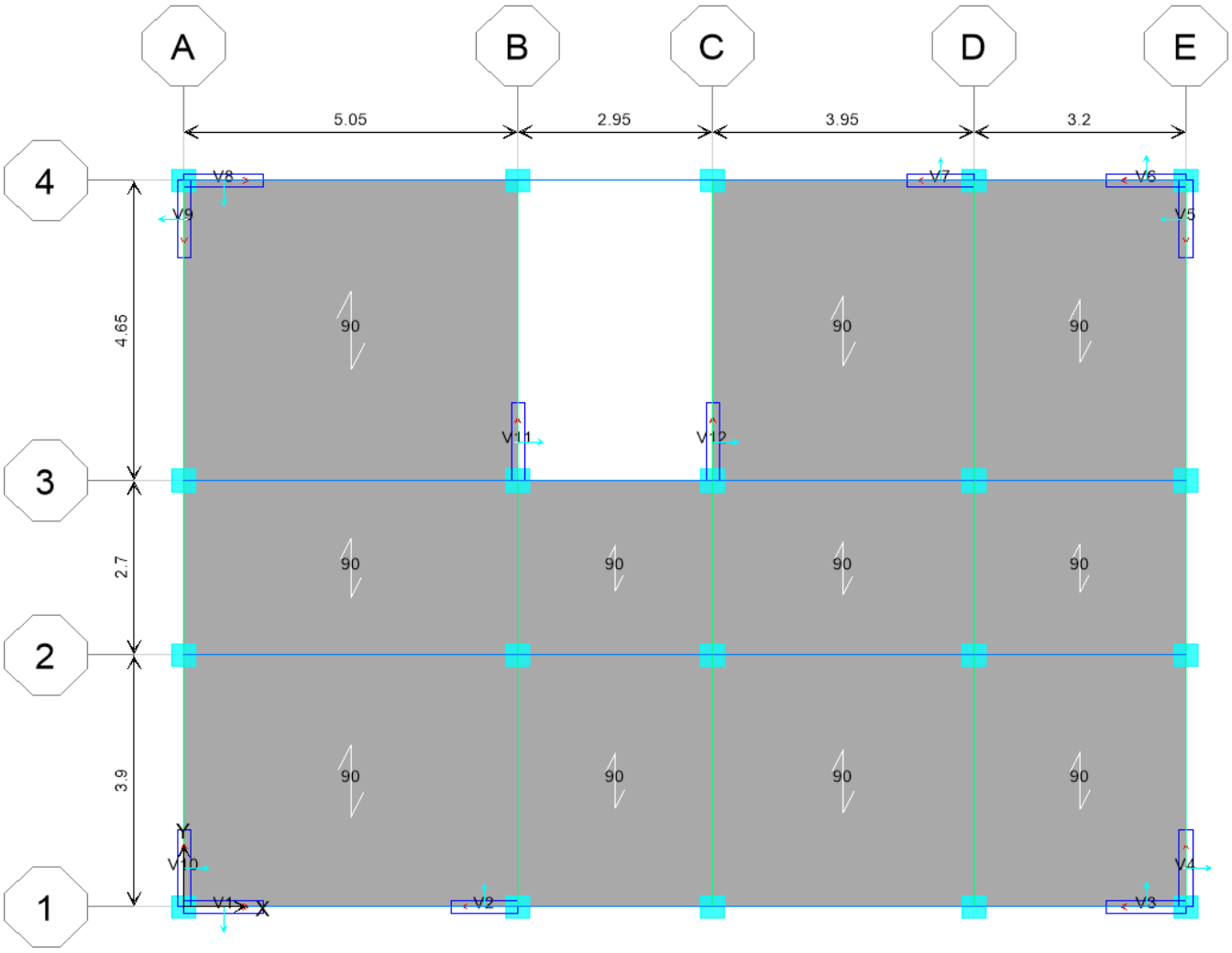


Fig 3.1 Sens porteurs

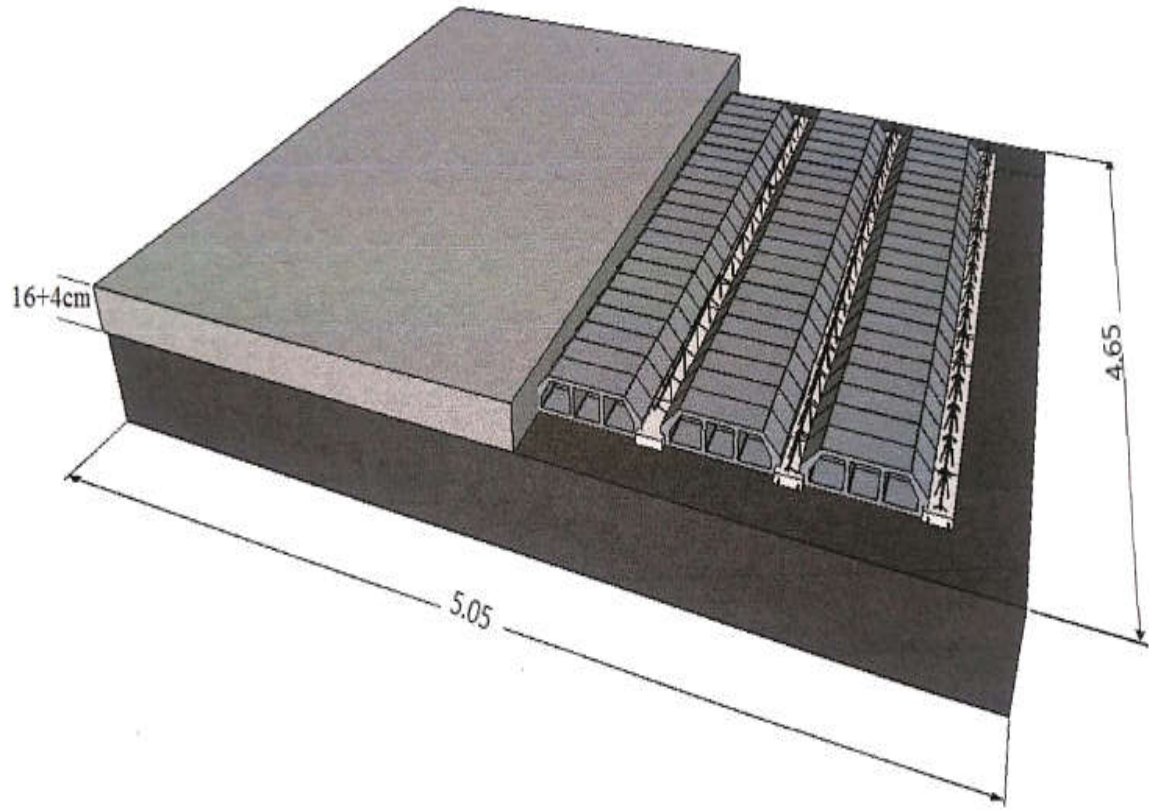


Fig 3.2 vue 3D du plancher le pluschargé

nous avons :
Lx = 5.05 m et Ly = 4.65 m

$h_t = \frac{min(5.05,4.65)}{22.5} = \frac{4.65}{22.5} \rightarrow h_t = 0.2m$ →plancher (16+4)

soit : 4cm de table de compression et 16cm de corps creux

Tab 3.1 Isolation et résistance au feu

Epaisseur	Resistance au feu (BAEL91)	Isolation phonique	Observation (CBA93)
16+4 cm	e=20cm>17.5cm	e=20cm>13cm	Conditions vérifiées

3.2.2 prédimensionnement des poutres :

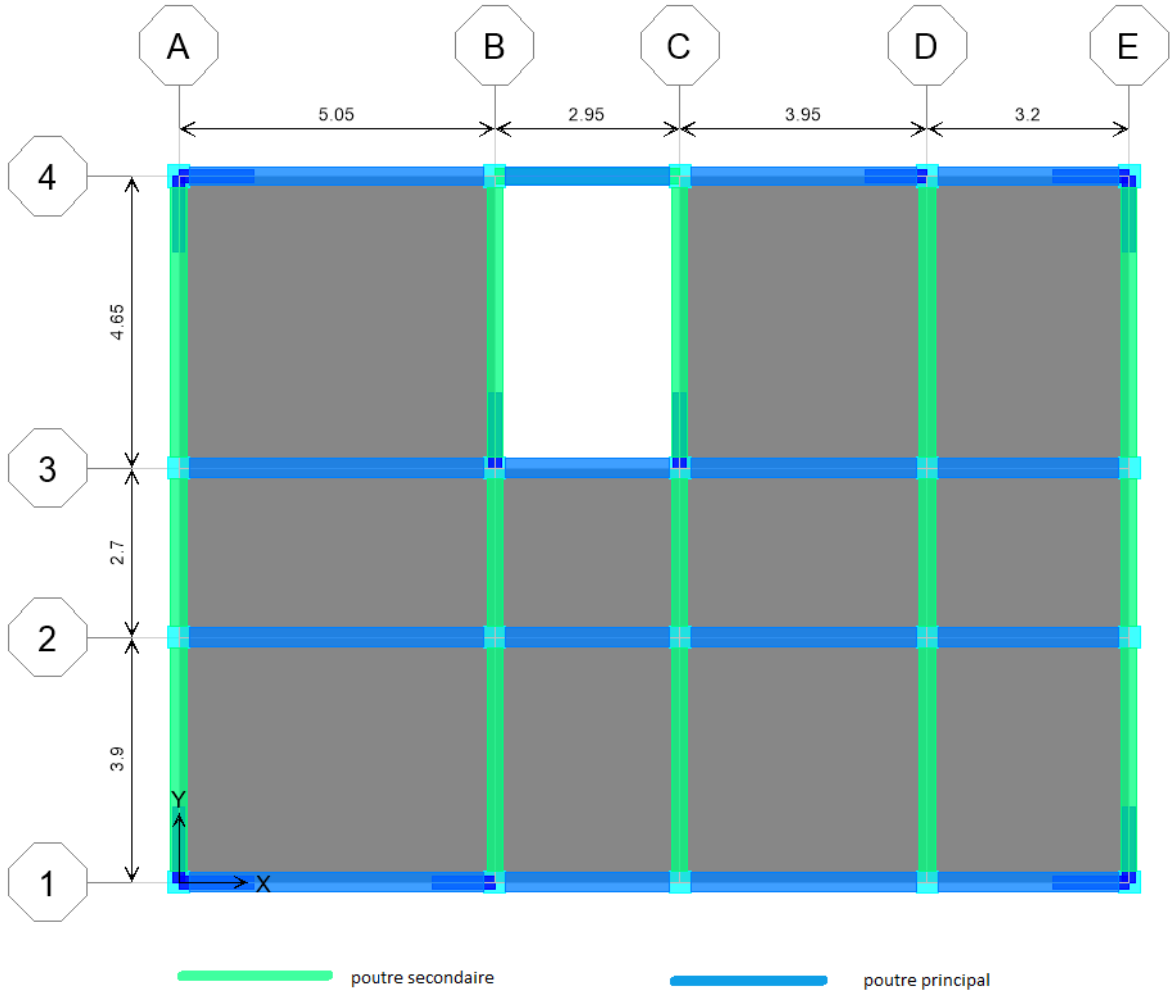


Fig 3.3 Vue en plan des poutre principales et secondaires

Le choix de section des poutres se fait sur la base des recommandations (RPA/version 2003 et du BAEL91)

- L_{max} : Portée entre nus d'appui.
- h : Hauteur de la poutre.
- b :Largeur de la poutre.

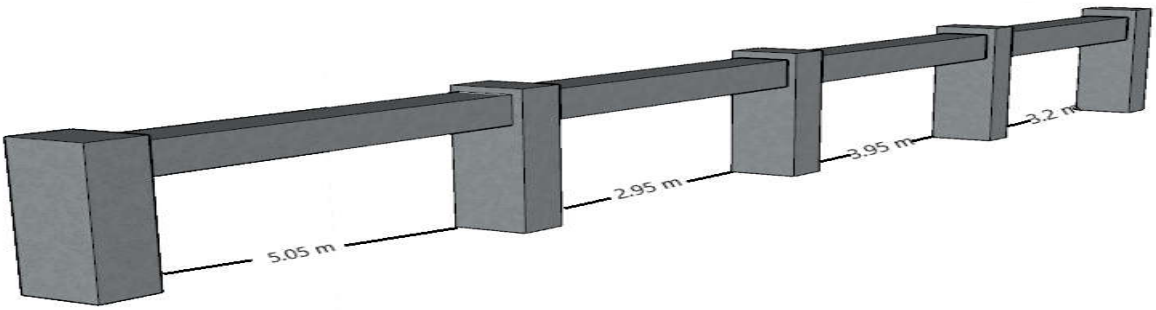


Fig 3.4 vue 3D de la poutre 3

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Tab 3.2 Choix de la section des poutres

sens	L_{max} (m)	Calcule de b et h	h	b	h/b	Vérification RPA	Obs
Poutre principal	5.05	$\begin{cases}\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h \le b \le 0.8h\end{cases}$	40	30	1.33	$\begin{cases}h \ge 30cm \\ b \ge 20cm \\ h/b \le 4\end{cases}$	**cv**
Poutre secondaires	4.65		35	25	1.4		**cv**

3.2.3 Prédimensionnement des poteaux :

La détermination des dimensions des poteaux est faite en compression simple en considérant le poteau le plus sollicité

- **Détermination du poteau le plus sollicité :**

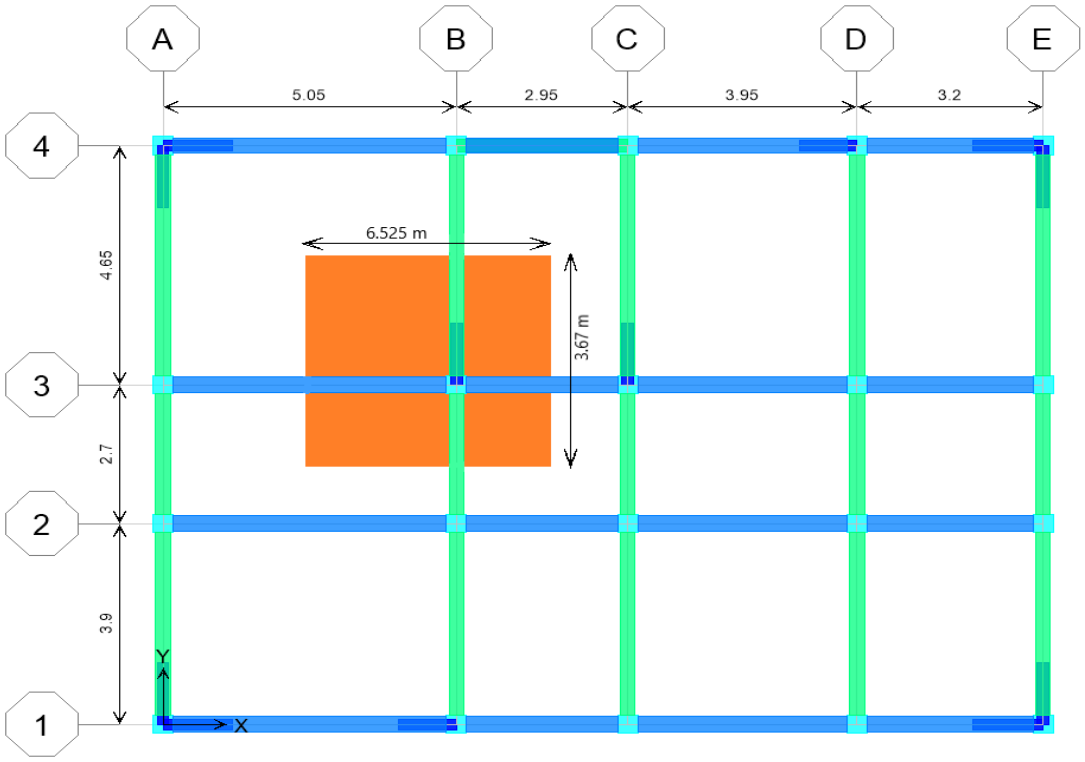


Fig 3.5 Vue en plan du poteau le plus sollicité

❖ **Dimensionnement selon BAEL 91 :**

Tab3.3 Exigence BAEL91

B_r	f_{bu}	f_{ed}	λ	$\beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 si\ \lambda \leq 50$	
$Br \geq \frac{k\,\beta\,Nu}{\frac{fbu}{0.9} + \frac{0.85}{100} fed}$	$fbu = \frac{0.85\,fc_{28}}{\theta\,\gamma_b}$	$fed = \frac{fe}{\gamma_s}$	35	1.2	$B_r \leq 0.64 N_u$

❖ **Calcul de la surface d'influence :**

La surface revenant au poteau le plus sollicité est
S = 3.7 x 3.375 = 12.48 m^2

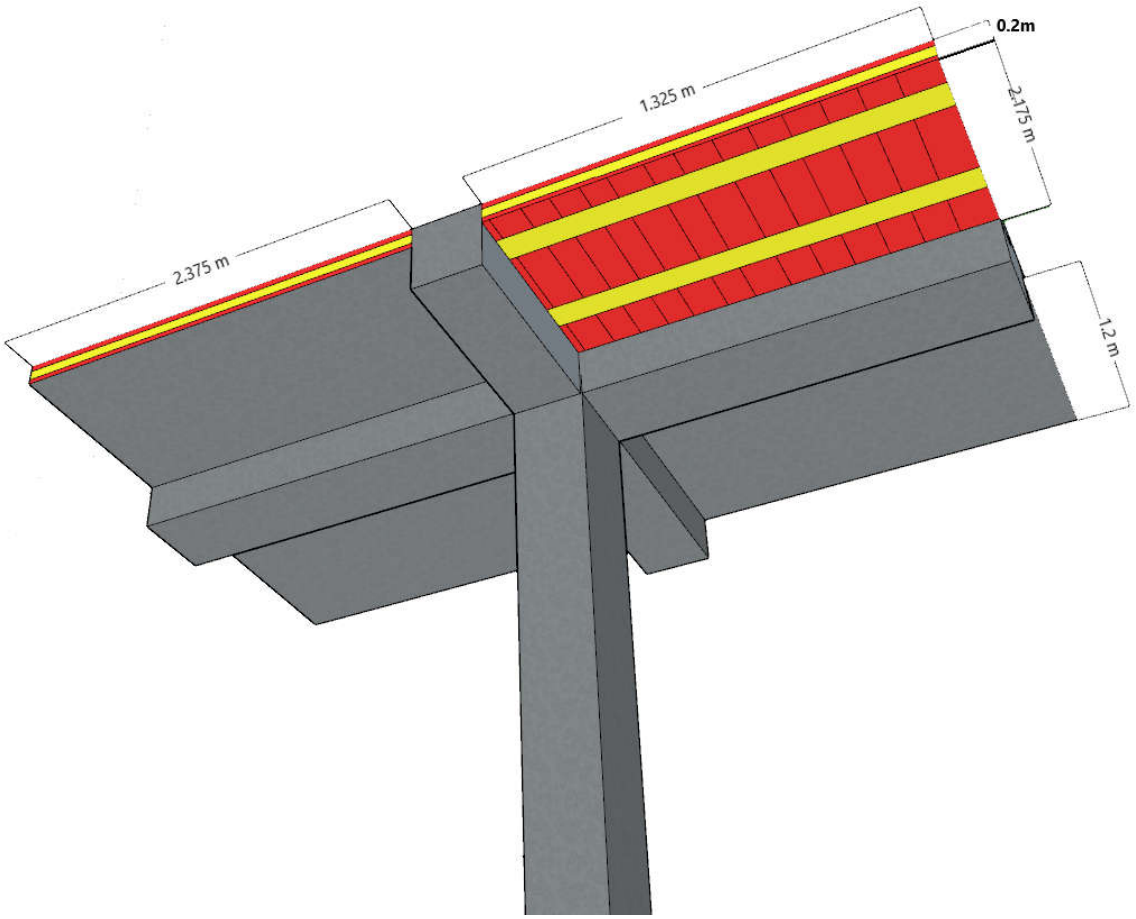


Fig 3.6 Vue en 3D Du poteau le plus charger

❖ **Calcul des poids propre :**

a) Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

Couches	masse volumique [KN/m3]	épaisseur [m]	G [KN/m2]
couche de gravier	**17**	**0.05**	**0.85**
Etanchéité multicouche	**6**	**0.02**	**0.12**
Forme de pente	**20**	**0.1**	**2**
Isolation thermique en liège	**4**	**0.04**	**0.16**
Dalle en corps creux		**0.16+0.04**	**2.8**
Enduit en plâtre	**10**	**0.02**	**0.2**
TOTAL			**6.13**

G = 6.13KN /m²

b) Plancher étages courants (corps creux) :

couche	masse volumique	épaisseur	G [KN/m2]
enduit en plâtre	**10**	**0.02**	**0.2**
Plancher corps creux		**0.16+0.04**	**2.8**
chappe de ciment	**20**	**0.03**	**0.6**
couche de sable	**17**	**0.03**	**0.51**
revêtement en granite	**20**	**0.02**	**0.4**
cloison de répartition			**1**
TOTAL			**5.51**

G = 5.51KN /m²

c) Plancher terrasse accessible

Couches	masse volumique [KN/m3]	épaisseur [m]	G [KN/m2]
enduit en plâtre	**10**	**0.02**	**0.2**
plancher corps creux		**0.16+0.04**	**2.8**
chappe de ciment	**20**	**0.03**	**0.6**
couche de sable	**17**	**0.03**	**0.51**
revêtement en granite	**20**	**0.02**	**0.4**
Etanchéité multicouche	**6**	**0.02**	**0.12**
TOTAL			**4.63**

G = 4.63KN /m²

❖ **Surcharges d'exploitation :**

Chargement	G (KN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étages courants	1,5
Plancher terrasse accessible	1.5

❖ **Résultats de calculs :**

Tab 3.4 section des poteaux dans chaque niveau

prédimensionnement des poteaux	G [KN/m2]	Q [KN/m2]	Nu [KN/m2]	surface [m2]	Nu cumulé [KN]	Br(cm2)	a=b [cm]	a et b adopté
terrasse inaccessible	6.13	1	55.2418905	5.21	55.2418905	35.35481	7.94599	30
terrasse accessible	4.63	1.35	136.578447	9.37+5.21	191.8203375	122.76502	13.0799	30
N3	5.51	1.2	145.44284	14.57	337.263177	215.84843	16.6918	30
N2	5.51	1.2	145.44284	14.57	482.7060165	308.93185	19.5765	30
N1	5.51	1.05	142.16459	14.57	628.148856	402.01527	22.0503	30
RDC	5.51	0.9	138.88634	14.57	770.3134455	493.00061	24.2036	40

3.2.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les dimensions des voiles sont déterminées à partir des conditions imposées par l'RPA99Version2003.

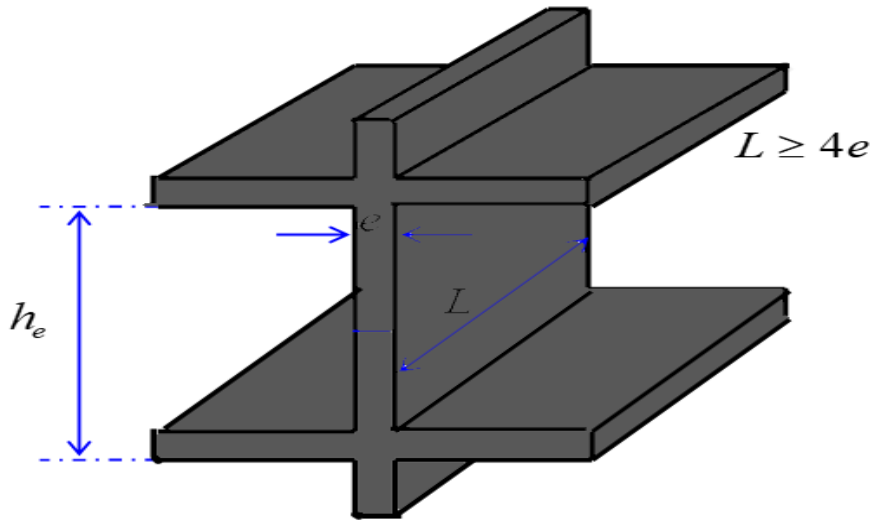


Fig 3.7 vue 3D d'un voile

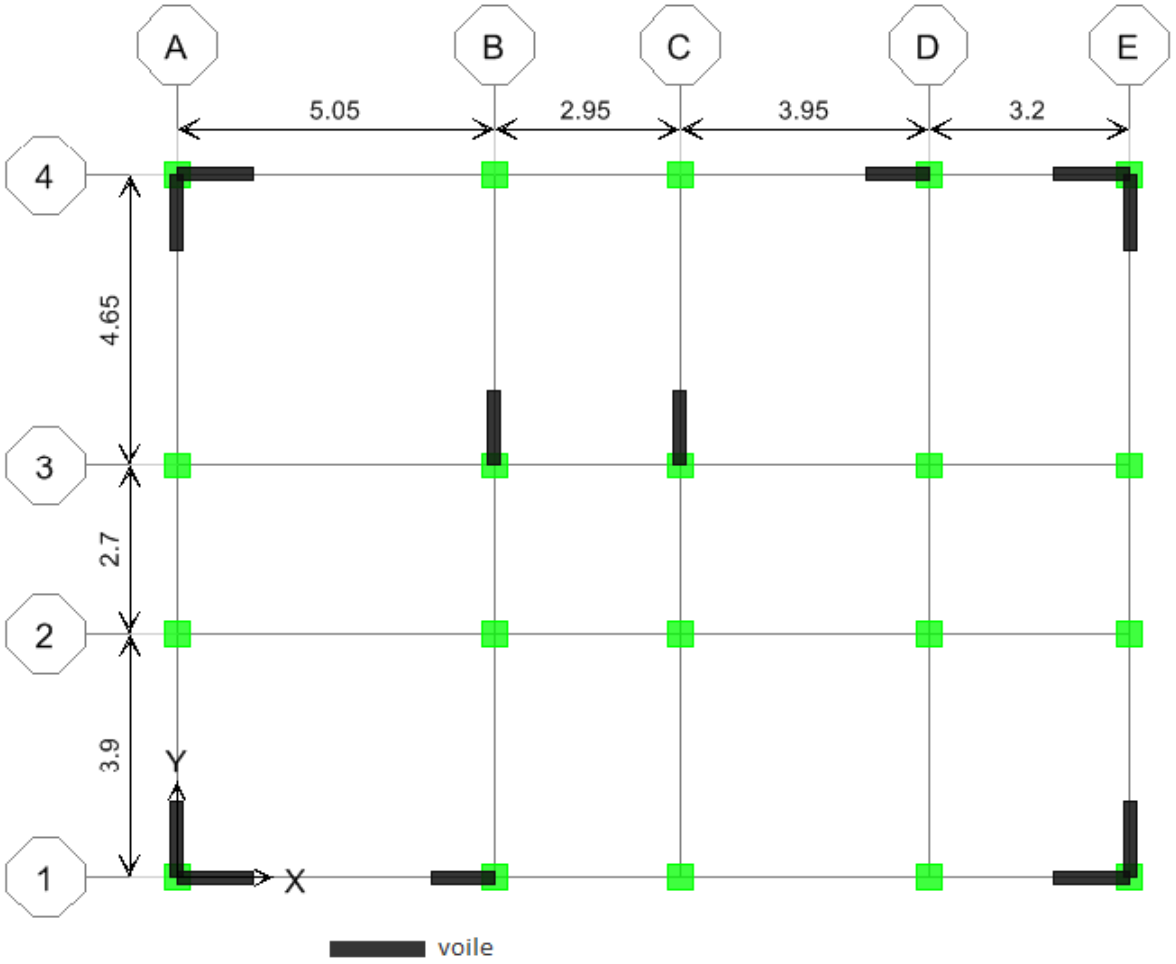


Fig 3.8 Vue en plan des voiles

Tab 3.5 prédimensionnement des voiles

H_{rdc} (m)	e ≥ h/25 (cm)	e ≥ h/22 (cm)	e ≥ h/20 (cm)	$e_{min\ RPA\ (cm)}$	$e_{adopté \geq max\ (cm)}$
3.95	15.8	17.95	19.75	15	20

3.3 prédimensionnement des éléments dustructure2 :

Le prédimensionnement des éléments de ce structureconcerne seulement les poutres, les voiles et les planchers. Il est établi de de la même manière que le 1ere structure. Les résultats trouvés sont illustrés dans le tableau suivant :

Tab 3.6 prédimensionnement des éléments dustructure2

Elément	b (cm)	h (cm)	e (cm)	Condition	Obs
plancher	/	20+5	/	e ≥ 17.5 cm, e ≥ 13 cm	cv
Poutre P	35	45	/	$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ h/b \leq 4 \end{cases}$	cv
Poutre S	30	40	/		cv
Voile	/	/	25	e ≥ 15.8, e ≥ 17.95, e ≥ 19.75, e ≥ 15	Cv

3.4 calcul de volume de béton :

le béton armée n'est pas juste le constituant le plus important dans les constructions en béton armée mais aussi le plus cher donc la comparaison des volume de béton et d'acier utilisés dans les deux type de structure s'impose. Cela afin de déceler quel est le type de structure le moins couteux et aussi pour avoir une idée générale relative à l'aspect économique et à l'enveloppe financière.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau 3.7, comme suit :

Tab 3.7 : volume de béton utilisé

Volume de béton dans l'élément	Formule	Résultats (m^3) Bat 1	Bat 2
Dalle de compression	$V_{dalle} = \sum_{sous-sol}^{dernier\ etage} e \times (Stot - Spot \mid Svoiles)$	**392.296**	**494.935**
Poutres	$V_{poutres} = A_{pp} \times L_{pp} \times N_{pp} \times N_{etages} + A_{ps} \times L_{ps} \times N_{ps} \times N_{etages}$	**55.177125**	**78.999375**
poteaux	$V_{poteaux} = \sum(Apot \times hpot \times Npot \times Netages)$	**45.6268**	0
voile	$V_{voiles} = \sum(A_{voiles} \times h_{voiles} \times N_{voiles} \times N_{etages})$	**45.332**	**67.795**
TOTAL	$V_{tot} = V_{dalle} + V_{poutres} + V_{poteaux} + V_{voiles}$	**538.431925**	**641.729375**

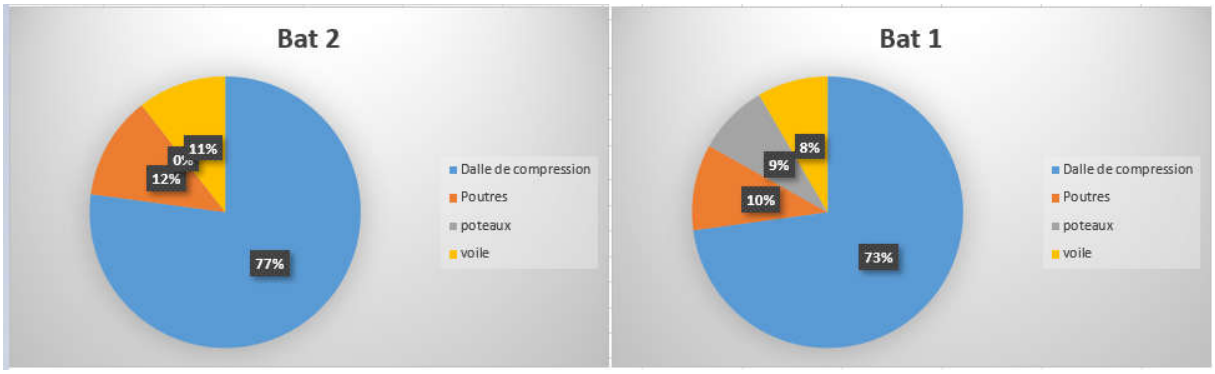


Fig 3.9 : proportion des volumes totaux de béton en face à face

Commentaire :

D'après la comparaison des volumes de béton il y a lieu de dire que la structure contreventée par des voiles d'une certaine longueur consomme plus de béton que la structure à contreventement mixte. Le volume de béton en excès est de l'ordre de 100 m3. Néanmoins, de point de vue répartition d'espace……,

Pour une première comparaison on peut dire que :

- Le type de contreventement voile nécessite plus de béton (plus que 100 m^3 de béton de plus) et donc un enveloppe financier plus important

- Le type de contreventement voile permet une meilleure répartition d'espace libre et d'occupation. On fait le gain d'une file de contreventement.

Chapitre IV

Etude dynamique et sismique

Etude dynamique et sismique :

4.1Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de forte sismicité cela impose la nécessite de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments. On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est l'ETABS v9.6

4.2Etude Dynamique :

4.2. 1. Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone III dans notre cas), où éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion...).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée

Pour notre cas on a utilisé le logiciel ETABS v9.6 pour l'étude dynamique

4.2.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS :

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des structures. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI, etc.). De plus de part de sa spécificité pour le calcul des structures, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du structure (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

4.2. 3 Modélisation de la structure

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

a)Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre structure nous avons considéré les étapes suivantes :

1- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).

2-Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.

3-Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
4-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes…).
5-Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
6-Exploitation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.…).

Modélisation de la structure du structure 1 :

Après plusieurs tentative d'une optimisation du comportement dynamique, pour avoir des modes de translation dans les deux directions principales, nous avons abouti à la disposition des éléments de contreventement schématisée ci-dessous :

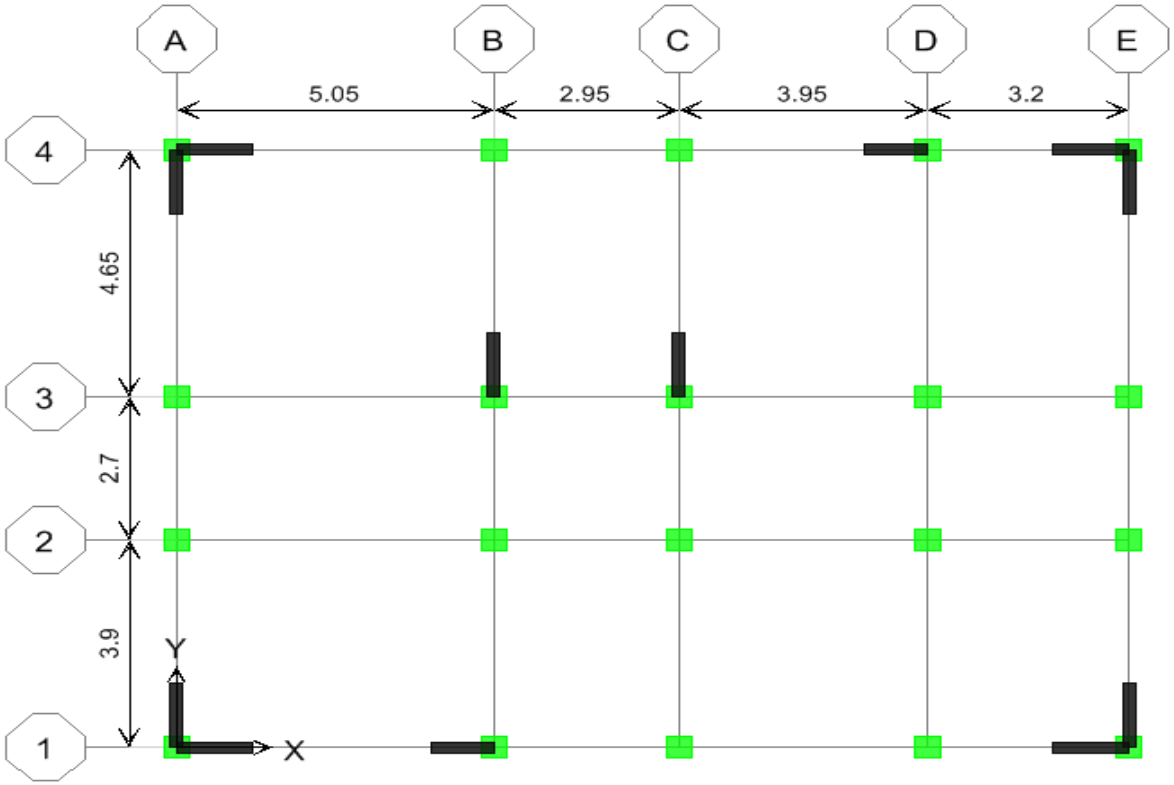


Fig 4.1 disposition des voiles structure1

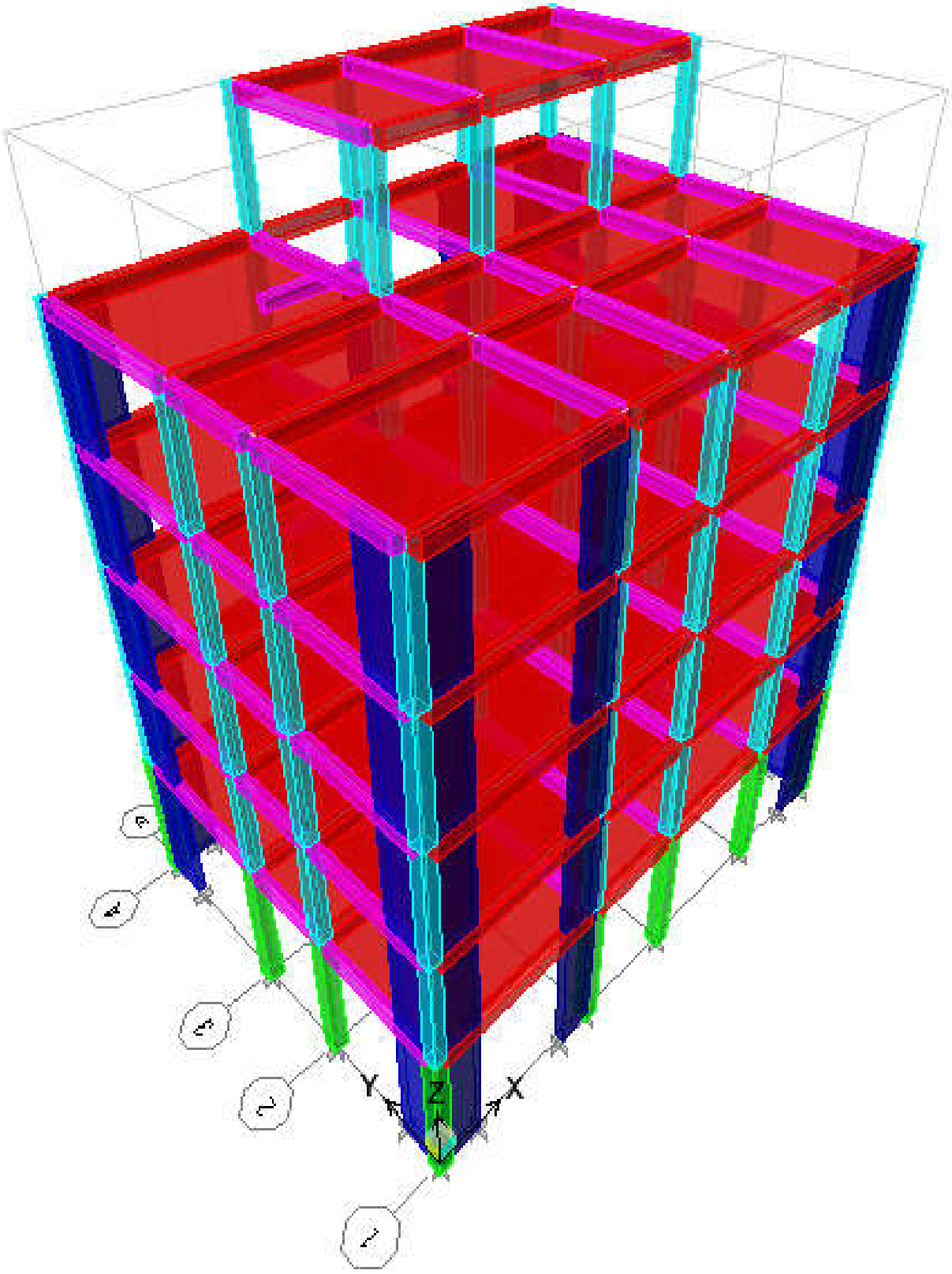


Fig 4.2Représentation en 3D de la structure porteuse, structure1

La structure porteuse de type contreventement par voiles que nous avons adoptée est la suivante :

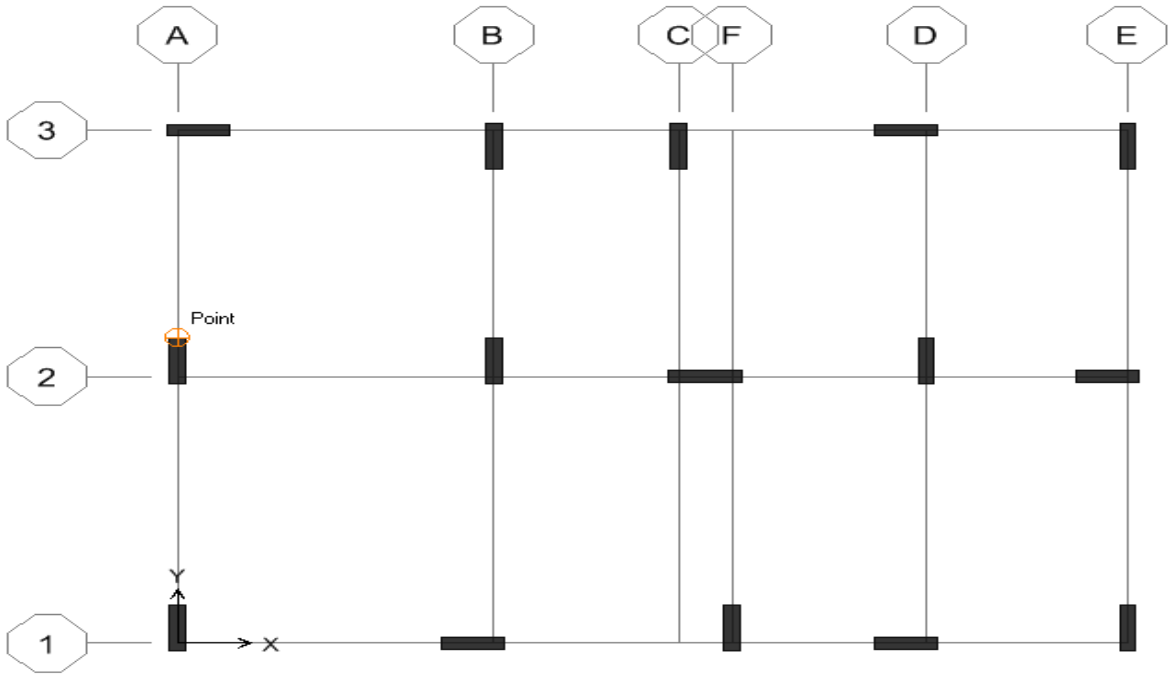


Fig 4.3 disposition des voiles structure 2

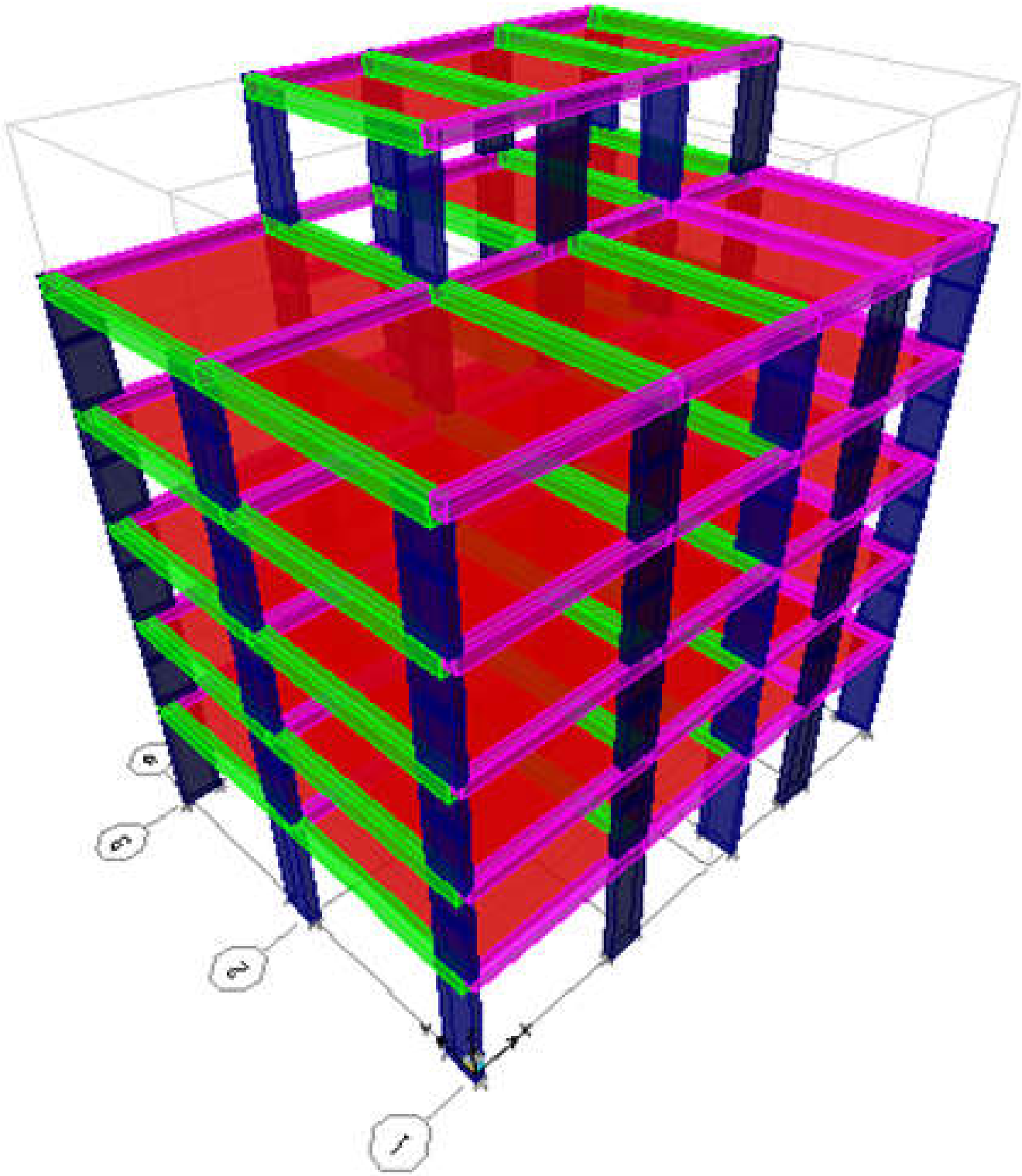


Fig 4.4Représentation en 3D de la structure porteuse, structure2

4.2.4 Analyse dynamique :

L'analyse dynamique disponible dans l'ETABS comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

Résultats d'analyse dynamique :

a) **Centre de masse :**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G,Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^{n} M_{i.} \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^{n} M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^{n} M_{i.} \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^{n} M_i}$$

$M_{i:}$ La masse de l'élément « i ». $\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i ».

b) **Centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du structure. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent :

- ❖ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent…etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- ❖ Si cependant le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05\ L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquéeau niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans les tableaux ci-dessous.

❖ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

- **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du structure :

$$e_a = \pm\ 0{,}05\ \max\ (l_x, l_y)$$

Tab 4.1 Centre de masse et rigidité des niveaux

Story	Structure I						Structure II					
	Centre de Masse (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité (m)		Centre de Masse (m)		Centre de Torsion (m)		Excentricité (m)	
	X_G	Y_G	X_C	Y_C	e_x	e_y	X_G	Y_G	X_C	Y_C	e_x	e_y
STORY1	7.602	5.715	7.637	5.846	-0.03	-0.1	7.758	5.495	7.3	5.646	0.462	0.151
STORY2	7.634	5.609	7.422	5.676	0.21	-0.1	7.734	5.472	7.25	5.732	0.483	0.26
STORY3	7.638	5.686	7.511	5.739	0.13	-0.1	7.734	5.472	7.18	5.781	0.55	0.309
STORY4	7.602	5.715	7.58	5.797	0.02	-0.1	7.734	5.472	7.13	5.812	0.6	0.34
STORY5	7.75	5.783	7.684	5.891	0.07	-0.1	7.955	5.729	7.12	5.857	0.839	0.128
STORY6	9.688	8.663	9.402	8.092	0.29	0.57	10.073	8.535	7.41	6.303	2.668	-2.232

Donc :

$$e_a = 0.05 \times max(l_x, l_y)$$
$$e_a = 15.15 \times 0.05 = 0.75m$$

$$e_{reel\ v1} = max\ (e_x, e_y) = 0.571m$$
$$e_{reel\ v2} = max(e_x, e_y) = 2.68m$$

$$e_{xy\ v1} = max(e_a, e_{réel}) = 0.75m$$
$$e_{xy\ v2} = max(e_a, e_{reel}) = 2.68m$$

c) Mode de vibration et participation massique :

Tab 4.2 périodes, modes etParticipation massique

	StructureI				StructureII			
Mode	**Période**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Période**	**UX**	**UY**	**RZ**
1	0.554234	0.0312	74.5064	0.2439	0.585369	0.8721	66.6726	12.0868
2	0.442268	76.6546	0.0147	1.193	0.575166	77.7927	2.0455	1.2286
3	0.355209	1.2345	0.3157	73.4213	0.470844	2.4139	10.9691	67.5146
4	0.182936	0.0011	7.3955	0.1704	0.174151	8.9148	0.4452	1.1335
5	0.154584	5.3352	0.0651	0.0044	0.171824	1.0218	8.9205	1.245
6	0.138882	1.4199	0.2587	3.4734	0.139021	0.6068	1.9114	8.099
7	0.113674	0.0025	9.4871	0.2457	0.089465	3.5304	0.0934	0.2275
8	0.101652	7.9796	0.0006	1.1435	0.085432	0.0001	3.0299	1.1346
9	0.079724	0.1165	0.0032	12.149	0.072147	0.2656	0.9994	2.1357
10	0.050784	0.0038	5.0091	0.0003	0.055123	1.8243	0.1169	0.0235
11	0.048977	4.4746	0.0035	0.023	0.051363	0.0718	0.2275	1.8364
12	0.034261	0.0001	0.0037	5.1504	0.048948	0.0198	1.7262	0.1576

❖ **Nombre de modes à considérer :**

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% $\left(\sum \alpha_i \geq 90\%\right)$, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de la masse totale de la structure soit pris en compte.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

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

$K \geq \sqrt{N}$ et $T_K \leq 0{,}2s$ (selon le RPA99/2003).

Où : N est le nombre des niveaux et Tk la période du mode K

❖ **La période fondamentale de la structure :**

Constatation :

1°/ les périodes fondamentales sont très proches : **T =0.554 s** pour le mixte et **T=0.585 s** pour le structure en voiles

2°/ Les 1eret 2ème modes sont des modes de translation pour les deux structures

3°/ Le3^{ème} mode est un mode de rotation pour les deux structures

4°/ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99/2003) pour la mixte et les 6 premiers modes pour la structureen voiles

✓ Selon le (RPA99/2003), les valeurs de T calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30% (art 4.2.4.4)

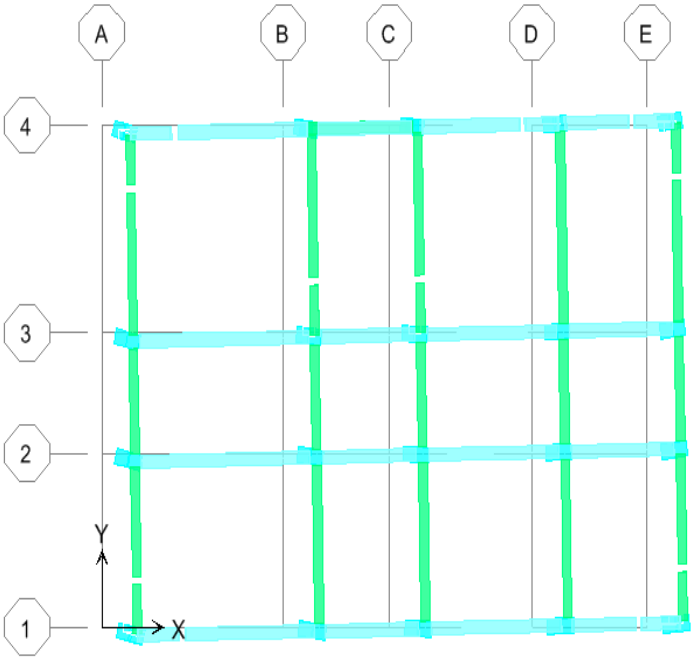
$$T_{cal} < 1{,}3.T_{rpa}\ T_{rpa} = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

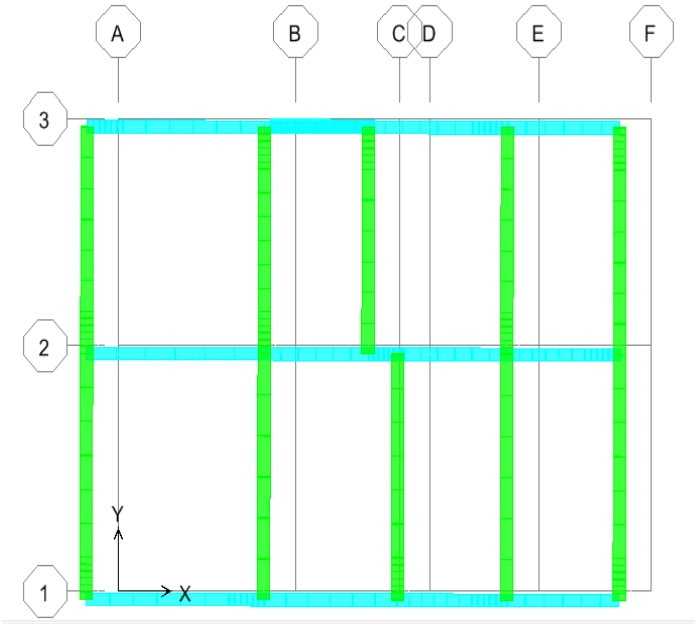
Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

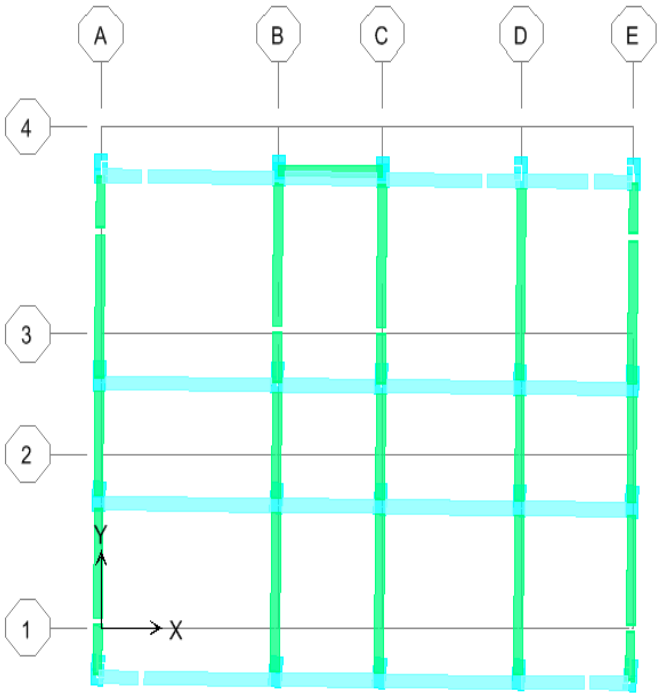
C_T : coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage (RPA99/2003)

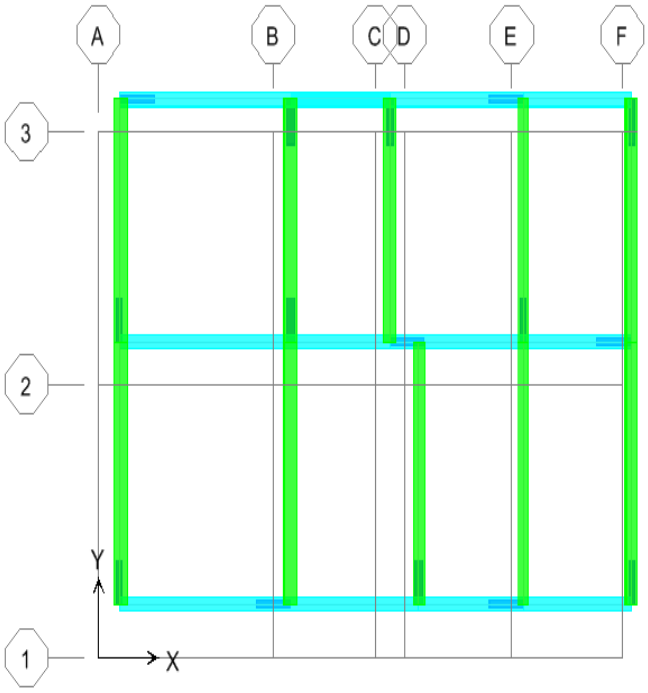
$$\begin{cases} C_T = 0.05 \\ h_N = 19.25m \\ donc\ T_{RPA} = 0.05 \times 19.25^{\frac{3}{4}} = 0.459 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 1.3 \times T_{RPA} = 1.3 \times 0.459 = 0.597 \\ T_{cal\,v1} = 0.554 < 0.597 \quad CV \\ T_{cal\,v2} = 0.585 < 0.597 \quad CV \end{cases}$$



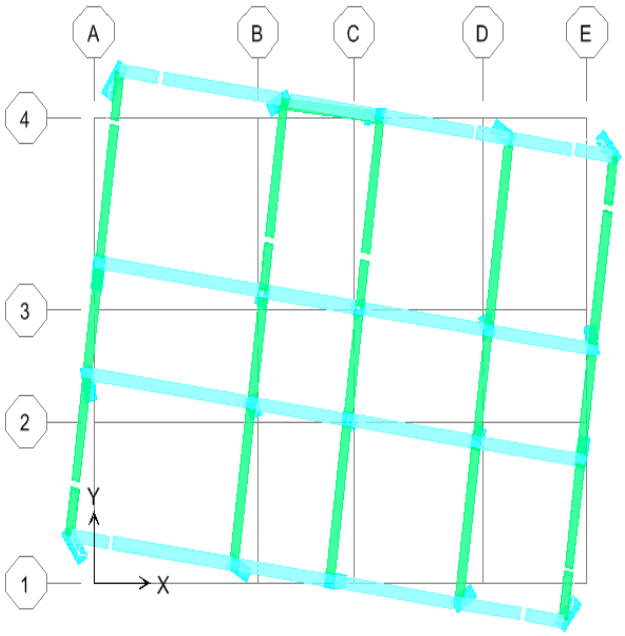


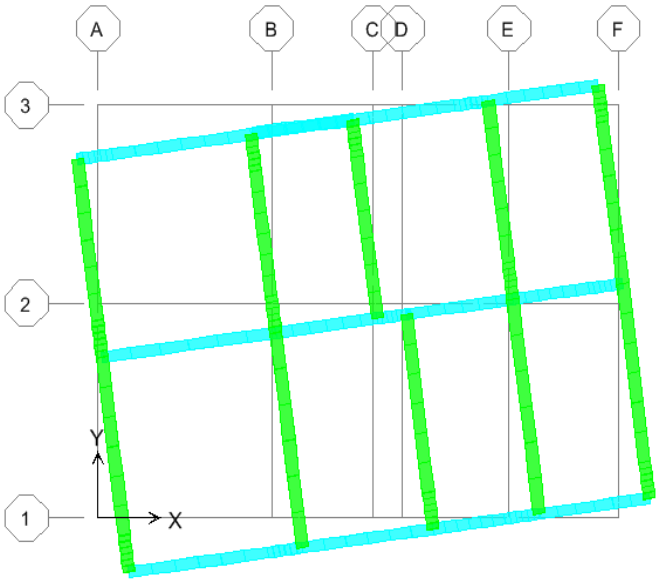
- **1^er mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X pour les deux structures





- **2^{éme}mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe Y pour les deux structures





- **3^{éme}mode** : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z pour les deux structures

4.3 Etude sismique :

4.3.1 Introduction :

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

4.3.2Les méthodes de calcul :

Pour le calcul des forces sismiques, on peut appliquer l'une des 3 méthodes du RPA

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode dynamique par accélérogramme.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA 99/2003)

a) Les conditions d'application la Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux des actions dynamiques

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓le structure ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du structure au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- ✓Le structure ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2…… $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B……..$H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A……..… $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3…… $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B……..$H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Notre structure et implantée en zone III et group d'usage 2 mais elle dépasse 17m. dans notre cas d'étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, donc il faut utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le (RPA 99/2003)

a-2) classification de l'ouvrage :

Zone sismique III (SAHEL, BOUMERDES)

Groupe d'usage 2 (structure d'usage habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m)

Site meuble S3 les valeurs de T1 et T2 sont respectivement 0,15 et 0,5

Système structurale voiles-portique structure 1 et voiles uniquement structure 2

b) Application de la Méthode dynamique modale spectrale :

b-3) Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25\,\mathrm{A}\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25\,\mathrm{A})\frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{R}} & \mathrm{T}_1\le T\le T_2\\ 2.5\,\eta(1.25A)\frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{R}}\left(\frac{T_2}{\mathrm{T}}\right)^{2/3} & \mathrm{T}_2\le T\le 3.0\,s\\ 2.5\eta(1.25A)\frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{R}}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{\mathrm{T}}\right)^{5/3} & T\ge 3.0\,s\end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

❖ **Facteur de qualité :**

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

Tab 4.3 Facteur de qualité

Critère Q	P_Q (s, long)		P_Q (s, trans)	
	Obs	P_Q (s, long)	Obs	Non/Obs
Conditions minimales sur les files de Contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Non	0
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1
Q(Total)	1,15		1,15	

Tab4.4 Etape de calcul

$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ Donc : **Q =1.15**

Tab4.4 Etape de calcul

	Indice	Formule	Condition	Résultat	
				Structure 1	Structure 2
Coefficient d'accélération	A	/	- Zone III -Groupe d'usage 2	0.25	0.25
Facteur d'amplification dynamique moyen	Dx	2.5η	$0 \leq T \leq T_2$	2.205	2.205
	Dy	2.5η	$0 \leq T \leq T_2$	2.205	2.205
Facteur de correction d'amortissement	H	$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$	$\eta > 0.7$	0.882	0.882
Coefficient d'amortissement critique	ξ	/	Contreventement mixte Contreventement voile	7%	10%
Coefficient fonction de type de contreventement et de type de remplissage	C_T	/	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles	0.05	0.05
Période fondamentale de sol	T_2	/	Type de sol S3	0.5	0.5
Période de la structure	T	$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{d}}$	/	T_x=0.445s Ty=0.51 s	T_x=0.445s Ty=0.51 s

Spectre de réponse :

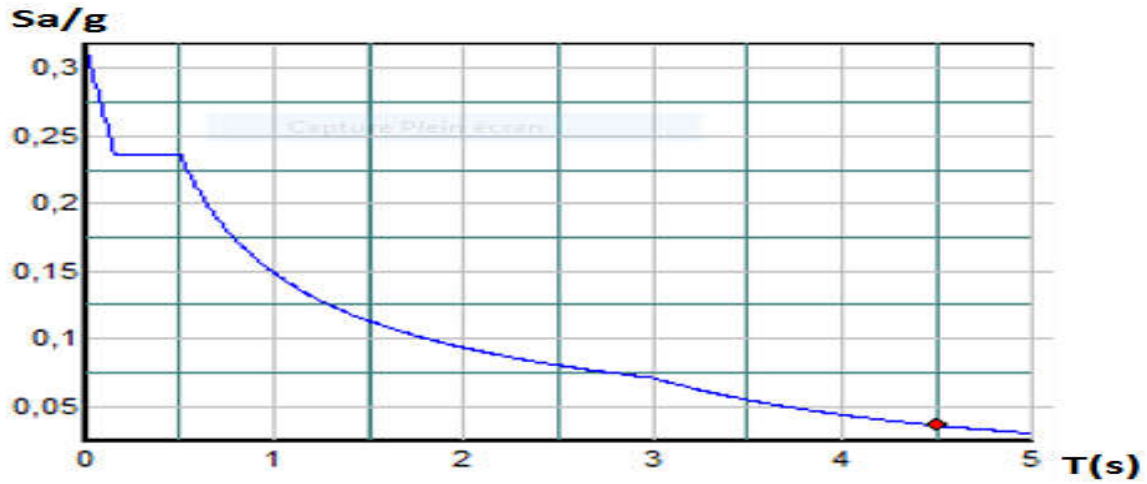


Fig 4.5 spectre de réponse

Choix du coefficient de comportement R :

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprisent par les portiques et les voiles pour lestructure1 :

Charges verticales :

Tab 4.5 distribution des charges

	P		VX		VY	
	VALEUR	%	VALEUR	%	VALEUR	%
PORTIQUE	5098.63	49.25	182.62	11.76	196.34	13.76
VOILES	5251.91	50.74	1369.3	88.23	1229.94	86.23
TOTAL	10350.54	100	1551.92	100	1426.28	100

Conclusion :

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (R=3,5)

Pour lestructure 2, on prend directement R=3.5 car le contreventement est assuré totalement par les voiles

❖ **Calcul de l'effort tranchant à la base :**

L'effort tranchant pour chaque mode est donné par la formule suivant : $V_t = \frac{sa}{g} \times w_i \times a_i$

Vi : l'effort tranchant à la base

ai : coefficient de participation i

W : poids total de la structure

Structure 1

- **Sens longitudinal :**

Tab4.6L'effort tranchant (Sens longitudinal)

Mode	Période	Sa/g	αi (%)	Wi (KN)	Vt (KN)
1	0.55423	0.21091	74.5064	9230.99	1450.54
2	0.44227	0.22589	0.0147	9230.99	0.30653
3	0.35521	0.22589	0.3157	9230.99	6.58302
4	0.18294	0.22589	7.3955	9230.99	154.212
5	0.15458	0.22589	0.0651	9230.99	1.35747
6	0.13888	0.23231	0.2587	9230.99	5.54775
7	0.11367	0.24687	9.4871	9230.99	216.194
8	0.10165	0.25381	0.0006	9230.99	0.01406

9	0.07972	0.26647	0.0032	9230.99	0.07871

- **Sens transversal :**

Tab4.7L'effort tranchant (Sens transversal)

Mode	Période	Sa/g	αi (%)	Wi (KN)	Vt (KN)
1	0.55423	0.21091	0.0312	9230.99	0.60742
2	0.44227	0.22589	76.6546	9230.99	1598.41
3	0.35521	0.22589	1.2345	9230.99	25.742
4	0.18294	0.22589	0.0011	9230.99	0.02294
5	0.15458	0.22589	5.3352	9230.99	111.25
6	0.13888	0.23231	1.4199	9230.99	30.4493
7	0.11367	0.24687	0.0025	9230.99	0.05697
8	0.10165	0.25381	7.9796	9230.99	186.954
9	0.07972	0.26647	0.1165	9230.99	2.86563

Structure2

Sens longitudinal :

Tab4.8L'effort tranchant (Sens longitudinal)

Mode	Période	Sa/g	αi (%)	Wi (KN)	Vt (KN)
1	0.58537	0.20336	75.0459	8714.26	1329.9
2	0.57517	0.20576	0.0161	8714.26	0.28868
3	0.47084	0.22589	0.2184	8714.26	4.29918
4	0.17415	0.23571	6.0483	8714.26	124.237
5	0.17182	0.23571	0.1116	8714.26	2.29235
6	0.13902	0.23223	0.9654	8714.26	19.5371

Sens transversal :

Tab4.9L'effort tranchant (Sens transversal)

Mode	Période	Sa/g	αi (%)	Wi (KN)	Vt (KN)
1	0.58537	0.20336	0.0107	8714.26	0.18962
2	0.57517	0.20576	77.2035	8714.26	1384.27
3	0.47084	0.22589	0.4754	8714.26	9.3582
4	0.17415	0.23571	0.0011	8714.26	0.02259
5	0.17182	0.23571	7.9588	8714.26	163.48
6	0.13902	0.23223	1.0197	8714.26	20.636

Combinaison des réponses modales : (Art 4,3.5 ; RPA 99)

a) Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement $\varepsilon_i, \varepsilon_j$ sont considérées indépendantes si le rapport

$r = \frac{T_i}{T_j}$ (Avec $T_i \leq T_j$) vérifie la relation suivante : $r \leq \frac{10}{10+\sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}}; avec \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7$ %

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm\sqrt{\sum_{i=1}^{K} E_i^2}$$

Avec E : effort de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus (dans ce cas de calcul K = 9)

c) Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^{K} E_i^2}$$

Tab 4.10 vérification d'indépendance des périodes

Structure 1				Structure 2			
période (s)	**r=Ti/Tj**	**10/(10+√εiεj)**	**condition**	**période (s)**	**r=Ti/Tj**	**10/(10+√εiεj)**	**condition**
0.554234	0.79798064	0.588	**non vérifié**	0.585369	0.98256997	0.588	**non vérifié**
0.442268	0.80315329	0.588	**non vérifié**	0.575166	0.8186228	0.588	**non vérifié**
0.355209	0.51500947	0.588	**vérifié**	0.470844	0.36986985	0.588	**vérifié**
0.182936	0.84501684	0.588	**non vérifié**	0.174151	0.98663803	0.588	**non vérifié**
0.154584	0.89842416	0.588	**non vérifié**	0.171824	0.80908953	0.588	**non vérifié**
0.138882	0.8184934	0.588	**non vérifié**	0.139021	0.64353587	0.588	**non vérifié**
0.113674	0.89424143	0.588	**non vérifié**	0.089465	0.95492092	0.588	**non vérifié**
0.101652	0.78428363	0.588	**non vérifié**	0.085432	0.84449621	0.588	**non vérifié**
0.079724	0.63699764	0.588	**non vérifié**	0.072147	0.76403731	0.588	**non vérifié**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc :

	Structure 1	Structure 2
V_x (KN)	1552	1444.67
V_y (KN)	1426	1319.95

Calcule de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

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

Tab 4.11 vérification de l'efforttranchant

	$V_{statique}$ (KN)		$V_{dynamique}$ (KN)		$V_{statique}$ /$V_{dynamique}$		Obs
	Structure 1	**Structure2**	**Structure 1**	**Structure2**	**Structure 1**	**Structure2**	
Sens longitudinal	1552	1444.67	1670.80919	1577.28106	0.92	0.91	> 0,80
Sens transversal	1426	1319.95	1670.8091	1577.2810	0.85	0.83	> 0,80

Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

Les résultats trouvés sont illustrés dans le tableau suivant

Tab 4.12 distribution de l'effort tranchant dans les étages

	StructureI		StructureII	
Story	**VX**	**VY**	**VX**	**VY**
STORY1	1806.47	1746.32	1444.67	1319.95
STORY2	1710.65	1659.36	1350.55	1237.77
STORY3	1503.93	1471.04	1162.8	1072.36
STORY4	1156.24	1143.24	887.52	825.66
STORY5	699.19	698.45	535.45	505.88
STORY6	231.02	235.22	199.24	194.79

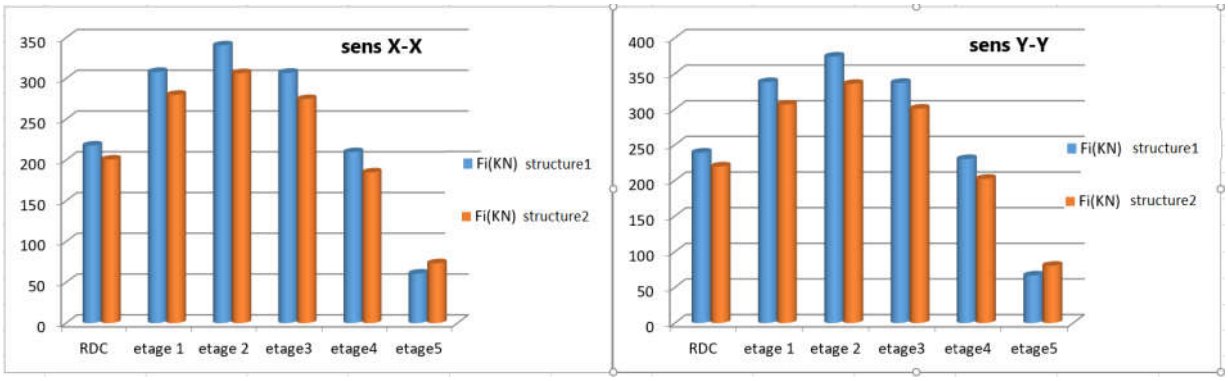


Fig 4.6 comparaison de la distribution de l'effort tranchant

- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur
- La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4. 2.5 RPA99V2003). $V = F_t + \sum F_i$

Avec :

$\mathbf{F_t}$: la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$Ft = \begin{cases} 0.07TV & si \quad T > 0.7sec \\ 0 & si \quad T \leq 0.7sec \end{cases}$$

T est la période fondamentale de la structure. La valeur de $\mathbf{F_t}$ne dépasse en aucun cas 0.25 **V.** La partie restante de V soit ($V-F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule suivante :

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

Avec :

$\mathbf{F_i}$ **:** force horizontale revenant au niveau i.

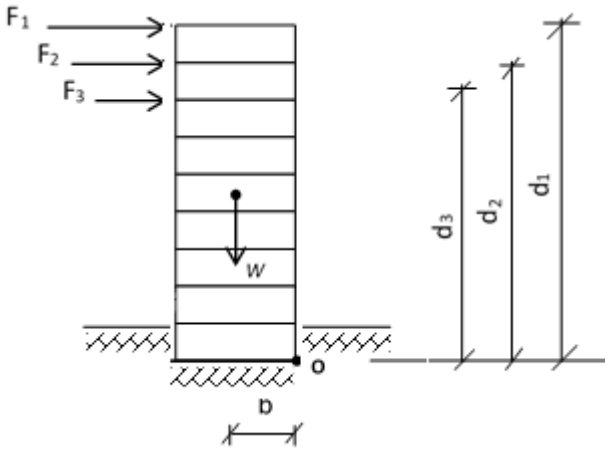
$\mathbf{h_i}$ **:** niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

$\mathbf{h_j}$ **:** niveau du plancher quelconque.

$\mathbf{F_t}$ **:** force concentrée au sommet de la structure.

$\mathbf{W_i}$**,**$\mathbf{W_j}$ **:** Poids revenant aux planchers i, j.

Dans notre cas T < 0.7s donc $F_t = 0$



Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

- **StructureI**:

Tab 4.13 Distribution de la résultante des forces sismiques structureI

				XX		YY	
Étages	**hi**	**Wi (KN)**	**wi.hi (KN.m)**	**V(KN)**	**Fi (KN)**	**V (KN)**	**Fi (KN)**
RDC	3.95	9230.99	36462.4105	1583.98	238.953662	1443.93	217.82621
étage 1	7.01	7356.37	51568.1537	1583.98	337.948012	1443.93	308.067825
étage 2	10.07	5662.78	57024.1946	1583.98	373.703765	1443.93	340.662179
etage3	13.13	3914.91	51402.7683	1583.98	336.864171	1443.93	307.079814
etage4	16.19	2167.04	35084.3776	1583.98	229.922827	1443.93	209.59385
etage5	19.25	527.83	10160.7275	1583.98	66.5875626	1443.93	60.700122
		∑Wjhj=	241702.632				

- **StructureII:**

Tab 4.14 Distribution de la résultante des forces sismiques structureII

				XX		YY	
Étages	**hi**	**Wi(KN)**	**wi.hi(KN.m)**	**V(KN)**	**Fi(KN)**	**V(KN)**	**Fi(KN)**
RDC	3.95	8714.26	34421.327	1444.67	219.573372	1319.95	200.617354
étage 1	7.01	6852.93	48039.0393	1444.67	306.440651	1319.95	279.985282
étage 2	10.07	5221.51	52580.6057	1444.67	335.411267	1319.95	306.454832
etage3	13.13	3590.07	47137.6191	1444.67	300.690499	1319.95	274.731547
etage4	16.19	1958.64	31710.3816	1444.67	202.280273	1319.95	184.817188
etage5	19.25	653.72	12584.11	1444.67	80.273938	1319.95	73.3437978
		∑Wjhj=	226473.083				

Les résultats obtenus sont reproduits dans les figures ci-dessous. Cela, afin d'avoir une vision claire quant à la reprise des efforts des deux types de structures et leur réaction vis-à-vis de l'action sismique et des commentaires sont donnés par la suite.

➢ **Comparaison de résultats de distribution de l'effort sismique :**

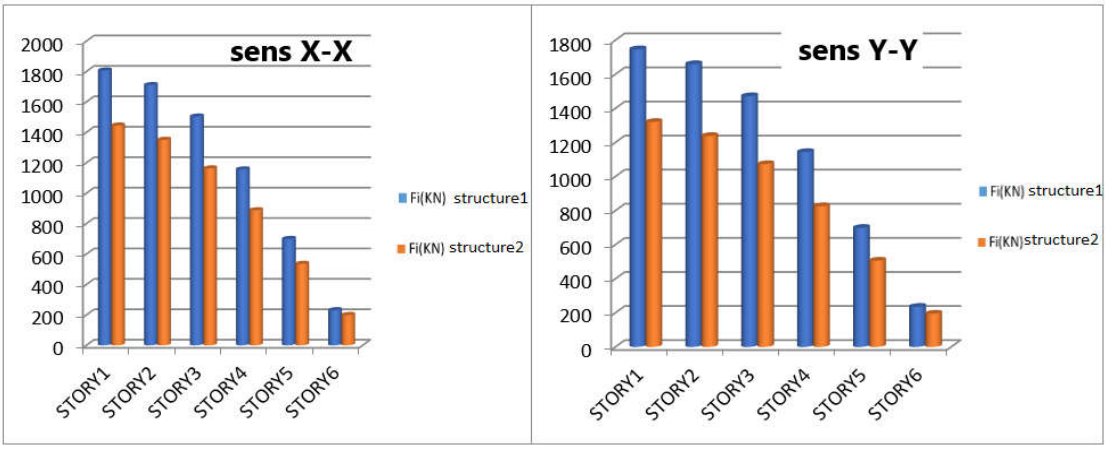


Fig 4.7 comparaison de distribution de l'effort sismique

➢ **Comparaison des déplacements des étages :**

- Sens longitudinal :

Tab 4.15 déplacement des étages sens X-X

	Structure I		**Structure II**	
STORY	**δ_{ek}(m)**	**δ_K(m)**	**δ_{ek}(m)**	**δ_K(m)**
STORY6	**0.0187**	**0.06545**	**0.0243**	**0.08505**
STORY5	**0.0153**	**0.05355**	**0.0211**	**0.07385**
STORY4	**0.0125**	**0.04375**	**0.0181**	**0.06335**
STORY3	**0.0093**	**0.03255**	**0.0139**	**0.04865**
STORY2	**0.0056**	**0.0196**	**0.0089**	**0.03115**

STORY1	**0.0022**	**0.0077**	**0.0034**	**0.0119**

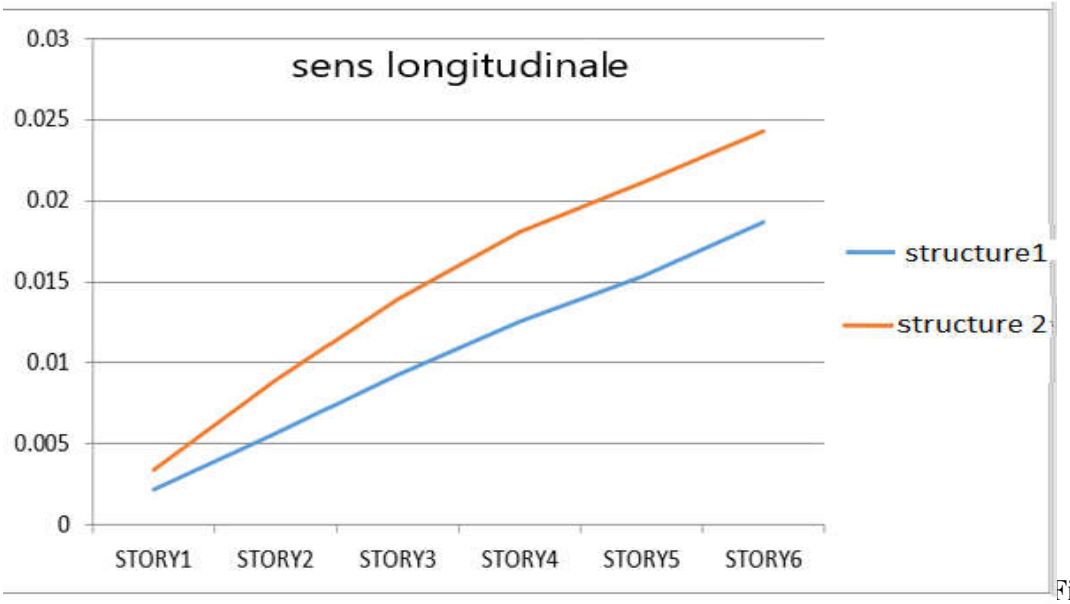


Fig 4.8 comparaison de déplacement sens X-X

- Sens transversale :

Tab 4.16 déplacement des étages sens Y-Y

	Structure I		Structure II	
STORY	**δ_{ek}(m)**	**δ_K(m)**	**δ_{ek}(m)**	**δ_K(m)**
STORY6	**0.0256**	**0.0896**	**0.0242**	**0.0847**
STORY5	**0.0208**	**0.0728**	**0.02**	**0.07**
STORY4	**0.0165**	**0.05775**	**0.0168**	**0.0588**
STORY3	**0.0118**	**0.0413**	**0.0127**	**0.04445**
STORY2	**0.0069**	**0.02415**	**0.0078**	**0.0273**
STORY1	**0.0026**	**0.0091**	**0.0029**	**0.01015**

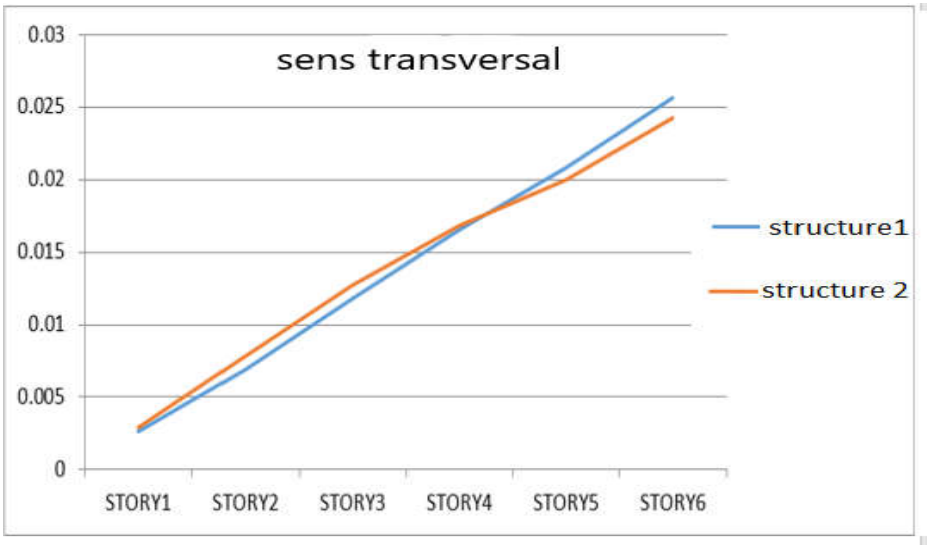


Fig 4.8 comparaison de déplacement sens Y-Y

➢ **Interprétation des résultats :**

- les deux structures présentent une période fondamentale proche
- les deux structures présentent des excentricités égales.
- les deux premiers modes sont des modes de translation et le troisième est un mode de torsion pour les deux structures ce qui signifie un bon comportement dynamique
- les efforts tranchantsà la base ainsi que leurs distributions sur les étage sont plus faible dans lestructure2 par rapport au structure1 ce qui signifie que ce type de contreventement nécessite moins de ferraillage.
- les déplacements des étages sont presque les même dans le sens transversal mais lestructure 2 présente un déplacement relativement plus élevé dans le sens longitudinal

4.4 Vérifications nécessaires :

4.4.1 Vérification des déplacements inter étage :

Le déplacement horizontal (art 4.43)

à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R\ \delta_{ek}$ avec

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique

R : coefficient de comportement

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

$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$\Delta_k = (\delta_K - \delta_{K-1}) < \Delta_{k\ adm} = 1.0\%(hJ)$ Avec : h_J : hauteur d'étage (j)

Les résultats sont donnés dans les deux tableaux suivant :

- **Sens longitudinal X-X.**

Tableau 4.17 Déplacement inter-étage dans le sens (xx)

direction x-x	Δ_k (x)		$\Delta_{k\ adm}$ (x)	Observation
ETAGES	Structure 1	Structure 2		
terras inacc	0.0119	0.0112	0.0306	**Vérifiée**
terras acc	0.0098	0.0105	0.0306	**Vérifiée**
2eme étage	0.0112	0.0147	0.0306	**Vérifiée**
1er étage	0.01295	0.0175	0.0306	**Vérifiée**
RDC	0.0119	0.01925	0.0306	**Vérifiée**

SS	0.0077	0.0119	0.0395	**Vérifiée**

- **Sens transversal Y-Y.**

Tableau 4.18 Déplacement inter-étage dans le sens (y-y)

direction y-y	**Δ_k (Y)**			
ETAGES	**Structure 1**	**Structure 2**	**$\Delta_{k\ adm}$ (Y)**	Observation
terras inacc	0.0168	0.0147	0.0306	**Vérifiée**
terras acc	0.01505	0.0112	0.0306	**Vérifiée**
2eme étage	0.01645	0.01435	0.0306	**Vérifiée**
1er étage	0.01715	0.01715	0.0306	**Vérifiée**
RDC	0.01505	0.01715	0.0306	**Vérifiée**
SS	0.0091	0.01015	0.0395	**Vérifiée**

4.4.2Vérification de l'effet P-Delta :

Il faut calculer le coefficient $\theta_K = P_K \Delta_k / V_K h_K$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si θ_K < 0,10 : les effets de 2eme ordre sont négligés.
- Si 0,10 <θ_K < 0,20 : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par an facteur égale à 1/ (1- θ_K).
- Si θ_K>0.20 : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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 »

- **Sens longitudinal :**

Tableau 4.19 Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal

direction x	**Δk (x)**		**P**		**VX**			**Θx**		
ETAGES	**StructurelI**	**StructureII**	**StructurelI**	**StructureII**	**StructurelI**	**StructureII**	**hk**	**StructurelI**	**StructureII**	**Obs**
terras inacc	0.0119	0.0112	527.83	653.72	231.02	199.24	3.06	0.00888526	0.01200914	**Vérifiée**
terras acc	0.0098	0.0105	2136.44	1958.64	699.19	535.45	3.06	0.00978589	0.01255173	**Vérifiée**
2eme étage	0.0112	0.0147	3853.71	3590.07	1156.24	887.52	3.06	0.0121991	0.01943214	**Vérifiée**
1er étage	0.01295	0.0175	5570.98	5221.5	1503.93	1162.8	3.06	0.01567662	0.02568 07	**Vérifiée**
RDC	0.0119	0.01925	7233.97	6852.93	1710.65	1350.55	3.06	0.01644527	0.03192089	**Vérifiée**
SS	0.0077	0.0119	9069.09	8714.26	1806.47	1444.67	3.95	0.00978648	0.01817238	**Vérifiée**

- **Sens transversal :**

Tableau 4.20 Vérification de l'effet P-Delta sens transversal

direction y	Δk (y)		P		Vy			Θy		
ETAGES	StructurelI	StructurelI	StructurelI	StructurelI	StructurelI	StructurelI	hk	StructurelI	StructurelI	Obs
terrasinacc	0.0168	0.0147	527.83	653.72	235.22	194.79	3.06	0.01231991	0.01612208	Vérifiée
terrasacc	0.01505	0.0112	2136.44	1958.64	698.45	505.88	3.06	0.01504425	0.0141711	Vérifiée
2eme étage	0.01645	0.01435	3853.71	3590.07	1143.24	825.66	3.06	0.01812116	0.0203907	Vérifiée
1er étage	0.01715	0.01715	5570.98	5221.5	1471.04	1072.36	3.06	0.0212251	0.0272961	Vérifiée
RDC	0.01505	0.01715	7233.97	6852.93	1659.36	1237.77	3.06	0.0214413	0.0310298	Vérifiée
SS	0.0091	0.01015	9069.09	8714.26	1746.32	1319.95	3.95	0.01196421	0.0169654	Vérifiée

Conclusion :

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieur à 0,1.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

4.4.3Vérification de non-renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

$_s$: moment stabilisant est égal à :

$$M_{stabilisateur} = M_{W/O} = W \times b$$

M_r : moment de renversement est égal à :

$$M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^{n} F_i \times d_i$$

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

Tab 4.21 vérification de non-renversement

		b (m)	W(KN)	M_{ren} (KN.m)	M_{sta} (KN.m)	M_{sta}/M_{ren}
sens longitudinal	**StructureI**	9.402	1874.62	10401.5016	73213.0833	**7.03870327**
	StructureII	7.405	1861.33	9116.0677	62982.7353	**6.90898065**
sens transversal	**StructureI**	8.092	1874.62	9755.01945	57699.6422	**5.91486696**
	StructureII	6.303	1861.33	8493.85641	51371.1211	**6.04803267**

4.4.4Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$N = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.30 Avec$: N_d: l'effort normal maximal

B_c: l'air de section brute

F_{cj}:la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau 4.22 L'effort normal réduit

	Zone	section	N (KN)	Nrd	observation
StructureI	**SS**	40x40	949.52	0.23738	**< 0,3**
	ETAGE	35x35	732.71	0.23925224	**< 0,3**
StructureII	**SS**	100x25	1353.64	0.2165824	**< 0,3**

- **Les conditions sont satisfaites**

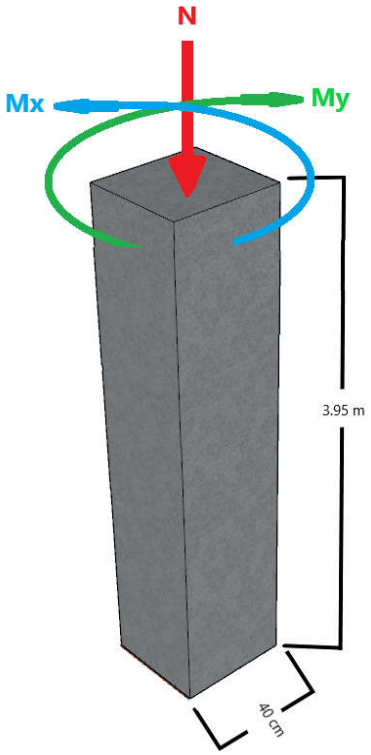
Chapitre V

Ferraillage des élément principaux

5.1 Introduction

L'acier est parmi les matériauxles plus résistants aux monde et le plus résistant dans les ouvrages en béton armée mais il est aussi le plus cher donc il faut bien calculer la quantité d'acier à utiliser afin de minimiser au maximum le coût général du structure tout en assurant sa sécurité. Dans ce chapitre, on va calculer les quantité d'acier à utiliser dans tous les éléments porteurs des deux structures faisantl'objet de de notre étude cela afin de comparer les quantités d'acier nécessaires pour le bonne tenue et avoir une idée sur l'enveloppe financière pour chacune.

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003).



5.2 Ferraillage des éléments porteurs du structure1

5.2.1 Ferraillages des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens longitudinal (U_2 et U_3) sous les couples de sollicitations suivantes

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

❖ **Situation durable et accidentelle *:***

Tab 5.1 situation durable et accidentelle

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s(MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

- les combinaisons d'action :

❖ **Selon BAEL91 :** Situations durables (SD)
ELU : 1,35G+1,5Q
ELS : G+Q

❖ **Selon RPA99 :** situations accidentelle (SA)
G+Q±E
0,8G±E.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes
Les résultats des efforts sont présentés dans le tableau suivant :

Tab 5.2 : les efforts pour le calcul de ferraillage

Section (cm)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)		M_{max} (KN.m)		N_{corr} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN.m)	
		M2	M3	M2	M3			M2	M3
	-962.62	-25.116	1.984	52.184	//	-46.72	395.62	0.966	11.614
40x40	-962.62	-25.116	1.984	//	48.331	87.25	395.62	0.966	11.614
	-738.42	-2.078	4.989	72.582	//	-19.15	125.17	0.472	0.907
35x35	-738.42	-2.078	4.989	//	73.581	-242.57	125.17	0.472	0.907

2.1.1Armatures longitudinales :

❖ **Recommandations de l'RPA99/V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,9% .....*zone.III*.
- Leur pourcentage maximal : $\begin{cases} 3\%.b.h.....zone.courante. \\ 6\%.b.h.....zone.recouvrement. \end{cases}$
- Le diamètre minimum est : $12mm$
- La longueur minimale des recouvrements : 50ϕ
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

❖ **Recommandations de BAEL (Art 8-2-3) *:***

Ferraillage minimum est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{min} = \max\left(4cm?\ ml, \dfrac{2B}{1000}\right) \\ A_{max} = \dfrac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton=b.h (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

❖ **ferraillage minimum d'après leCBA93**

Ferraillage minimum est donné par la formule suivante :

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{F_{t28}}{F_e}.\frac{es-0,45.d}{es-0,185.d} \qquad \text{Avec: } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Tab 5.3 : Armatures longitudinales minimal

Niveau	Section	BAEL 91	CBA93		RPA99/V2003	
		A min (cm²)	Acnf (cm²)	Amin (cm²)	Amax (cm²) Zone de courante	Amax (cm²) Zone de recouvrement
Sous-sol	40x40	6.4	4.41	14.4	48	96
étages	35x35	5.6	4.9	11.02	36.75	73.5

Exemple de calcul :

1- Ferraillage longitudinal (U_2) :

On prend comme exemple le poteau C18 (40x40) :

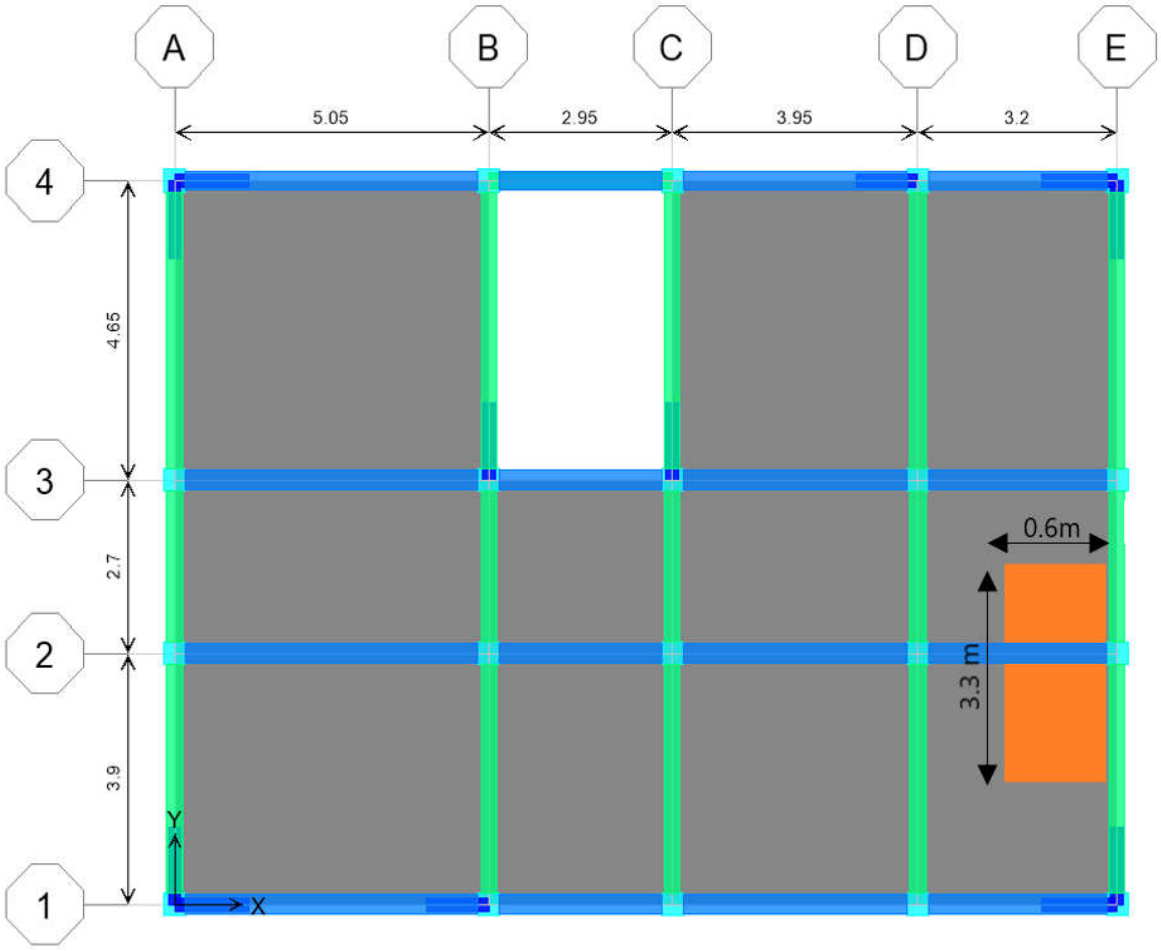


Fig 5.1 : position de poteau C18

C=C'=3cm. S=40 ×40 (cm^2) L=3,95m

MU = 1.535 (KN.m) M2 = 52.184 (KN.m)

MS = 1.049 (KN.m) N_{cor} = -46.72 (KN.m)

Tab 5.4 Example de calcul manuel

Etape de calcul	Indice	Lois	Résultats
Excentricité et Sollicitations	e_a	$\text{Max}\begin{cases}2cm \\ \frac{l}{250}\end{cases}$	2cm
	e_1	$\frac{M_u}{N}+e_a$	1.14m
	e_2	$\frac{3\times l_f^2}{10^4\times h}(2+\alpha f)$	0.018m
	α	$\frac{M_G}{M_G+M_{ser}}$	0.58
	$M_u \times G_0$	$N_u \times e_0$	53.34 KN.m
	e_A	$e_0+(d-\frac{h}{2})$	1.328m
	M_{UA}	$N_u \times e_a$	61.17
Armatures longitudinales	μ_{bu}	$\frac{M_{ua}}{b.d^2\times f_{bu}}$	0.051
	μ_{bc}	$0.8\frac{h}{d}(1-0.4\frac{h}{d})$	0.49
	γ	$\frac{M_u}{M_{ser}}$	1.45
	μ_{lu}	$3440\gamma\theta+49\frac{f_{c28}}{\theta}-3050)\times 10^{-4}$	0.316
	Z_b	$d[1-0.6\mu_{bu}]$	0.358m
	A_S	$\frac{M_{ua}}{Z_b\times f_{ed}}$	4.27cm^2
Armatures transversales	A_t	$\frac{\rho_a.V_u}{h_1.f_e}$	0.56cm^2
	ρ_a	➢ 2.5 si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$ ➢ 3.75 si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$	2.5
	λg	$\frac{l_f}{b}$	6.91
espacements	t (zone nodale)	t ≤ 10 cm	10cm
	t (zone courante)	Min (b/2 ; h/2 ;10ϕ_{lmin})	15cm
Diamètre cadres	ϕ_t	$\phi_t > \phi_{Lmax}/3$	8mm
L Recouvrement	L_r	$50\phi_t$	0.8m

Les armatures en flexion composée :

$A' = A' = 0$;

$$A_c = A_s - (\frac{N_u}{f_{ed}}) = 4.27 - \frac{46.7 \times 10}{400} = 3.10\ cm^2$$

Donc : A_{adopt}= max $\left(A_{al}, A_{CNF} A_{\min(RPA)} \right)$

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcule le ferraillage selon les règles de **BAEL**

Les résultats de ferraillage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab 5.5 Choix des armatures longitudinales des poteaux suivant l'axe X-X

Section (cm²)	Acal (cm²)	A adoptée (cm²)	choix des barres
40x40	5.02	6.03	**3T16**
35x35	5.73	6.03	**3T16**

Tab 5.6 Choix des armatures longitudinales des poteaux suivant l'axe Y-Y

Section (cm²)	Acal (cm²)	A adoptée (cm²)	choix des barres
40x40	5.8	6.03	**3T16**
35x35	3.10	4.02	**2T16**

Tab 5.7 Choix des armatures totales longitudinales des poteaux

Section (cm²)	Acal (cm²)	Acnf (cm²)	ARPA (cm²)	A adoptée (cm²)	choix des barres
40x40	16.08	4.41	14.4	16.08	**8T16**
35x35	15.14	4.9	11.02	12.06	**6T16**

2.1. 2Vérifications :

Tab 5.8 Vérifications nécessaires

Vérifications	Conditions	Lois		Résultats	Obs
Effort tranchant	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$		0.166 Mpa	CV
		$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5\ MPa \end{cases}$		3.33 Mpa	
Contrainte de Cisaillement	$\tau_u \leq \tau_{bu}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$		0.166 Mpa	CV
		$\tau_{bu} = f_{c28} \times \rho_d$ Avec ρ_d =0.075		1.875Mpa	
Contrainte à l'ELS	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser}.v}{I_{gg}}$ =15 MPa			CV
		$N = 624.23\ KN$	$M = 1.248\ KN$	$\sigma_{bc} = 4.01 Mpa$	
		$N = 397.78\ KN$	$M = 19.446\ KN$	$\sigma_{bc} = 4.31 Mpa$	
		$N = 411.98 KN$	$M = 11.439\ KN$	$\sigma_{bc} = 3.64 Mpa$	

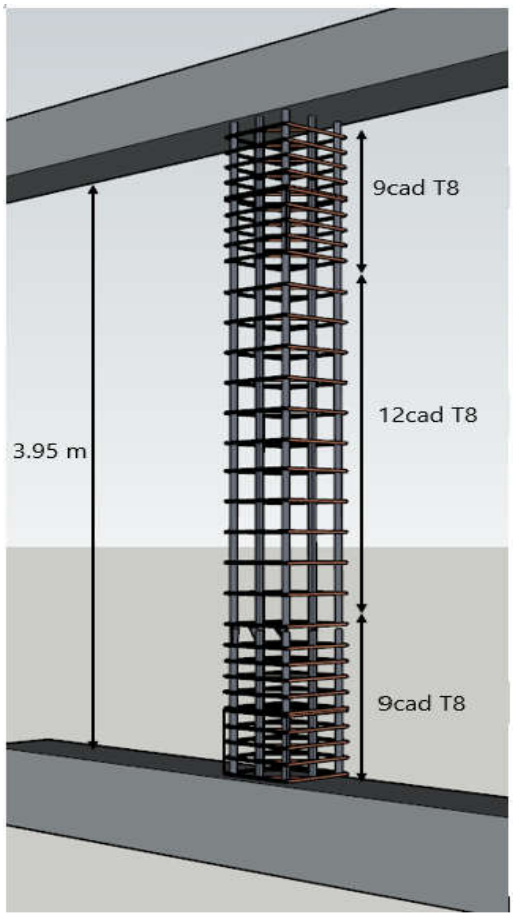


Fig 5.2 ferraillage transversal 3D

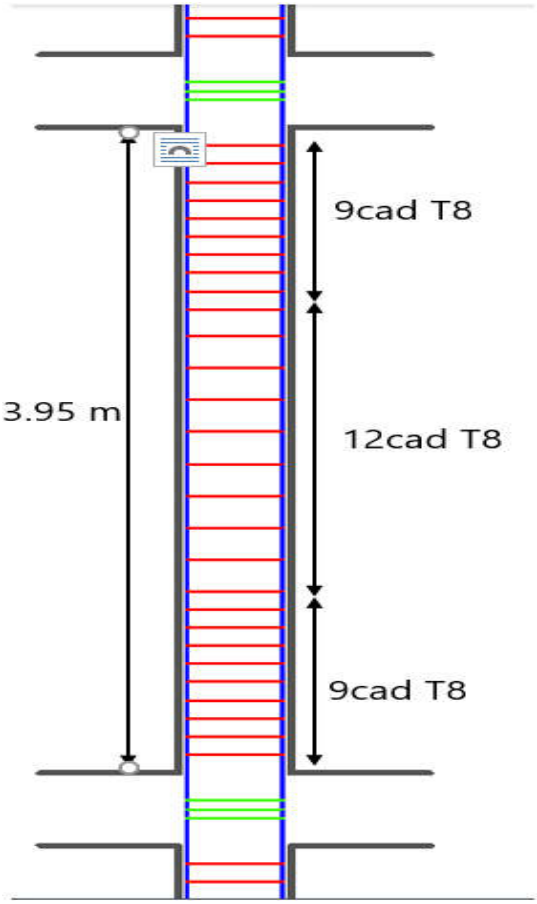


Fig 5.3 ferraillage transversal 2D

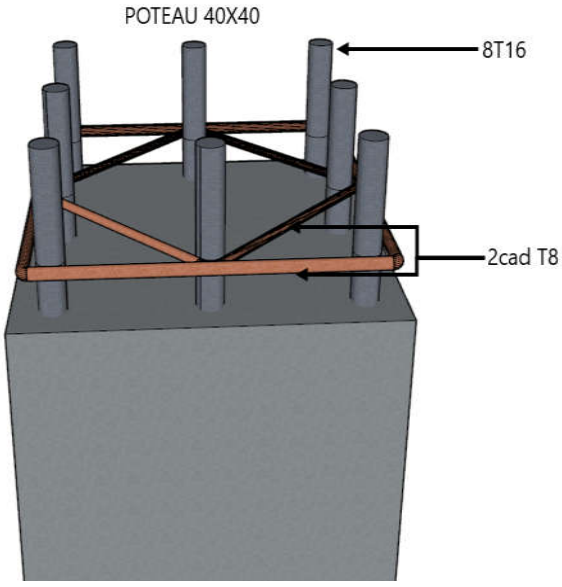


Fig 5.4

ferraillage longitudinal 3D
ferraillage longitudinal 2D

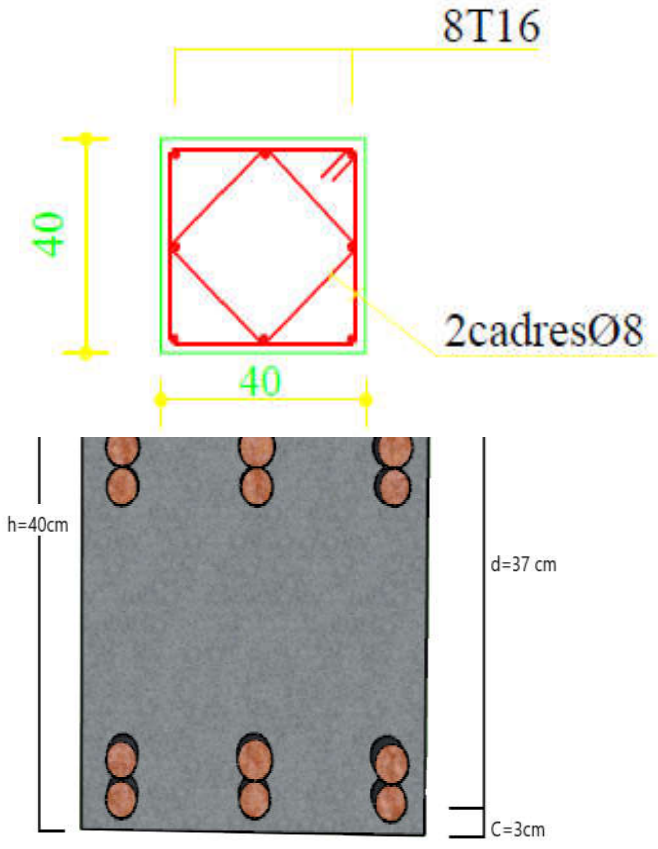


Fig 5.5

5.2.2 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui jouent le rôle d'intermédiaire, c'est-à-dire elles transmettant les charges du plancher vers les poteaux.

Le ferraillage est calculé à l'ELU et l'ELS sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations du RPA99 (version 2003) et du BAEL91

Elles sont sollicitées à la flexion simple.

Fig 5.6 dimension d'un poutre principale

Armatures longitudinales :

Recommandation RPA :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute la section $\Rightarrow A_{min} = 0.5\%b.h$
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- **4%**$\Rightarrow A_{max} = \begin{cases} 4\%\ b.h \ \ldots\ldots\ldots & \text{en zone courante.} \\ \mathbf{6\%} \Rightarrow Amax = 6\%\ b.h \ldots\ldots & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$

- La longueur minimale de recouvrement est de
  40Φ en zone I et IIa.
  50Φ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°.**
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- **Identification des poutres**
  Les poutres qu'on a étudiées ci-dessous sont similaires aux axes suivants :
  Poutres principales : section (30x40)
  Poutres secondaires : section (25x35)
  Les résultats sont donnés dans le tableau suivant
  On a utilisé le logiciel de calcul (**SOCOTEC),** Pour le calcul des différentes sections de ferraillage

Tableau 5.9 Armatures longitudinales des poutres

	M travée	M appuis		A travée	A appuis		ABAEL	RPA
poutres	**Mt (KN.m)**	**Msup (KN.m)**	**Minf (KN.m)**	**At (cm²)**	**Asup (cm²)**	**Ainf (cm²)**	**Acnf (cm²)**	**Amin (cm²)**
Ps	49.47	-82.851	76.012	4.13	7.2	6.55	0.96	4.37
Ps liées aux voiles	76.966	-122.474	106.668	6.64	11.24	9.57	0.96	4.37
Pp	54.741	-90.035	71.666	3.88	6.54	5.14	1,34	6
Pp liées aux voiles	105.568	-170.126	152.607	7.75	13.15	11.62	1,34	6
Pp Cas spéciale	118.92	-234.14	213.65	8.68	18.85	16.86	1,34	6

Remarque : lors de l'extraction des moments des poutre de programme ETABS on a remarqué que la poutre b31 (une poutre principal lies aux voile) présente des moments aux appuis et en travées

plus élevés par rapport aux autres poutres de ce fait on doit calculer son ferraillage indépendamment.

❖ **Exemple de calcul :**

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

Situation Accidentel

$M_{u\,max}$= 54.741KN.m, M_{ser}= 3.59KN.m

tab 5.10 Example de calcul manuel

Etape de calcul	Indice	Lois	Résultats
Armateurs longitudinales	μ_{bu}	$\frac{M_u}{\mathrm{b.d^2} \times f_{bu}}$	0.061
	μ_{bc}	$0.8\frac{h}{d}(1-0.4\frac{h}{d})$	0.49
	γ	$\frac{M_u}{M_{ser}}$	1.47
	μ_{lu}	$3440\gamma\theta+49\frac{f_{c28}}{\theta}-3050)\times10^{-4}$	0.131
	Z_b	$d[1-0.6\mu_{bu}]$	0.356m
	A_S	$\frac{M_u}{\mathrm{Z_b} \times f_{ed}}$	3.84cm^2

➢ **Ferraillage adopté :**

➢ On adopte le Ferraillage suivant :

➢ **Tableau 5.11 Ferraillage adopté pour les poutres**

Poutres	**Travée**		**Appuis**			
	A_{adopt}	**Choix des barres**	**$A_{supadopt}$**	**Choix des barres**	**$A_{infadopt}$**	**Choix des barres**
Ps	4.62	**3T14**	7.7	**5T14**	6.88	**3T14+2T12**
Ps liées aux voiles	8.29	**3T16+2T12**	12.06	**5T16**	10.05	**5T16**
Pp	4.62	**3T14**	6.88	**3T14+2T12**	6.88	**3T14+2T12**
Pp liées aux voiles	8.29	**3T16+2T12**	13.44	**3T20+2T16**	12.06	**6T16**
Pp Cas spécial	9.42	**3T20**	18.85	**6T20**	17.72	**5T20+1T16**

❖ **Armatures transversales :**

Le ferraillage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton.

➢ quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$A_t = 0{,}003.S_t.b$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \le \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) & \text{.....Dans la zone nodale.} \\ S_t \le \frac{h}{2}. & \text{.....En zone courante.} \end{cases}$$

  - La valeur du diamètre Φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
  - Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Recommandations BAEL91

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \ge \frac{1}{f_e} 0{,}4.\ b.\ S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales

Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \le Min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right\}:$$

Espacement maximale : St max ≤ min (0.9d, 40cm, 15Φ'$_{lmin}$)

Le ferraillage transversale des poutre se fait comme montre le tableau ci-dessous :

Tab 5.12 ferraillage transversales des poutres

Armateurs transversales	A_t(BAEL)	$\frac{0{,}4 \times b \times S_t}{f_e}$	0.75cm^2
	A_t(RPA)	$A_t = 0.003.\ S_t\ .b$	1.35cm^2
	ϕ_t	$\begin{cases} \frac{h}{35} \\ \frac{b_0}{10} \\ \phi_{lmin} \end{cases}$	8mm
espacements	St (RPA)	(zone nodale) $\begin{cases} \frac{h}{4} \\ 10\phi_t \end{cases}$	10cm
		(zone courante) $S_t \leq \frac{h}{2}$	15cm
	St (BAEL)	$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right\}$	25cm
L Recouvrement	L_r	$50\phi_t$	0.8m

Conclusion :

On adopte un ferraillage transversal comme suit :

$4\phi8 \rightarrow A_t = 2.01cm^2$

S_tAdopte = min (S_t RPA, St BAEL) $= \begin{cases} 10\ cmzonenodale \\ 15\ cmzonecourante \end{cases}$

Remarque :

Le ferraillage est adopté pour toutes les poutres (liée et non liées au voiles).

Vérification

- **La contrainte tangentielle**

. $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$ Avec $\overline{\tau}_u$=min {0.20 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$;4 Mpa} =3.33Mpa……. (ELU)

. $\tau_u = \frac{80.73 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37}$ =0.72 Mpa

Tableau 5.13 Vérification de la contrainte tangentielle.

τ_u (Mpa)	$\overline{\tau}_u$(Mpa)	$\tau_u < \overline{\tau}_u$
0.72	3.33	CV

- **L'influence de l'effort tranchant aux appuis**

On vérifie que $V_u \leq 0.4ab\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec : a=0.9d

80.73<666---------- CV

- **La contrainte d'adhérence**

On vérifie que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}.\Psi_s.f_{t28}$

Avec $\tau_{se}=\frac{V_{max}}{0.9d\sum U_i}$ et $_e\overline{\tau}_s=1.5\times2.1=3.15$ Mpa

$\sum U_i=n\pi\varphi$:(somme des périmètres utiles des barres)

- La contrainte dans le béton

On vérifie que :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$ Avec $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

Tab 5.14 vérification de la contrainte dans le béton

	Zone de vérification	A_s (cm²)	M_{ser} (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Ps	Travée	10,64	82,19	11,3	15	CV
	appui	18,84	118,75	13,8	15	CV
Ps liées aux voiles	Travée	6,02	8,84	1,47	15	CV
	appui	6,02	9,93	1,65	15	CV
Pp	Travée	15,44	99,08	12,2	15	CV
	appui	12,05	84,56	11,2	15	CV
Pp liées aux voiles	Travée	9,23	66,15	9,49	15	CV
	appui	6,02	48,88	8,1	15	CV

- **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites

Condition N°1 : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

Condition N°2 : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$

Condition N°3 : $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M_o : Moment isostatique

A : Section d'armature tendue

Tableau 5.15 Vérifications de la flèche

poutres	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Observations
Ps	0,0752 >0,0625	0,0752 :>0,059	0,0058<0,0105	CV
Ps liées aux voiles	0,120>0,0625	0,120>0,023	0,0102<0,0105	CV
pp	0,079>0,0625	0,079> 0,052	0,0041<0,0105	CV
Pp liées aux voiles	0,098>0,0625	0,098>0,031	0,0074<0,0105	CV

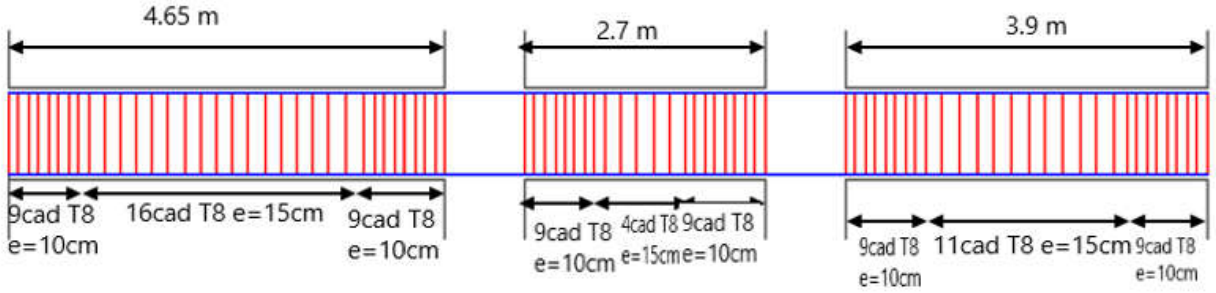
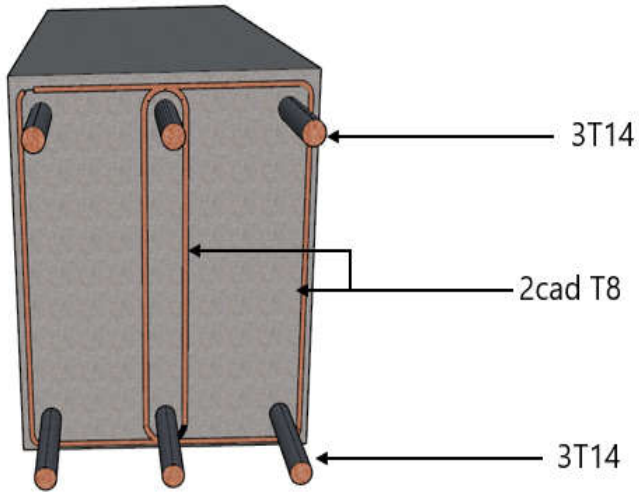


Fig 5.7 ferraillage transversal d'une poutre principale en 2D



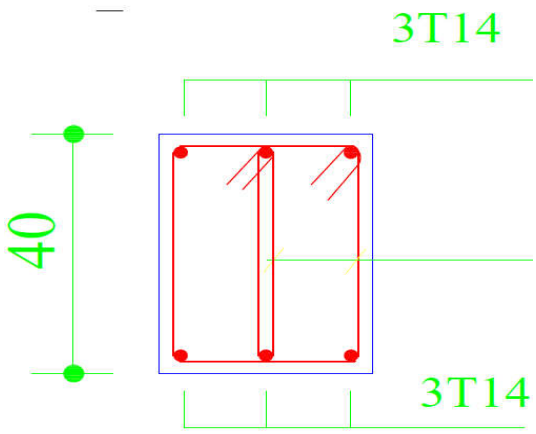


Fig 5.8 ferraillage longitudinal en 2D

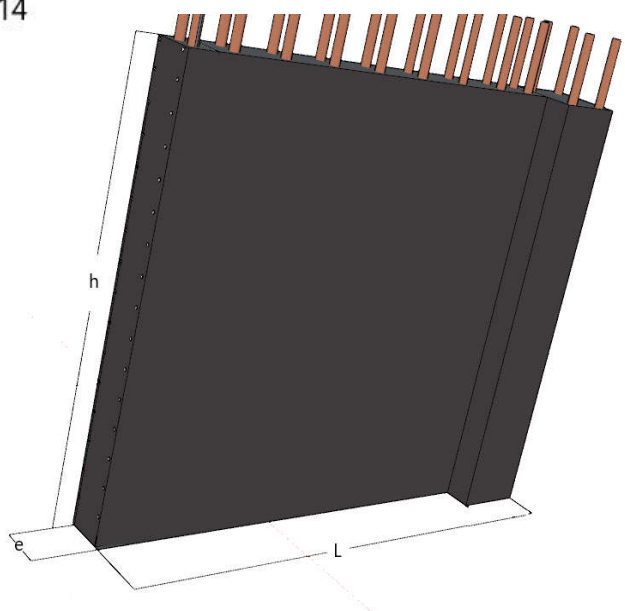


Fig 5.9 ferraillage longitudinal en 3D

5.2.3 Ferraillage des voiles :

2.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales

et à des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.
Pour faire face à ces sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir calculer le ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferraillons nos voiles par zones : **Fig5.10 Dimensions du voiles**

- Zone I : sous-sol
- Zone II : RDC + tous les niveaux.

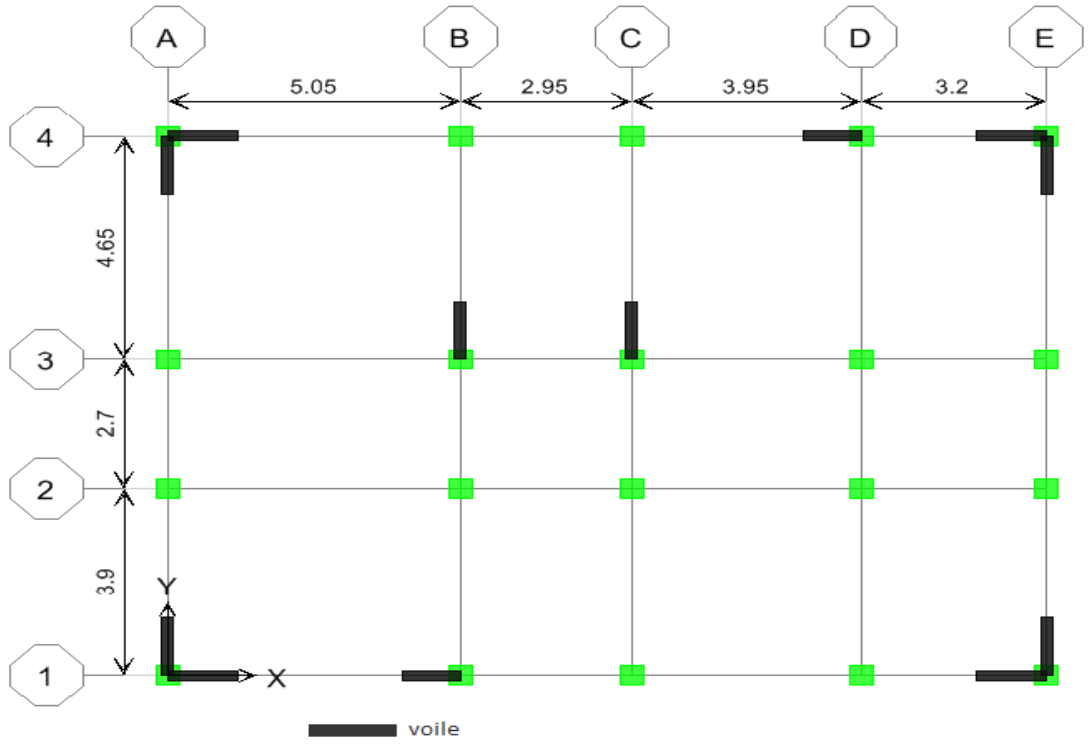


Fig 5.11 position des voiles

2.3.2 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q
- ELS : G + Q

Selon le RPA 99 révisé 2003 :

G + Q ± E
0.8 G ± E

On a procédé par la méthode des tronçons comme indiqué ci-dessous :

2.3.3 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M\,V}{I} \qquad \text{et} \qquad L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} .L$$

Avec :

N : effort normal appliqué
M : Moment fléchissant appliquer.
A : Section transversale du voile.
'V,V : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).
(V = V' = L/2)
Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par la formule suivante :

$$d \leq \min(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c)$$

Avec :
he : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.
Lc : la longueur de la zone comprimée.

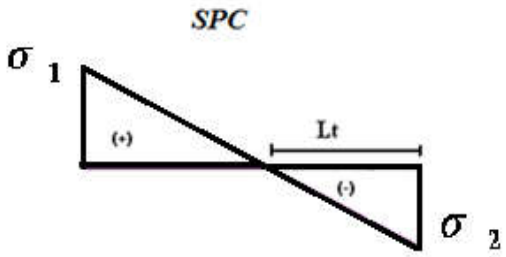
$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} . L = 2,51$$

Lt : la longueur de la zone tendue $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

- ✓ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

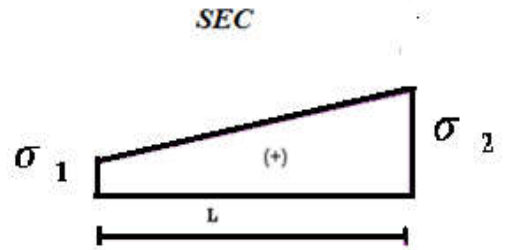
$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d.e = \frac{6479,03 - 3423,31}{2} . 1,22 \times 0,2 = 1325,97 KN$$



- ✓ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d.e$$

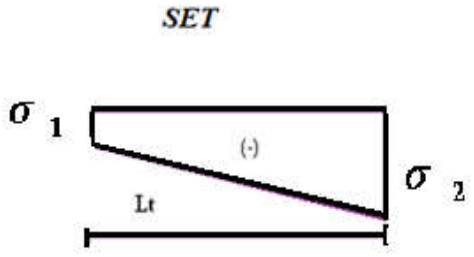
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} d.e$$



- ✓ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} d.e$$



2.3.4 Armatures verticales :

• Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 Mpa$$

• Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348Mpa$$

• Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \times F_{c28}}{\sigma_s} \quad \sigma_s = 348Mpa$$

2.3.5 Les armatures minimales :

D'après la règle RPA/Version 2003 (article 7.7.4.1) :

$$A_{\min} RPA = 0,2\% e.L_t = 0,2\% 20 \times 288 = 11,52 cm^2$$

e : épaisseur du voile

Compression simple :

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

• A ≥ 4cm2 /ml. (Longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures).

[Art 8.1.2.1.BAEL91]

$0.2\% \le \frac{A}{B} \le 0.5\%$ (B : section de béton)

Traction simple :

$$A_{\min} = \max\left\{0,15\% B, \frac{B.f_{t28}}{F_e}\right\}$$

$$A_{\min} = \max\{3,99,13,96\}$$

$$A_{\min} = 13,96 cm^2$$

2.3.5 Recommandations de RPA :

3.5.1 Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

-Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas supérieur à l'épaisseur de voile.

- L'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur de 1/10 de la longueur du voile. De plus, dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

3.5.2 Armatures horizontales :

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le **RPA 99V2003** préconise les règles suivantes :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^o ayant une longueur de 10φ.

• L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$St \le 1,5e$
$St \le 30$ e : épaisseur de voile

• Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

• le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

• Les longueurs de recouvrement doivent être à 40φ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible .20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

D'après le BAEL : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{51,4}{4} = 12,85\text{cm}^2$

3.5.3 Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

3.5.4 Armature de potelet :

on doit prévoit à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales dont la section doit être supérieure à **4HA10**

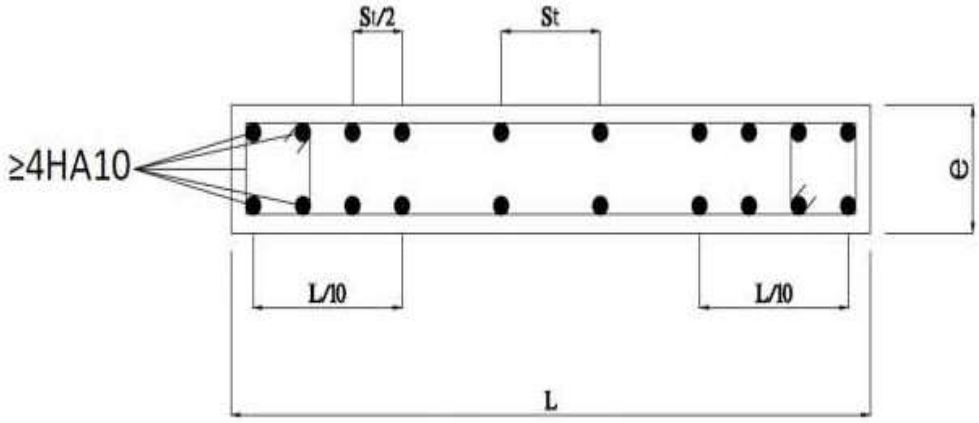


Fig 5.12 Les armateurs de potelet

2.3.6 Vérifications :

3.6.1 Vérification à L'ELS : Pour cet état, il considère :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \le \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Avec : B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

3.6.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

-D'après le RPA 2003 (art 7.7.2) :

$$\tau_u = \frac{V_{u\,calcul}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa\right)$$

Vu calcul : effort tranchant à la base du voile

b0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après pratique de BAEL (article 4.3.1) :

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \tau_u \leq \overline{\tau}_u \\ \tau_u = \dfrac{Vu}{b_0 \times d} \end{cases}$$

τ_u : contrainte de cissaillement $\tau_u = \min\left(0,20\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5Mpa\right)$; Pour la fissuration peu pre*jeudiciable*

Exemple de calcul :
Nous proposons le calcul détailler en prenant le voile V8 dans la zone 1
Caractéristique de voile :

Tab 5.16 Caractéristique de voile

L (m)	I (m^4)	A (m^2)	e (m)	V (m)	M (KN.m)	N_{corr} (KN)
1.2	0.0288	0.24	0.2	0.6	971.762	103.2

Avec :
L : longueur du voile
A : surface du voile
V : bras de levier
N : effort normal

I : inertie
e : épaisseur
M : moment maximal

Tab 5.17 Example de ferraillage de voile

Paramètre	Méthode et principe	Valeur	Unité
σ_{max}	$\frac{N}{A} + \frac{MV}{I}$	20675.04	KN/m^2
σ_{min}	$\frac{N}{A} - \frac{MV}{I}$	19815.04	KN/m^2
L_t	$\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$	0.58	m

N_t	$\frac{e \times L_t}{2} \times \sigma_{min}$	1 163.65	KN
A_v	$\frac{N_1}{\sigma_s}$	29.09	cm^2
B	$d \times e$	820	cm^2
d	$\leq \min(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c)$	0.41	m
A_{min}	$max\left\{0{,}15\%B, \frac{B.f_{t28}}{F_e}\right\}$	3.6	cm^2
A_v $addopté$	10T20/nappe	31.42	cm^2
espacement	/	13	cm
A_h	$\frac{A_v}{4}$	7.855	cm^2
A_h adopté	20T10	15.71	cm^2
espacement	/	20	cm
A_t	4HA8	2.01	cm^2

Pour les autres voiles on a adopté le ferraillage suivant :

Tab 5.18 ferraillage des voiles

	Zone 1		Zone 2	
	Vx	Vy	Vx	Vy
Av /lit zone tondu	15.71	18.85	8.04	8.04
Av /lit zone comprimé	0	0	0	0
barre about/LIT	5T20	6T20	4T16	4T16
barre courant/LIT	0	0	0	0
St courant (cm)	13	11	17	17
St about (cm)	13	11	17	17
Av adopté/lit(cm^2)	31.42	37.7	16.08	16.08

Vérification des contraintes de cisaillement :

Tab 5.19 Vérificationsnécessaires

	Condition	Lois	Résultats	Observation
BAEL	$\tau_u < \overline{\tau}_u$	$\overline{\tau}_u = \min\{0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\}$	3.33 Mpa	CV
		$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$	3.02 Mpa	

RPA	$\tau_b < \overline{\tau}_b$	$\overline{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$	5 Mpa	CV
		$\tau_b = \dfrac{1.4 \times V_u}{b_0 \times d}$	4.23 Mpa	
ELS	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$	15 Mpa	CV
		$\sigma_{bc} = \dfrac{N_{ser}}{B + 15 \times A}$	0.28 Mpa	

Schéma de ferraillage :

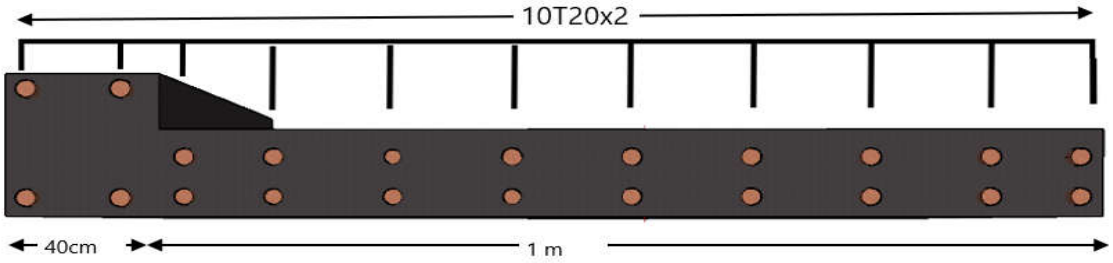


Fig 5.13 ferraillage d'un voile

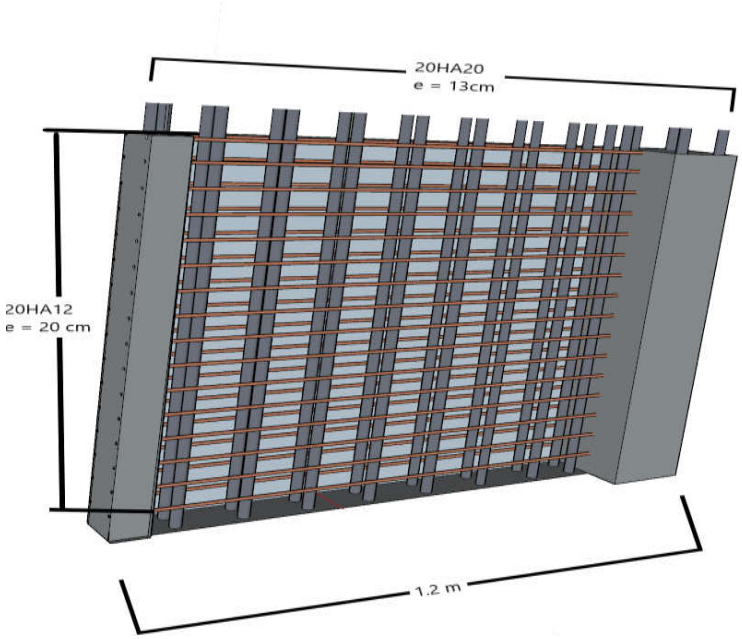


Fig 5.14 ferraillage d'un voile en 3D

5.3 Ferraillage des éléments du structure 2 :

Pour le ferraillage des éléments du 2emestructure on a utilisé la même méthode et les résultats trouvés sont illustrés dans les tableaux suivants :

a) Ferraillage des poutre

Tab 5.20 ferraillage des poutres

	M travée	M appuis		A travée	A appuis		ABAEL	RPA (cm²)
poutres	Mt (KN.m)	Msup (KN.m)	Minf (KN.m)	At (cm²)	Asup (cm²)	Ainf (cm²)	Acnf (cm²)	Amin (cm²)
Ps	154.44	-185.98	163.04	11.58	13.98	12.31	0.96	6
Pp	185.96	-228.57	187.72	12	15.07	12.02	1,34	7.875

b) Ferraillage des voiles

Tab 5.21 ferraillage des voiles

	sous-sol		RDC + étages	
	Vx	Vy	Vx	Vy
Av /lit zone tondu	15.71	12.06	3.93	3.93
Av /lit zone comprimé	3.08	0	0	0
barre about/LIT	5T20	6T16	3T16	3T16
barre courant/LIT	2T14	0	0	0
St courant (cm)	8	8	20	20
Stabout (cm)	8	8	20	20
Av adopté/lit(cm²)	34.5	24.13	12.06	12.06

5.4 Comparaison des quantités d'acier utilisé dans les deux structures :

Les quantités d'acier utilisé dans les deux structures en tonnes sont représentées dans le tableau suivant :

Tab 5.22 poids des armatures utilisées dans chacune les deux structures

	Acier dans les poteaux (tonnes)	Acier dans les voiles (tonnes)	Acier dans les poutres (tonnes)	Acier total (tonnes)
Structure I	2.665	5.014	5.266036	12.94504
Structure II	0	5.919	7.628364	13.54736

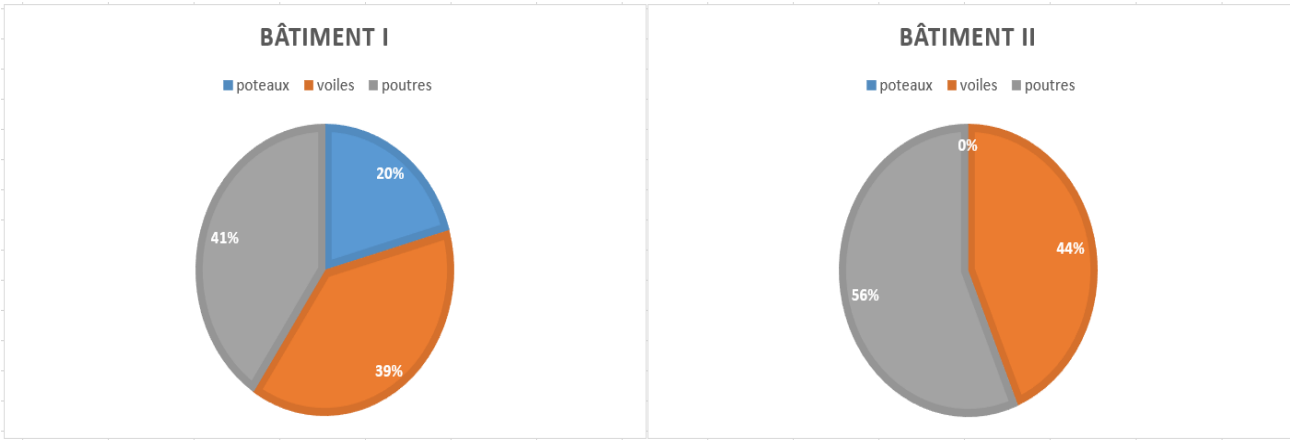


Fig 5.15 distribution d'acier dans les différents éléments des deux structures

❖ **Commentaires :**

- La quantité des armatures utilisées dans les éléments porteurs verticaux,de la structure en voiles est inférieure à celle de la structure à contreventement mixte.
- La quantité d'acier utilisé dans les poutres de structure en contreventement voile est supérieure à celle utilisé dans le structure mixte ceci est dû à la longueur des poutres.
- En général La quantité d'acier des deux types de structure est presque égale.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

5.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui transmettent la charge totale du bâtiment vers le sol. Il existe plusieurs types de fondations qu'on adopte en fonction du type de sol et du type de la structure porteuse.

5.2 Choix des types de fondations

Le choix du type de fondation à adopter pour notre structure dépend de plusieurs paramètres, c'est Pourquoi plusieurs vérifications sont nécessaires afin de faire le bon choix de la fondation à prendre en considération.

On distingue 3 types de fondations :

- fondation profonde nommée les pieux,
- fondation semi-profonde d'appellation puits,
- et les fondations superficielles

Ce dernier type de fondations, à son tour, il est constitué de trois types qui sont :

- les semelles isolées,
- les semelles filantes ou semelles continues,
- et le radier général

❖ Semelle isolée

Pour assurer la validité et la compatibilité d'une semelle isolée, nous devons vérifier l'inégalité suivante :

$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol}$ Avec $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1 \rightarrow$A=B

B$\geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{962.62}{1.8\times100}} = 2.31m$

(A.B) : la surface de la semelle.

σ_{sol} =contrainte admissible du sol ; σ_{sol} =1.8bar =180 KN/m^2

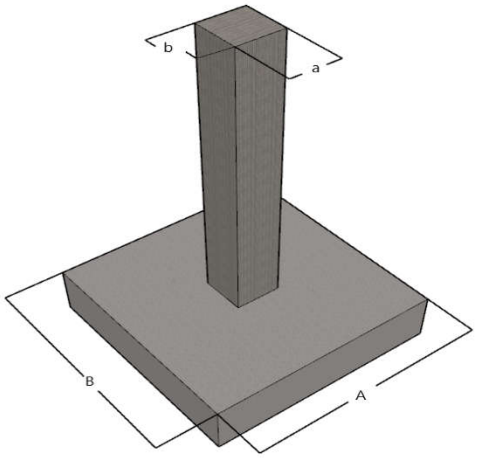


Fig 6.1 semelle isolé

Ainsi, on constate qu'il y a chevauchement entre certaines semelles donc la nécessité d'adopter les semelles filantes s'impose.

❖ Semelle filante

Nous devons calculer la surface totale occupée par les semelles. si cette dernière est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, alors le choix d'une semelle filante sera impossible.

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ti}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{semelle} \geq \frac{N_{ti}}{\sigma_{sol}} \rightarrow S_{semelle} = \frac{15527.99\times10^{-3}}{0.18} = 86.26m^2$$

$$S_{batiment} = 170.43m^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{86.26}{170.43} = 51\%$$

On constate que la surface nécessaire pour l'implantation de l'infrastructure du bâtiment est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment donc le choix de semelle filante s'avère inadéquat. En conséquence, on adopte le radier général comme fondation superficielle.

6.3 Pré dimensionnement du radier

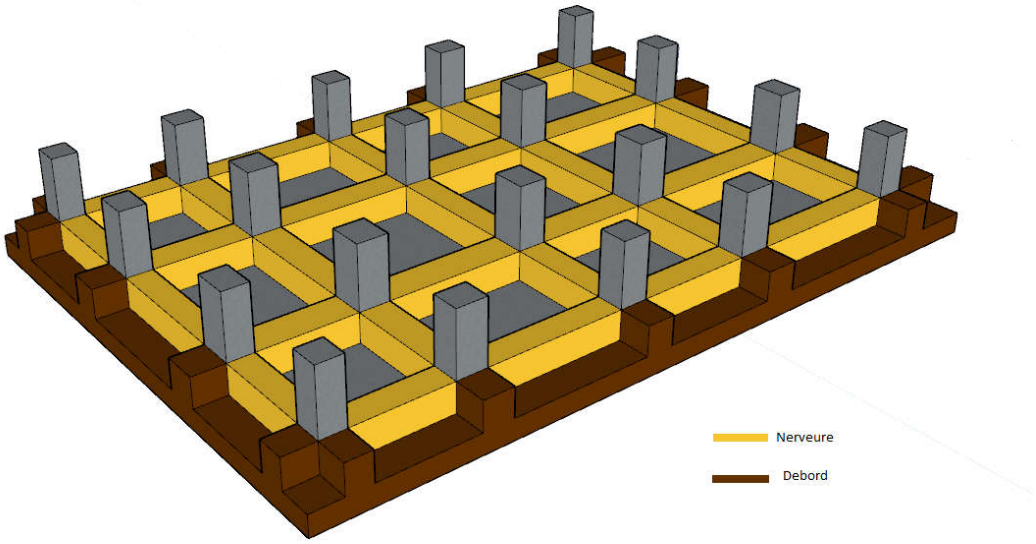


Fig 6.2 Radier de la structure

6.3.1 Détermination de la hauteur

Pour déterminer la hauteur du radier, il faut vérifier les conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$ Avec L_{max}=4.15m→0.63m≤ $h_r \leq$ 1.01m

Nous optons h_r=80cm

- **Condition de rigidité**

D'après les CBA93 (Art A.5.1), on doit vérifier que :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_{ultim} = 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5\ Mpa \rightarrow V_{u\,max} = \frac{1488}{2}$ =744 kN

$d \geq \frac{V_u}{b_0 \bar{\tau}_{ultim}} \rightarrow d \geq \frac{744 \times 10^{-3}}{0.4 \times 2.5} = 0.744m$

$d=0.9h \rightarrow h=\frac{d}{0.9}$ = 0.82 m

Nous optons pour h_r= 90cm

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier la condition de longueur élastique suivante :

$L_e = \frac{2L_{max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$ Avec $I=\frac{bh^3}{12}$

L_{max} : plus grande distance entre deux points.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton E=32164.2Mpa.

b : largeur du radier (bande de 1.0 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen, K=40mN/m^3.

$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 5.05^4}{32164.2 \times \pi^4}} \rightarrow h \geq 0.56$

Nous adoptons une hauteur h_r=60cm.

- **Condition de non-poinçonnement**

D'après le BAEL91 :

$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow N_u =$ 1488 Kn

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul a L'ELU.

h : Epaisseur totale du radier.

Donc on aura : $h \geq \frac{N_u}{0.045 \times \mu c \times (\frac{f_{c28}}{\gamma_b})}$ Avec $\mu_c = 2(a+b+2h) = 2(0.4+0.4+2 \times 0.8)$=4.8m

Donc on aura :

$h \geq \frac{1488 \times 10^{-3}}{0.045 \times 4.8 \times (\frac{25}{1.5})}$=0.42m

.Nous adoptons une hauteur h_r=45cm

- **Conclusion générale**

Comme résultat final, on prend h=Max (80cm, 90cm, 60cm, 45cm) donc h_r=90cm.

Vu l'importance de la hauteur du bâtiment, il y'a lieu de prévoir un radier nervuré.

- **Condition de coffrage**
  - **Dimensionnement des nervures**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$h_p = \frac{L_{max}}{10} = \frac{505}{10} = 50.5cm$

Soit h_p=90cm

$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{90}{2}$ = 45cm

Soit b_p=50cm

- **Dimensionnement de la dalle**

$h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{20} = \geq \frac{505}{20}$ =25.25cm

Soit h_{dalle}=40cm

5.3.1 Détermination du débord

Nous avons :

$D_{débord}$=Max (h/2,30cm) =Max (90/2,30cm)

On adopte d=50cm

5.3.2 Détermination de la surface du radier

$S_{radier}=S_{bat} + S_{débord}$

Nous avons :

S_{bat}=170.60m^2et $S_{débord}$=26.4m^2

Donc S_{radier}=170.60+26.4=197m^2

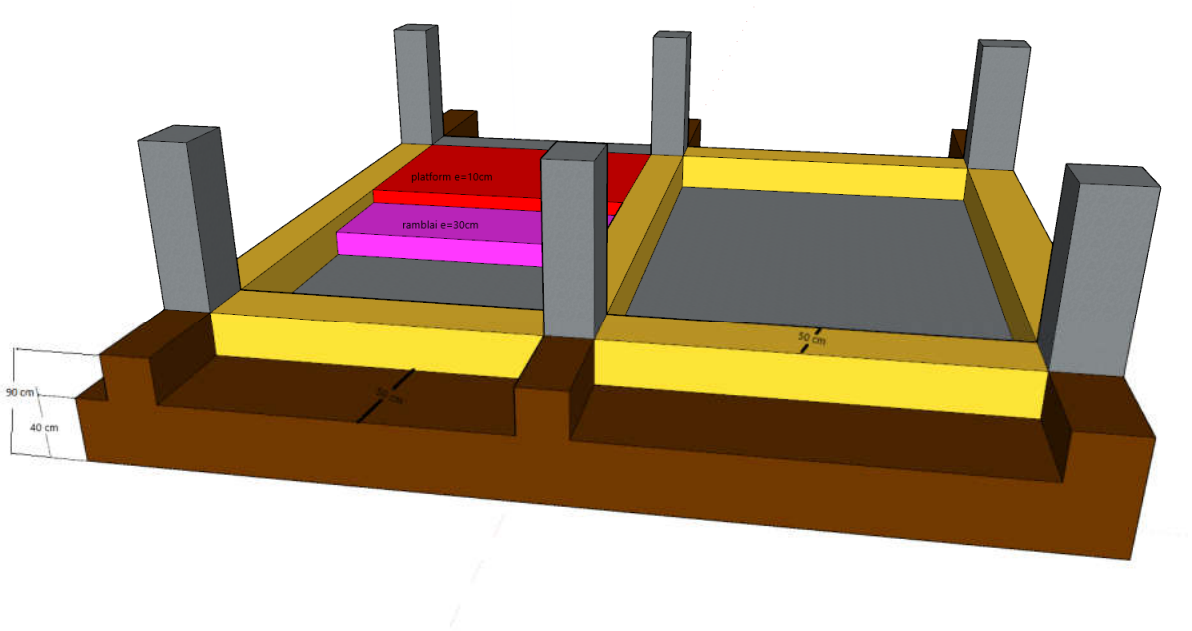


Fig 6.3 dimensions du radier

5.4 Calcul des charges et surcharges

5.4.1 Structure

Tab 5.1 sollicitations de la structure

sollicitation	G	Q	N_u=1.35G+1.5Q	N_s=G+Q
Valeurs	8910.70	1601.44	14431.605 kN	10512.14 kN

5.4.2 A la base du radier

$G_{radier} = G_{dalle} + G_{nervure}$

$G_{dalle} = S_{radier} \times h_{dalle} \times \rho_b = 197 \times 0.4 \times 25 = 1970$ kN

$G_{nervure} = b \times (h - h_d) \times \rho_b \times L$ Avec L longueur totale des nervures suivant le sens x et y

$$\begin{cases} L_x = 60.6m \\ L_y = 56.25m \\ L_{inter} = 8m \end{cases} \rightarrow L = (L_1x + L_1y) - L_1inter = 108.85m$$

Donc

$G_{nervure} = 0.5 \times (0.9-0.4) \times 25 \times 108.85 = 680.31$kN

Finalement

$G_{radier} = 1970 + 680.31 = 2650.31$kN

- **Remblayage**

Nous avons

$\rightarrow G_{remblé} = S_{remblé} \times b_{remble} \times 18$

→ $S_{remblé}$=144.38m^2→$G_{remblé}$=144.38×0.3×18

$G_{remblé}$=779.652 kN

→ $G_{plateforme}$=144.38×0.1×25=360.95 kN

$Q_{radier}=S_{radier}\times Q_{rdc}$=144.8×2.5=360.95 kN

Tab 5.2 combinaison des efforts

	Bâtiment	**Radier**	**Remblai**	**Plateforme**	**Total (kN)**
G (kN)	8910.70	2650.31	799.62	360.95	12721.58
Q (Kn)	1601.44	360.95	/		1962.39
ELU	N_u=1.35G+1.5Q				20117.71
ELS	N_s=G+Q				14683.97

5.4.3 Surface minimale du radier

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

→ELU : $S_{radier}\geq\frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}}=\frac{20117.71}{1.33\times180}=84.03$m^2

→ELS : $S_{radier}\geq\frac{s}{\sigma_{sol}}=\frac{14683.97}{180}=81.33$m^2

D'où S_{radier}=Max ($S_{radier}^{ELU}, S_{radier}^{ELS}$)=84.03m^2

→$S_{batiment}$=170.43m^2 > S_{radier}=84.03m^2

5.5 Vérification

5.5.1 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes engendrées par les efforts de la structure sur le radier ne doivent pas dépasser la contrainte admissible $\overline{\sigma_{sol}}$ = 1.8Bar

$$\begin{cases}\sigma_{min}=\frac{N}{S}-\frac{M}{I}V\\ \sigma_{max}=\frac{N}{S}+\frac{M}{I}V\end{cases}$$

Les vérifications sont faites avec une contrainte moyenne

$$\sigma_{moy}=\frac{3\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4}$$

Nous devons vérifier que

$\sigma_{moy}\leq 1.33\overline{\sigma_{sol}}$ À L'ELU

$\sigma_{moy}\leq\overline{\sigma_{sol}}$ À L'ELS

5.5.2 Centre de gravité et centre de masse

Tab 5.3 centre de gravité et centre de masse

	Sens x	**Sens y**
Centre de Gravitée	7.57m	5.625m
Inertie	1797.58m^4	3259.93m^4
Excentricité	0.15m	0.045m

Les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant :

Tab 5.4 vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	14683.97	14683.97	20117.71	20117.71
M (KN.m)	2202.59	660.77	3017.65	905.29
V(m)	7.57	5.62	7.57	5.62
I (m^4)	1797.58	3259.93	1797.58	3259.93
σ_{max} (KN/m^2)	78.33	77.32	107.32	105.93
σ_{min} (KN/m^2)	70.74	71.75	96.91	98.30
σ_{moy}(KN/m^2)	76.43	75.92	104.71	104.02
σ_{adm} (KN/m^2)	180	180	239	239
Observation	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**

Remarque :
Sens Longitudinal : $M_x=N\times e_x$, V= Y_G ,V=Y_G,I=I_y
Sens transversal : $M_x=N\times e_Y$, V= Y_G ,V=X_G,I=I_X

5.5.3 Vérification de la stabilité

Pour garantir la stabilité, il faut vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) et un moment (M)**. Ce dernier peut provoquer le soulèvement sous certaines conditions qui sont :**

Les sollicitations sont obtenues depuis le logiciel ETABS et affichées dans le tableau suivant :

Tab 6.5 sollicitations

Sens x	V_x=1583.98 kN	M_x=79986.06 kN
Sens y	V_y=1443.93 kN	M_y=89282.684 kN

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab 6.6 vérification de la stabilité

	Formule	0.8G± E		G + Q + E	
		Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	/	7128.56	7128.56	10512.14	10512.14
M_{etabs}	/	60109.05	75431.834	52555.84	79986.06
V (KN)	/	1583.98	1443.93	1583.98	1443.93
e(m)	/	0.15	0.045	0.15	0.045
$M_{renversement}$	$M_{etabs}+V_0\times h$	63277.01	77319.69	55723.8	8287.92
M_G	N × e	1069.28	320.78	1576.92	473.04
M (KN.m)	$M_G + M_{renversement}$	64346.9	77640.47	57300.72	8760.96
V(m)	/	7.57	5.62	7.57	5.62
σ_{max}(KN/m^2)	$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}V$	139.81	166.22	143.93	191.25
σ_{min} (KN/m^2)	$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}V$	67.44	93.85	37.24	84.53
σ_{moy}(KN/m^2)	$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$	121.71	148.13	117.28	164.57
σ_{adm} (KN/m^2)	/	180	180	180	180
condition		**CV**	**CV**	**CV**	**CV**

5.6 Ferraillage du radier

5.6.1 Ferraillage de la dalle

Les panneaux de la dalle du radier sont étudiés comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur ces quatre cotés.

Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ → **La dalle travaille dans un seul coté**

$0.4 \leq \rho_x \leq 1$ → **La dalle travaille dans les deux coté**

Afin d'homogénéiser le ferraillage et faciliter la mise en œuvre, nous allons adopter la même section d'armature en considérant le panneaule plus sollicité.

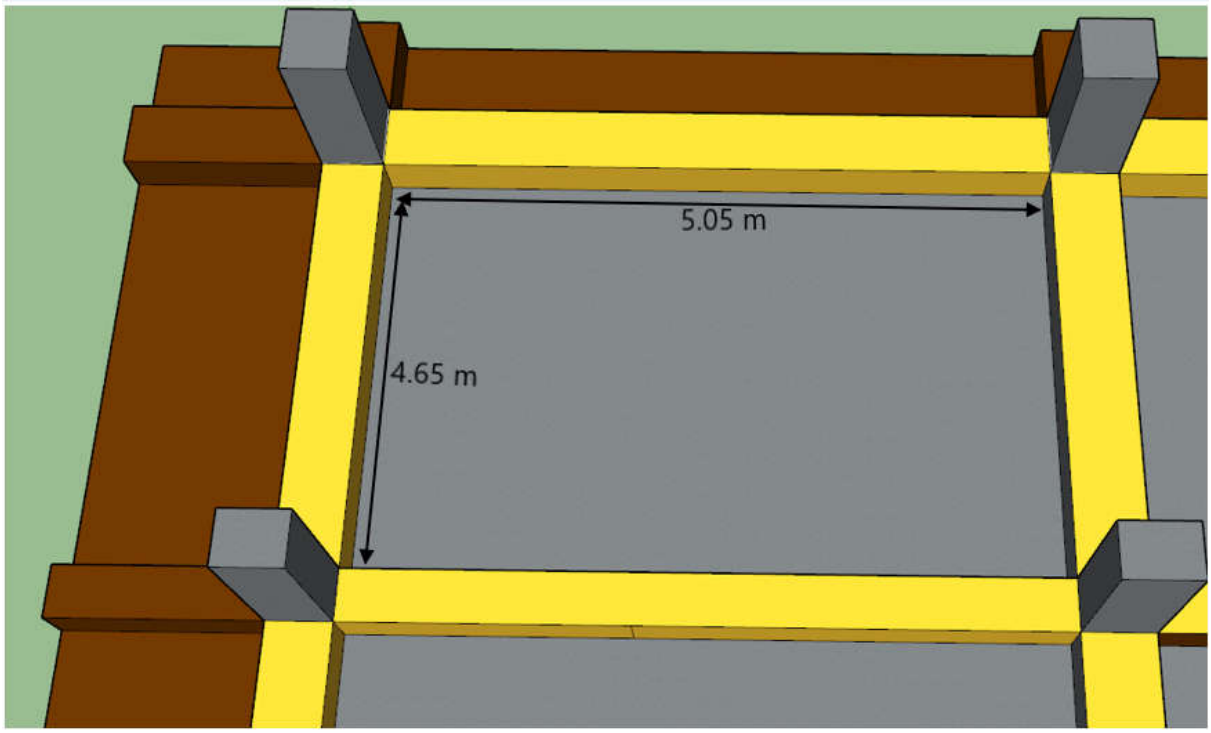


Fig6.4Le panneau de dalle le plus sollicité

Nous avons :

$\rho_x = \frac{4.65}{5.05} = 0.92 < 0.4$ ⇒ La dalle travaille dans deux cotés

Evaluation des moments :

Tab 6.7 Evaluation des moments

	Q (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{Ax} (KN.m)	M_{Tx} (KN.m)	M_{Ay} (KN.m)	M_{Ty} (KN.m)
Formule ELU	$\frac{N_u}{S_{radier}}$	$\mu_x \times q_u \times L_x^2$	$\mu_y \times M_x$	$0.5M_x$	$0.75M_y$	$0.5M_x$	$0.85M_x$
Résultat	102.12	97.15	70.91	48.57	53.182	48.57	82.57
Formule ELS	$\frac{N_s}{S_{radier}}$	/	/	$M_{ELU} \times \frac{q_{els}}{q_{elu}}$			
Résultat	74.53	/	/	35.44	38.81	35.44	60.26

Les résultats de calcul de ferraillage sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tab 6.8 ferraillage de la dalle

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_u (KN.m)	35.44	38.81	35.44	60.26
A_s (cm^2)	2.78	3.05	2.78	4.76
$A_{s\ min}$ (cm^2)	4.34	4.34	4.34	4.34
Choix des barres	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
$A_{addopté}$ (cm^2)	5.65	5.65	5.65	5.65
Espacement	20	20	20	20

- **Vérification**
  - **Vérification à L'ELS**

Tab 6.9 vérifications a L'ELS

Sens	Zone	M_{ser} (KN.m)	$A_{addopté}$ (cm^2)	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
X-X	**Appuis**	35.44	5.65	2.88	15	91.45	202	**CV**
	Travée	38.81	5.65	3.15	15	100.19	202	**CV**
Y-Y	**Appuis**	35.44	5.65	2.88	15	91.45	202	**CV**
	Travée	60.26	5.65	4.89	15	155.54	202	**CV**

- **Vérification des espacements**

Tab 6.10 Espacement

Sens	Vérification	Résultat	Obs
X-X	$S_t \leq$ min (3h, 33cm)	20cm	**CV**
Y-Y	$S_t \leq$ min (4h,45cm)	20cm	**CV**

6.6.2 Ferraillage de la nervure

a) Armateurs longitudinales

La section des nervures est considérée comme une section en T en travée et
Rectangulaire en appuis.
Les dimensions de la nervure la plus sollicite sont les suivantes :

$$b' < min \begin{cases} \frac{Ly}{10} = 50.5cm \\ \frac{Lx}{2} = 232.5cm \end{cases}$$

On prend b' =50 cm, donc on aura b=50×2+20=150cm

a.1) Evaluation des charges :

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.
La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :

	Triangulaire	**Trapézoïdale**
q_M	$q \times \frac{Lx}{3}$	$q \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \times \frac{Lx}{2}$

Le calcul sera effectué pour les nervures les plus défavorables.

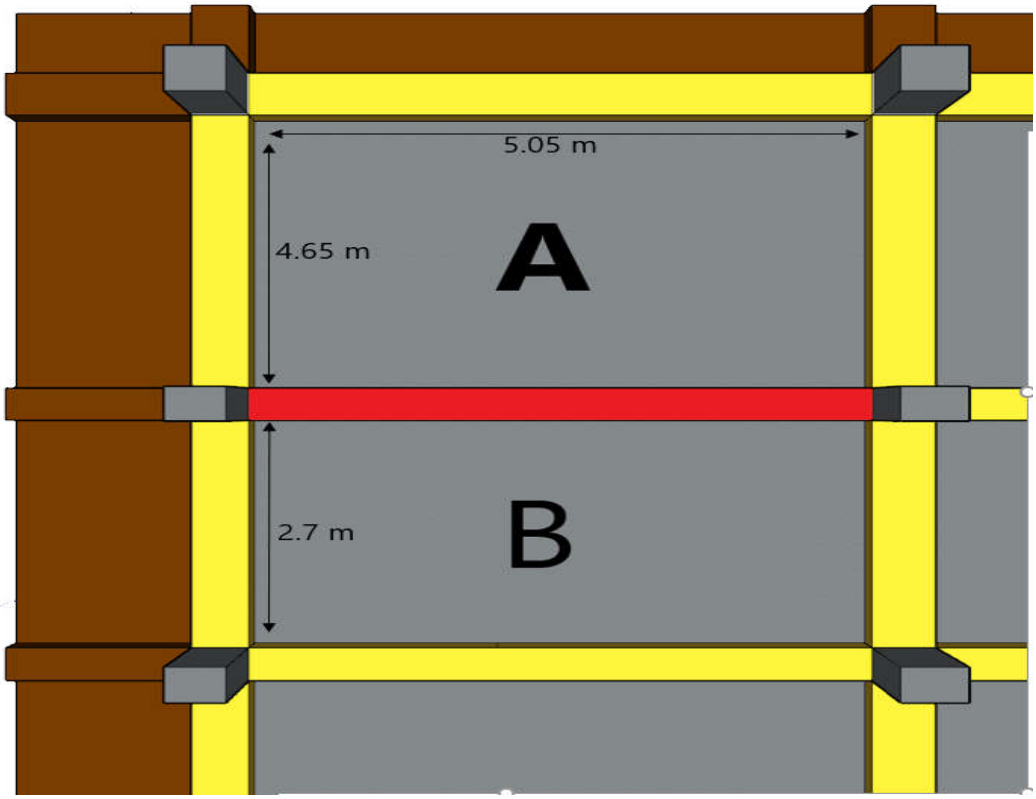


Fig 6.5 Nervure plus sollicite

a.2) Détermination des efforts :

Le calcul de ferraillage se fera avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées où les efforts sont calculés par la méthode de Caquot.

Nous avons :

q_u=102.12 kN/m^2 et q_s=74.53 kN/m^2

Les effortsinterensappliqués sur la nervure obtenus à l'aide du logiciel ETABS sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab 6.11 Calcul des sollicitations

Combinaison	Sens XX			Sens YY		
	La charge (KN/ml)	Moment (KN/ml)		La charge (KN/ml)	Moment (KN/ml)	
		Sur appuis	En travée		Sur appuis	En travée
ELU	417.67	901.82	918.60	328.44	571.77	624.84
ELS	412,53	682.71	693.3	239.98	417.64	456.40

a.3) Diagrammes des moments

Sens X-X

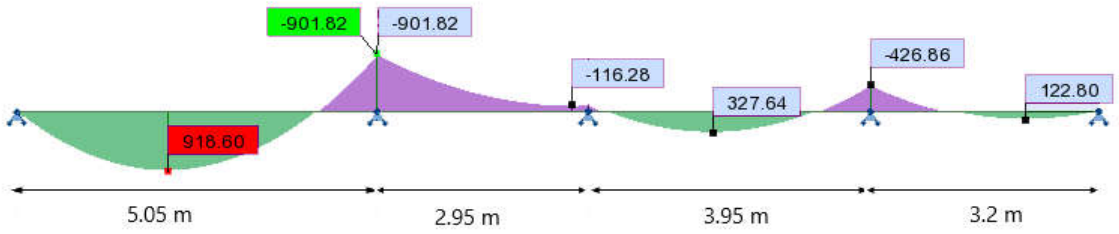


Fig6.6 diagramme des moments à L'ELU (X-X)

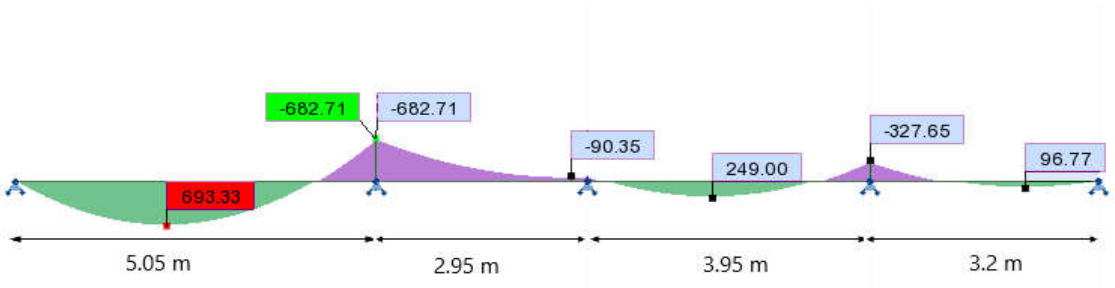


Fig6.7 diagramme des moments à L'ELS (X-X)

Sens Y-Y

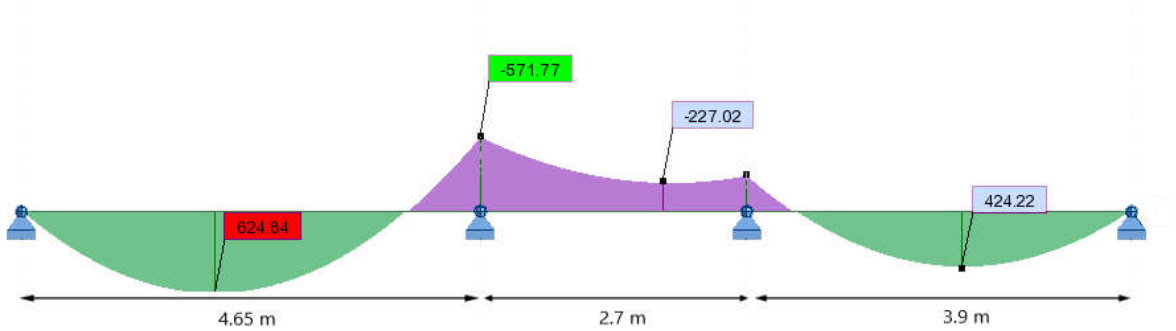


Fig6.8 diagramme des moments à L'ELU (Y-Y)

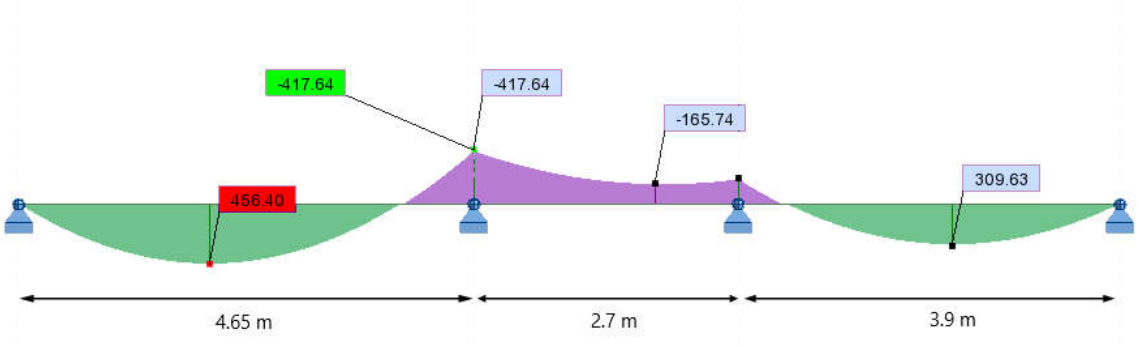


Fig6.9 Diagramme des moments à L'ELS (Y-Y)

Les sections d'armature sont calculées conformément aux règles BAEL et regroupéesdans le tableau suivant :

Tab 6.12 Section d'armature adoptée

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appuis	**En travée**	**Sur appuis**	**En travée**
M(KN.m)	901.88	918.60	571.77	624.84
A(cm^2)	26.36	26.91	20.06	22.06
A_{min}(cm^2)	4.89	4.89	4.89	4.89
choix des barres	**4T25+4T16**	**4T25+4T16**	**4T20+4T16**	**4T25+4T14**
$A_{addopté}$ (cm^2)	27.68	27.68	20.61	25.8

a.4) Vérification nécessaires

Vérification des contraintes à L'ELS :

Tab 6.13 vérification à L'ELS

	Zone	M_{ser} (kN/m)	A_s (cm^2)	Choix	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
X-X	Travée	693.3	27.68	**4T25+4T16**	11.9	15	169.12	202	**CV**
	Appuis	682.71	27.68	**4T25+4T16**	11.6	15	162.20	202	**CV**
Y-Y	Travée	456.40	25.8	**4T25+4T14**	7.96	15	115.89	202	**CV**
	Appuis	417.64	20.61	**4T20+4T16**	7.88	15	131.3	202	**CV**

Vérification de la contrainte tangentielle du béton

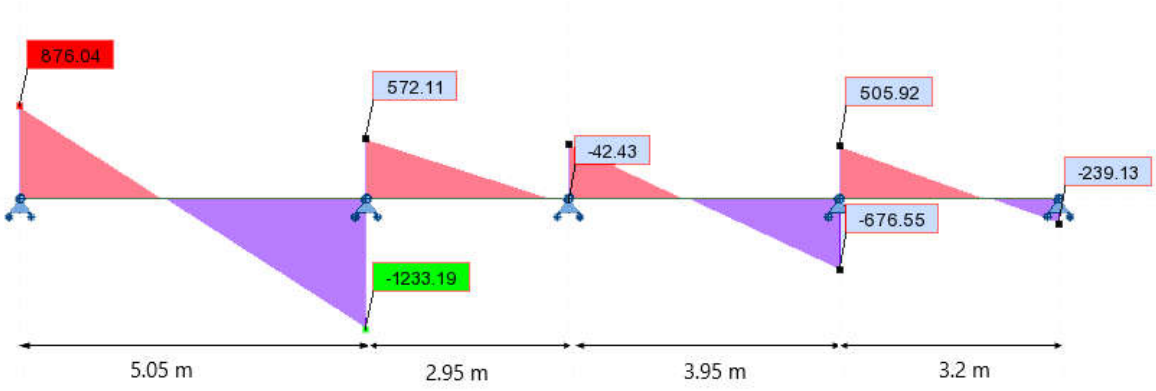


Fig 6.10 effort tranchant ELU (X-X)

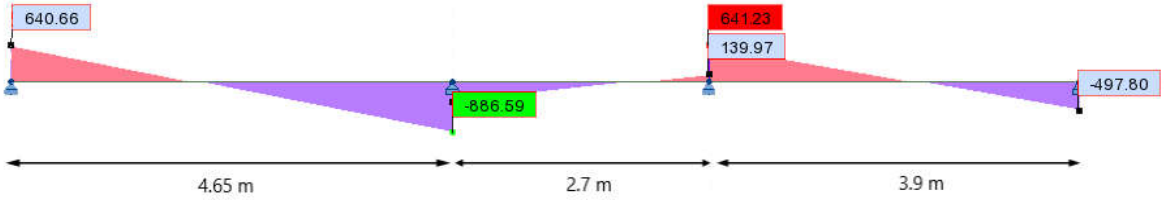


Fig 6.11 effort tranchant ELU (Y-Y)

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

$$T_u = 1233.19kN$$

$$\tau_u = \frac{1233.19 \times 10^{-3}}{1.5 \times 0.81} = 1.01Mpa \rightarrow \text{cv}$$

a.5) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifié simultanément :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq 4.\frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \end{cases} \qquad \begin{cases} \frac{0.9}{5.05} = 0.178 \geq 0.0625 \ldots\ldots\ldots\ldots CV \\ \frac{27.68 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.81} = 0.0068 \leq 0.0105 \ldots\ldots CV \\ 0.178 \geq 918.\frac{60}{10 \times 1334.45} = 0.068 \ldots\ldots CV \end{cases}$$

Avec :

L : la portée entre d'appuis

M_0 : le moment isostatique

h : la hauteur totale de la section

M_t : le moment maximal en travée

A_s : la section de l'armature tendu

f_e : la limite d'élasticité de l'acier

b) Armatures transversales

BAEL

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_e}$$ (k=1 pas de reprise du bétonnage)

$S_t \leq$ Min (0.9d ;40 cm)

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4Mpa\right)$$

RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{St} \geq 0.003 b_0$$

$S_t \leq min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right)$ ……Zone nodale Avec $\varphi_t \leq min\left(\frac{h}{4}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right)$

$S_t \leq \frac{h}{2}$ ……Zone courante.

Tab 6.13 ferraillage transversal

S_t (cm)		A_{min} (cm^2)		choix	$A_{addopté}$ (cm^2)
Zone nodal	Zone courante	**BAEL**	**RPA**	5HA10	3.93
15	20	2.84	2.25		

c) Ferraillage de débord :

Le ferraillage de débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

Calcul des efforts :

Tab 6.14 effort appliquées sur le débord

	Dalle			**Nervure**		
	Formule	**ELS**	**ELU**	**Formule**	**ELS**	**ELU**
Moment	$\frac{ql^2}{2}$	9.31	12.765	$0.5\frac{ql^2}{2}$	4.65	6.38
Effort Tranchant	Ql	37.26	51.06	0.5ql	18.63	25.53

Ferraillage

Tab 6.15 ferraillage du débord

	M_u	A_{cal}	A_{min}
Dalle	12.765	1	4.34
Nervure	6.38	0.21	4.89

Conclusion :

On prolonge les armatures adoptées dans les nervures et panneaux de rive jusqu'à l'extérieur du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Vérification nécessaire

d) Vérification contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$\tau_u < \bar{\tau}_u$=min (0.15f_{c28}/1.5 ; 4Mpa)…… $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

Tab 6.16 vérification contrainte tangentielle

	T_u (kN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Obs
Pour la dalle	51.06	0.141	2.5	CV
Pour les nervures	25.53	0.063	2.5	CV

e) Vérification des contraintes à L'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable

Tab 6.17 vérifications à L'ELS

section	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
Dalle	9.31	5.65	0.76	15	24.04	202	CV
Nervure	4.65	27.68	0.08	15	1.10	202	CV

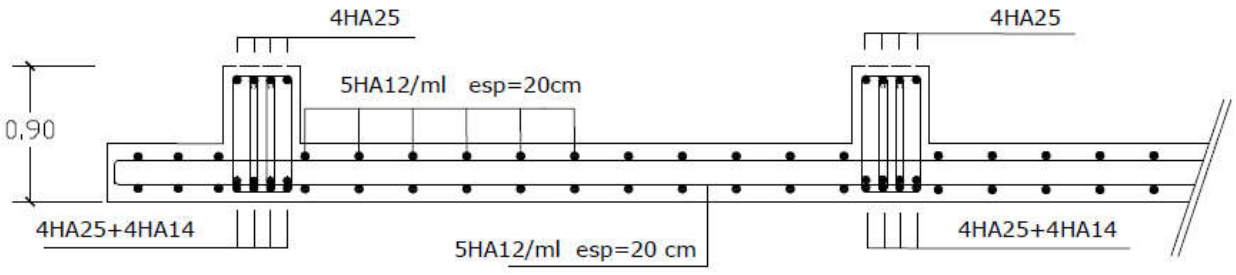


Fig 6.12 ferraillage des nervures

Chapitre VII

Analyse push over

7.1 Introduction :

La construction parasismique a pour but d'assurer une protection acceptable des vies et des biens vis-à-vis des actions sismiques. Une bonne description du comportement réel d'une structure se base en particulier sur une modélisation faible qui prend en considération le maximum de phénomènes qui pourront se produire dans une structure pour prédire le maximum de risque afin de se mettre en sécurité. Trois caractéristiques mécaniques sont couramment considérées dans le dimensionnement parasismique : rigidité, résistance et ductilité.

7.2 Méthode d'analyse statique non linéaire (Push Over) :

L'analyse Push Over est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans la structures, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relie les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure c'est le courbe de capacité.

Dans ce chapitre nous avons utilisé la méthode Push Over pouranalyser le comportement des deux structures afin de comparerleurs courbes de capacité ainsi que ces points de performance et leurs comportement non- linéaire vis-à-vis de l'action sismique.

L'analyse push over nous permet d'établir la courbe de capacité portante face à une charge horizontale. Ce courbe a l'allure schématisée en figure 7.1. Elle exprime la relation entre le déplacement horizontal en tête du structure et la force horizontale à la base de celui-ci.

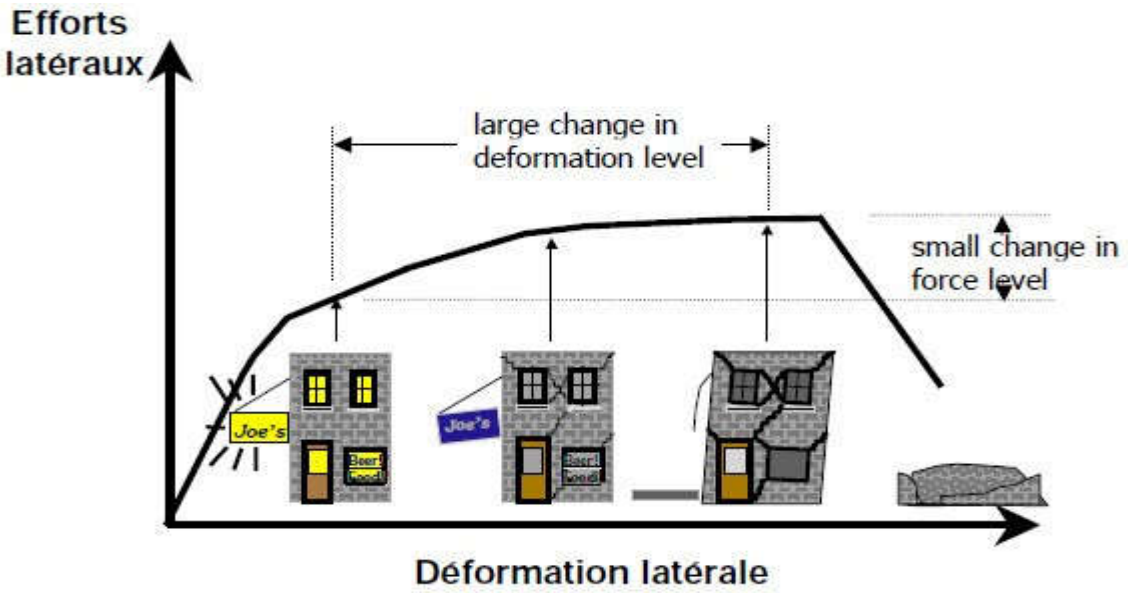


Fig 7.1 Niveaux d'endommagement d'écrits par une courbe de capacité.

1er niveau : indique un état d'endommagement superficiel, comportement élastique.

2e niveau : indique un niveau de dommage contrôlé.

3e niveau : indique un état d'endommagement avancé, aucune capacité de résistance.

L'analyse push over nous permet aussi d'établir le point de performance de la structurequi correspond à l'intersection des graphes de capacité et la demande de spectre ……comme illustré en figure 7.2

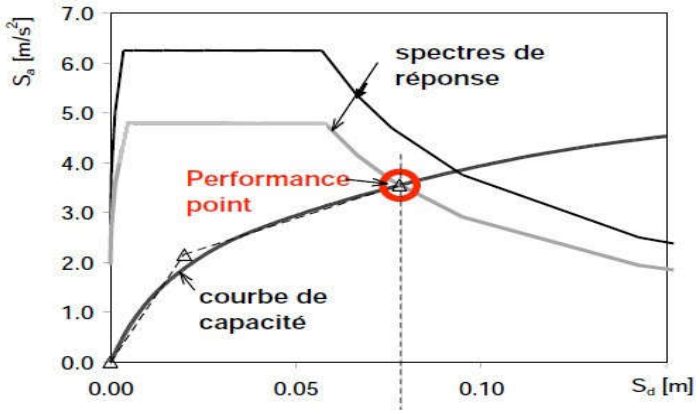


Fig 7.2 représentation de point de performance.

7.2.1 Modélisation par SAP2000 :

L'analyse push over peut être exécutée directement par un programme de calcul qui peut modéliser le comportement non linéaire des éléments de la structure intervenant dans la résistance aux charges latérales.

7.2.2 Modélisation des voiles avec SAP 2000:

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degrés de liberté par un modèle ayant un nombre de degré de liberté limité, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine : la masse la rigidité et l'amortissement.

La modélisation est la recherche d'un modèle simplifie qui décrit le plus possible un comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de chaque élément de cette dernière.

7.2.3 Méthode de portiqueéquivalent :

Le voile serrant modélisé par un élément frame où les dimensions et le ferraillage sont assigner de la même manière que les poteaux, après on utilise l'option (Assign Frame End (Length) Offsets) pour avoir des poutres rigide. La figure suivante représente la boite de dialogue sap2000 :

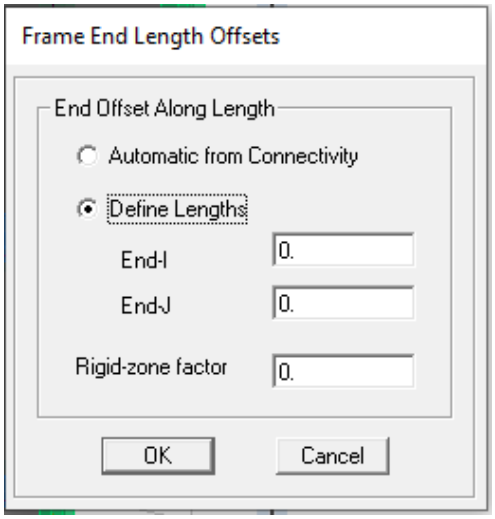


Fig 7.3 boite de dialogue

Rigide-zone factor :

C'est un facteur employé pour définir le pourcentage de la zone rigide.

0 signifie qu'aucune zone est rigide, **1** signifie que la zone est prise entièrement rigide.

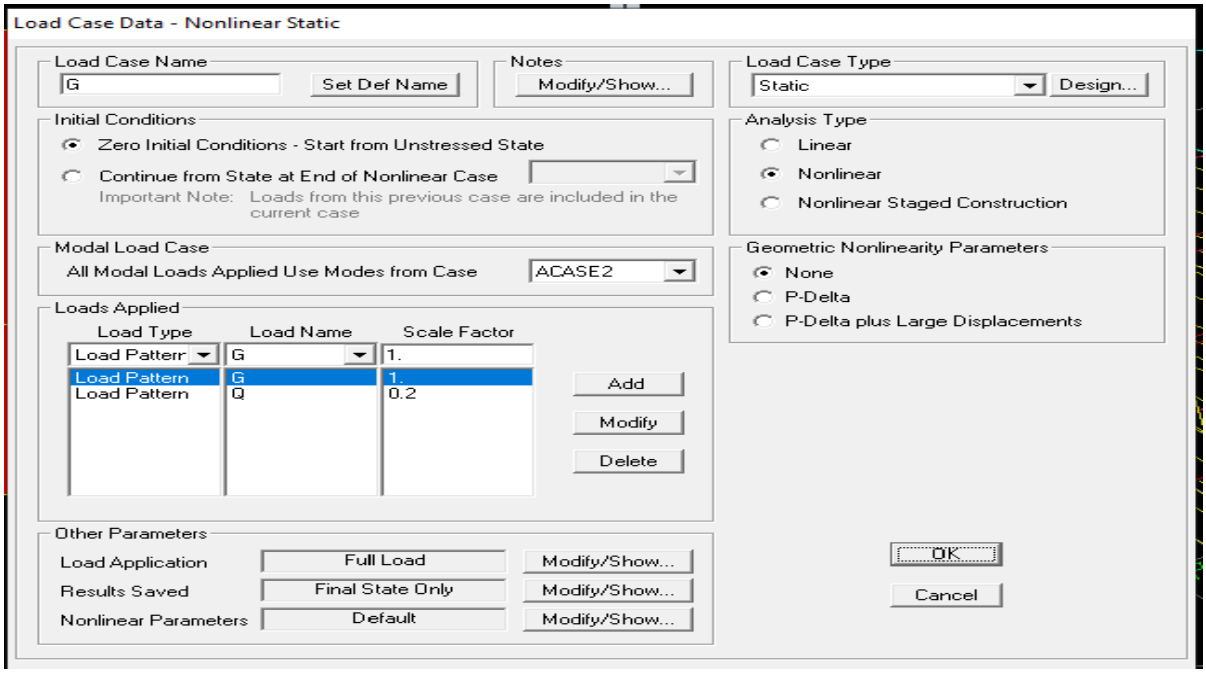
7.2.4 Exécution de l'analyse push over par SAP 2000 :

Le logiciel de calcul SAP 2000 fournit des options à l'utilisateur pour créer, analyser, et concevoir des modèles de structures .Ce logiciel est très puisant et complètement intégré pour modéliser des structures en béton armé et en charpente métallique .Le programme fournit un environnement interactif où l'utilisateur pourra étudier les conditions des contraintes, mettre des changements appropries comme les révisions sur les dimensions des éléments, et mettre à jour le modèle sans relancer l'analyse.

La version non linéaire de SAP2000 offre un outil très puissant pour l'exécution de l'analyse push over, avec un modèle en 2D ou 3D. L'analyse push over par le bais du logiciel Sap2000 s'effectue selon plusieurs étapes.

Etape 1 :Définie les charges non linéaires :

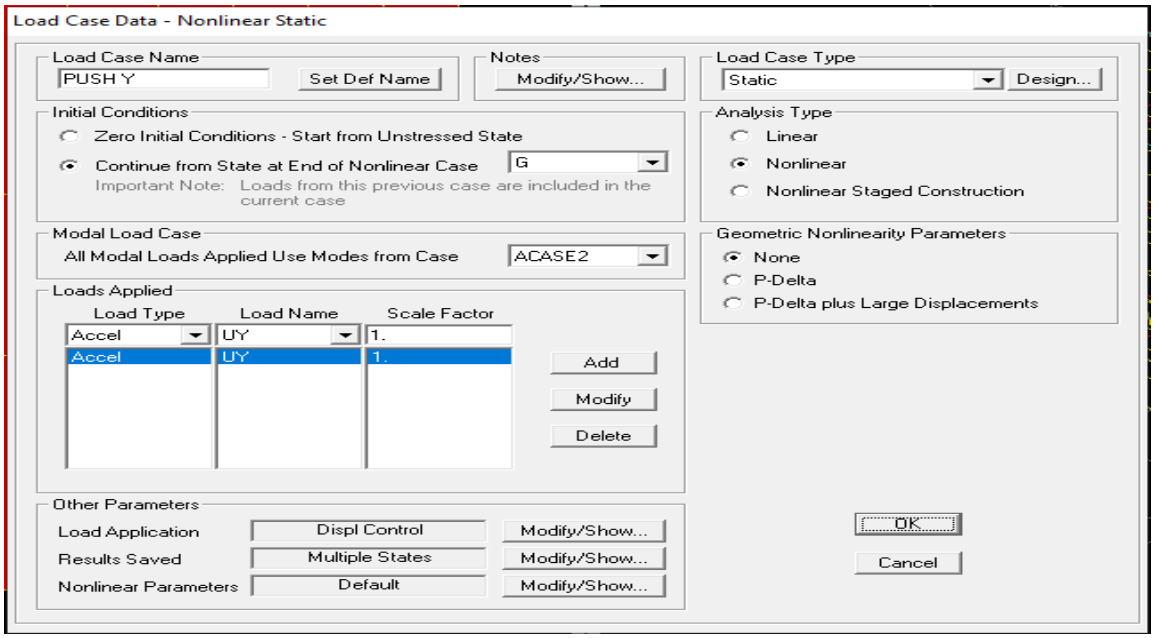
Define Load Cases… G Modify/Show Load Case…



(a)

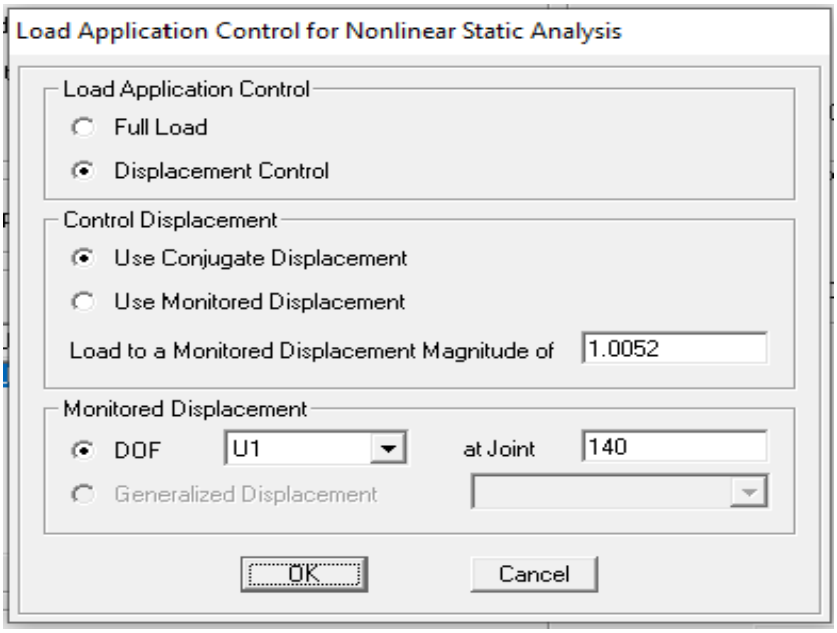
Pour le sens Y-Y :

Add New Load Case...



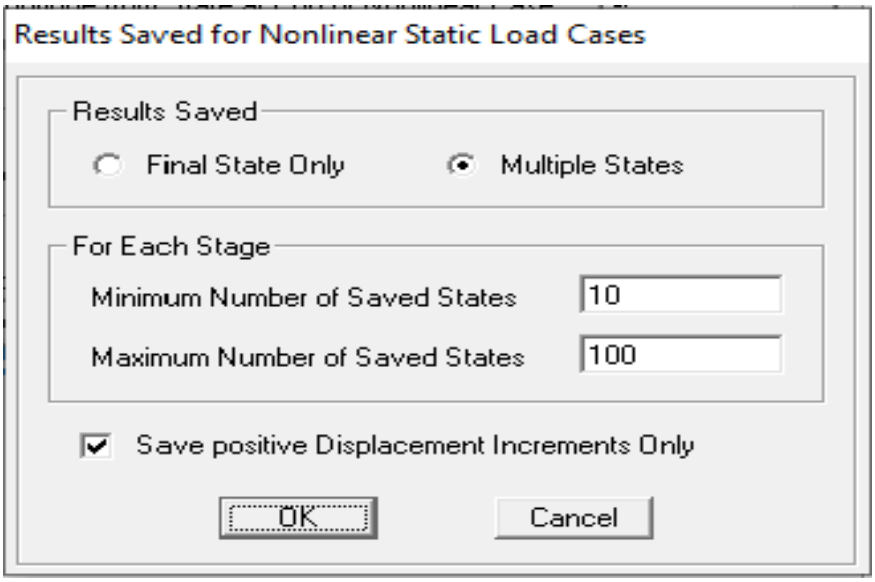
(b)

Load application Modify/Show...



(c)

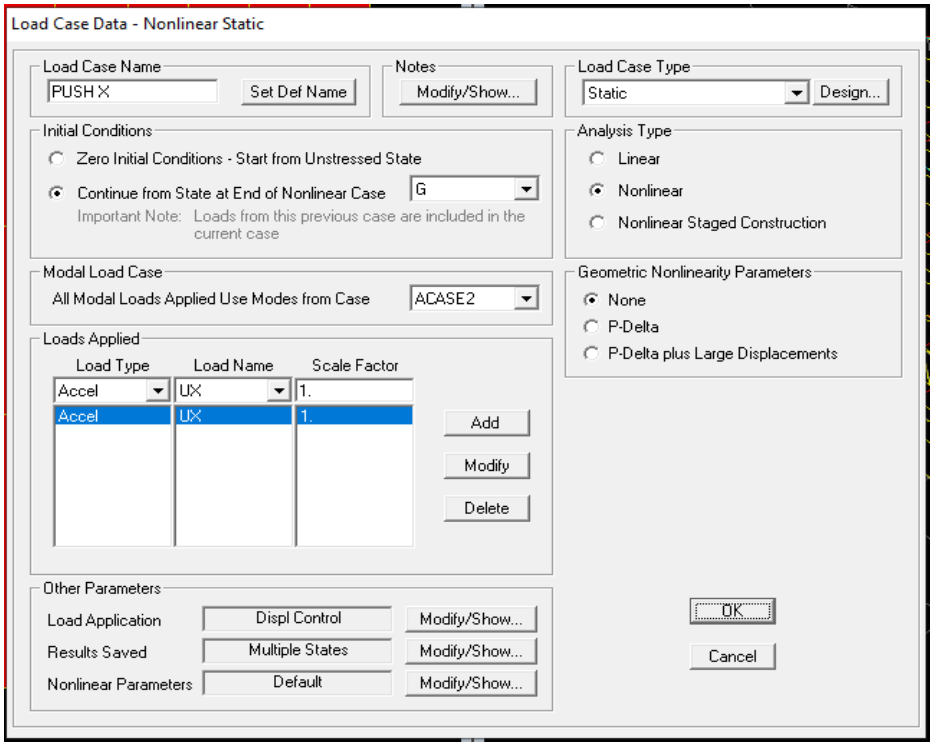
ResultsSavedModify/Show...



(d)

Pour le sens X-X :

add copy of load case …

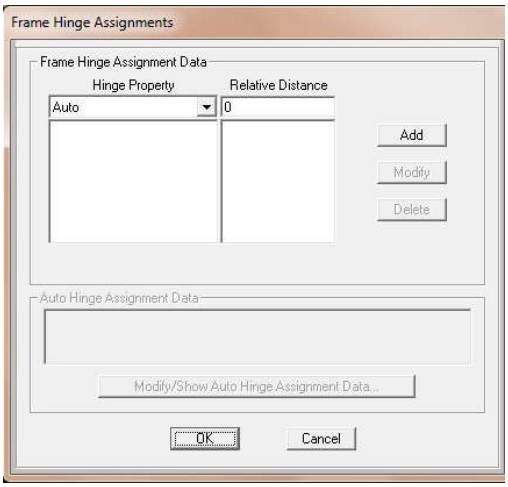


(e)

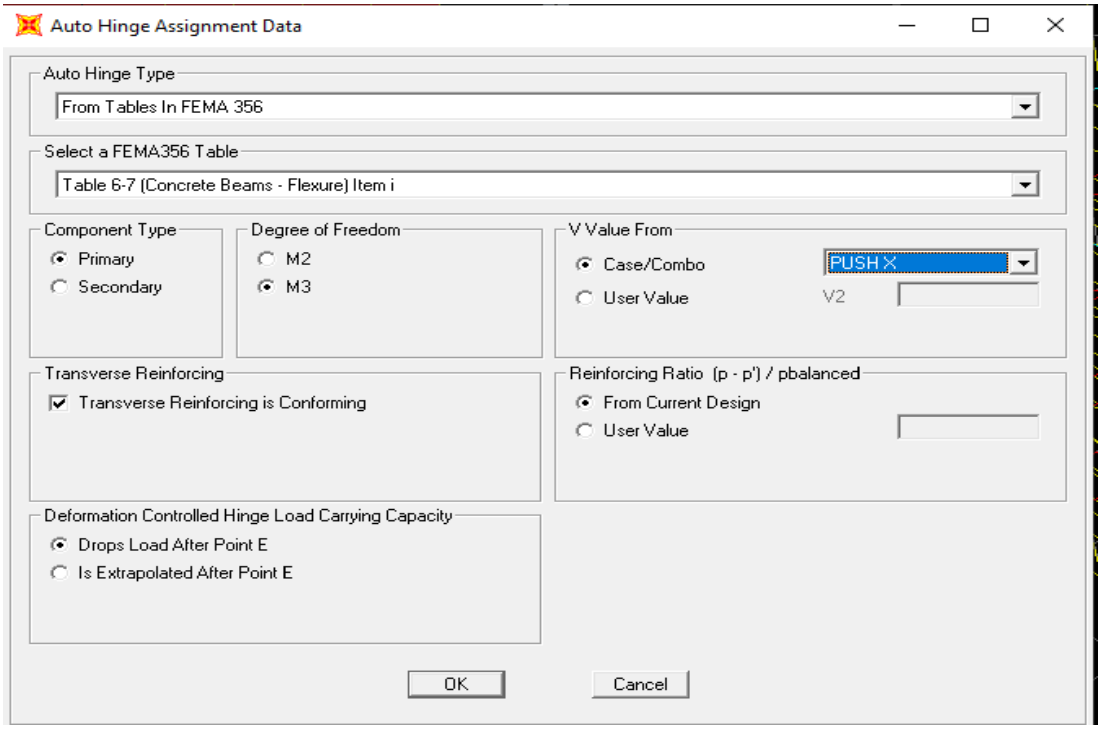
Fig 7.4 (a), (b), (c), (d), (e) Etapes de déclaration des charges non-linéaires

Etape 2 : définition des rotules plastique dans les poutres :

Sélectionner toutes les poutres, puis utiliser Assign Frame Hinges… Comme indiqué ci-dessous :

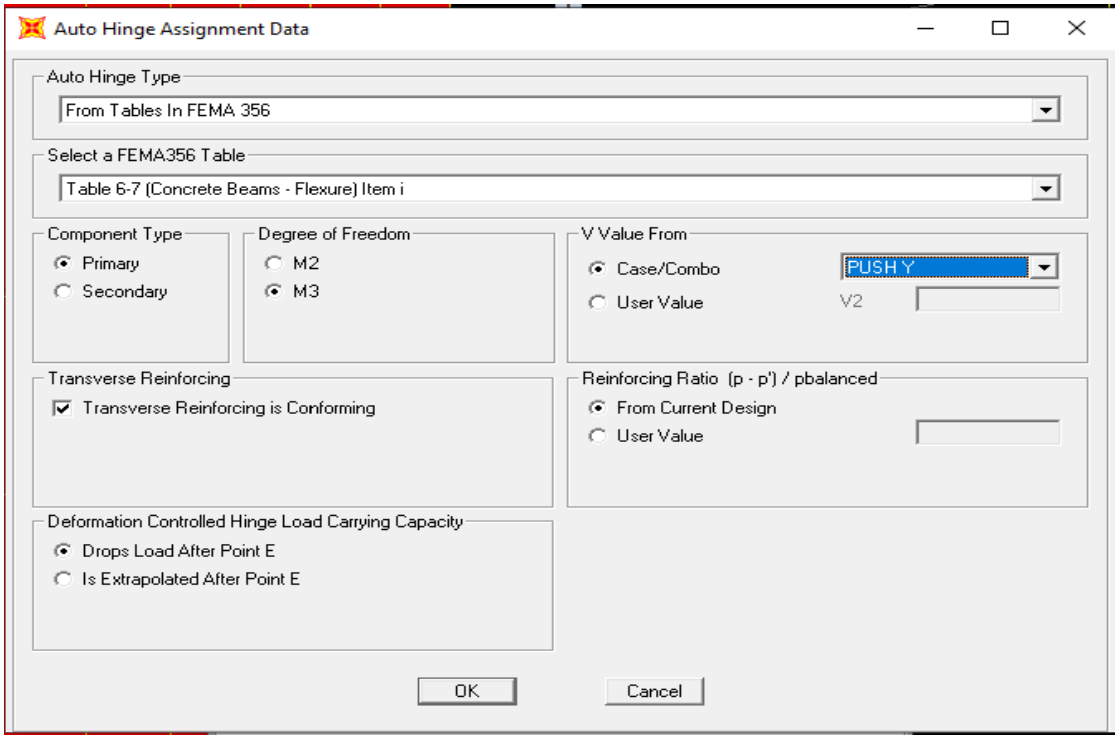


(a)



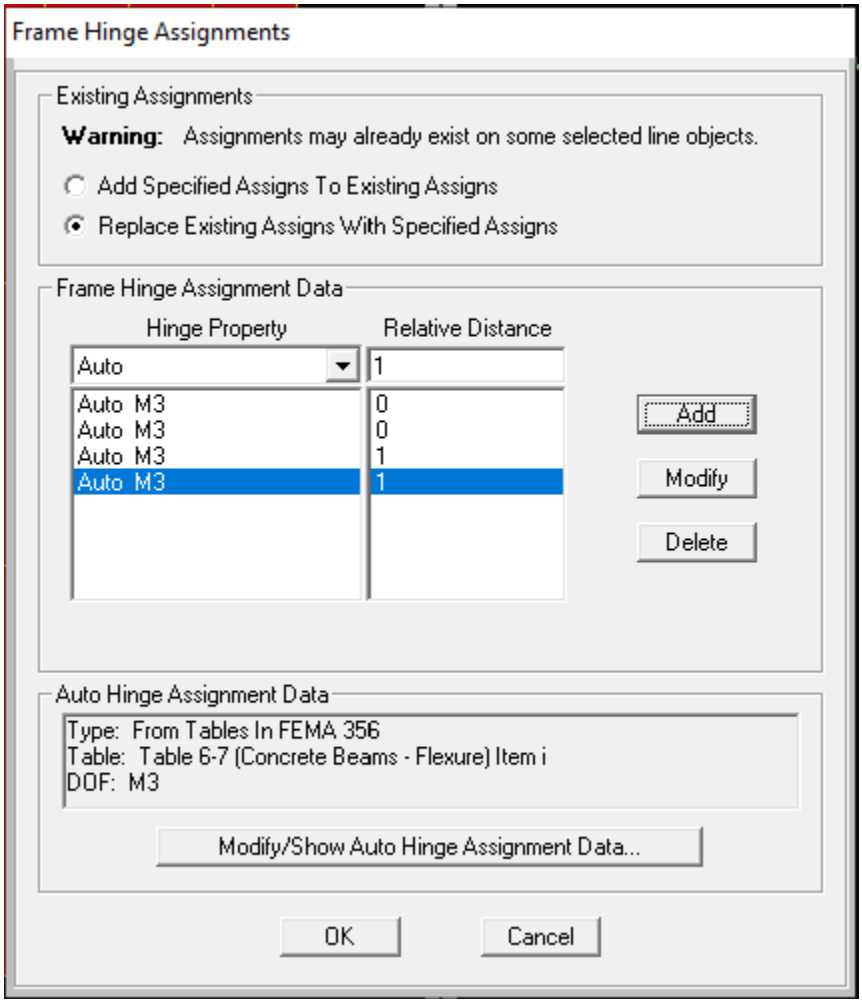
(b)

Puis on ajoute une autre point a 0 avec (add) :



(c)

Puis on rajoute deux autre points à 1 comme avant on doit avoir 4 points (deux en 0 avec pushx et pushy et deux autres en 1) comme suivant :



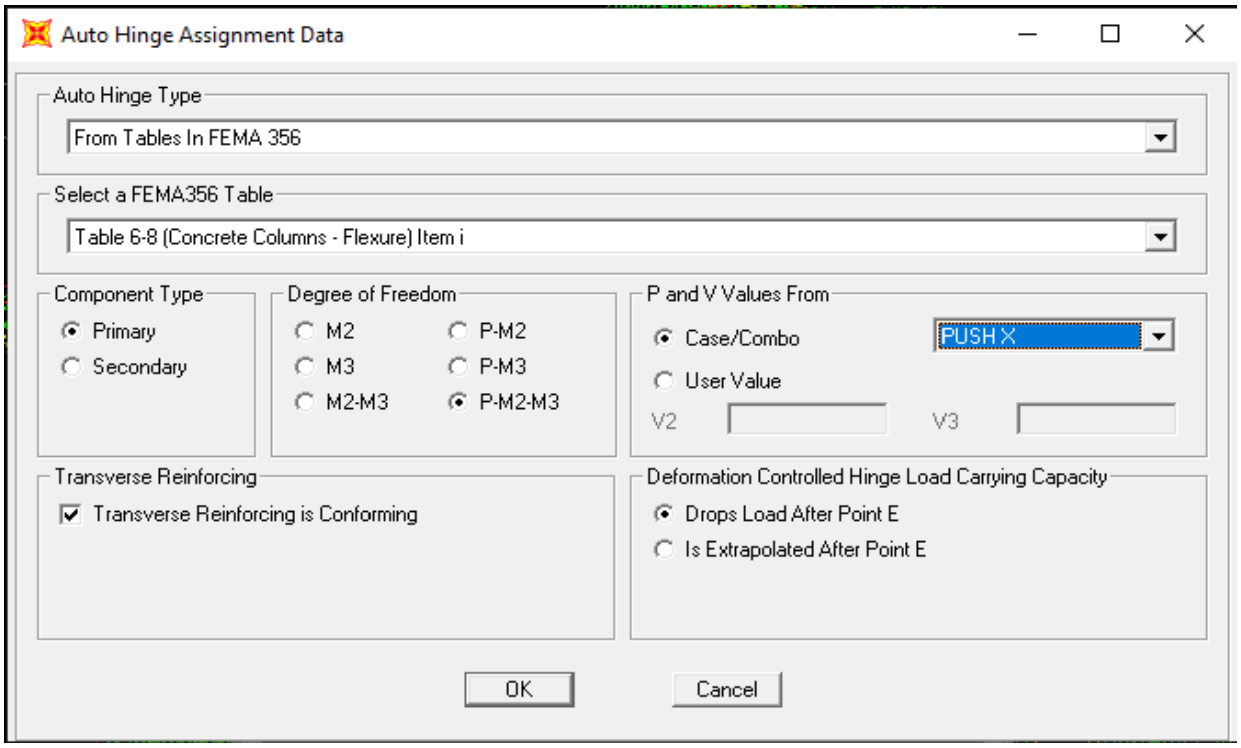
(d)

Fig 7.5(a), (b), (c), (d) Etapes de définition des rotules plastique dans les poutres

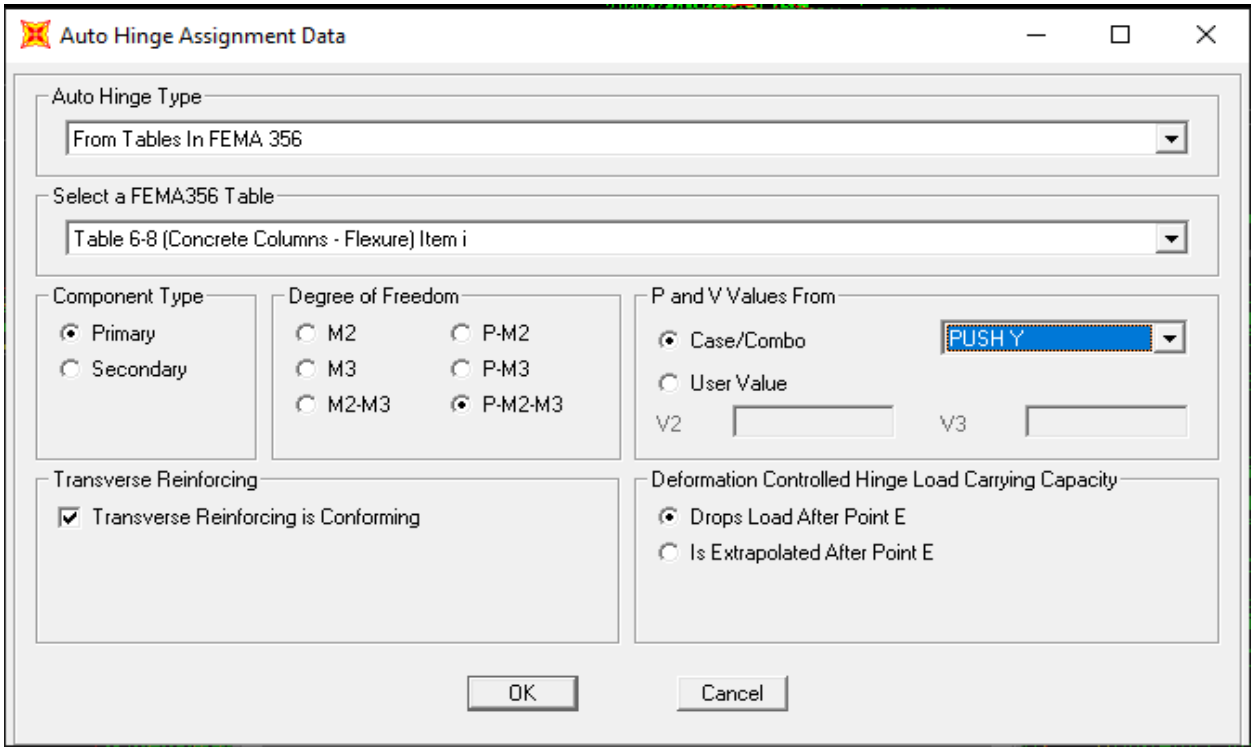
FEMA :" Federal Emergency Management Agency "l'agence fédérale de gestion des urgences.

Etape 3 : définition des rotules plastique dans les poteaux :

Sélectionner tous les poteaux, Assign Frame Hinges… Comme indiqué ci-dessous, puis cocher les cases comme indiqué dans les boites de dialogues ci-après :

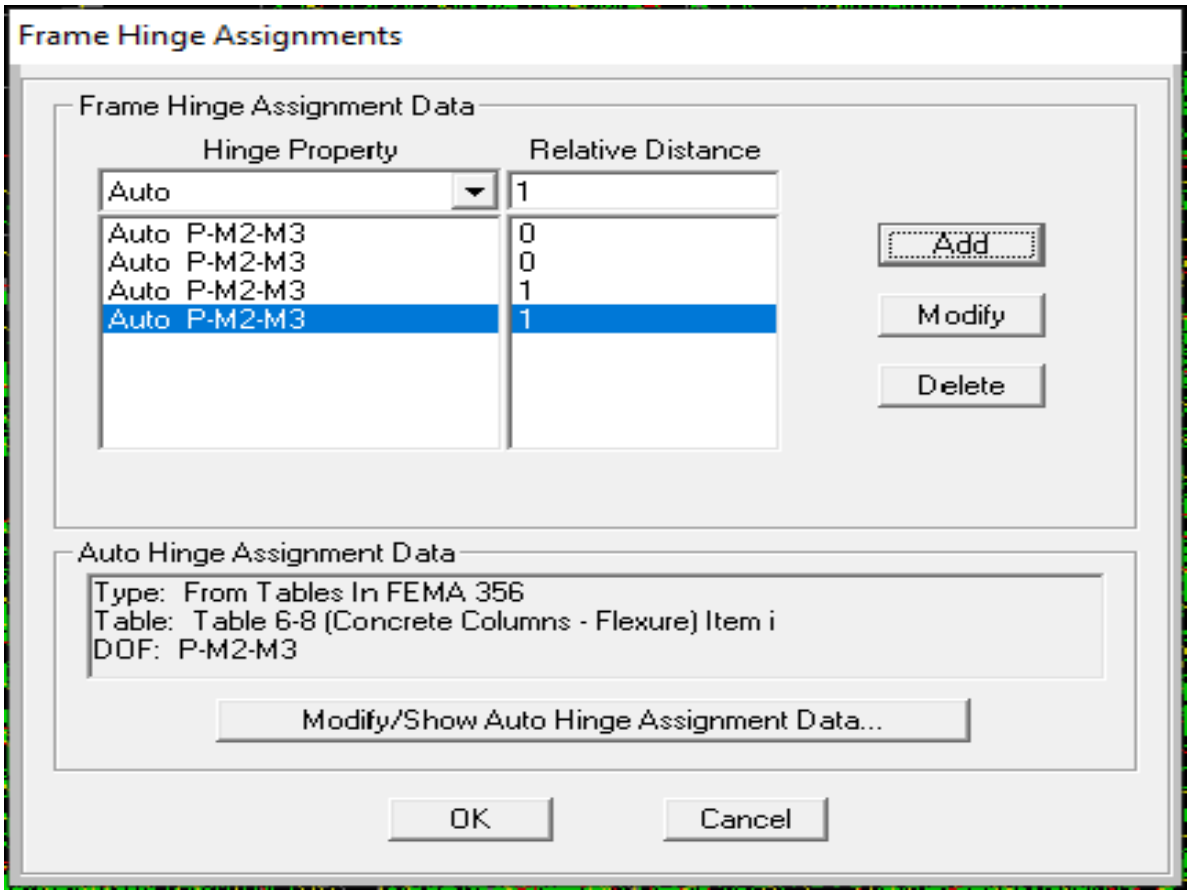

Auto Hinge Assignment Data
Auto Hinge Type
From Tables In FEMA 356
Select a FEMA356 Table
Table 6-8 (Concrete Columns - Flexure) Item i
Component Type
Primary
Secondary
Degree of Freedom
M2
M3
M2-M3
P-M2
P-M3
P-M2-M3
P and V Values From
Case/Combo
PUSH X
User Value
V2
V3
Transverse Reinforcing
Transverse Reinforcing is Conforming
Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
Drops Load After Point E
Is Extrapolated After Point E
OK
Cancel

(a)


Auto Hinge Assignment Data
Auto Hinge Type
From Tables In FEMA 356
Select a FEMA356 Table
Table 6-8 (Concrete Columns - Flexure) Item i
Component Type
Primary
Secondary
Degree of Freedom
M2
M3
M2-M3
P-M2
P-M3
P-M2-M3
P and V Values From
Case/Combo
PUSH Y
User Value
V2
V3
Transverse Reinforcing
Transverse Reinforcing is Conforming
Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
Drops Load After Point E
Is Extrapolated After Point E
OK
Cancel

(b)

Puis on rajouts deux autres points à 1 comme dans les poutres avec pushx et pushy, on doit avoir 4 points comme indique le figure ci-dessus :

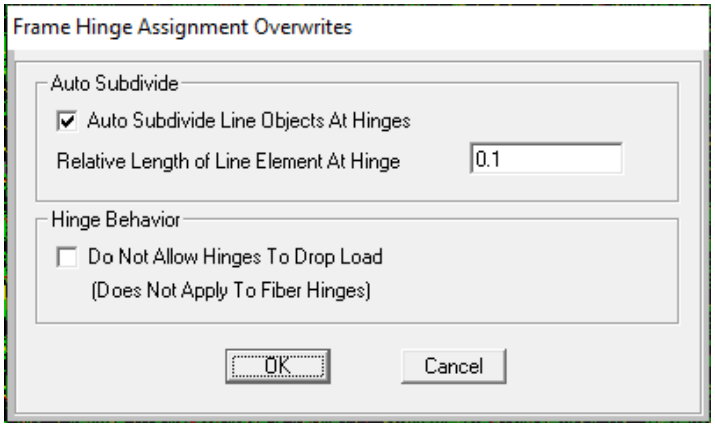


(c)

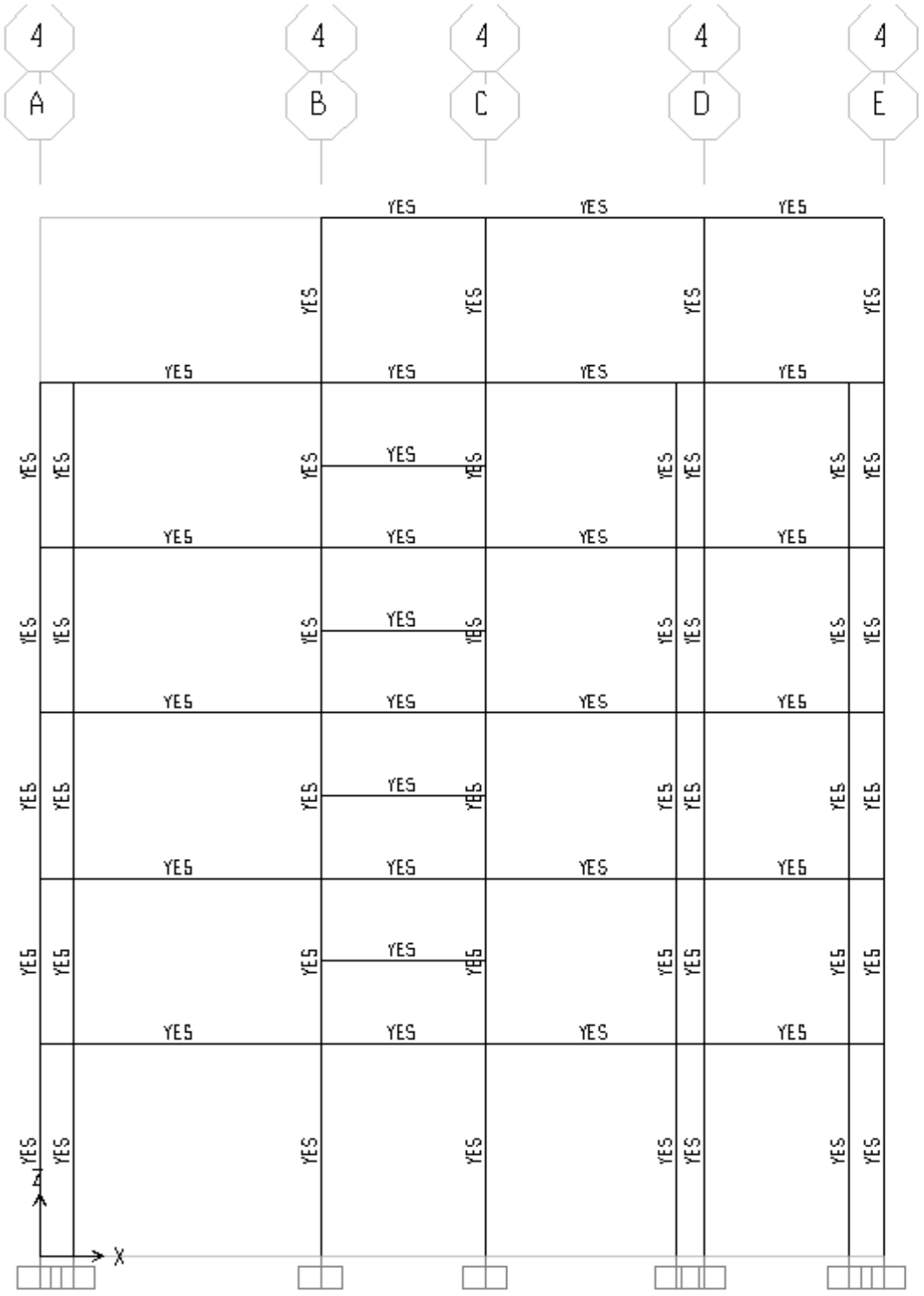
Fig 7.6(a), (b), (c), Etapes de définition des rotules plastique dans les poteaux

Etape 5 :

Sélectionner toute la structure puis : Assign Frame HingeOverwrites…



(a)



(b)

Fig 7.7 (a), et (b) déclaration des rotules plastique.

Etape 6 : lancement d'analyse :

Après avoir créé le chargement horizontal, et les rotules plastiques on lance l'analyse :

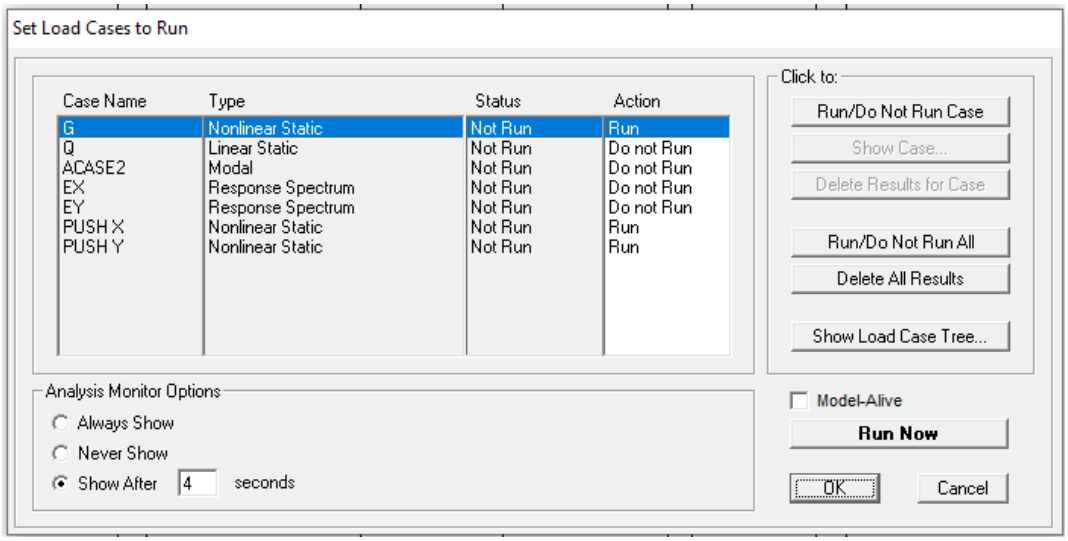
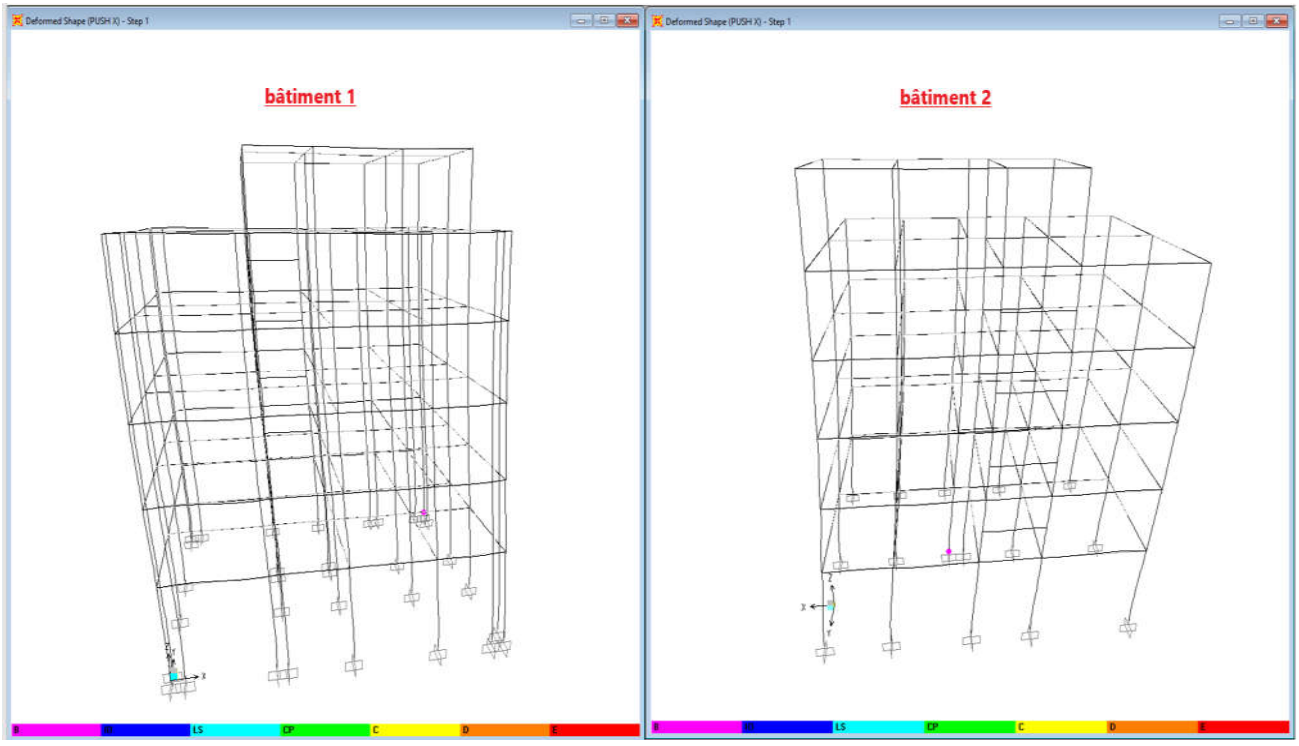


Fig 7.8 La boite de dialogue de lancement l'analyse.

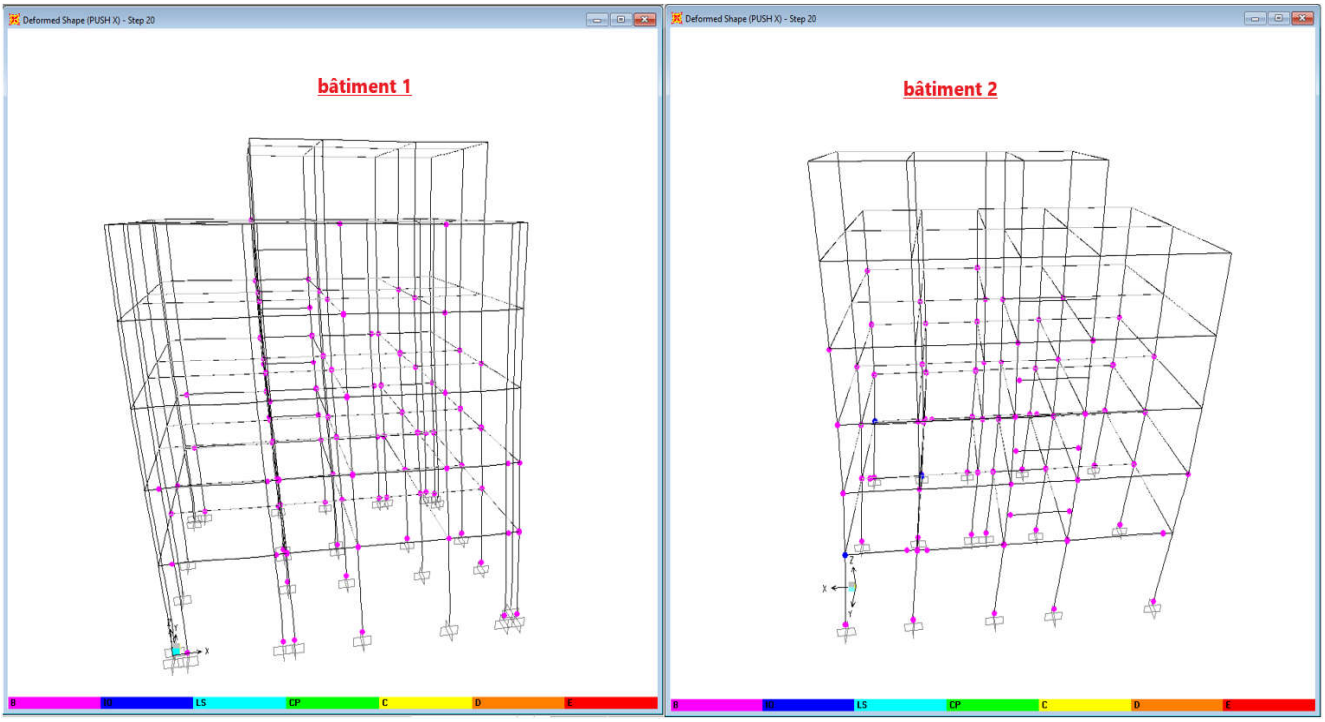
7.3 Résultat de l'analyse Push Over :

7.3.1 Présentation du mécanisme de ruine des deux types de structure

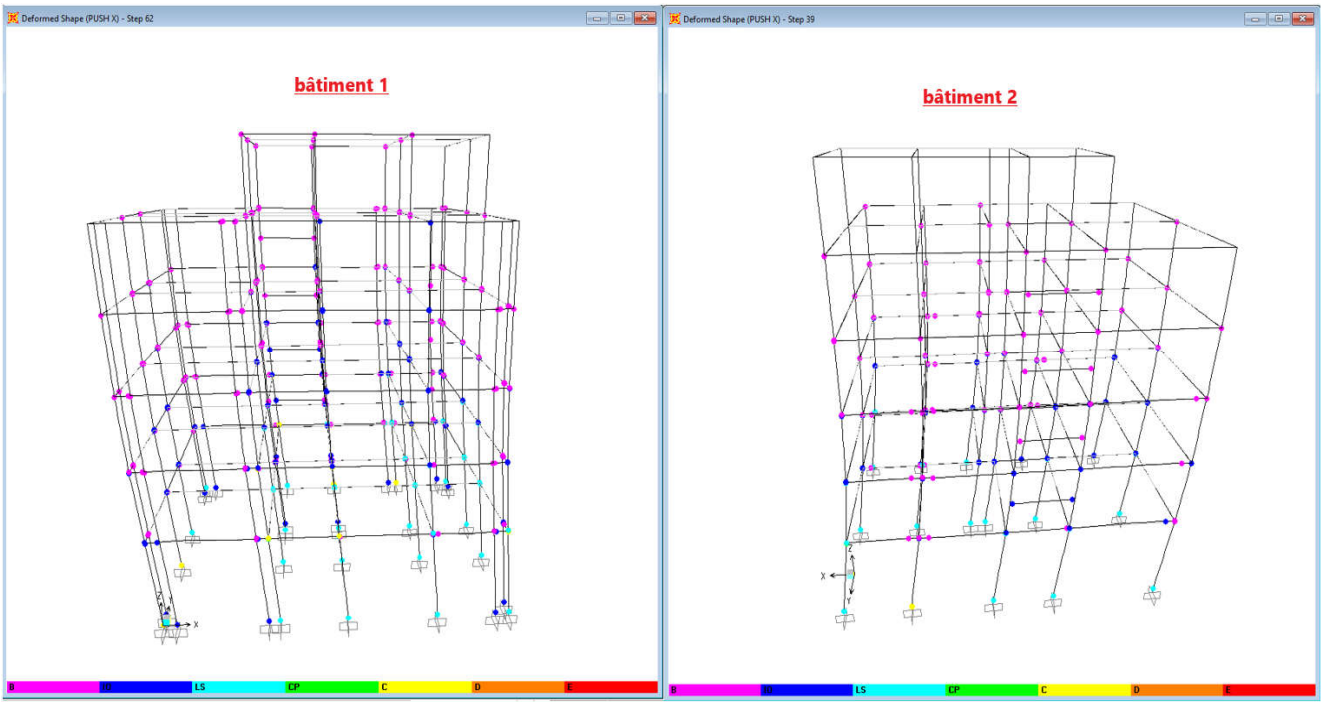
Dans le sens X-X :



(a)



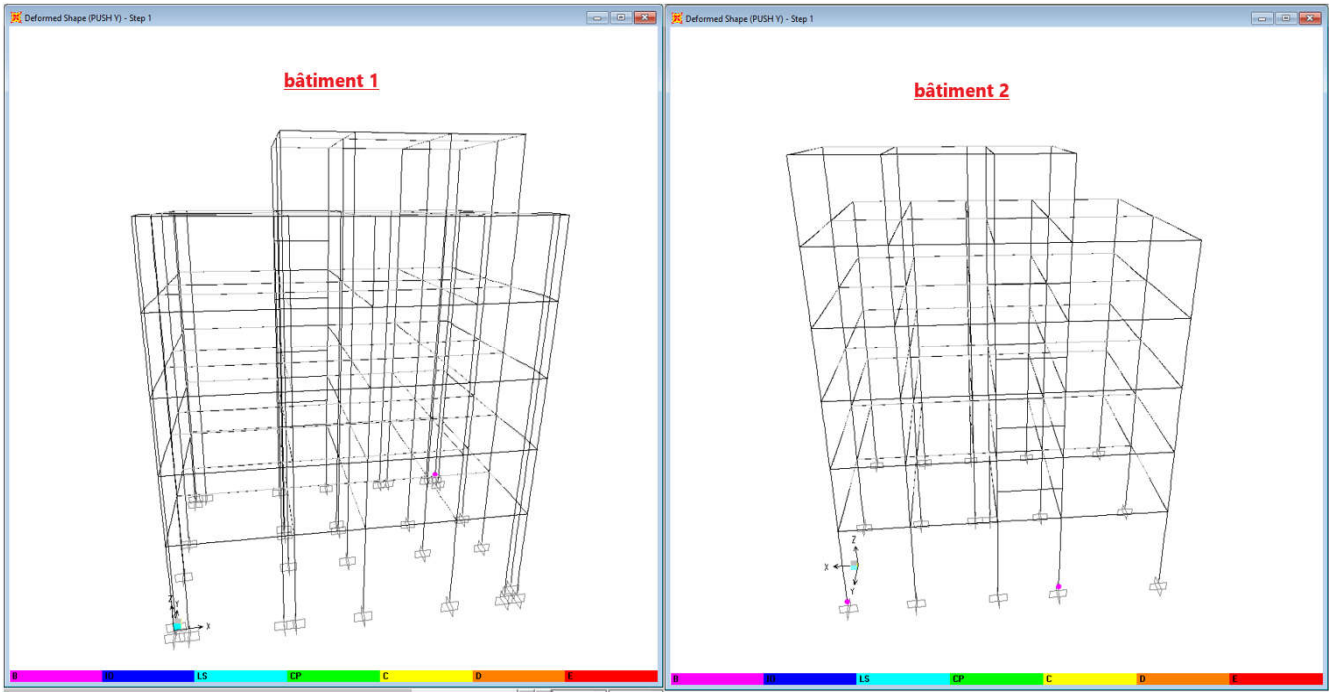
(b)



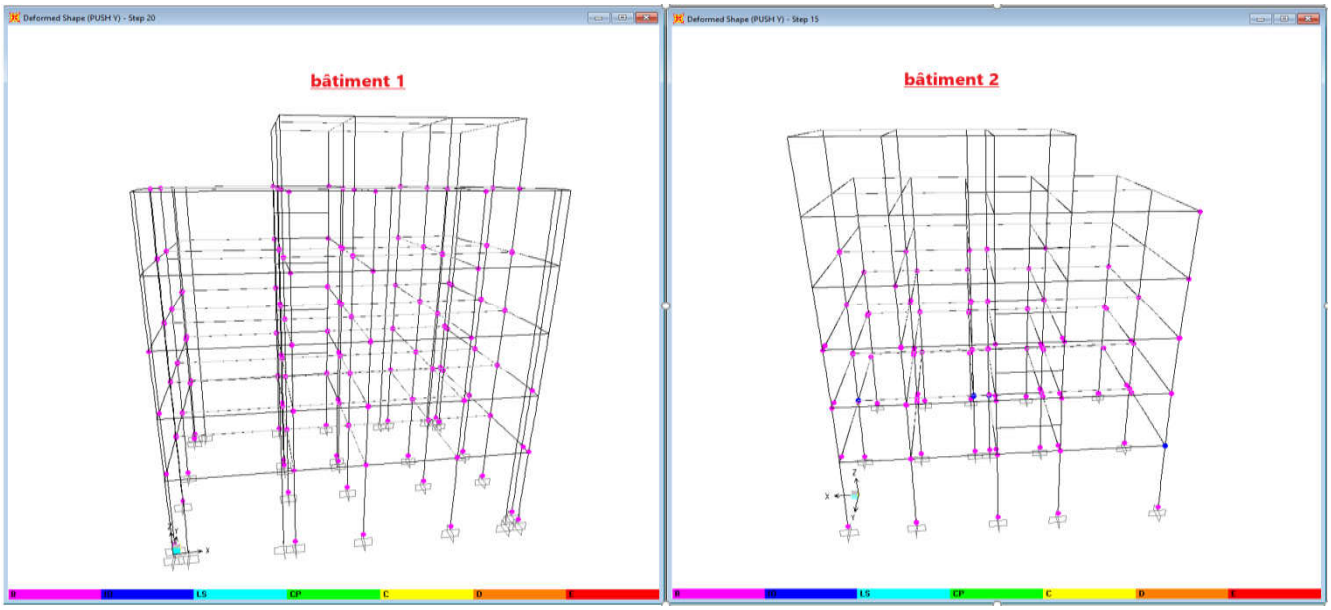
(c)

Fig 7.9 (a), (b), et (c) Formation des rotules plastique dans les deux structures et leurs positions dans le sens X-X

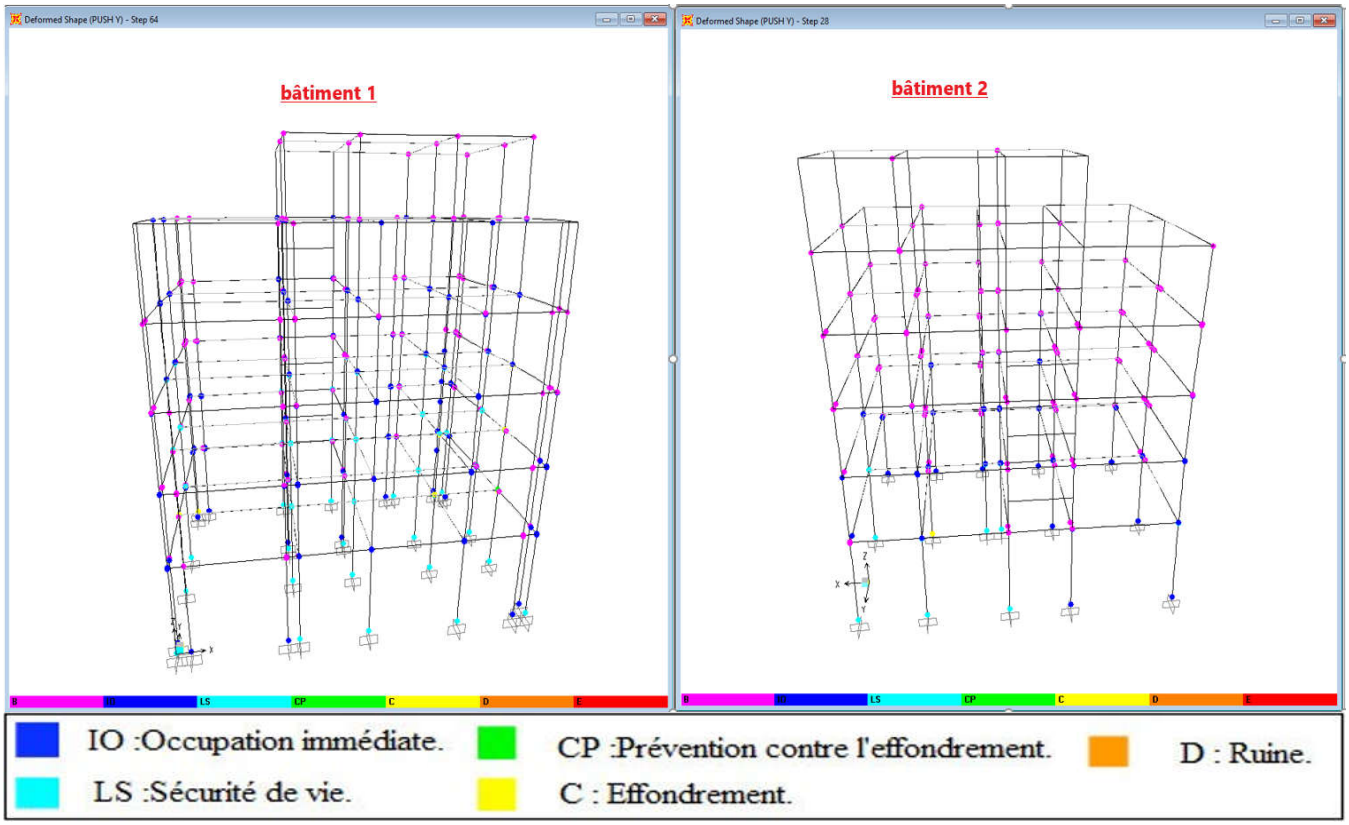
Dans le sens Y-Y :



(a)



(b)



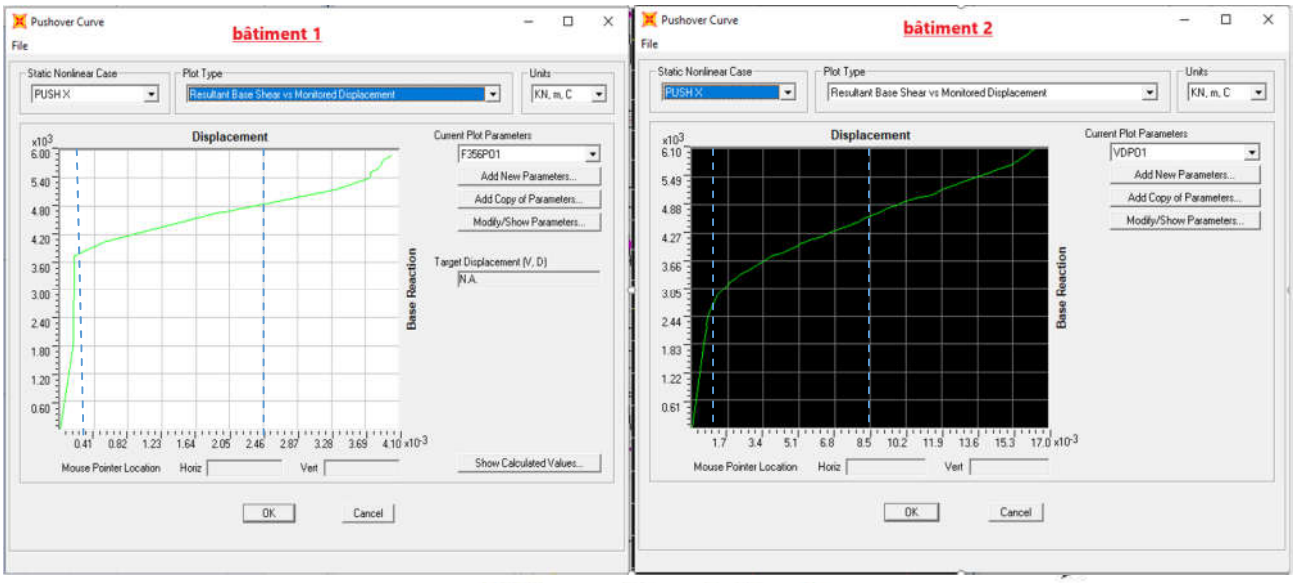
(c)

Fig 7.10 (a), (b), et (c) Formation des rotules plastique dans les deux structures et leurs positions dans le sens Y-Y

Commentaire :
D'après l'analyse des deux structures suivant les sens x-x et y-y, on remarque qu'il y' a apparition de rotule du type **C** au niveau des poutres et non pas dans les poteaux chose qui favorise la résistance du structure face au séisme et en cas d'apparition de ce désordre la réparation est très favorable. Par contre si les rotules apparaissent au niveau des poteaux cela serait néfaste pour la résistance du structure face à l'action sismique.

Représentation des courbes de capacité portantes des deux types de structures

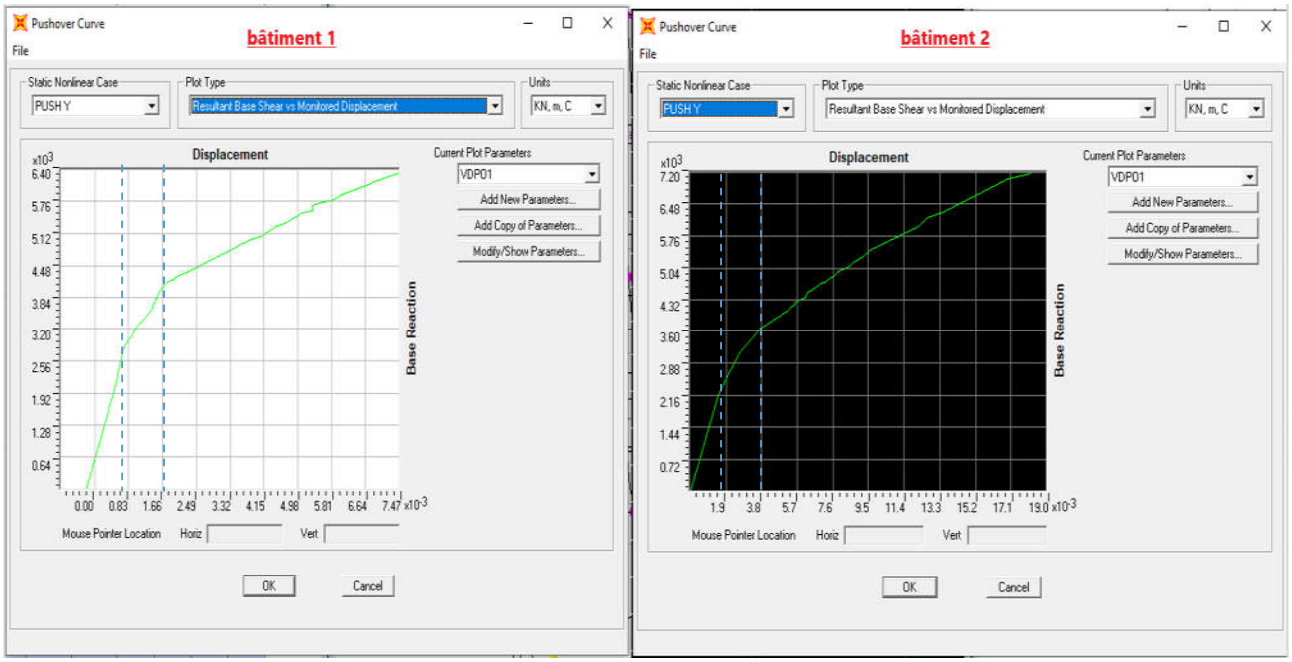
Le sens X-X :



Déformation latérale

(a)

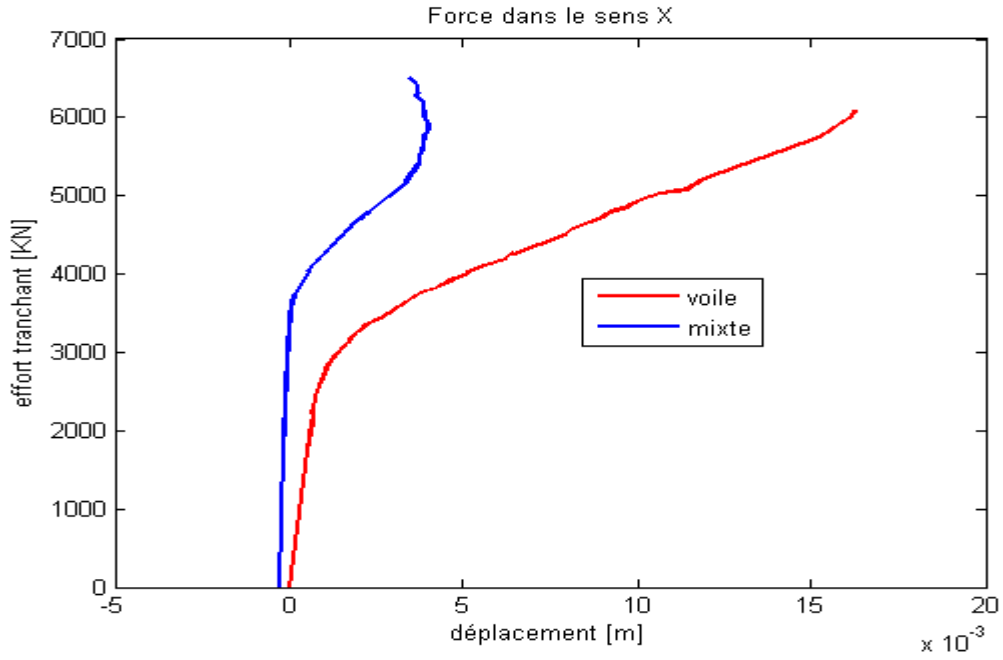
Le sens Y-Y :



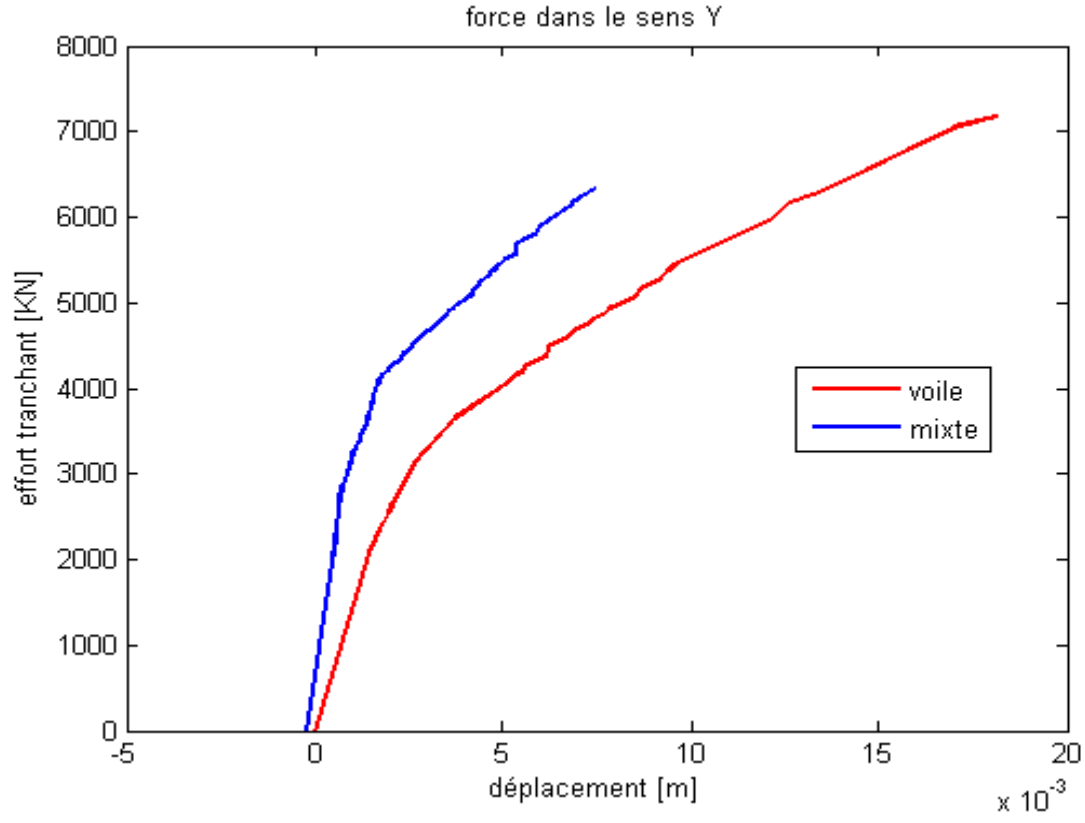
(b)

Fig 7.11 (a) et (b) représente les courbe de capacité dans les deux structures suivent X et Y respectivement.

Comparaison :



(a)



(b)

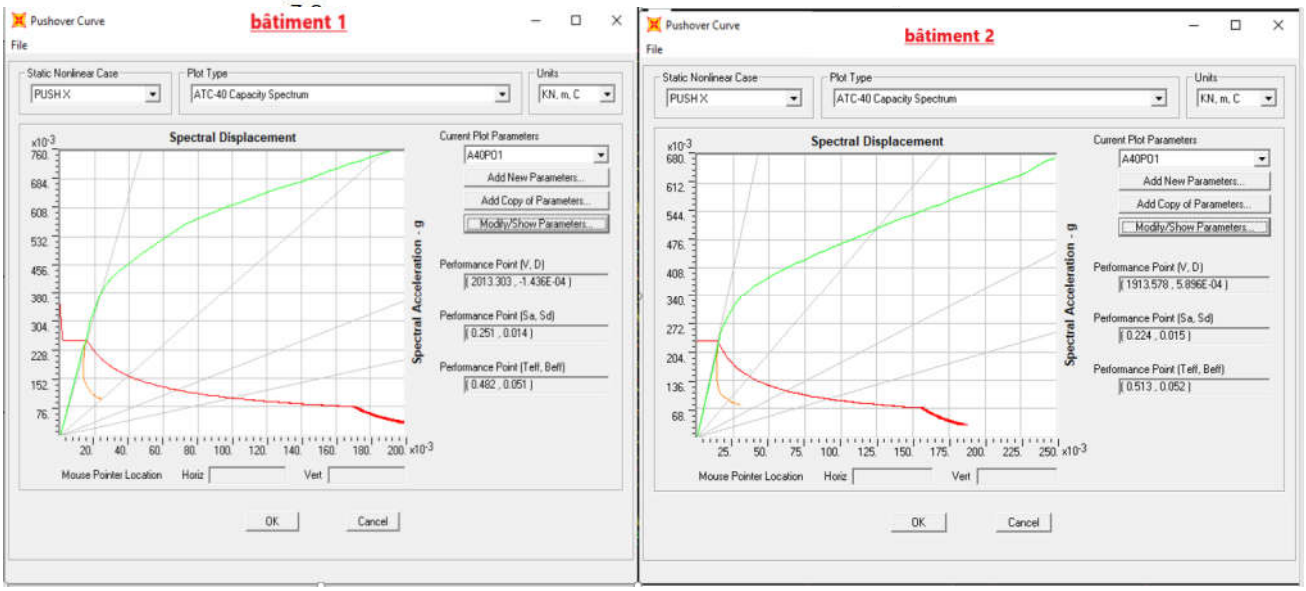
Fig 7.12 (a) et (b) les courbe de capacité sens x et y.

Commentaire :

- La résistance globale de la structure à contreventée mixte est supérieur à celle de la structure à contreventement avec bouts de voiles.
- La structure à contreventement mixte entre dans le domaine plastique après un déplacement moins à celui de la structure à contreventement avec des bouts de voiles.
- La structure à contreventement avec des bouts de voile est plus ductile que la structure à contreventement mixte.

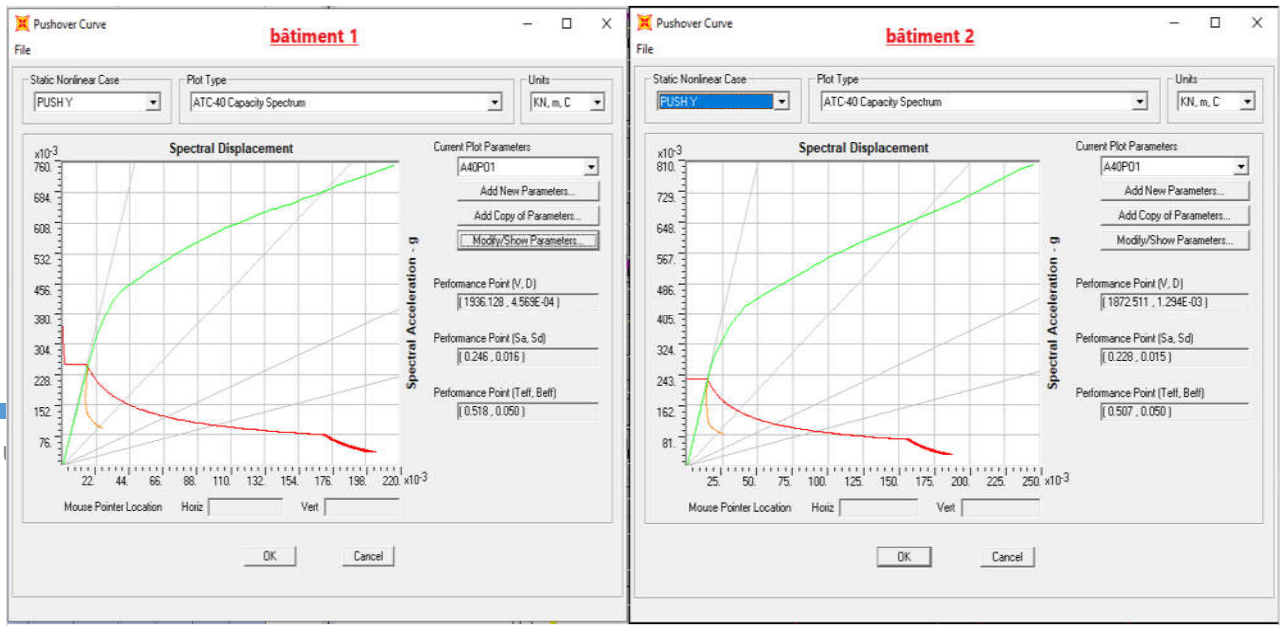
EXTRACTION DU POINT DE PERFORMANCE DES DEUX TYPES DE STRCUTURES

Le sens X-X :



(a)

Le sens Y-Y :



(b)

Fig 7.13(a) et (b) représente les courbe de capacité suivent X et Y respectivement.

ATC 40:"Seismicevaluation and retrofit of concrete buildings"

Les valeurs des déplacements et par conséquent les efforts tranchants correspondants au point de performance obtenues par le SAP2000 sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Structure 1		**Structure 2**	
	Effort (KN)	**Déplacement (m)**	**Effort (KN)**	**Déplacement (m)**
Push X	2013.303	1.43E-04	1913.57	5.89E-04
Push Y	1936.128	4.59E-04	1872.511	1.29E-03

Tab 7.1 valeur des efforts tranchant et déplacement du point de performance.

Commentaire :

La détermination du point de performance a montré que le structure en contreventement mixte est plus performant que le structure en contreventement voile et cela par la valeur des efforts tranchants supportés et les déplacements causés dans les deux sens X et Y.

7.4 conclusion :

D'après tous les calculs, des deux structures dans les deux sens X et Y, on constate que la capacite portante de la structure à contreventement par bouts de voiles est moins que celle de la structure à contreventement mixte. Par contre, sa ductilité est meilleure. Ainsi, on peut dire que la structure à contreventement par bouts de voiles à un comportement mieux que la structure à contreventement mixte pour un séisme faible ou moyen mais pour un séisme fort le comportement de la structure à contreventement mixte est meilleur.

Conclusion

Après avoir étudié les deux systèmes de contreventements pour la réalisation d'un bâtiment (R +3), on a pu conclure que pour minimiser les coûts supplémentaires, dans la réalisation du bâtiment contreventé par des bouts de voiles, on doit minimiser les longueurs des poutres car :

- La construction en voile a consommé plus de béton parce que les travées sont longues et donc les dimensions des poutres et la hauteur de dalle sont supérieures à celle de la construction à contreventement mixte.
- Le système de contreventement par bouts de voiles a consommé plus d'acier car les poutres sont longues et donc les moments et les efforts dans les poutres sont important ce qui nécessite plus de ferraillage pour l'équilibrer.
- L'analyse push over a révélé que la capacité portante du système à contrevent mixte est plus importante que le système à contreventement par bouts de voiles. Par contre, ce dernier il est plus ductile.

Il nous a été donné de voir que l'ensemble de l'une ou l'autre conception de structure possède certains avantages et inconvénients qui dépendent principalement de plusieurs paramètres aussi bien techniques qu'économique.

Système à contreventements par bouts de voiles :
Avantages : permet une répartition d'espace spacieuse, rapidité d'exécution ; il peut avoir des déplacements d'étages importants au-delàs de la limite élastique sans endommagements et il possède un comportement ductile.
Inconvénients : main d'couvre spécialisé ; coffrage onéreux ; structure non économique.
Système à contreventement mixte (portiques-voiles)
Avantages : économique ; coffrage traditionnel ; de capacité portante très importante.
Inconvénients : temps d'exécution très important et nécessite un coffrage compliqué.

RéférencesBiblio graphiques

1. : B.A.E.L 91, « Béton armé aux états limites ».

2. : C.B.A 93, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ».

3.: Charges permanentes et surcharges d'exploitation « DTR.B.C.2.2.»

4.: R.P.A 99, « Règlement parasismique Algérienne version 2003 ».

5. Mémoire de fin d'études « FSI».

6. Cours et TD pendant toute notre formation « BETON, DDS, ELEMENTS FINIS, RDM »

7. sites web : Civil mania, YouTube.

Logiciels utilisés :

1.CSI ETABS V 9.7.0 (modélisation)

2. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 (diagrammes des efforts et moments)

3. SOCOTEC (sections des ferraillage)

4. AutoCAD 2017 (dessin des plans)

5. Microsoft Word et Excel (traitement de texte et tableaux)

6. ScetchUp 2019 (dessin 3D)