



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

BOUDJLIDA Amel

HEBILA Rokia

Sujet du mémoire

**EFFET DE L'ANGLE D'INCIDENCE SISMIQUE SUR LES
PERFORMANCES DYNAMIQUES DES BATIMENTS**

Soutenu publiquement le ... /06/2023 devant le jury composé de :

Mr. B.A. BENYAMINA

Président

Mr. I. KLOUCHE D.

Rapporteur

Mr. G. ABADA

Examineur

Mr. M. MIMOUNI

Examineur

PROMOTION : 2022/2023



Remerciements

*Avant toute, nous remercions **ALLAH**, le tout puissant qui nous avoir donné la foi, la patience et la santé durant toutes notre études et de nous avoir permis d'accomplir ce travail.*

*La présentation de ce modeste travail m'offre l'occasion d'exprimer
notre profonde gratitude à*

*Monsieur **KLOUCHE IBRAHIM** qui a bien voulu diriger ce travail
pendant tout la durée de l'étude et la mise en forme du document final*

*Ses nombreux conseils ne m'ont jamais fait défaut. Nous sommes
heureux de lui exprimer ici notre respectueuse reconnaissance*

*Un remerciement particulier est dédié à **Messieurs CHEBBAH TOUFIK**
(ancien élève du Département) & **MEGHIZROU TOUFIK** (Directeur
Technique du CTC de Tiaret) de nous avoir assister au calcul numérique
structurel*

*Nous remercierons également **Monsieur et Mme Mimouni, Monsieur**
Abada et **Monsieur Benyamina**, D'abord pour toutes les facilités
accordées et d'avoir bien voulu accepter de présider le jury et
d'examiner le travail.*

Sans oublier bien sur Notre Chef de Département

Monsieur K. Bouakkaz

Dédicace

De tout mon cœur je dédie ce modeste travail à :

Mes chères parents, qui m'ont beaucoup soutenu et encouragé jusqu'au bout. Qu'ALLAH leur procure bonne santé et longue vie.

A ma chère tante Fatima qui a été à mon côté durant toute ma vie.

A mon frère Khaled et ma belle-sœur Djazia

A mon encadreur Mr Klouche. B merci pour tout le soutien

A tous mes amis sans exception

A toute la famille Hebila et Youcef sans exception, à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ROKIA

Dédicace

De tout mon cœur je dédie ce modeste travail à :

Mes chères parents, qui m'ont beaucoup soutenu et encouragé jusqu'au bout. Qu'ALLAH leur procure bonne santé et longue vie.

A mon encadreur Mr Klouche.B merci pour tout le soutien.

A tous mes amis sans exception.

A toute la famille Boudjlida et Bakhti sans exception, à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Amel

Résumé

Ce projet consiste principalement à l'étude de l'effet de l'angle d'incidence de séisme sur la réponse sismique dans les bâtiments en BA. Pour ce faire deux bâtiments, un de forme régulière rectangulaire et l'autre en forme irrégulière en (L), sont présentés pour l'analyse sismique critique. Les deux bâtiments en BA à usage d'habitation sont implantés à Tiaret, classée en zone I d'après le règlement parasismique Algérien RPA 99 modifié en 2003 possèdent les mêmes nombres d'étage sont excités par la même accélération de spectre de réponse calculée suivant le règlement RPA99 selon des directions, variant de 0 à 90° avec un pas de 10° par rapport au premier axe horizontal principal des x.

L'analyse dynamique des deux bâtiments est faite à l'aide du logiciel ETABS. En variant l'angle d'excitation sismique de zéro à 90° avec un incrément de 10° par rapport à l'axe horizontal principal des x, Il est observé dans cette étude que le comportement de la structure examinée varie en fonction de l'angle d'incidence du séisme appliqué.

Plusieurs paramètres de réponse sont étudiés tels que la réaction à la base de structures, le déplacement horizontal maximal et les sollicitations internes (effort axial, effort tranchant, moment fléchissant) au niveau des poteaux de RDC et de la terrasse les plus sollicités (poteau central, de rive et d'angle). Pour les éléments horizontaux la poutre principale et le chaînage au niveaux du RDC et de la terrasse sont analysés.

Il est constaté que les résultats montrent que l'angle d'incidence sismique appliqué exerce un effet non négligeable sur la réponse sismique des bâtiments entre autres sur le comportement de leurs éléments structuraux.

MOTS-CLÉS : *angle d'incidence ou angle d'excitation ou angle sismique ; directions principales ; réponse sismique ; bâtiments ; ETABS.*

المخلص

هذا المشروع يتكون أساسا من الدراسة الزلزالية للمباني في جميع الحالات على طول المحاور الرئيسية للمستوى الأفقي في البنايات التي تتكون من طابق فأكثر. تمت دراسة تغير انتشار زاوية على بنائتين الأولى ذات شكل منتظم اما الثانية فهي من الشكل غير المنتظم. تتكون البنايتان من طابق ارضي واربع طوابق و الواقعة في ولاية تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل لهذا السبب نريد التحقق من صحة طريقة الحساب المقترحة عن طريق نظام RPA المعدل في 2003 في الاتجاهات بمساعدة البرنامج ETABS من خلال تغيير زاوية السقوط من 0 الى 90 درجة بخطوة مقدرة ب 10 درجات حيث لوحظ من خلال الدراسة ان الزلزال المطبق على البنايتان يتغير بدلالة مجال الزاوية الموجهة. من بين المؤشرات المدروسة لدينا: القوة الاعظمية في القاعدة وانسحابها القوة النازمة عزم القوة الاجهاد في الاعمدة.

الكلمات المفتاحية : زاوية حدوث الزلازل أو زاوية الإثارة ; الاتجاهات الرئيسية ; الاستجابة الزلزالية ; مباني ; ETABS.

Abstract

This project consists mainly of the seismic study of buildings in all cases through the main axes of the horizontal planes in the buildings that are constituted by a floor or the two buildings(R+4), the first this regular rectangular shape and the second buildings irregular to form(L).The two buildings are inverted for the critical impact analysis, they are located in Tiaret, classified in Zone I according to the Algerian paraseismic regulation RPA 99 modified in 2003 by varying the angle of seismic excitation) from zero to 90° with respect to the step of 10° with respect to the main horizontal axis. It is observed in this study that the behavior of the structure examined varies according to of the angle of incidence of the applied earthquake. The various response parameters studied are the reaction at the base of structures and its horizontal displacement, the stresses (shear force, bending moment) and the normal stresses at the level of the most stressed ground floor and terrace posts (Angle post, bank and central) for the horizontal elements, we will check the most deformable main and secondary beams at the **ground floor and terrace levels.**

Key words: Earthquake incidence angle or excitation angle or **Seismic** angle; main directions; Seismic response ; Buildings; ETABS

Sommaire

Résumé	I
Sommaire.....	III
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux	XI
Liste des symboles.....	XIII
Introduction générale.....	1
Chapitre I.....	3
Synthèse bibliographique : bâtiments réguliers et irréguliers en plan.....	3
1.1 Introduction	3
1.2.1 Les structures régulières en plan	3
a-configuration symétrique de la structure	4
b-Excentricité	4
c- Les différentes formes des bâtiments.....	5
d- régularité en élévation	5
e-la torsion d'ensemble	6
f- Résistance et rigidité dans les deux directions	6
g- Résistance et rigidité à la torsion	6
1.2.2 Les structures irrégulières en plan	6
a- Comportement sismique des structures irrégulières	7
2.1 Introduction	10
2.2 Les séismes et les sites sismiques	10
2.2.1 Les séismes	10
2.2.2 Effet de site sur sol meuble	13
2.2.3 Zonage et protection.....	13
a- Les zones territoriales de sismicité	13
b- réaction des bâtiments aux séismes	14
c- Éviter l'effondrement des constructions	15
d- Ne pas faire uniquement des bâtiments garantis sans dommages	15

e- déformabilité du bâtiment soumis à des secousses	17
f- Les forces d'inertie	17
g- Prévoir la valeur des déformations	17
h- Modes de déformation d'un bâtiment	18
i- exemples de mauvaise conception architecturale en plan	18
j- exemples de mauvaise conception architecturale en élévation	20
k- différence entre un joint de dilatation et un joint parasismique	22
l- Il est préférable d'avoir une structure homogène et hyperstatique.....	23
m- Contreventement.....	24
2.3 Etat de l'art sur les études historiques du séisme (l'orientation d'angle sismique)	27
III.1. Présentation des cas de bâtiments étudiés et caractéristiques des structures.....	34
a- Objectif	34
b- Description de l'ouvrage	34
c- Présentation des structures	34
III.2. Caractéristiques du béton et acier	35
III.3 Pré dimensionnement des éléments	37
b- Poutre secondaire (chainage) :.....	39
c- Pré dimensionnement des poteaux	40
III.4 Evaluation des efforts sismiques	42
III.5 Bloc rectangulaire.....	45
III.6 Bloc en L	49
III.7 Présentation du logiciel	52
III.8 Analyse des structures via ETABS.....	53
Bloc rectangulaire	53
IV.1 Bâtiment rectangulaire	55
IV.1.1 Réaction sismique à la base	55
IV.1.2 Déplacement horizontal	56
IV.1.3 Sollicitations dans les poteaux	57
a. Sollicitations des poteaux d'angle	58
a.2 Poteau d'angle de terrasse	60
b. Sollicitations des poteaux de rive	61
b.2 Poteau de rive Terrasse	63
c. Sollicitations dans les Poteaux centraux	64
c.2 Poteau central Terrasse.....	66

IV.2.3 Sollicitations dans les Poutres	67
a. Sollicitations dans les Poutres principales.....	67
a.1 Poutre Principale RDC	67
a.2 Poutres principale Terrasse	68
b. Sollicitations des Chainages.....	69
IV.2 Batiment en « L »	72
IV.2.1 Réaction sismique à la base	72
IV.2.2 Déplacement horizontal	73
IV.2.3 Sollicitations dans les poteaux	74
a.2 Poteau d'angle de terrasse	75
b. Sollicitations des Poteaux de Rive	77
b.2 Poteau Rive Terrasse.....	78
c. Sollicitations dans le Poteau Central	79
c.2 Poteau Central Terrasse.....	80
IV.2.3 Sollicitations dans les Poutres	82
a. Sollicitations des Poutres Principales.....	82
a.1 Poutre Principale RDC	82
b. Sollicitations des Chainages.....	84
b.2 Chainage Terrasse	85
IV.3 Synthèse des résultats.....	86
IV.3.1 Bloc rectangulaire	86
IV.3.2 Bloc en L	86
IV.3.3 Conclusion.....	87
Conclusion générale	87
Références bibliographiques.....	90

Liste des figures

Figure I.1 : Photo de bâtiment irrégulier en plan.....	7
Figure I.2 : Limites des décrochements en plan.....	8
Figure I.3 : Limites des décrochements en élévation.....	9
Figure II. 1 : Axonométrie schématique d'une source sismique (Document Université de Laval Québec).....	11
Figure II.2 : Coupes schématiques sur le globe terrestre (documents Université de Laval, Québec).....	12
Figure II. 3 : Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs.....	14
Figure II. 4 : Destruction de tous les étages.....	15
Figure II. 5 : Renversement de l'immeuble.....	15
Figure II.6 : Endommagement au pied du poteau.....	16
Figure II.7 : Accélération du sol.....	17
Figure II. 8 : Modes de déformation pour différents éléments : en traction, en flexion et en cisaillement.....	18
Figure II. 9 : Comportement en déformation du bâtiment en L.....	19
Figure II. 10 : Mécanisme de torsion de l'aile d'un bâtiment en L.....	19
Figure II.11 : « coup de fouet » dans les étages supérieurs d'un bâtiment.....	20
Figure II. 12 : Flexibilité du bas de la construction.....	21
Figure II. 13 : Document NISEE – et Séisme de Kobé, 1995, Document x.....	21
Figure II. 14 : Séisme de Tokachi Oki,1968.....	22
Figure II. 15 : (Japon, Document X) - Joint parasismique vertical large entre deux constructions susceptibles de présenter des déformations importantes en partie supérieur.....	22
Figure II.16 : (Basse-terre, Document P. Balandier) - Joint parasismique vertical étroit entre deux parties d'un même bâtiment. Le joint PS est couvert d'un couvre joint souple.....	23
Figure II. 17 : (Document X) Entrochoquement de bâtiments pour cause de joint PS trop étroit au regard des déplacements réels.....	23
Figure II. 18 : Variation de raideur entre les étages du bas et du haut.....	24

Figure II. 19 : Séisme de Kalamata – Document x - Ce type de ruine par empilement des dalles est typique d'une absence de contreventement vertical.....	25
Figure II.20 : Les déformations acquises après séisme (Kobé, 1995, document NISEE)....	25
Figure II.21 : Exemple de contreventement en façade par croix de St André sur chacune des travées.....	26
Figure II. 22 : Chantier du palais de justice de Grenoble. (Document P. Balandier).....	26
Figure II. 23 : Variation de la force axiale maximale en fonction d'angle d'incidence.....	27
Figure II. 24 : Variation du déplacement maximal en fonction d'angle d'incidence.....	28
Figure II. 25 : Variation de l'effort tranchant maximal en fonction d'angle d'incidence....	28
Figure II. 26 : L'effet de l'orientation d'angle sismique de la force normal sur le bâtiment symétrique à 1 étage.....	29
Figure II. 27 : L'effet de l'orientation d'angle sismique de moment sur le bâtiment symétrique à 1 étage.....	30
Figure II. 28 : Configuration structurale des structures 1, 2,6 et 8 de gauche à droite.....	31
Figure II. 29 : Variation de l'effet de la direction en fonction des angles	32
Figure II. 30 : La variation de 3 combinaisons de MIDR (rapport maximal de déplacement inter-étages) en fonction des angles.	33
Figure III.1 : Vue en plan (2D) et en (3D) du bâtiment en rectangulaire.....	35
Figure III.2 : Vue en plan (2D) et en (3D) du bâtiment en L.....	35
Figure III.3 : Dimensions des sections de béton des poteaux et des poutres.....	42
Figure III.4: Concentration des masses sismiques sur la hauteur du bâtiment en rectangulaire.....	48
Figure III.5: Concentration des masses sismiques sur la hauteur du bâtiment en L.....	51
Figure IV 1 : Réaction sismique à la base du bâtiment rectangulaire suivant la direction du séisme.....	56
Figure IV.2 : Variation du déplacement maximal en fonction d'angle d'incidence (Bâtiment rectangulaire).....	57
Figure IV.3 : Variation de l'effort Tranchant de poteaux d'angle RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	58

Figure IV.4 : Variation du moment fléchissant de poteaux d'angle RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	59
Figure IV.5 : Variation de l'effort Tranchant de poteaux d'angle Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	60
Figure IV.6: Variation du moment fléchissant de poteaux d'angle Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	61
Figure IV.7 : Variation de l'effort Tranchant de poteaux rive RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	62
Figure IV.8 : Variation du moment fléchissant de poteaux rive RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	62
Figure IV.9: Variation de l'effort Tranchant de poteaux rive Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	63
Figures IV.10 : Variation du moment fléchissant de poteaux rive Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	63
Figures IV.11 : Variation de l'effort Tranchant de poteau central RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	64
Figure IV.12 : Variation du moment fléchissant de poteau central RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	65
Figure IV.13 : Variation de l'effort Tranchant de poteau central terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	66
Figure IV.14 : Variation du moment fléchissant de poteau central terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	66
Figure IV.15 : Variation de l'effort Tranchant de poutre principale RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	67
Figure IV.16 : La variation du moment fléchissant de poutre principale RDC en fonction (Bâtiment rectangulaire).....	68
Figure IV.17 : Variation de l'effort Tranchant de poutre principale terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	69
Figure IV.18 : Variation du moment fléchissant de poutre principale terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	69
Figure IV.19 : Variation de l'effort Tranchant de chaînage RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	70

Figure IV .20: Variation du moment fléchissant de chaînage RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	70
Figure IV.21 : Variation de l'effort Tranchant de chaînage terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	71
Figure IV.22 : Variation du moment fléchissant de chaînage terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire).....	71
Figure IV.23 : Réaction sismique à la base du bâtiment angle suivant la direction du séisme.....	73
Figure IV.24 : Variation du déplacement maximal en fonction d'angle d'incidence (Bâtiment en L).....	73
Figure IV.25 : Variation de l'effort Tranchant de poteau d'angle RDC en fonction de α (Bâtiment en L).....	74
Figure IV.26 : Variation du moment fléchissant de poteau d'angle RDC en fonction de α (Bâtiment en L).....	75
Figure IV.27 : Variation de l'effort Tranchant de poteau d'angle terrasse en fonction de α (Bâtiment angle).....	76
Figure IV.28 : Variation du moment fléchissant de poteau d'angle terrasse en fonction de α (Bâtiment en L).....	76
Figure IV.29 : Variation de l'effort Tranchant de poteau rive RDC en fonction de α (Bâtiment en L).....	77
Figure IV.30 : variation du moment fléchissant de poteaux rive RDC en fonction de α (Bâtiment en L).....	77
Figure IV.31 : Variation de l'effort Tranchant de poteaux rive Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L).....	78
Figures IV.32 : La variation du moment fléchissant de poteaux rive Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L).....	78
Figures IV.33 : Variation de l'effort Tranchant de poteau central RDC en fonction de α (Bâtiment en L).....	79
Figure IV.34 : Variation du moment fléchissant de poteau central RDC en fonction de α (Bâtiment en L).....	80
Figure IV.35 : Variation de l'effort Tranchant de poteau central terrasse en fonction de α (Bâtiment en L).....	81

Figure IV.36 : Variation du moment fléchissant de poteau central terrasse en fonction de α (Bâtiment en L).....81

Figure IV.37 : Variation de l'effort Tranchant de poutre principale RDC en fonction de α (Bâtiment en L).....82

Figure IV.38 : La variation du moment fléchissant de poutre principale RDC en fonction (Bâtiment en L).....82

Figure IV.39 : Variation de l'effort Tranchant de poutre principale terrasse en fonction de α (Bâtiment en L).....83

Figure IV.40 : Variation du moment fléchissant de poutre principale terrasse en fonction de α (Bâtiment en L).....83

Figure IV.41: Variation de l'effort Tranchant de chaînage RDC en fonction de α (Bâtiment en L).....84

Figure IV .42 : Variation du moment fléchissant de chaînage RDC en fonction de α (Bâtiment en L).....84

Figure IV.43 : Variation de l'effort Tranchant de chaînage terrasse en fonction de α (Bâtiment en L).....85

Figure IV.44 : Variation du moment fléchissant de chaînage terrasse en fonction de α (Bâtiment en L).....85

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Différentes méthodes de calcul des réponses maximales.....31

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.....40

Tableau III.2 : Valeurs de $\xi(\%)$44

Tableau III.3: Coefficient d'accélération de zone A.....44

Tableau III.4: Valeurs du coefficient C_T 45

Tableau III.5: Valeurs de T_1 et σ_245

Tableau III.6: Valeur des pénalités P_q bloc rectangulaire.....46

Tableau III.7 : Valeurs des pénalités P_q bloc en L.....49

Tableau III. 8: Les masses et les centres de gravité et centre de torsion de la variante 1...53

Tableau III.9 : Les modes de vibration fondamentaux de translation selon les deux directions X et Y.....54

Tableau IV.1 : Réaction à la base du bâtiment rectangulaire suivant la direction du séisme.....55

Tableau IV.2 : Déplacement horizontale de la terrasse du bâtiment rectangulaire suivant la direction du séisme.....56

Tableau IV.3 : Efforts internes du Poteau d'angle de RDC (Bâtiment rectangulaire).....58

Tableau IV.4 : Efforts internes du Poteau d'angle de Terrasse (Bâtiment rectangulaire)....60

Tableau IV.5 : Efforts internes du Poteau de Rive de RDC (Bâtiment rectangulaire).....61

Tableau IV.6 : Efforts internes du Poteau de Rive de Terrasse (Bâtiment rectangulaire).....63

Tableau IV.7 : Efforts internes du Poteau Central de RDC (Bâtiment rectangulaire).....64

Tableau IV.8 : Efforts internes du Poteau Central de Terrasse (Bâtiment rectangulaire)....66

Tableau IV.9 : Efforts internes du Poutre principale de RDC (Bâtiment rectangulaire).....67

Tableau IV.10 : Efforts internes des Poutre principale de Terrasse (Bâtiment rectangulaire).....68

Tableau IV.11 : Efforts internes du Chainage de RDC (Bâtiment rectangulaire).....69

Tableau IV.12 : Efforts internes de chainage de Terrasse (Bâtiment rectangulaire).....71

Tableau IV.13 : Réaction à la base sismique du bâtiment angle suivant la direction du séisme.....72

Tableau IV.14 : Déplacement horizontal de la terrasse du bâtiment angle suivant la direction du séisme.....73

Tableau IV.15 : Efforts internes du Poteau d'angle de RDC (Bâtiment en L).....74

Tableau IV.16 : Efforts internes du Poteau d'angle de Terrasse (Bâtiment en L).....75

Tableau IV.17 : Efforts internes du Poteau Rive de RDC (Bâtiment en L).....77

Tableau IV.18 : Efforts internes du Poteau Rive de Terrasse (Bâtiment en L).....78

Tableau IV.19 : Efforts internes du Poteau Centrale de RDC (Bâtiment en L).....79

Tableau IV.20 : Efforts internes du Poteau Central de Terrasse (Bâtiment en L).....80

Tableau IV.21 : Efforts internes du Poutre Principale de RDC (Bâtiment en L).....82

Tableau IV.22 : Efforts internes du Poutre Principale de Terrasse (Bâtiment en L).....83

Tableau IV.23 : Efforts internes de Chainage de RDC (Bâtiment en L).....84

Tableau IV.24 : Efforts internes de Chainage Terrasse (Bâtiment en L).....85

Liste des symboles

- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- L : La portée maximale entre nus d'appui.
- h_t : Hauteur totale du plancher.
- h : La hauteur du poutre
- b : La largeur du poutre
- G : Charges permanentes
- Q : Charges d'exploitation
- **E.L.U** : Etat limite ultime.
- **E.L.S** : Etat limite service.
- B_r : Section réduite
- A_s : Section d'armature longitudinale
- L_f : Longueur de flambement
- i : Rayon de giration
- λ : L'élancement du poteau
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton
- S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment
- A : Coefficient d'accélération de la zone
- η : Facteur de correction d'amortissement
- ξ : Le pourcentage d'amortissement critique.
- T : Valeur du période
- R : Coefficient de comportement de la structure
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- Q : Facteur de qualité
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site.
- h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement
- P_q : La pénalité à retenir
- V : La force sismique
- W : Le poids total de la structure
- W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels
- W_{Qi} : charge d'exploitation
- β : Coefficient de pondération
- M : Moment fléchissant
- N : Effort normal
- V : Effort tranchant
- Δ : Déplacement relatif du niveau k

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction. La construction des bâtiments c'est un domaine en constante évolution. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments. L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir.

L'objectif de l'ingénieur ou le Master des structures de nos jours est de construire des structures qui résistent aux charges permanentes et d'exploitation et aussi aux charges accidentelles telle que le séisme.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'étude d'après le règlement parasismique algérienne RPA99 applique la force sismique E dans deux sens avec une majoration de 20%.

Il faut souligner toute fois que pour une structure de forme régulière en plan telle que carrée ou rectangle Les axes principaux du plan horizontal de la structure sont les axes x et y par contre pour une structure de forme irrégulière (en L, en Y, Curviligne...) on doit chercher les directions principales là où le séisme est défavorable.

Dans la plupart des régions sismiques, l'adoption de techniques de construction visant à réduire les risques liés aux tremblements de terre, vise l'augmentation de la résistance des structures. Mais la question qui se pose est comment peut-on et par quel moyen renforcer la structure sous variation de la direction du séisme, et quelle est la direction la plus rentable, coté résistance, économique et bien sûr architectural.

Notre travail consiste à l'étude de l'effet de la direction du séisme sur le comportement dynamique et le dimensionnement des structures.

Ce travail est structuré en cinq chapitres :

- Une introduction rappelant le contexte général du sujet étudié.
- Le premier chapitre représente une synthèse bibliographique concernant les bâtiments réguliers et irréguliers en plan
- La deuxième et le troisième chapitre décrit l'état de l'art sur les études historiques du séisme et les cas de bâtiments étudiés avec dimensionnement de leurs éléments porteurs et aborde l'analyse dynamique paramétrique des bâtiments étudiés.
- Le quatrième chapitre exploite les résultats ainsi obtenus.
- Et en fin, une conclusion générale clôture ce travail.



Chapitre I

Synthèse bibliographique :
bâtiments réguliers et
irréguliers en plan

1.1 Introduction

Divers chercheurs ont mené des études sur la réponse sismique de structures en portique régulières et irrégulières en plan. Ils ont constaté des différences dans la réponse des portiques irrégulières et régulières. Parmi les différences les plus notables, ils ont noté des accroissements des déplacements latéraux inter-étages et des demandes de ductilité à l'étage où se situe le décrochement en plan.

Cependant, ces études ont été concentrées surtout sur l'influence des irrégularités sur les demandes sismiques (en déplacement, en déformations plastiques et en ductilité) plutôt que sur les capacités « sismiques » des structures étudiées (résistance ultime et capacité en ductilité).

1.2 Types de structures

Les bâtiments à ossature en portiques en béton armé peuvent présenter deux formes géométriques différentes : forme régulière ou irrégulière.

Dans la plupart des cas, les constructeurs choisissent en général la forme la plus simple pour le bâtiment à concevoir et à réaliser, forme répondant aux critères de régularité en plan.

Dans la conception parasismique des structures en béton armé, les règles utilisées sont basées sur les connaissances plus récentes dans le domaine de la recherche scientifique. Ces règles constituent un ensemble de normes de conception très avancée. Parmi les objectifs visés de ces normes sont d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

1.2.1 Les structures régulières en plan

Pour qu'une structure en béton armée soit considérée comme étant régulière en plan elle doit vérifier les conditions suivantes selon RPA 99 :

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
3. -Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

a- Configuration symétrique de la structure

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques.

Lorsqu'une structure en béton armé n'est pas symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales, moins d'incertitudes dans la modélisation, le calcul, le dimensionnement, les dispositions constructives et la mise en œuvre, comportement beaucoup plus fiable à l'action sismique.

b- Excentricité :

L'existence d'excentricité structurale entre les centres de gravité et les centres de rigidité à chaque niveau i . Les composantes horizontales de l'action sismique induisent dans une structure, outre la flexion et le cisaillement, de la torsion : point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à un niveau donné i , n'est généralement pas confondu avec le centre de torsion de cet étage.

c- Les différentes formes des bâtiments

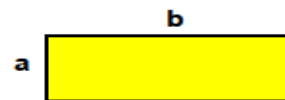
Cette irrégularité de forme devra être traitée avec une disposition aussi régulière que possible des éléments de contreventement.

Six formes en plan sont couramment utilisées pour les bâtiments.

Forme F1 : carré ou approchant



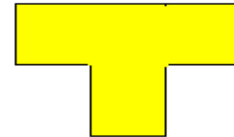
Forme F2 : rectangle ou rectangle allongé $b > 4a$



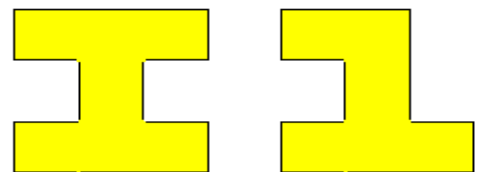
Forme F3 : angle droit ou approchant



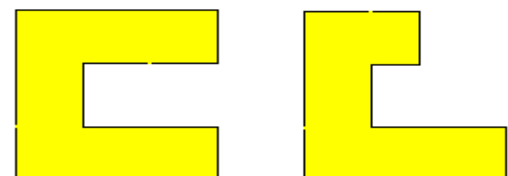
Forme F4 : Té ou approchant



Forme F5 : I ou approchant



Forme F6 : U ou approchant



d- Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu.

Uniformité en élévation qui tend à éliminer des zones au niveau desquelles des concentrations de contraintes ou des demandes importantes de ductilité pourraient causer une rupture prématurée.

e- La torsion d'ensemble :

C'est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus de structure, se produit lors que le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Dans ces cas, sous l'action de forces horizontales, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents.

f- Résistance et rigidité dans les deux directions :

Disposer les éléments structuraux en un réseau orthogonal en plan avec une résistance et rigidité équivalentes dans les deux directions principales.

g- Résistance et rigidité à la torsion :

Répartir les éléments principaux de contreventement à proximité de la périphérie du bâtiment, afin de limiter les mouvements dus à la torsion.

h- Rigidité du plancher :

- Coller les forces d'inertie et les transmettre aux éléments structuraux verticaux, rendre le contreventement solidaire pour résister à l'action sismique horizontale, particulièrement important en cas de dispositions complexes et non uniformes du contreventement,
- Assurer, dans les cas des systèmes ayant des caractéristiques de déformabilité horizontale différents, une réponse d'ensemble,
- Comporter une rigidité en plan adéquate : les déplacements horizontaux du diaphragme modélisé avec sa flexibilité en plan effective $\leq 10 \%$ déplacements horizontaux absolus correspondants,
- Comporter les liaisons efficaces avec les systèmes structuraux verticaux,
- Accorder une attention particulière en cas de formes irrégulières, non compactes ou très allongées en plan,
- Maitriser la présence d'ouvertures importantes dans le plancher qui peuvent modifier la transmission des efforts sismiques.

1.2.2 Les structures irrégulières en plan :

La forme des structures est l'un des paramètres architecturaux les plus importants, car elle influence d'une manière très sensible la réponse globale de la structure aux sismiques. L'irrégularité en plan se traduit par une répartition irrégulière des masses, ou de la rigidité, provoquant une répartition irrégulière du chargement sismique horizontal qui peut engendrer de sérieuses concentrations de contraintes précisément au droit des changements structuraux ou leur capacité à stocker et à dissiper de l'énergie se trouve très réduite.



Figure I.1 : Photo de bâtiment irrégulier en plan

a- Comportement sismique des structures irrégulières :

L'action sismique est une action accidentelle qui est définie dans les règles parasismique Algériennes. Il faut noter ici, qu'en amont du dimensionnement proprement dit, une conception parasismique judicieuse assure un comportement sismique adéquat. Par exemple, il faut éviter les discontinuités de la rigidité et de la résistance qui devraient, être réparties de manière homogène sur la hauteur de la structure.

Cette réduction brusque de la résistance et de la raideur latérale à cet étage va induire, sous l'action sismique, une concentration des efforts et des contraintes dans les poutres et poteaux de cet étage. Ces éléments atteignent leur résistance ultime puis leur ruine par excès de compression ou de cisaillement.

1.3 Classification du RPA des ouvrages selon leur configuration

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

a) Régularité en plan

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf. Fig. I.2)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cf. Fig. I.2)

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

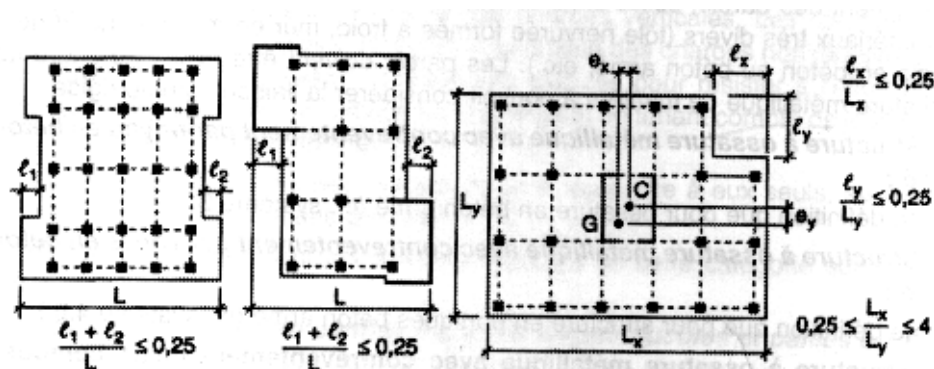


Figure I.2 : Limites des décrochements en plan

b) Régularité en élévation

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

b3. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne

s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (fig. I.3).

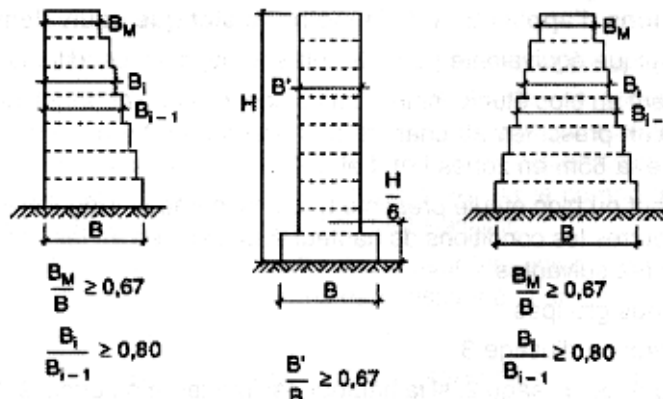


Figure I.3 : Limites des décrochements en élévation

1.3.1. Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait

1.3.2. Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

3.5.4. Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation.



Chapitre II

Le séisme et les bâtiments

2.1 Introduction

A l'origine purement empirique, la construction parasismique s'est progressivement développée et a pris place parmi les techniques de l'ingénierie. Elle est pluridisciplinaire par nature, puisqu'elle fait appel aux géologues, sismologues, architectes, mécaniciens des sols, ingénieurs des structures et calculateurs, dont la collaboration est nécessaire pour tout projet important.

Même si l'on reste dans le domaine du bâtiment courant, la bonne utilisation d'un code parasismique par un ingénieur de structure suppose, de sa part, des bases suffisantes en sismologie et la compréhension des particularités de l'action sismique aspects dynamiques, notamment aléatoires, raisonnements externes de déformation, plutôt qu'en termes de force.

Les accélérations produites par les séismes sollicitent les structures à la fois horizontalement, selon un système de deux axes orthogonaux, et verticalement. Seules les sollicitations horizontales sont considérées dans le cadre de cette étude. Finalement, d'étudier l'impact de l'angle d'incidence des séismes sur la réponse des bâtiments réguliers et irréguliers, il est important de connaître l'influence de cet angle sur le comportement des bâtiments

2.2 Les séismes et les sites sismiques :

2.2.1 Les séismes :

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir et non de prédire.

Prévention en s'appuyant sur les connaissances scientifiques

- Connaître « à l'avance » la localisation possible des séismes, leur violence et la fréquence approximative des phénomènes.
- Connaître « à l'avance » le comportement du site d'implantation du bâtiment sous l'effet des secousses avec une marge d'incertitude qui décroît rapidement avec l'avancée des connaissances.
- Connaître « à l'avance » quel type de construction éviter sur ce site.

Les secousses d'un même séisme peuvent être très différentes d'un site à l'autre : plus ou moins fortes, plus ou moins longues, mais aussi avoir des caractéristiques très variables.

La construction doit être appropriée aux types de secousses possibles sur son site d'implantation.

- Etablir des règles de construction et des plans d'urbanisme efficaces à partir de ces connaissances.

Ces dire qu'on peut assez bien décrire ce qui peut arriver dans une zone sismique mais pas encore dire quand avec précision. On ne peut pas encore « lancer l'alerte » qui permettrait d'évacuer efficacement les locaux avant les secousses. Même si on le faisait, il faudrait reconstruire. Alors faisons de la prévention : construisons bien.

Évaluation du séisme « à la source »

Les secousses du séisme sont provoquées par la rupture de la roche dans le sous-sol, sur des distances qui peuvent aller de quelques centaines de mètres (à peine ressenti si on est très proche) à des centaines de kilomètres d'un coup (grandes catastrophes en présence de mauvaises constructions). Ces ruptures peuvent être très superficielles et se voir en surface, ou profondes de dizaines, voire de centaines de kilomètres. Leur localisation aura une large influence sur leurs effets en surface qui seront très variables d'un séisme à l'autre.

Le but de la sismologie est de « décrire » les séismes possibles dans une région et leurs effets avant leur arrivée, afin de s'en protéger au mieux.

La Magnitude représente la quantité totale d'énergie libérée par le séisme : la violence du séisme à la source. Là où la croûte terrestre a rompu. Sur une faille. Plus la dimension de la rupture est grande, plus la Magnitude est élevée. On nomme foyer le point de la faille où commence la rupture, alors que l'épicentre désigne le point de la surface terrestre à la verticale du foyer.

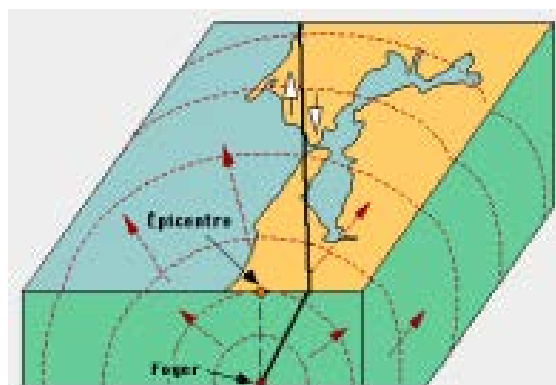


Figure II.1 : Axonométrie schématique d'une source sismique (Document Université de Laval –Québec)

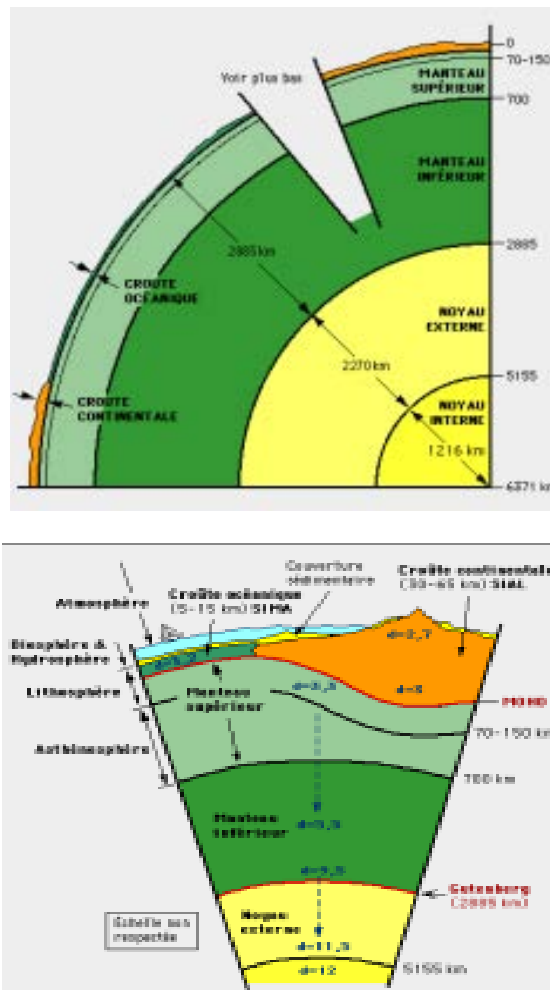


Figure II.2 : Coupes schématiques sur le globe terrestre (documents Université de Laval, Québec)

L'échelle de la planète l'écorce rigide (lithosphère) est comme une coquille d'œuf à la surface d'une grande épaisseur de magma visqueux dans le manteau supérieur. Le noyau, au centre de la planète est extrêmement chaud (plus de 4000°C !). Sous l'effet de cette chaleur le magma est agité de mouvements lents comme un fluide dans une casserole sur le feu. Il provoque des poussées sous la croûte qui se déforme. On le voit parfois sortir des volcans. La croûte est divisée en « plaques tectoniques », les continents et les fonds marins, qui se déplacent très lentement les uns par rapport aux autres sous l'effet des mouvements du magma. Quelques centimètres par an... qui sont accumulés pendant des années : la roche se déforme lentement.

Il est important de connaître « à l'avance » leurs « mouvements »

L'architecte et l'ingénieur doivent savoir « à l'avance » « quelles » secousses pourront se produire sur le site à construire afin de concevoir des bâtiments qui résistent à ces secousses-là, qui ne seront pas les mêmes au même moment sur un site voisin.

2.2.2 Effet de site sur sol meuble :

Les alluvions de forte épaisseur amplifient l'action sismique Le phénomène La réflexion des ondes sismiques « prisonnières » à l'intérieur d'une couche de sol meuble entre la surface et le sous-sol rocheux a pour conséquence d'amplifier les oscillations de période longue

Ainsi, les constructions de période propre plutôt élevée sur les sols meubles peuvent subir une action sismique beaucoup plus importante que sur le sol rocheux : éventuelle mise en résonance...

Il a été remarquablement illustré à Mexico en 1985, ville implantée à près de 400 km de l'épicentre, sur 50m de dépôts limoneux. Les immeubles dont la période propre d'oscillation correspondait à celle du sol se sont mis en résonance et se sont effondrés.

Les solutions :

S'il n'est pas envisageable de changer d'implantation, il convient d'éviter absolument la mise en résonance du bâtiment par concordance entre la période propre du site et celle du bâtiment en modifiant sa structure. On peut aussi disposer un système d'amortisseur pour éviter l'amplification. Il faut en outre prendre toutes les dispositions constructives liées à ces sites sensibles, notamment des fondations descendues au bon sol.

2.2.3 Zonage et protection**a- Les zones territoriales de sismicité**

Pour l'application des mesures de prévention, le décret du 14 mai 1991 a divisé le territoire national en cinq zones de sismicité. Le « zonage sismique de la France » établit une hiérarchie entre les diverses zones géographiques et quantifie l'action sismique à prendre en compte dans chacune de ces zones. La carte obtenue traduit la prise en compte de l'aléa sismique dans l'objectif de protection parasismique dans des limites économiques supportables par la collectivité et non une cartographie de l'aléa proprement dit

Le décret prévoit les zones suivantes :

- **Zone 0** de « sismicité négligeable mais non nulle » où il n'y a pas de prescription parasismique particulière ;

- **Zone I** de « sismicité faible »
- **Zone II** de « sismicité moyenne » ; subdivisée en : - II a : « sismicité moyenne plus importante que Zone I » - II b : « sismicité moyenne » (qui est le reste de la zone II) ;
- **Zone III** de « forte sismicité »,

b- réaction des bâtiments aux séismes

- Il faut comprendre pour concevoir un bâtiment parasismique Les photos suivantes nous montrent des destructions d'immeubles dont la structure est en béton armé. Elles illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. Nous pourrions illustrer une même variété d'effets sur les petits bâtiments comme les maisons individuelles ou pour d'autres matériaux de structure comme le bois, l'acier ou la maçonnerie porteuse. Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre... ou ne soit pas détruite n'est pas l'effet du hasard. Si nous regardons de plus près comment la construction a été conçue, nous pouvons expliquer les phénomènes en cause.



Figure II.3 : Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs



Figure II.4 : Destruction de tous les étages



Figure II.5 : Renversement de l'immeuble

c- Éviter l'effondrement des constructions :

Les architectes et les ingénieurs doivent étudier comment ne pas « faire de mauvais choix » en fonction de chaque projet sur son site et éviter les différents problèmes possibles. Il s'agit surtout de bien

- ⇒ Localiser les « masses » de la construction (essentiellement les planchers)
- ⇒ Contrôler les possibilités de déformation des différents murs et poteaux, c'est à-dire leurs raideurs
- ⇒ Savoir utiliser l'endommagement de quelques éléments qui ne compromettent pas la sécurité, pour « freiner » les secousses dans le bâtiment.

d- garantir des bâtiments sans dommages :

Il faudrait être absolument sûr de la force de l'action du séisme sur la construction. Les sismologues et les géotechniciens ont donné à l'architecte et l'ingénieur une pré-estimation des accélérations du sol dues aux secousses possibles sur chaque site. La réglementation nous donne des valeurs minimums légales pour chaque type de site et de construction. L'ingénieur sait évaluer si la construction amplifie ces secousses du sol ou non (en se mettant « en résonance ») grâce à l'outil « spectre de réponse du site », et évaluer les niveaux

d'accélération possibles dans le bâtiment. Il peut alors calculer les forces qui agiront sur le bâtiment en cas de fortes secousses. Connaissant la résistance et le comportement des matériaux à utiliser il peut définir les caractéristiques (nature, dosages, dimensions...) qui permettront à la construction de résister à ces forces. Mais... que ce soit pour les accélérations du sol ou celles du bâtiment qui les subit, il existe toujours une marge d'erreur. « Organiser » l'endommagement sans effondrement permet de gérer cette marge. Et puis, ça coûte cher... On pourrait prendre des marges de sécurité pour évaluer les accélérations dues aux secousses, qui excluent toute possibilité d'erreur. C'est ce qu'on va faire par exemple pour les centrales nucléaires. Mais ça coûte extrêmement cher. On ne peut pas imposer à chaque citoyen de se protéger comme un ouvrage à risque spécial. La réglementation va même plus loin, elle autorise l'ingénieur, en concertation avec son client, à concevoir un bâtiment pouvant avoir des dommages pour des accélérations moins violentes que la référence réglementaire pour la zone, à la condition impérative que les caractéristiques de la construction garantissent le non-effondrement. On autorise alors le calcul de la construction avec un coefficient minorant appelé le « coefficient q ». Ce coefficient doit être justifié par l'ingénieur dans le respect des règles de construction parasismique.



Figure II.6 : endommagement au pied du poteau

Des dommages comme ceux que l'on peut constater au pied de ce poteau ne sont pas du tout interdits par les règles de construction parasismique, puisqu'ils ne provoquent pas la perte de stabilité d'ensemble de la construction. Pour cette structure précise, sur ce sol précis, résister totalement à ces dommages aurait coûté beaucoup plus cher à la construction.

e- déformabilité du bâtiment soumis à des secousses :

La déformabilité des éléments de la construction soumis à une force identique (à la « poussée » des secousses à un moment donné) les différents éléments d'une construction se déforment plus ou moins selon leur forme (un poteau se déforme plus qu'un mur), leurs matériaux (le bois se déforme plus que le béton armé), leurs masses (dont dépendent les forces d'inertie) et la nature des liaisons entre les éléments. Les secousses d'un séisme génèrent des forces alternées dans toutes les directions, forces qui déforment le bâtiment de façon aléatoire, mais selon ses caractéristiques architecturales et constructives.

f- Les forces d'inertie :

Comme le passager soumis aux secousses d'un véhicule en mouvement (accélérations, coups de frein, coups de volant à droite et à gauche, trous et bosses dans la chaussée), les masses d'un bâtiment soumis aux accélérations désordonnées du sol (dans toutes les directions) pendant un tremblement de terre « tendent » à rester là où elles se trouvent au début de chaque mouvement du sol. Les forces qui le « retiennent à sa position d'origine » s'appellent les forces d'inertie : elles sont d'autant plus importantes que les masses sont élevées et que les accélérations sont violentes. Les fondations, ancrées dans le sol se déplacent avec celui-ci, et le haut du bâtiment « suit » avec un retard d'autant plus important que les forces d'inertie sont importantes et que le matériau peut se déformer.

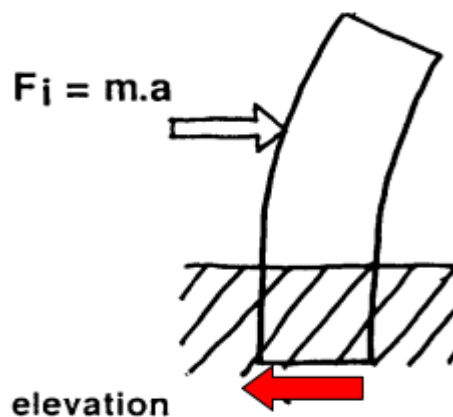


Figure II.7: Accélération du sol

g- Prévoir la valeur des déformations :

Oui, en pré-estimant la valeur des accélérations possibles sur le site, et en connaissant les caractéristiques des matériaux utilisés : densité et déformabilité. Les ingénieurs peuvent calculer la valeur des déformations, et identifier les modes de déformation possibles. Un des enjeux sera de favoriser des déformations régulières et limitées sur l'ensemble du bâtiment, dans le plan et en élévation.

h- Modes de déformation d'un bâtiment :

Les « modes de déformation » Les caractéristiques de chaque élément de la construction et celles de l'ensemble formé par ces éléments et leurs types de liaisons vont conditionner les modes de déformation en fonction des caractéristiques vibratoires du sol d'implantation.

Les schémas ci-dessus illustrent des modes de déformation pour différents éléments : en traction, en flexion, en cisaillement...

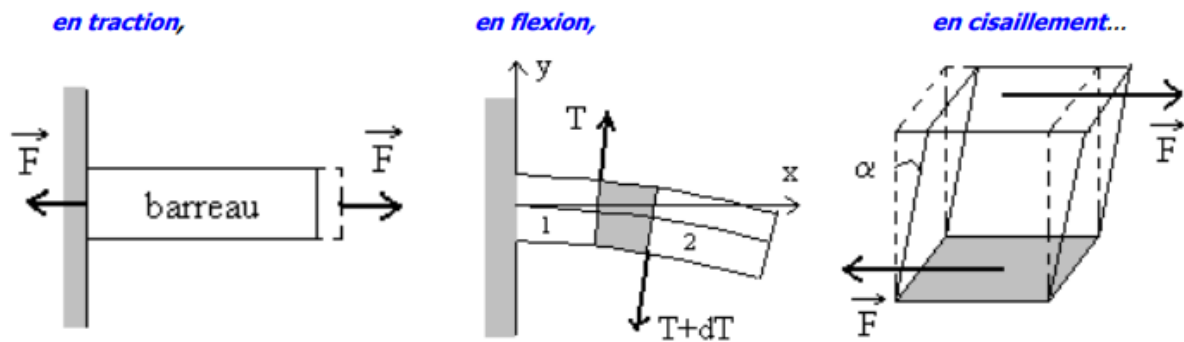


Figure II.8 : Modes de déformation pour différents éléments : en traction, en flexion et en cisaillement

On peut savoir à l'avance quel sera le mode de déformation de chaque élément constructif sous l'action d'un séisme et déterminer où il faut le renforcer pour éviter sa rupture fragile. Il faut en outre prévoir les modes de déformation globale de la construction.

i- exemples de mauvaise conception architecturale en plan :

On observe que les bâtiments qui ont une forme complexe en plan ne se déforment pas de façon régulière. Par exemple (illustration ci-dessous) les deux ailes d'un bâtiment en L n'oscillent pas librement, ce qui génère des dommages à leur extrémité qui n'est pas libre. Il est préférable de séparer les deux corps de bâtiment par un joint parasismique pour les découpler

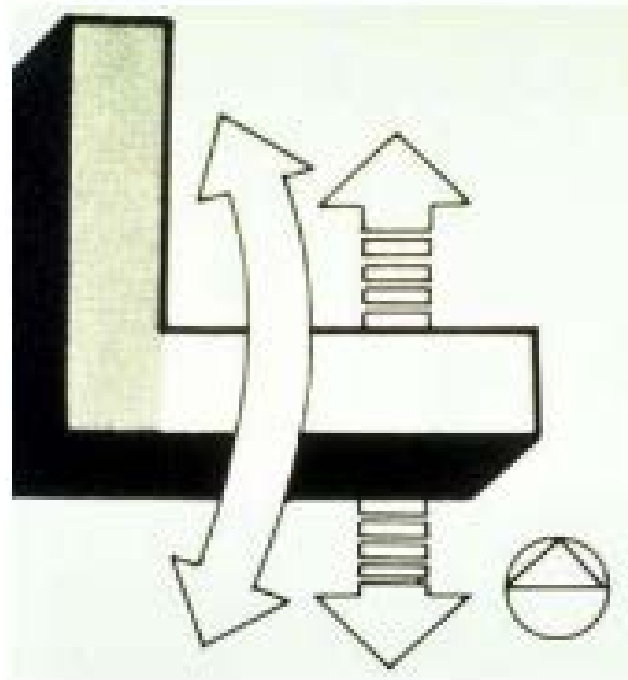


Figure II.9: Comportement en déformation du bâtiment en L

Document NISEE - Sur le schéma ci-dessous, mécanisme de torsion de l'aile d'un bâtiment en L autour de la zone d'angle rigide dans le sens y considéré (dans ce cas, oscillations dans le sens des flèches pointillées). Séisme de Kobe 1995, Destructions diverses par accumulation de contraintes à la jonction de deux ailes de bâtiment n'oscillant pas en phase



Figure II.10 : Mécanisme de torsion de l'aile d'un bâtiment en L

On observe également que les bâtiments qui ont une forme très allongée en plan subissent ce qu'on appelle un coup de fouet aux extrémités. Là encore il est préférable de recouper le bâtiment en plusieurs unités par un ou des joints parasismiques, ou de renforcer les extrémités.

j- exemples de mauvaise conception architecturale en élévation :

Il est vraiment important que les déformations sous l'effet des forces d'inertie puissent se faire de façon régulière entre les différents niveaux successifs d'une construction. Si un niveau est moins rigide que les niveaux voisins la déformation ne peut pas être régulière et c'est un des principaux facteurs de ruine des constructions. Par exemple niveau comprenant des murs et niveau ne comprenant que des poteaux. On peut, par exemple, ci-dessous, observer un « coup de fouet » dans les étages supérieurs.



Figure II.11: « coup de fouet » dans les étages supérieurs d'un bâtiment

Séisme de Mexico, 1985 – Document EQIIS – Coup de fouet dans les étages supérieurs d'un bâtiment mis en résonance avec le sol. Manque de rigidité longitudinale. Les trois premiers niveaux ont été contreventés et raidis par les constructions voisines mais pas les quatre niveaux supérieurs, beaucoup trop flexibles.

Le problème particulier des constructions sur pilotis est illustré par le cliché ci-dessous. Dans ce cas, contrairement à l'exemple ci-dessus, c'est le bas de la construction qui est plus flexible, ce qui sollicite de façon trop importante les têtes de poteaux, sous l'effet forces d'inertie des étages supérieurs peu déformables.



Figure II.12 : flexibilité du bas de la construction

Séisme de Tokachi Oki, 1968 –Ci-contre, deux étages relativement rigides sur un niveau flexible (portiques) ont entraîné la ruine de celui-ci

Il faut veiller à ce que la distribution des espaces et le choix de leurs enveloppes ne créent pas de noyaux rigides excentrés. Dans le cas ci-dessous, le niveau flexible du rez-de-chaussée comporte un « noyau rigide excentré (cage d’escalier). Sous l’effet des secousses, le bâtiment a subi une torsion autour de ce noyau rigide peu déformable.



Figure II.13 : Document NISEE – et Séisme de Kobé, 1995, Document x –

Ce serait une erreur de penser renforcer des poteaux en les raidissant par un remplissage partiel des espaces intermédiaires. Ainsi les maçonneries partielles sont à l’origine de dommages graves pouvant provoquer l’effondrement.



Figure II.14 : Séisme de Tokachi Oki, 1968

k- différence entre un joint de dilatation et un joint parasismique :

Le joint parasismique a pour but d'éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiment qu'il sépare. Ce n'est pas le cas du joint de dilatation qui est trop faiblement dimensionné et n'est pas vide. De fait, en zone sismique, tout joint de dilatation doit être remplacé par un joint parasismique en raison de ces impératifs de non-entrechoquement.

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare.



Figure II.15 : (Japon, Document X) - Joint parasismique vertical large entre deux constructions susceptibles de présenter des déformations importantes en partie supérieure



Figure II.16 : (Basse-terre, Document P. Balandier) - Joint parasismique vertical étroit entre deux parties d'un même bâtiment. Le joint PS est couvert d'un couvre joint souple



Figure II.17 : (Document X) Entrechoquement de bâtiments pour cause de joint PS trop étroit au regard des déplacements réels

I- Il est préférable d'avoir une structure homogène et hyperstatique.

Nous avons vu l'importance d'une conception régulière de l'architecture. Cette règle de comportement régulier est également applicable à la structure constructive elle-même. Il faut éviter de juxtaposer les matériaux et les modes constructifs différents, si on ne découple pas par un joint parasismique les parties d'ouvrage ayant un comportement différent. En élévation, il faut éviter les variations brutales de raideur.



Figure II.18 : Variation de raideur entre les étages du bas et du haut

Lors du séisme de Kobé en 1995, plusieurs bâtiments de conception architecturale régulière et conformes aux règles de calcul ont péri en raison d'une importante variation de raideur entre les étages du bas et ceux du haut, due au changement de conception de l'ossature considérant que les charges étaient moins élevées dans le haut du bâtiment.

m- Contreventement

Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales, doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction par les éléments résistants (travaillant en flexion ou en cisaillement).

Deux approches sont possibles :

- Structures autos-tables : les descentes de charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de structure que les charges statiques verticales (murs, coques, treillis tridimensionnels, portiques croisés...)
- Structures contreventées : les descentes de charges horizontales passent par des dispositifs spécifiques (systèmes articulés + contreventements triangulés par exemple...).

Dans tous les cas, ces efforts doivent être repris par des fondations appropriées.

Les structures contreventées sont, pour un grand nombre de partis architecturaux, moins coûteuses que les structures auto-stables. Le contreventement d'une structure doit être horizontal (diaphragmes) et vertical (palées de stabilité) et dimensionné en fonction des

accélérations attendues. La qualité des liaisons entre la structure et les éléments de contreventement, et en général la qualité de leur mise en œuvre, conditionne leur efficacité.



Figure II.19 : Séisme de Kalamata – Document x - Ce type de ruine par empilement des dalles est typique d'une absence de contreventement vertical

Le contreventement des plans horizontaux permet de transmettre et répartir les actions latérales subies par la construction (et ses charges de fonctionnement) sur les éléments de contreventement vertical.

Chaque niveau, y compris les pans de toiture, doit être contreventé, c'est-à-dire « résistant aux déformations ».

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



Figure II.20 : Les déformations acquises après séisme (Kobé, 1995, document NISEE)

Cette structure en bois qui n'est pas allée jusqu'à l'effondrement illustrent bien les sollicitations auxquelles elle a dû résister.

Il s'agit d'un type de contreventement triangulé plutôt



Figure II.21 : Exemple de contreventement en façade par croix de St André sur chacune des travées.

Flexible qui autorise des déformations non négligeables. Les tirants les plus sollicités se sont déformés, certains ont rompu, mais la redondance des palées de stabilité a permis des reports de charges qui ont sauvé ce bâtiment hyperstatique. Les tirants défectueux peuvent être remplacés à l'issue du séisme.



Figure II. 22 : Chantier du palais de justice de Grenoble. (Document P. Balandier)

- Le parti constructif de cette ossature d'acier a été de contreventer par des barres le noyau des cages d'escalier et d'ascenseurs (situé de façon symétrique en plan) et les extrémités du bâtiment.

2.3 Etat de l'art sur les études historiques du séisme (l'orientation d'angle sismique) :

Sri Kany et Al développent une analyse linéaire (the linear time history analysis LHHA) de trois bâtiments (R+5) l'un de forme régulière et les deux autres de forme irrégulière (plusieurs formes, en H et la forme en +) (Sri Kanya et Al, 2015). Ils ont la même surface en plan fait par le logiciel ETabs. Les données du séisme appliqué sont de grande accélération (séisme de Northridge) et l'angle d'excitation varie de 0° à 180° avec un pas de 15° . Le résultat de l'analyse est présenté dans les courbes suivantes

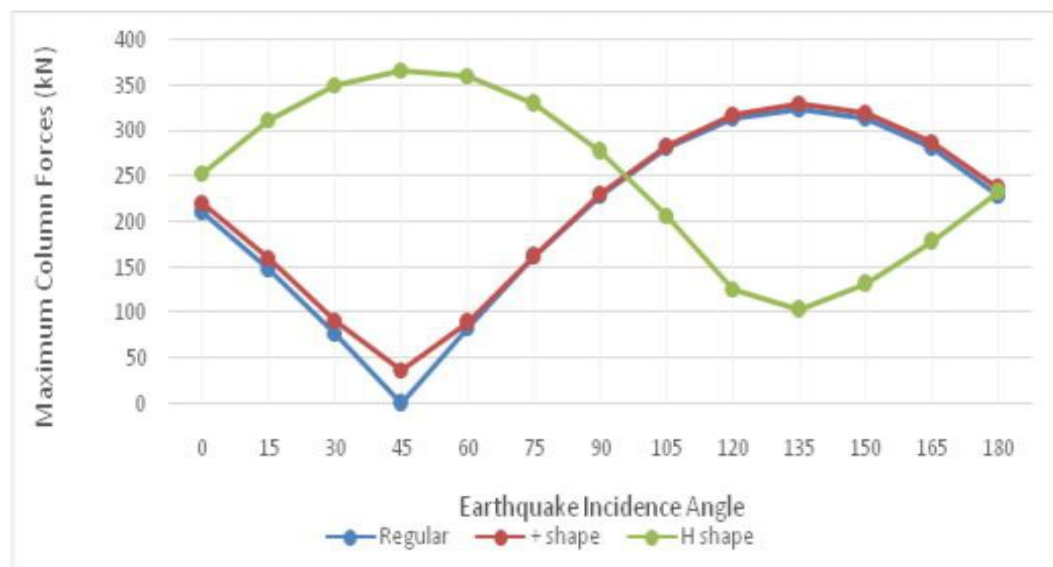


Figure II.23 : Variation de la force axiale maximale en fonction d'angle d'incidence

Il est à remarquer que les sollicitations présentent des résultats différents en ce qui concerne la variation d'angle d'incidence. La force axiale maximale en bâtiment régulier et le bâtiment de plusieurs formes est à l'angle 135° , qui est supérieure à l'angle 0° de 54% et 50% séparément, par contre elle est à 45° pour le bâtiment en forme H.

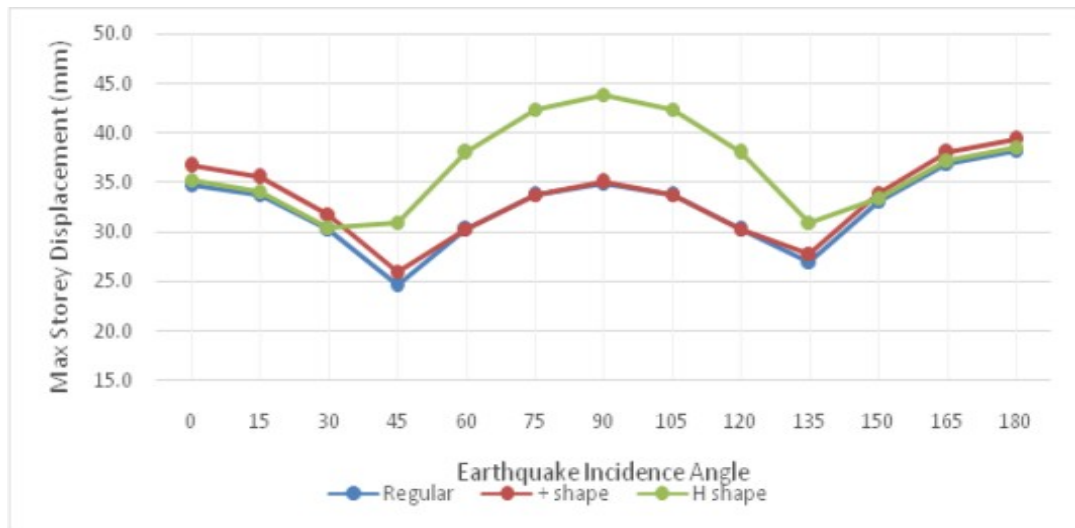


Figure II.24 : Variation du déplacement maximal en fonction d’angle d’incidence

Le déplacement maximal au niveau des étages en bâtiment régulier est à l’angle 165°, qui est supérieure à l’angle 0° de 6%, et il est à l’angle 180°, qui est supérieure à l’angle 0° de 7% dans le bâtiment en + forme. Pour le bâtiment en forme H il est à l’angle 90°, qui est supérieure à l’angle 0° de 24%.

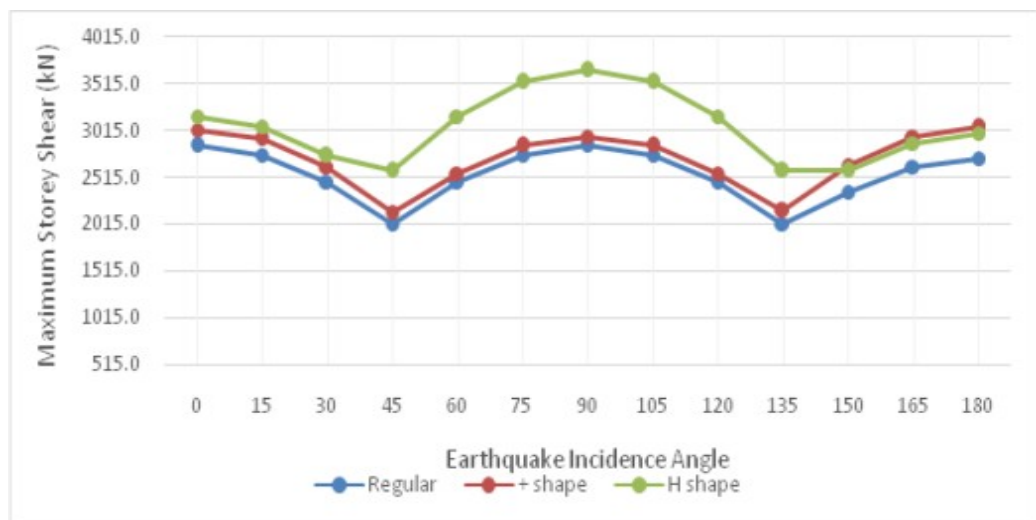


Figure II. 25 : Variation de l’effort tranchant maximal en fonction d’angle d’incidence

L’effort tranchant maximal en bâtiment régulier est à l’angle 90°, qui est supérieure à l’angle 0° de 6%, et il est à l’angle 180°, qui est supérieure à l’angle 0° de 1% dans le

bâtiment en + forme. Pour le bâtiment en forme H il est à l'angle 90° , qui est supérieure à l'angle 0° de 15%.

Il a été conclu que les bâtiments régulier et irrégulier présentent une valeur maximale de la force axiale pour un angle de direction du séisme de 135° . Le bâtiment en forme H, est plus vulnérable au séisme que le bâtiment régulier.

Athanatopoulou et Al étudient l'influence de l'angle d'excitation sur la force axiale et les moments fléchissant (M_x , M_y) par une analyse linéaire (the linear time history analysis LHTA) (Athanatopoulou et Al, 2005). Dix bâtiments de caractéristiques dynamiques différents (nombre d'étages, symétrie et dissymétrie du bâtiment, régularité et irrégularité du bâtiment, régularité et irrégularité en élévation) sont analysés avec un angle qui varie de 0° à 180° selon huit signaux sismiques.

Le résultat de l'analyse est présenté dans les courbes suivantes :

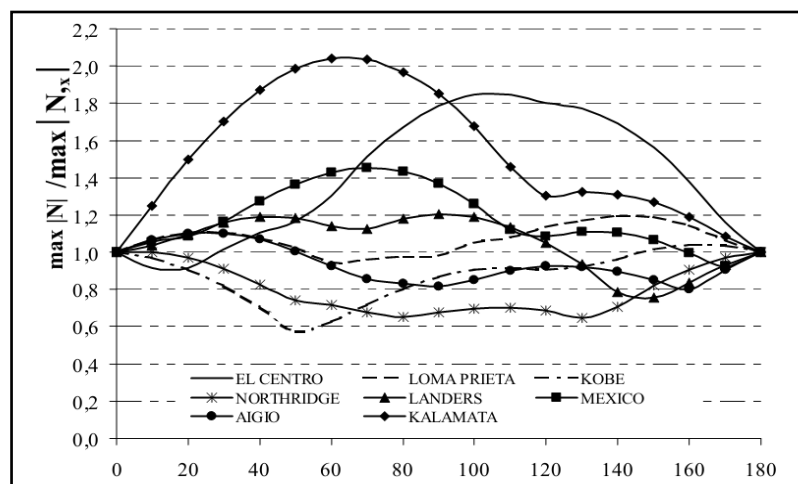


Figure II.26 : L'effet de l'orientation d'angle sismique de la force normale sur le bâtiment symétrique à 1 étage.

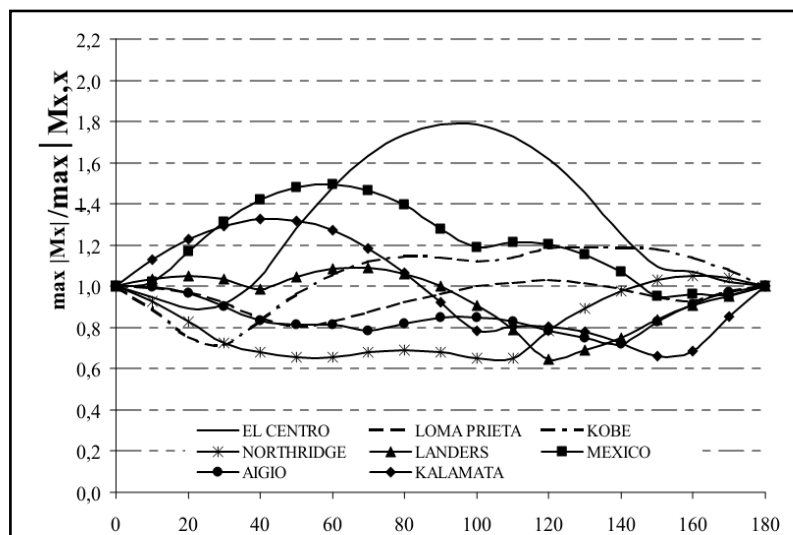


Figure II.27 : L'effet de l'orientation d'angle sismique de moment sur le bâtiment symétrique à 1 étage.

Il est observé que les composantes sismiques qui donnent la réponse maximale ne sont pas coïncidées aux axes principaux.

Il est conclu que la valeur maximale de la réponse sismique ne correspond pas toujours aux axes principaux. Le séisme avait différents angles critiques pour des réponses différentes dans le même bâtiment et des séismes différents avaient différents angles critiques pour la même réponse dans le même bâtiment. La valeur maximale de la réponse est de 176% supérieure à celle ou **l'accélération appliquée selon les axes principaux**.

Gonzalez P. a présenté une méthode qui prend en considération la direction d'incidence de l'accélération sismique sur une structure déjà conçue pour résister à un séisme majeur (Gonzalez P., 1992). La méthode consiste à déterminer la réponse maximale de chaque mode de vibration en utilisant comme un paramètre la direction de l'incidence sismique. Les méthodes utilisées sont la racine carrée de la somme des carrés (SRSS), la somme double complète (DSC), la combinaison quadratique complète (CQC) et le critère du code chilien (NCh).

Une analyse comparative donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.1 : Différentes méthodes de calcul des réponses maximales

	SRSS	DSC	CQC	NCH
Déplacement	9.7	8.9	8.8	44.2
Rotation	9.8	2.9	3.1	36.7
Torsion	14.0	10.5	10.5	48.6
Effort tranchant à la base	3.4	2.1	2.1	42.5
Torsion à la base	3.8	-3.0	-2.8	40.4

Il a observé que la différence avec le NCh des valeurs moyennes est inférieure de 14 % quand on utilise les modèles (SRSS, DSC et CQC).

Il a observé aussi que la méthode SRSS donne la valeur minimale de la dispersion entre les différents résultats des différents accélérogrammes. Les valeurs des réponses sont toujours positives lorsqu'on a utilisé la méthode SRSS.

Il a proposé une méthode qui peut éviter l'utilisation arbitraire des deux directions orthogonales dans l'analyse sismique pour obtenir la force maximale aux bâtiments.

Cantagallo et Al ont mené une étude qui évalue l'effet de direction de l'incidence du séisme en utilisant une analyse non linéaire (Cantagallo et Al, 2012). On a quatre structures en béton armé qui subissent une grande accélération sismique selon neuf angles d'incidence varie de 0 à 180°.

**Figure II.28** : Configuration structurale des structures 1, 2, 6 et 8 de gauche à droite.

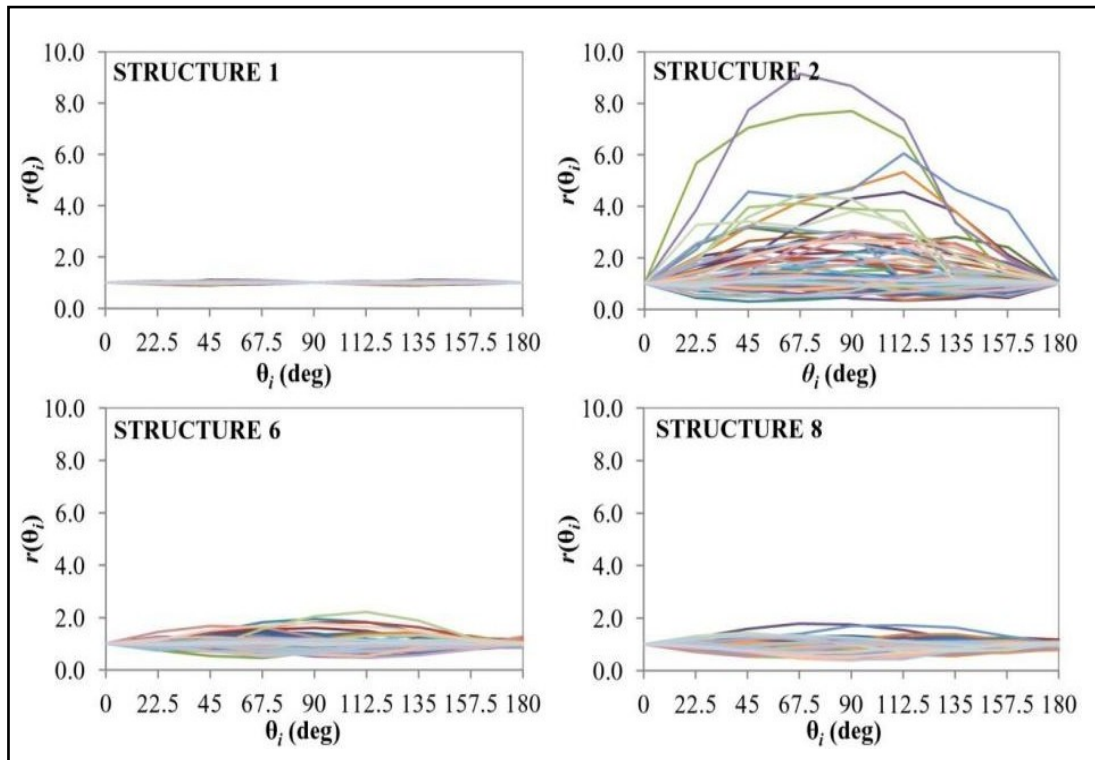


Figure II.29 : Variation de l'effet de la direction en fonction des angles.

Il est observé que l'effet de la direction obtenue par la deuxième structure est plus large que l'effet obtenu par les autres structures. Sa valeur maximale est de 9.14% à un angle de 67.5°.

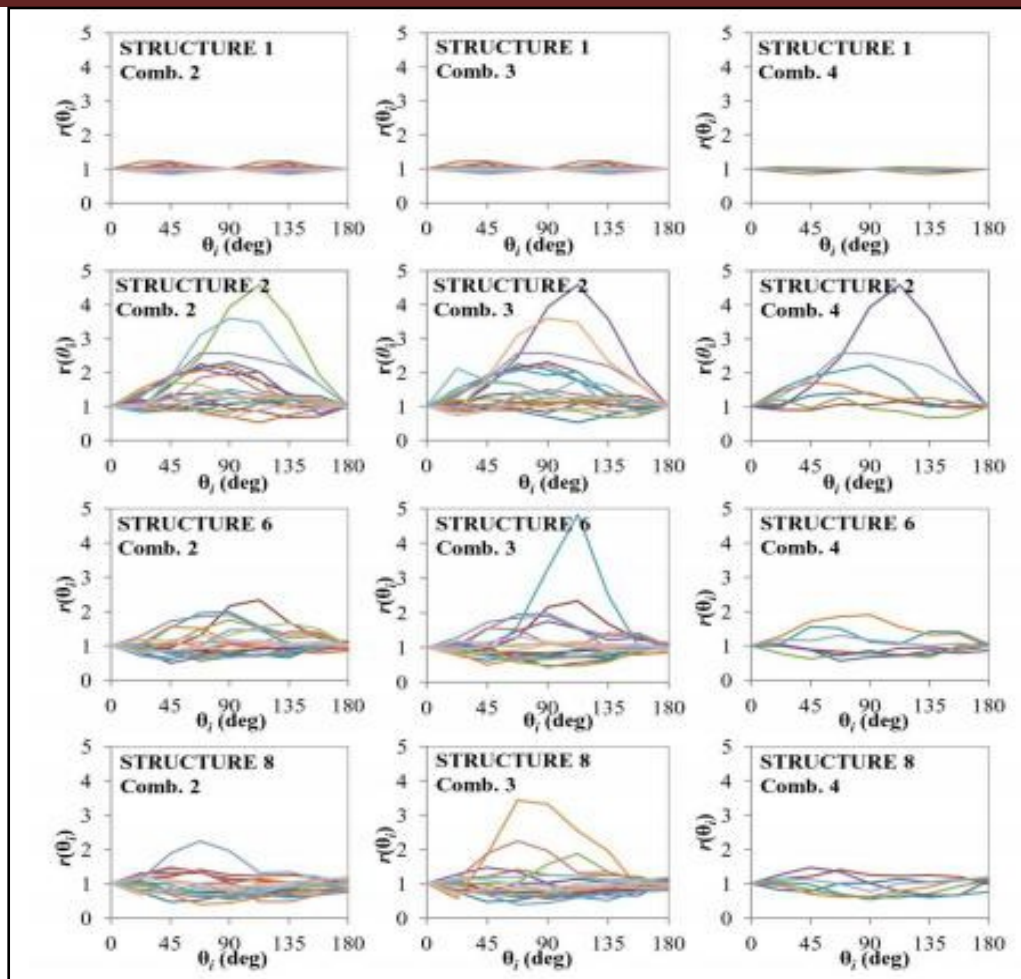


Figure II. 30 : La variation de 3 combinaisons de MIDR (rapport maximal de déplacement inter-étages) en fonction des angles.

Il est observé que l'effet de la direction est large pour les structures irrégulières et spécialement quand elles ont subi des accélérations du séisme majeur.

Les résultats de cette étude sont plus appliqués sur les structures qui présentent des plans irréguliers. Dans ces cas, la méthode non-linéaire appliquée sur les axes principaux peut sous-estimer la prédiction de la déformation structurale parce qu'il est impossible de savoir exactement la direction de l'incidence sismique.



Chapitre III

Cas des bâtiments étudiés

III.1. Présentation des cas de bâtiments étudiés et caractéristiques des structures

a- Objectif :

L'objectif du présent chapitre est d'analyser l'effet du mouvement sismique horizontal sur la réponse dynamique des bâtiments étudiés.

b- Description de l'ouvrage :

Pour donner une vision sur les différentes caractéristiques des matériaux utilisés pour la construction avec la descente des charges et le dimensionnement des éléments porteurs tels que poteau, poutre et les différents paramètres utilisés dans l'étude dynamique d'après le règlement parasismique algérien.

c- Présentation des structures :

Le projet est composé de deux types de bâtiment en béton armé l'un d'une forme rectangulaire et l'autre en L. Ils sont séparés par un joint de dilatation de 4cm.

La fonction principale des deux bâtiments est d'accueillir des appartements.

Les étages courants ont des dalles en corps creux de 16+4 cm qui sont suffisantes structurellement. La hauteur du bâtiment 15.3 m. Il est composé de RDC +4 étages de 3.06 m de hauteur pour chaque niveau. Les fondations prévues un radier général. Le bâtiment est symétrique par rapport à l'axe principal.

Ils sont considérés implantés sur un site meuble (S3), dans la wilaya de Tiaret qui est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) comme une zone à faible sismicité ZONE« I ».

Dimensions en plan du bâtiment rectangulaire :

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 19.40\text{m}$
- Dimension totale (sens transversal) : $L=12\text{m}$

Dimensions en plan du bloc en L :

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 20\text{ m}$
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 20\text{ m}$

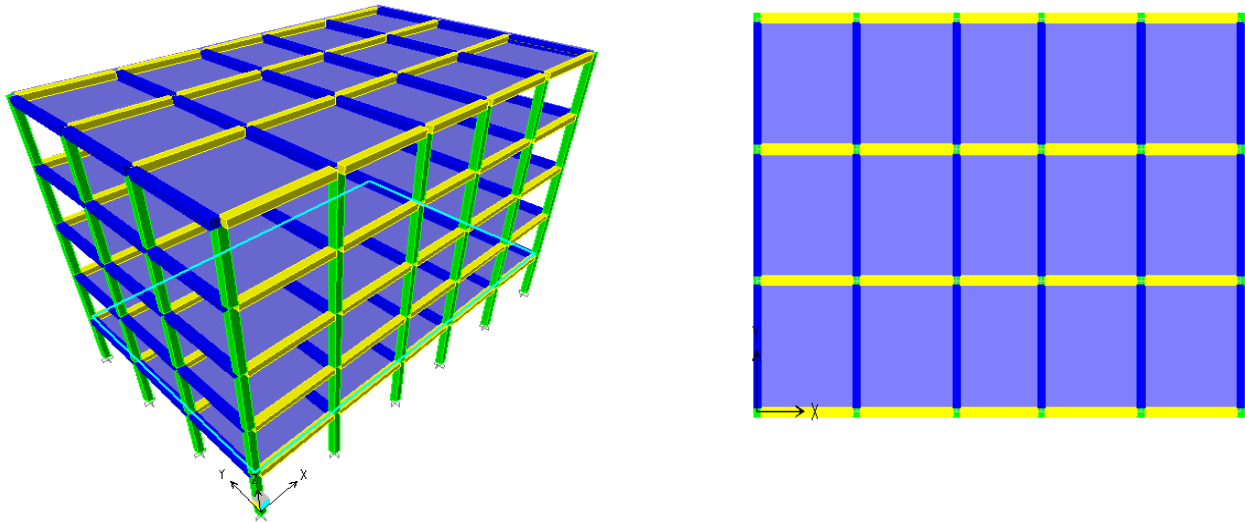


Figure III.1 : Vue en plan (2D) et en (3D) du bâtiment rectangulaire

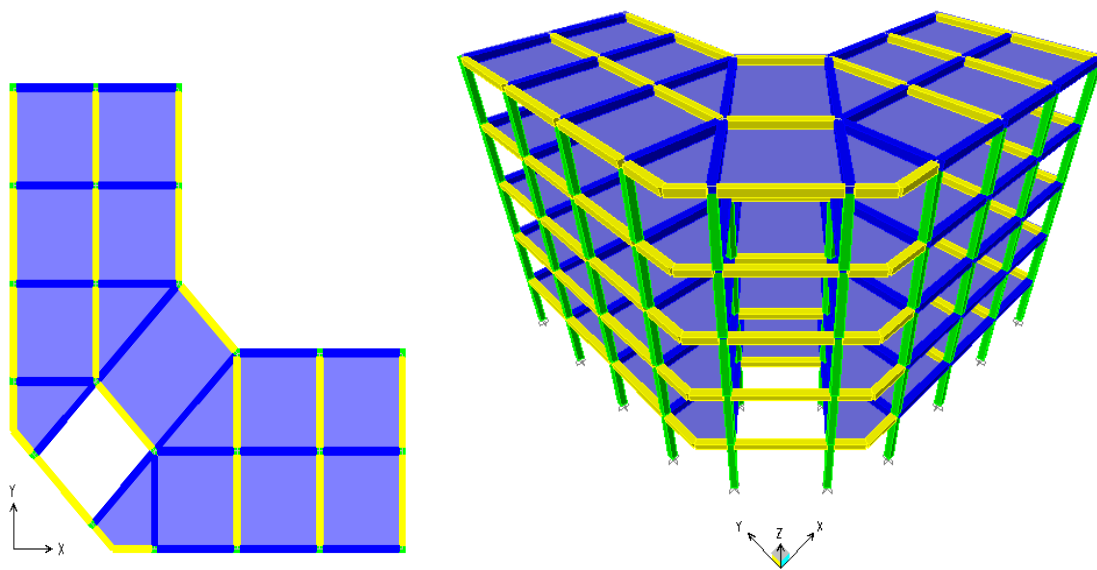


Figure III.2 : Vue en plan (2D) et en (3D) du bâtiment en L

III.2. Caractéristiques du béton et acier :

Le matériau pris en compte pour la structure est le béton armé et dont les caractéristiques sont :

Résistance du béton : Le béton est caractéristique par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

- **Résistance à la compression** : désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16-32) cm dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm. Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa
- **Résistance caractéristique à la traction** : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ;
Parmi ces essais on peut citer :
 - 1- Traction directe sur les cylindres précédents.
 - 2- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
 - 3- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion : la résistance caractéristique à la traction de béton à « j », notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ (MPa)

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25$ MPa et à la traction $f_{t28} = 2.1$ MPa.

Module de déformation longitudinale du béton : Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

Module de déformation instantané : Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 25 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa ; on trouve : $E_{t28} = 32164.19$ MPa

Module de déformation différé : Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par : $E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3}$ (MPa)

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $E_{v28} = 10818.86$ MPa

Aciers

On prévoit pour les pièces en béton armé les aciers suivants :

- Pour les armatures longitudinales, on prévoit des barres à haute adhérence FeE400.

- Pour les armatures transversales, on prévoit des aciers lisses de nuances FeE235.
- Les treillis soudés pour les dalles de compression de nuances FeE500.

III.3 Pré dimensionnement des éléments :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée, avec "ht" la hauteur totale du plancher et " L " la portée maximale de la poutrelle :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{l_{max}}{L} \Rightarrow h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.77 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur ht= 20cm, soit un plancher (16+4) cm :

p=285 kg/m²

Descentes de charges :

Charge permanente :

Plancher terrasse inaccessible :

*protection en grailon (5 cm)	1.00 kN/m ²
*Etanchéité multicouche (2cm)	0.12 kN/m ²
*Béton forme de pente (11 cm)	2.20 kN/m ²
*Isolation thermique en liège	0.16 kN/m ²
* Dalle de compression +corps Creux (16+4)	2.80 kN/m ²
*Enduit en plâtre	0.2 kN/m ²

G=6.48 kN/m²

Plancher R.D.C et étage courant :

*Revêtement en carrelage (2cm)	0.40 kN/m ²
* mortier de pose (2cm)	0.40 kN/m ²
*lit de sable.....	0.36 kN/m ²
*dalle de compression (16+4)	2.80 kN/m ²
*cloison de distribution (10cm)	1 kN/m ²
* Enduit en plâtre (2cm)	0.20 kN/m ²

G = 5.16KN/m²

Murs de façade (extérieurs) :

*Enduit Extérieurs en ciment (mortier) (2cm)	0.36 kN/m ²
*Briques Creuse (15 cm)	1.35 kN/m ²
*Enduit intérieurs en ciment (10cm)	0.2 kN/m ²
*Brique creuse (10 cm)	0.90 kN/m ²
	$G = 2.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Surcharge d'exploitation

- surcharge d'exploitation des planchers étages courants (habitation) $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$
- surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

Pré dimensionnement des poutres des éléments structuraux :

Poutres : Selon le R.P.A 99 version 2003, et selon le B.A.E.L.91 le critère de rigidité les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

Selon le R.P.A 99 VERSION 2003	selon le B.A.E.L.91 le critère de rigidité
$b \geq 20cm$	$\frac{L}{15} \leq h_1 \leq \frac{L}{10}$
$h \geq 30CM$	$0.3d \leq b \leq 0.4d$
$\frac{h}{b} < 4cm$	$\frac{ht}{b} \leq 3$
$b_{max} \leq 1.5h_t + b1$	
Avec : ht : hauteur totale de la poutre	

b : largeur de la poutre

L : la plus grande portée libre entre axes

d : hauteur utile

Selon la vue en plan de notre bâtiment, nous avons sélectionné comme longueur max des poutres principale $L_{max}=400$ m et $L_{max}=400$ m pour les poutres secondaires.

a- Poutre principale :

$$\left\{ \begin{array}{l} 26.70cm \leq h_t \leq 40cm \\ 9.45cm \leq b \leq 12.5cm \end{array} \right. \quad \left. \begin{array}{l} \text{on prend } h_t = 35cm \\ \text{on prend } b = 30cm \end{array} \right\}$$

D'après le R.P.A 99(version 2003)

$b=30cm > 20$ cmcondition vérifiée

$h_t=35$ cm > 30 cmcondition vérifiée

$h_t/b = 1.17 < 4$ condition vérifiée

Donc on prend la section des poutres principales (30x30) cm²

b- Poutre secondaire (chainage) :

Les poutres secondaires sont aussi prés dimensionnés par les relations précédentes (30x30)

$$\left\{ \begin{array}{l} 26.70cm \leq h_t \leq 40cm \\ 8.10 cm \leq b \leq 12 cm \end{array} \right. \quad \left. \begin{array}{l} \text{on prend } h_t = 30 cm \\ \text{on prend } b = 30 cm \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) :

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires (30x30) cm²

Tableau III.1 : tableau récapitulatif des dimensions des poutres

Poutres	Sections
	R.D.C au 4 ^{ème} étage
Principales	(30x35) cm ²
Secondaires	(30x30) cm ²

c- Pré dimensionnement des poteaux :

La surface afférente est donnée par : $S=16 \text{ m}^2$

Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$\text{-plancher terrasse : } G \times S = 6.48 \times 16 = 103.68 \text{ KN}$$

$$\text{-plancher RDC+ étage courant : } n \times G \times S = 5 \times 5.16 \times 16 = 412.32 \text{ KN}$$

Avec $n=4$ le membre de plancher d'étage courant

$$NG = 1,1(103.68 + 412.32) = 567.6 \text{ KN}$$

Les efforts de compression du charge d'exploitation : par application de la loi de dégression :

$$Q = q_0 + 0.67 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4) = 1 + 0.67 (1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5) = 5.02 \text{ KNm}^2$$

$$NQ = 1,1.Q.S = 1,1.5,02.16 = 88.352 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } Nu = 1,35NG + 1,5NQ = 1,35.567,6 + 1,5.88.352 = 898.788 \text{ KN}$$

Détermination de la section du poteau (a .b) :

Détermination de "a": pour la vérification de flambement, On doit faire le dimensionnement des poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement, c'est -à-dire

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l}{i}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement

i : rayon de giration

λ : L'élancement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

On a: $L_0 = 3.06$ m; $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$ m = 214.2 cm

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214.2}{0.289 \cdot 50} = 14.82 \text{ cm}$$

On prend : $a = 30$ cm

$$\lambda = 0.7L_0/i \Rightarrow 214.2 / (0.289 \times 30) = 24.71 < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Détermination de « b » : Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_s}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

$$B_r : \text{section réduite, } B_r = (30-2) \times (b-2) = 28 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0.7^c / 0 B_r \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0.7^c / 0 [48(b-2)] = 0.336(b-2) \text{ cm}^2$$

α = étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0.289 \cdot 30} = 24.71 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(\lambda/35)^2] = 0.77$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_s = 400 \text{ MPa, } \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

$$N_u \leq 0.8 \left[\frac{28(b-2) \cdot 25}{0.9 \cdot 1.5 \cdot 10} + \frac{0.336(b-2) \cdot 400}{1.15} \right]$$

Donc : on prend $b = 30$ cm

Vérification des conditions du R.P.A99 version 2003 :

- min (a, b)=30cm ≥ 25cm : poteaux carrés (30 × 30)cm condition vérifiée
- min (a, b) ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$ condition vérifiée
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$ condition vérifiée

Donc : a=b= 30cm

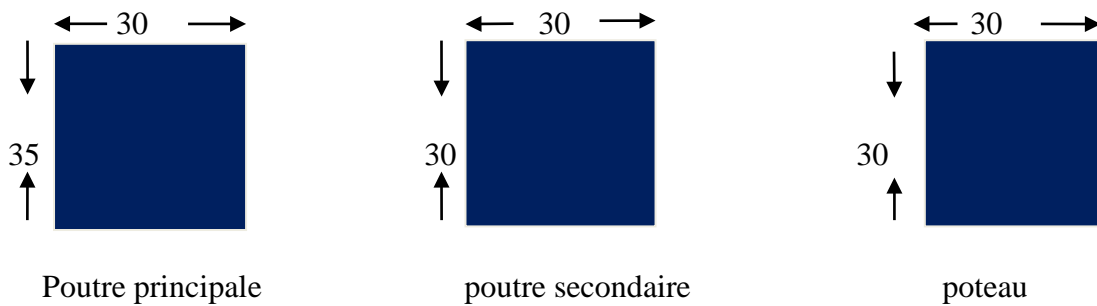


Figure III.3: dimensions des sections de béton des poteaux et des poutres

III.4 Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise un autre programme appelé spectre qui permet de nous donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes et l'accélération.

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

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

Ou :

Sa : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment

A : coefficient d'accélération de la zone

η : Facteur de correction d'amortissement ; $\eta : \sqrt{\left(\frac{\xi}{2} + \frac{\xi}{2}\right)}$

ξ : pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1=0.15$ sec et $T_2=0.50$ sec.

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003), on a :

Zone sismique I et Groupe d'usage 2 \Rightarrow (A=0.10)

Pour $\xi=7\%$ $\Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0.88$

R : Coefficient de comportement de la structure (portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide) R=3.5

Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

Critères : Conditions minimales sur les files de contreventement.

Redondance en plan.

Régularité en élévation.

Pour notre projet $\beta = 0.2$

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

- T_2 Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau ci-dessous

-Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la 4.1 pour un amortissement $\xi=7\%$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$ ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi=7\%$, on a $\eta=0.88$ $D=2.2$

Tableau III.2 : valeurs de $\xi(\%)$

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

Dans notre cas on prend $\xi=7$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau suivant : la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau III.3: Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.11	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Soit $A=0.10$

R : coefficient de comportement global de la structure :

$$T = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

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

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant.

Tableau III.4: Valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075 0.085
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.050
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	

On prend : $C_T=0.050$ (Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Tableau III.5: Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S3-sol meuble $\Rightarrow T_1=0.15$ sec et $T_2=0.50$ sec.

III.5 BLOC RECTANGULAIRE

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$ ou : $h_N=15.30$ m

$C_T=0.05$ portiques auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

Donc : $T=0.050 (15.30)^{3/4}$ $T_{x1}=0.39$ sec

$T_{y1}=0.39$ sec

2eme formule : $T=0.09h_N/\sqrt{D}$ Ou : $D_x=19.4$ m $D_y=12$ m

Donc : $T_{x2}=0.09 \times 15.30 / \sqrt{19.4} = 0.31$ sec

$T_{y2}=0.09 \times 15.30 / \sqrt{12} = 0.40$ sec

Alors : $T_X = \min(T_{X1}, T_{X2}) = \min(0.39 ; 0.31) = 0.31$ sec

$$T_Y = \min(T_{Y1}, T_{Y2}) = \min(0.39 ; 0.40) = 0.39 \text{ sec}$$

Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

La régularité en plan et en élévation

La qualité du contrôle de la construction

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

Sa valeur est donnée au tableau suivant :

La valeur Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q \text{ (RPA 99 révisées en 2003)}$$

Les résultants sont résumés dans les tableaux

Tableau III.6: Valeur des pénalités P_q bloc rectangulaire.

Critère q	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur les fils de contreventement	Observé	Observé
	0	0
Redondance en plan	Observé	Observé
	0	0
Régularité en plan	Observé	Observé
	0	0
Régularité en élévation	Observé	Observé
	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	Observé	
	0	
Contrôle de qualité de l'exécution	Non observé	
	0.1	
$\sum P_q$	0.1	0.1

Donc $Q = Q_X = Q_Y = 1.10$

W : poids total de la structure,

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

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

- W_{Qi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
 - W_{Qi} : charge d'exploitation
 - β : coefficient de pondération, fonction de la durée de la charge d'exploitation , $\beta = 0,2$.

Détermination des poids (W_i) de la structure :

Le niveau (01et02, 03, 04ème étage)

La surface du plancher $S = 232,8 \text{ m}^2$

N	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Dalle	$G \times S = 5.16 \times (19.4 \times 12)$	=1201.248
02	Poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 24$	=54
03	poutres principales	$b \times h \times \sum L = 0.30 \times 0.356 \times 12 \times 25$	=189
04	Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.30 \times 4 \times 19.4 \times 25$	=174.6
05	Maçonnerie	$G \times S \times h_t \times 80\% = 2.81 \times (19.4 + 12) \times 2 \times 3.06 \times 0.8$	=432
06	La surcharge	$\beta \times Q \times S = 0.2 \times 1.5 \times (19.4 \times 12)$	=69.84

La terrasse :

La surface du plancher : $S=232.8 \text{ m}^2$

N	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Dalle	$G \times S = 6.48 \times (19.4 \times 12)$	=1508.544
02	poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b \times h_t = 0.30 \times 0.30 \times 4 \times 19.4 \times 25$	=27
03	Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.35 \times 6 \times 12 \times 25$	=189
04	Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.30 \times 4 \times 12 \times 25$	=174.6
05	Acrotère	$Q \times L = 0.6 \times 0.1 \times (19.4 + 12) \times 2 \times 25$	=94.2
06	Maçonnerie	$G \times S \times h \times 80\% \times \frac{1}{2} = 2.81 \times (19.4 + 12) \times 2 \times 3.06 \times 0.8 \times \frac{1}{2}$	=216
07	La surcharge	$\beta \times Q_i = 0.2 \times 1 \text{ kn/m}^2 \times (19.4 \times 12)$	=46.56

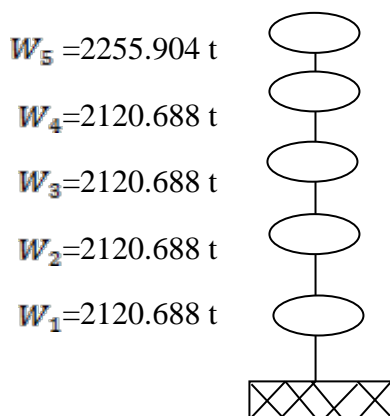


Figure III.4: Concentration des masses sismiques sur la hauteur (Bâtiment rectangulaire)

Calcul des forces sismiques :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone $\Rightarrow A = 0.10$

Q : facteur de qualité $\Rightarrow Q = 1.1$

D : facteur d'amplification moyen de sol $\Rightarrow D = 2.2$

R : coefficient de comportement global de la structure $\Rightarrow R=3.5$.

W : le poids total de la structure $\Rightarrow W=10738.656$ t

Donc : $V=(A.D.Q/R)W=(0.1 \times 2.2 \times 1.1 / 3.5) \times 10738.656=742.50$ t

III.6 BLOC EN L

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T=C_T \cdot h_N$ ou : $h_N=15.30$ m

$C_T=0.05$ portiques auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

Donc : $T=0.050 (15.30)^{3/4}$ $T_{X1}=0.39$ sec

$T_{Y1}=0.39$ sec

2eme formule : $T=0.09h_N / \sqrt{D}$ Ou : $D_X=20$ m

$D_Y=20$ m

Donc : $T_{X2}=0.09 \times 15.30 / \sqrt{20}=0.31$

$T_{Y2}=0.09 \times 15.30 / \sqrt{20}=0.31$

Alors : $T_X=\min(T_{X1}, T_{X2})=\min(0.39 ; 0.31)=0.31$ sec

$T_Y=\min(T_{Y1}, T_{Y2})=\min(0.39 ; 0.31)=0.31$ sec

Facteur de qualité : Q

$$Q=1+\sum_1^6 P_q$$

Tableau III.7 : Valeurs des pénalités P_q bloc en L.

	P_q	
Critère q	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur les fils de contreventement	Observé	Observé
	0	0
Redondance en plan	Observé	Observé
	0	0
Régularité en plan	Observé	Observé
	0	0
Régularité en	Observé	Observé

élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	Observé	Observé
	0	0
Contrôle de qualité de l'exécution	Non observé	Non observé
	0.1	0.1
$\sum Pq$	0.1	0.1

$$Q=Q_x = Q_y = 1.10$$

W : poids total de la structure,

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

$$W = \sum_{j=1}^n w_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

Détermination des poids (W_i) de la structure :

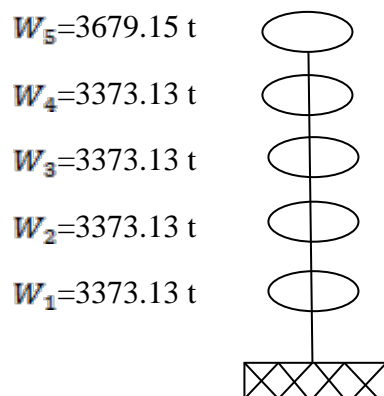
Le niveau (01et 02,03, 04ème étage) :

La surface du plancher : $S=400 \text{ m}^2$

N	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Dalle	$G \times S = 5.16 \times (20 \times 20)$	=2064
02	Poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 24$	=54
03	poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.35 \times 6 \times 20 \times 25$	=315
04	Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.30 \times 6 \times 20 \times 25$	=270
05	Maçonnerie	$G \times S \times h_r \times 80\% = 2.81 \times (20+20) \times 2 \times 3.06 \times 0.8$	=550.31
06	Le poids $= \beta \times Q_i$	$\beta \times Q \times S = 0.2 \times 1.5 \times (20 \times 20)$	=120

La terrasse :La surface du plancher : $S=400 \text{ m}^2$

N	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Dalle	$G \times S = 6.48 \times (20 \times 20)$	=2592
02	poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 24 \times \frac{1}{2}$	=27
03	Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.35 \times 6 \times 20 \times 25$	=315
04	Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0.30 \times 0.30 \times 6 \times 20 \times 25$	=270
05	acrotère	$Q \times \sum L = 0.6 \times 0.1 \times (20+20) \times 2 \times 25$	=120
06	Maçonnerie	$= 2.81 \times (20+20) \times 2 \times 3.06 \times 0.8 \times \frac{1}{2}$	=275.15
07	Le poids	$\beta \times Q_i = 0.2 \times 1 \text{ kn/m}^2 \times (20 \times 20)$	=80

**Figure III.5 :** Concentration des masses sismiques sur la hauteur (Bâtiment en L)**Calcul des forces sismique :**

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone $\Rightarrow A=0.10$ Q : facteur de qualité $\Rightarrow Q= 1.1$ D : facteur d'amplification moyen de sol $\Rightarrow D=2.2$ R : coefficient de comportement global de la structure $\Rightarrow R=3.5$.

W : le poids total de la structure $\Rightarrow W=17171.67 \text{ t}$

Donc : $V=(A.D.Q/R)W=(0.1 \times 2.2 \times 1.1 / 3.5) \times 17171.67= 1187.30 \text{ t}$

III.7 Présentation du logiciel :

ETABS (Extended Three Dimensional Analyse of Building Systems) : le programme est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages. Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes : Il a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session.

Démarches à suivre :

Modélisation de la structure : Cette étape consiste à construire un modèle équivalent au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

Edite Grid data : nous permet de définir la grille à suivre prochainement

Adda New System : pour ajouter une autre forme cartésienne ou cylindrique

Define materials : permet de définir le matériau utilisé et ses différentes propriétés

Define/frame section : pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre)

Define/sttatic load case : pour définir les types de charge statique (G,Q) et leurs coefficients de majoration

Assign /joint /restreint : pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnés (translations et rotations)

Assign /joint /diaphragme : pour l'affectation d'un diaphragme rigide

Assign /frame line load / Distributed : Permet d'appliquer les charges réparties sur les éléments sélectionnés

Define / load combinaison : permet de définir les différentes combinaisons d'actions

Define response spectrum function : pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

Define response spectrum Cases : pour la nomination de l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

Définition du centre de masse : lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est défini précédemment.

Analyse /set options : pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.

Analyse /Rum : c'est la commande qui permet de lancer le calcul.

Nœud maitre : c'est un nœud fictif situé au centre de masse (centre de gravité dans le cas des charges réparties) ou ce fait la concentration des masses sismiques. Pour un nœud maitre on définit la masse du plancher correspondant suivant les deux directions X et Y ainsi que l'inertie massique suivant axe Z.

III.8 Analyse des structures via ETABS

Bloc rectangulaire

Les centres de masse et de rigidité seront déterminés automatiquement par le logiciel

Tableau III. 8 : Les masses et les centres de gravité et centre de torsion de la variante 1

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	D1	52.5189	52.5189	7.85	7.812	7.85	7.905
STORY2	D2	52.5189	52.5189	7.85	7.812	7.688	7.805
STORY3	D3	52.5189	52.5189	7.85	7.812	7.626	7.765
STORY4	D4	52.5189	52.5189	7.85	7.812	7.592	7.74
STORY5	D5	44.2569	44.2569	7.823	7.778	7.562	7.715

L'analyse modale révèle que ce bloc présente des modes de vibration fondamentaux de translation selon les deux directions X et Y ; et que le taux de participation massique atteint le seuil exigé par le RPA99 (90%) (Tableau ci-dessous).

Tableau III.9 : Les modes de vibration fondamentaux de translation selon les deux directions X et Y.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.573607	0	82.4797	0	0	82.4797
2	0.53158	83.2909	0.0213	0	83.2909	82.501
3	0.516137	1.294	1.4248	0	84.5849	83.9258
4	0.185451	0.0007	10.0745	0	84.5856	94.0003
5	0.173933	9.9826	0.0001	0	94.5682	94.0004
6	0.168301	0.0156	0.1111	0	94.5838	94.1115
7	0.106665	0.0009	3.7452	0	94.5848	97.8567
8	0.102041	3.5104	0.0016	0	98.0951	97.8583
9	0.098102	0.0174	0.0096	0	98.1125	97.8679
10	0.0748	0.0007	1.6545	0	98.1132	99.5224
11	0.07318	1.4541	0.0004	0	99.5673	99.5228
12	0.069587	0.0275	0.0016	0	99.5948	99.5244

Tous ces résultats seront analysés dans le chapitre suivant afin de pouvoir observer et de tirer d'éventuels remarques et constatations.



Chapitre IV

Exploitation des résultats

IV.1 Bâtiment rectangulaire

Le bâtiment est régulier et symétrique en plan et en élévation. La modélisation faite par le logiciel de calculs des éléments finis (ETABS) a été effectuée pour évaluer les effets de l'action sismique. La modélisation effectuée permet de réaliser une descente de charges jusqu'aux fondations du bâtiment.

Pour ce bâtiment, on étudie l'effet de la direction du séisme sur la réaction sismique à la base, le déplacement horizontal sur terrasse et les sollicitations dans les poteaux et dans les poutres. Pour bien cerner cet effet, on analyse les éléments en RDC, en terrasse et aussi situés en angle, rive et central.

IV.1.1 Réaction sismique à la base

Après analyse de la structure par ETABS, Les réactions d'appuis sont déterminées aux appuis nodaux. Le résultat obtenu après chaque variation d'angle est présenté dans la courbe suivante :

Tableau IV.1 : Réaction à la base sismique du bâtiment rectangulaire suivant la direction du séisme

Angle	Fx	Fy
0	75,99	0
10	74,84	13,97
20	71,41	27,52
30	65,81	40,24
40	58,21	51,73
50	48,85	61,65
60	37,99	69,7
70	25,99	75,62
80	13,2	79,25
90	0	80,48

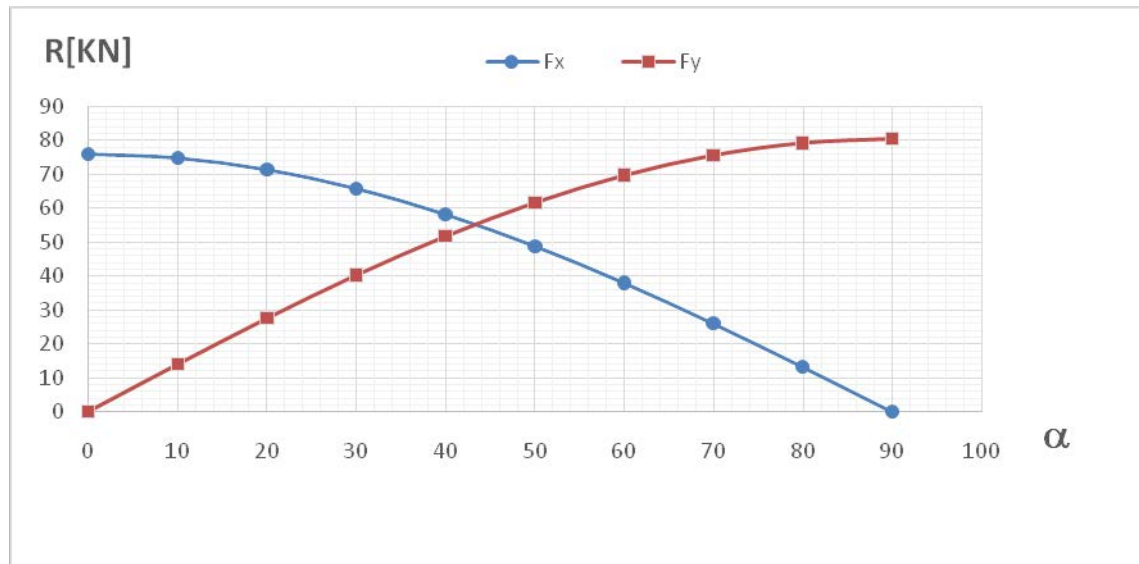


Figure IV.1 : Réaction sismique à la base du bâtiment rectangulaire suivant la direction du séisme

La réaction sismique a une force maximale de $F_x=75,99$ KN à l'angle $\alpha=0^\circ$ et elle est diminuée jusqu'à une valeur nulle à l'angle $\alpha=90^\circ$. Par contre la réaction suivant le sens (y) est ascendante de $F_y=0$ à l'angle $\alpha=0^\circ$ jusqu'à une valeur maximale $F_y=80,48$ KN à $\alpha=90^\circ$.

La direction la plus défavorable du séisme est pratiquement suivant les axes principaux du bâtiment rectangulaire respectivement x et y.

IV.1.2 Déplacement horizontal

Au vu de la déformée des différents cas sismiques trouvés par ETABS, il peut être admis qu'à peu de choses près, la déformée croit linéairement suivant la hauteur. Dans le cas défavorable où l'on considère qu'il n'y pas de déplacement au niveau du terrain naturel, c'est-à-dire au niveau de la dalle de la terrasse, et que le déplacement maximum de 1.67 cm est pris en considération.

Tableau IV.2 : déplacement maximal en fonction d'angle d'incidence (Bâtiment rectangulaire)

ANGLE	0	10	20	30	40	45	50
Δx (cm)	1.67	1.65	1.57	1.45	1.28	1.18	1.07
Δy (cm)	0	0.27	0.53	0.77	0.99	1.09	1.18

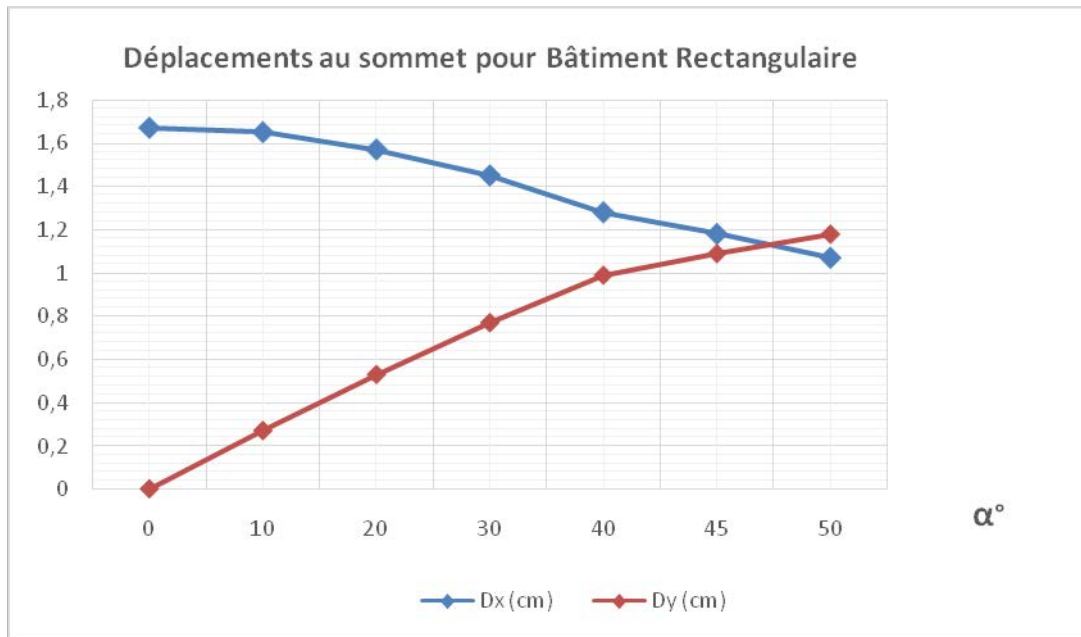


Figure IV.2 : Variation du déplacement maximal en fonction d'angle d'incidence (Bâtiment rectangulaire)

D'après la figure IV.1 de la réaction sismique on remarque que les deux courbes sont presque symétriques à partir de $\alpha = 42^\circ$, c'est pour ça nous arrêtons le tracé des courbes de tout ce qui suit à $\alpha = 50^\circ$.

Selon l'analyse sismique, il est clair que le plus grand déplacement est suivant le sens horizontal. La courbe est ascendante de $\Delta y = 0,00$ cm à l'angle d'incidence $\alpha = 0^\circ$ jusqu'à une valeur maximale de $\Delta y = 1,18$ cm à $\alpha = 50^\circ$. Les 02 courbes sont symétriques par rapport à $\alpha = 47,5^\circ$.

Le déplacement suivant x est supérieur au déplacement suivant y, qui prend sa valeur maximale $\Delta x = 1,67$ cm à l'angle $\alpha = 0^\circ$, par un pourcentage estimé de 42%.

IV.1.3 Sollicitations dans les poteaux

L'objectif de cette analyse est d'étudier le comportement dynamique des éléments principaux verticaux sous une combinaison sismique.

On a choisi trois poteaux dont des positions différentes à savoir les poteaux d'angle, de rive et bien sûr les poteaux centraux pour nous permettre de trouver la direction la plus défavorable de la charge sismique appliquée au cours de changement des angles. Pour ce on utilise un pas de 10° , de 0° à 90°

a. Sollicitations des poteaux d'angle :

On commence par les poteaux d'angle qui sont les plus vulnérables :

- Parce qu'ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales, même si les deux efforts tranchants n'atteignent pas en même temps leur valeur maximale.
- Parce qu'ils ne reçoivent comme charge verticale que le poids d'un quart de travée, alors que la poussée de la bielle qu'ils ont à équilibrer est celle qui correspond à une travée complète.

a.1 Poteau d'angle de RDC

Tableau IV.3 : Efforts internes du Poteau d'angle de RDC (Bâtiment rectangulaire)

POTEAU ANGLE RDC							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
N	323,74	323,74	323,74	323,74	323,74	323,74	323,74
V2	15,8	15,57	14,88	13,76	12,56	11,84	11,03
V3	5,11	7,82	10,39	12,74	15,36	16,57	17,68
M2	8,207	11,934	16,84	21,334	26,34	28,646	30,759
M3	31,635	31,164	29,765	27,481	25,006	23,318	21,856

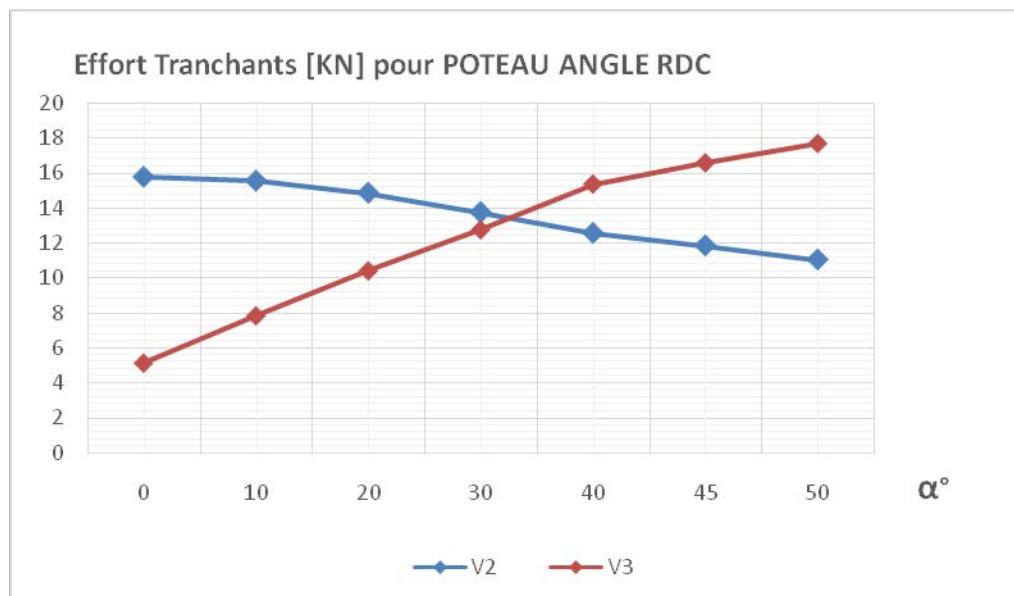


Figure IV.3 : Variation de l'effort Tranchant des poteaux RDC d'angle en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

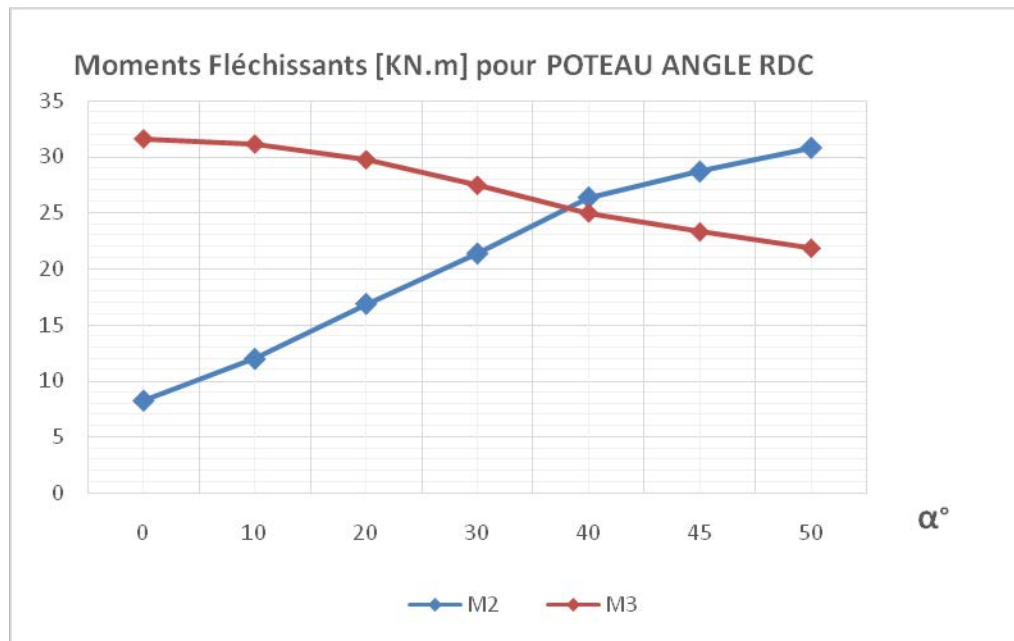


Figure IV.4 : Variation du moment fléchissant des poteaux RDC d'angle en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

On peut soulever les remarques suivantes :

1- On observe que la direction du séisme n'influe pas sur l'effort normal qui reste constant $N = 323,74$ KN. La répartition de la charge sismique est égale dans toutes les directions.

2- Les courbes correspondant aux moments fléchissants sont présentées sur la même figure. On a deux courbes opposées différentes. Le pic de moment autour de l'axe 2 est supérieur à celui de l'axe 3 d'où un pourcentage estimé par 3% qu'on peut le négliger. L'action sismique est distribuée vers les deux sens par la même quantité des charges.

Le point de départ de la courbe du moment fléchissant présente la plus grande valeur de $M3=31,635$ KN.m qui correspond à l'angle $\alpha=0^\circ$. La courbe descend jusqu'à une valeur de 21.856 KN.m à un angle $\alpha=50^\circ$ pour s'annuler à l'angle $\alpha=90^\circ$. Par contre le moment M2 se maximise automatiquement à l'angle $\alpha=90^\circ$ et prend sa valeur $M2 = 30.759$ KN.m à l'angle $\alpha=50^\circ$ pour descendre à une valeur minimale de 8.207 KN.m à $\alpha=0^\circ$.

3- On remarque aussi que la force sismique provoque un effet inverse pour l'effort tranchant c.à.d. lorsque M3 diminue V2 augmente et vice versa lorsque M2 augmente V3 diminue. V3 prend sa valeur maximum à l'angle $\alpha=90^\circ$

Les charges sismiques produisent un effort tranchant $V2 = 15.8$ KN qui est supérieur à l'effort $V3$ qui atteint sa valeur $V3 = 5.11$ kN à l'angle $\alpha=0^\circ$, d'où un pourcentage de diminution de plus 200%. Ceci s'explique par la réaction maximale à l'excitation selon l'axe x (à l'angle $\alpha=0^\circ$)

a.2 Poteau d'angle de terrasse

Tableau IV.4 : Efforts internes du Poteau d'angle de Terrasse (Bâtiment rectangulaire)

POTEAU	ANGLE		TERRASSE				
Angle	0	10	20	30	40	45	50
N	66.9	66.9	66.9	66.9	66.9	66.9	66.9
V2	6.35	6.29	6.11	5.81	5.48	5.28	5.05
V3	13.6	13.6	13.6	13.6	13.6	13.6	13.6
M2	18.94	18.94	18.94	18.94	18.94	18.94	18.94
M3	9.833	9.783	9.484	8.997	8.446	8.114	7.746

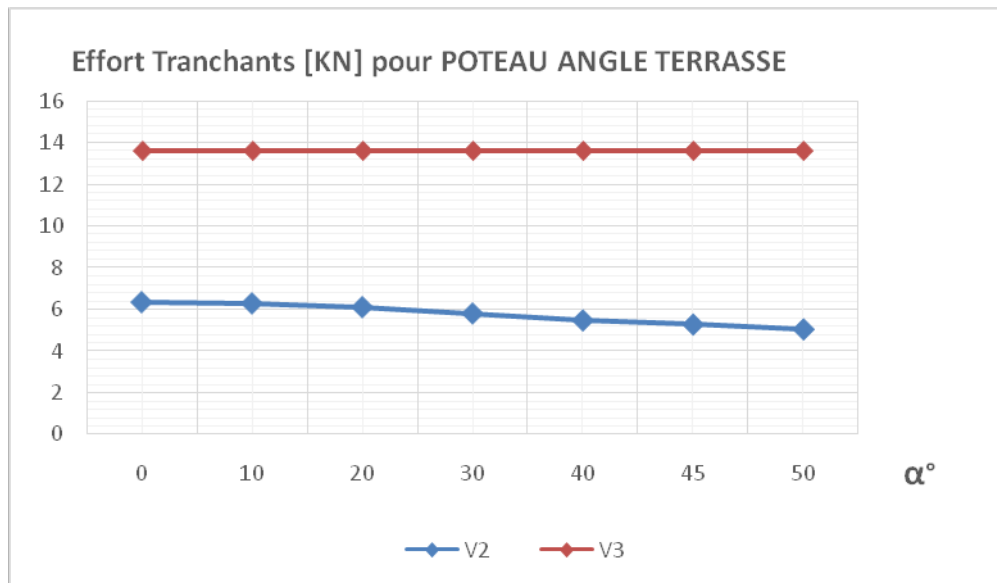


Figure IV.5 : Variation de l'effort Tranchant des poteaux d'angle Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

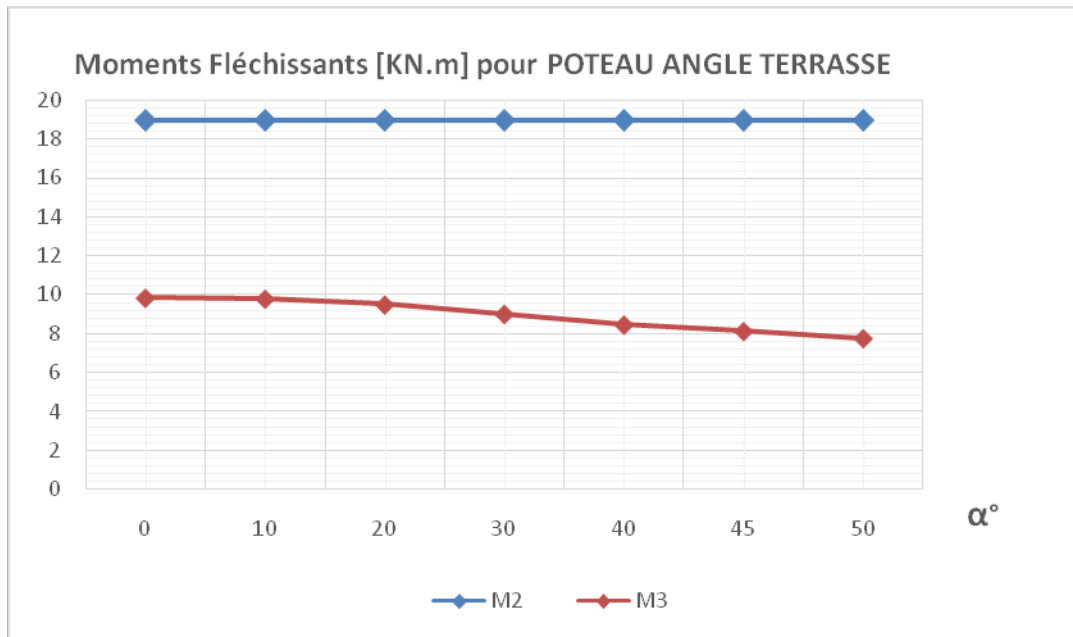


Figure IV.6 : Variations du moment fléchissant des poteaux d'angle Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

On remarque que la courbe du moment fléchissant M2 présente une droite constante engendrant évidemment des efforts V_3 constants (La répartition de la charge sismique est égale dans toutes les directions). Par contre M3 présente une courbe sensiblement différente. La différence entre la grande valeur et la valeur minimale est estimée par 27%.

L'influence de la force sismique produit un effort tranchant maximum $V_3=13.6$ KN à un angle $\alpha=0^\circ$, qui est supérieur à l'effort tranchant maximal $V_2=6.35$ KN par une valeur d'augmentation estimée de 114%.

b. Sollicitations des poteaux de rive :

b.1 Poteau de rive de RDC

Tableau IV.5 : Efforts internes du Poteau de rive de Terrasse (Bâtiment rectangulaire)

POTEAU	RIVE	RDC					
Angle	0	10	20	30	40	45	50
N	584.3	584.3	584.3	584.3	584.3	584.3	584.3
V2	19.77	19.47	18.58	17.14	15.57	14.63	13.58
V3	8.39	9.49	12.1	14.51	16.97	18.1	19.13
M2	14.295	14.295	17.933	22.533	27.243	29.394	31.631
M3	35.636	35.096	33.495	30.88	28.036	26.328	24.42

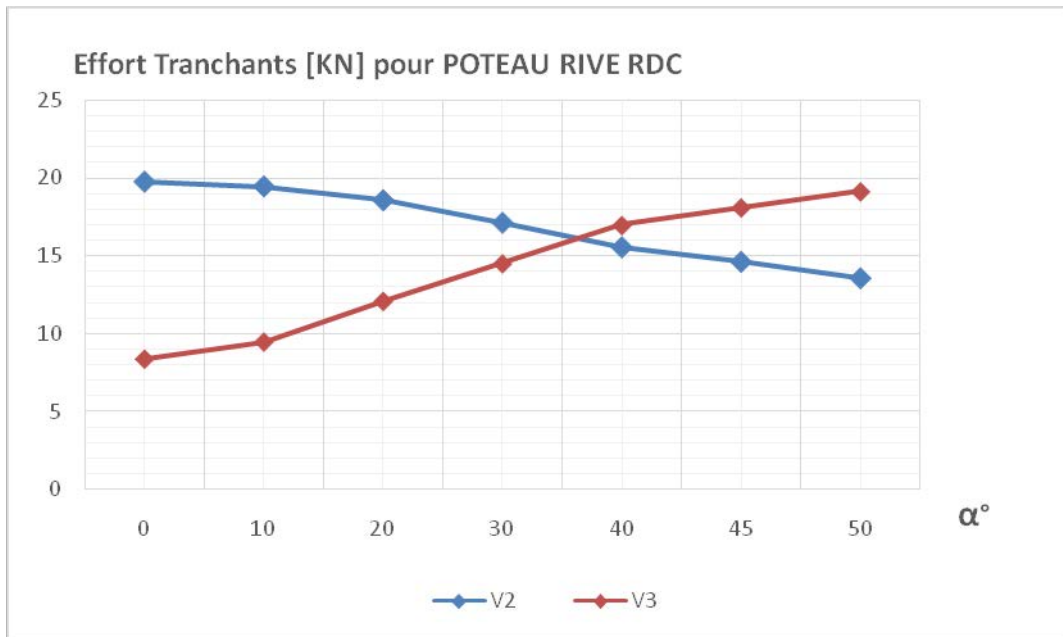


Figure IV.7 : Variation de l'effort Tranchant des poteaux de rive RDC d'angle en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

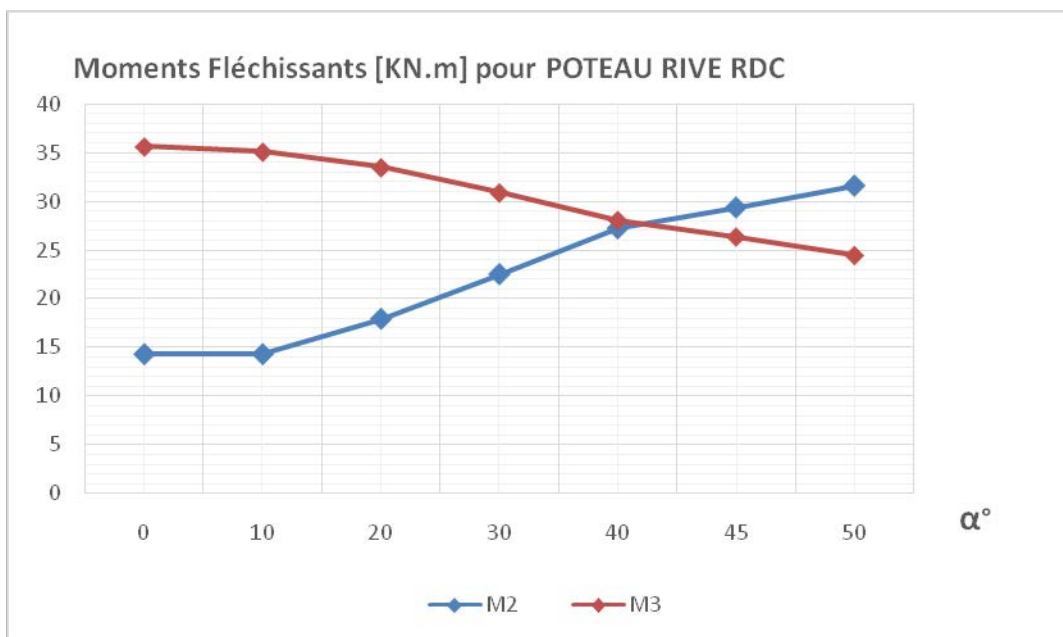


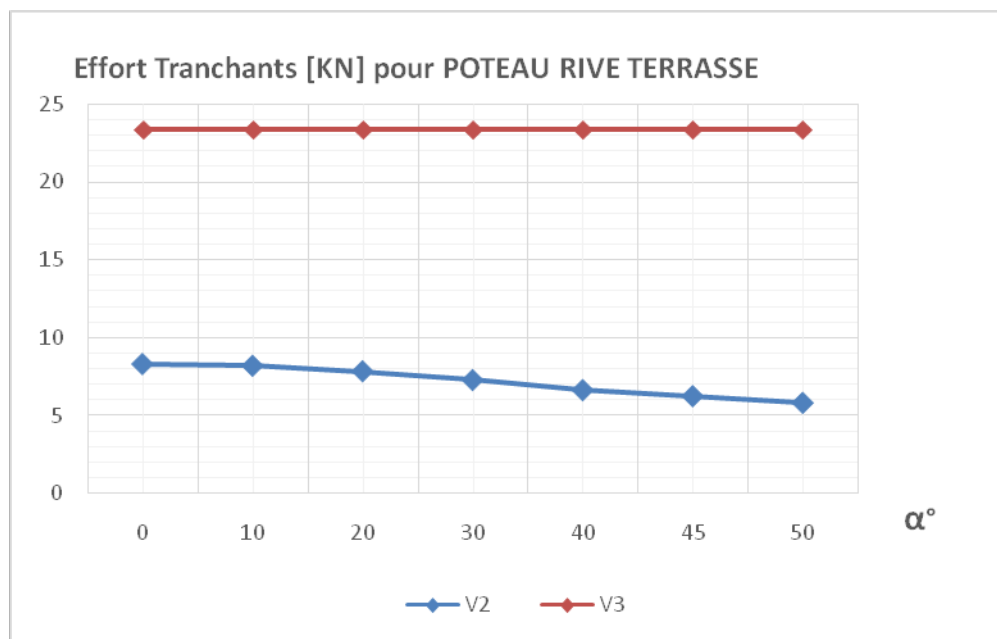
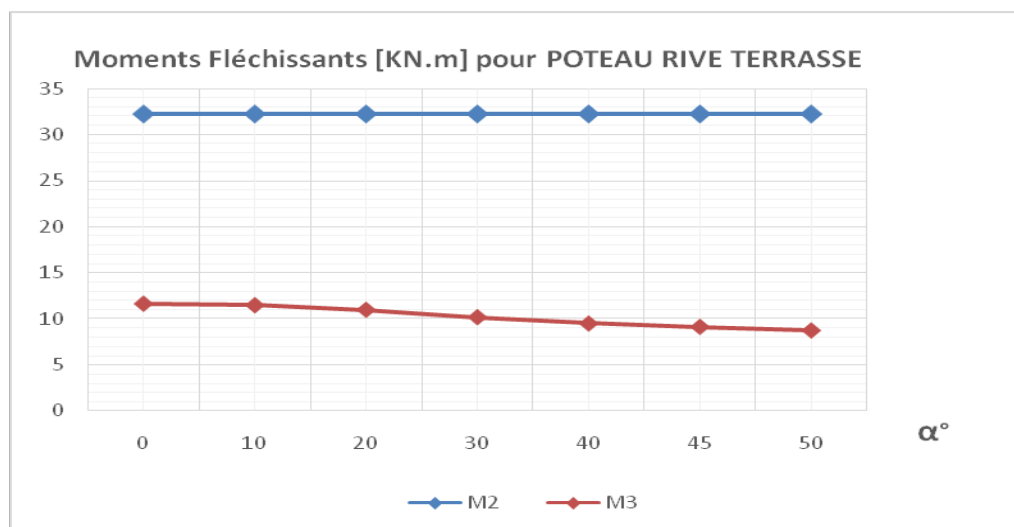
Figure IV.8 : Variations du moment fléchissant des poteaux de rive RDC d'angle en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

Il est clair que les poteaux de rive reçoivent un chargement assez important par rapport aux poteaux d'angle ainsi les mêmes remarques énumérées pour ces derniers (RDC et terrasse) sont constatées avec une majoration moyenne de 80% pour N ; 25% pour V_2 ; 65% pour V_3 ; 70% pour M_2 et 15% pour M_3 .

b.2 Poteau de rive Terrasse

Tableau IV.6 : Efforts internes des Poteau de rive de Terrasse (Bâtiment rectangulaire)

POTEAU RIVE TERRASSE					
Angle	20	30	40	45	50
N	127,43	227,43	127,43	127,43	127,43
V2	7,87	7,31	6,66	6,28	5,85
V3	23,33	23,33	23,33	23,33	23,33
M2	32,233	32,233	32,233	32,233	32,233
M3	10,975	10,183	9,498	9,14	8,747

**Figure IV.9.** : Variation de l'effort Tranchant des poteaux de rive Terrasse d'angle en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)**Figure IV.10** : Variation du moment fléchissant des poteaux de rive Terrasse d'angle en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

Il en est de même pour les poteaux de rive appartenant à la terrasse, l'allure des courbes du moment fléchissant et effort tranchant est la même que celle tracée pour les poteaux d'angle. Par conséquent il en résulte les mêmes remarques.

c. Sollicitations dans les Poteaux centraux

c.1 Poteau central RDC

Tableau IV.7 : Efforts internes du Poteau Central RDC (Bâtiment rectangulaire)

POTEAU CENTRAL RDC								
Angle	0	10	20	30	40	45	50	
N	992,25	992,25	992,25	992,25	992,25	992,25	992,25	992,25
V2	18,99	18,71	17,86	16,48	14,73	13,7	12,56	
V3	3,2	6,06	9,42	12,56	15,51	16,84	18,06	
M2	5,455	8,851	14,612	19,996	25,05	27,498	29,753	
M3	34,187	33,671	32,14	29,639	26,477	24,603	22,543	

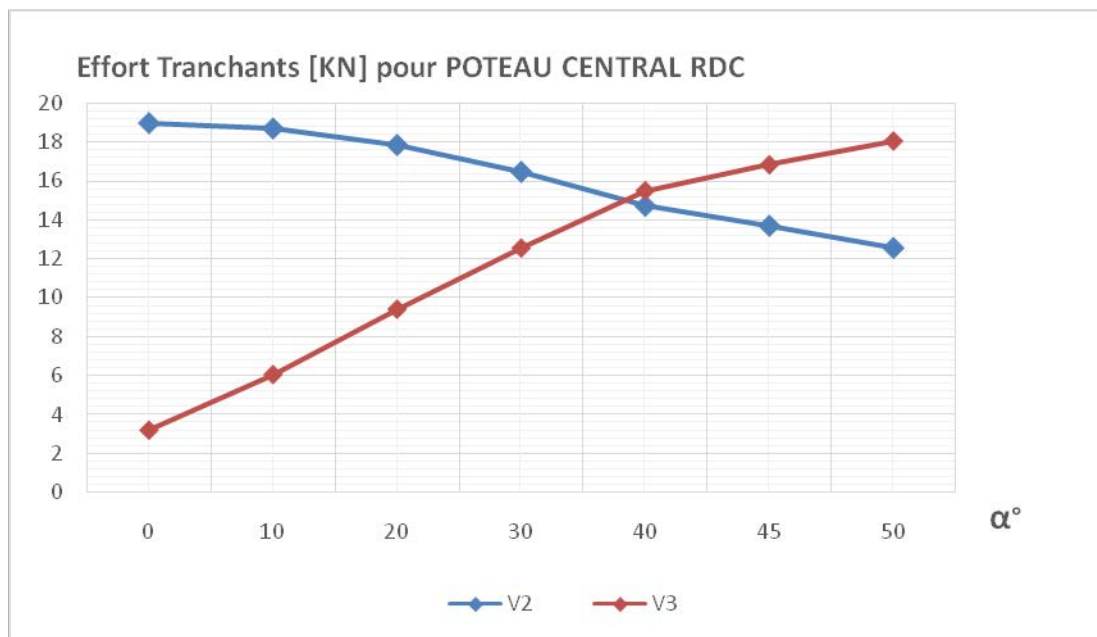


Figure IV.11 : Variation de l'effort Tranchant des poteaux centrale RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

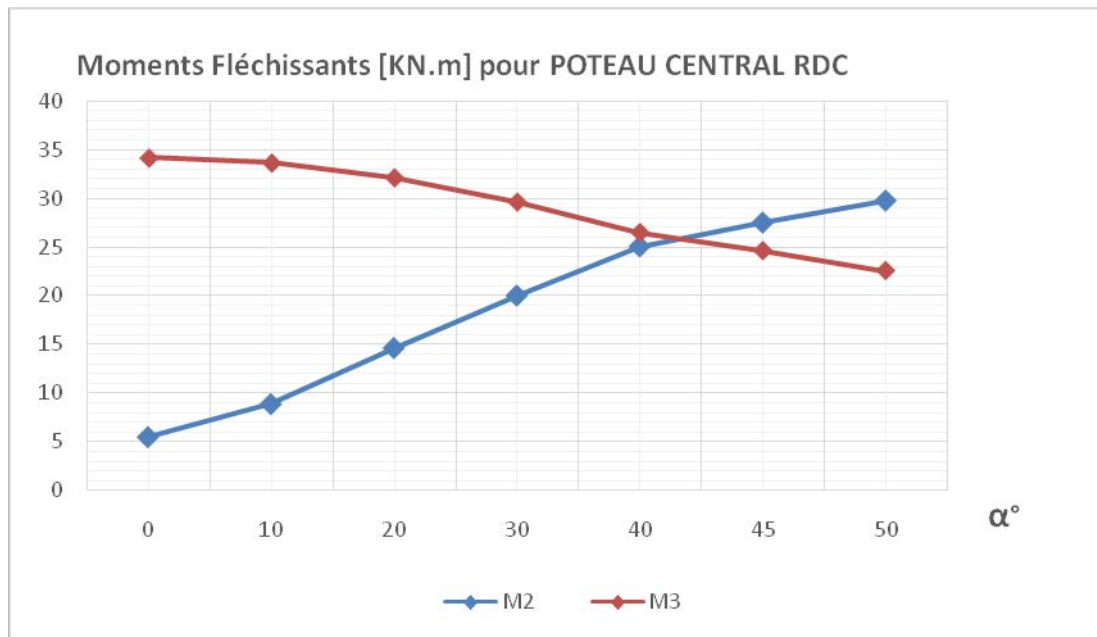


Figure IV.12 : Variation du moment fléchissant des poteaux centrale RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

1-Les poteaux centraux sont les plus sollicités par :

- Le chargement axial qui dépasse de 70 % les poteaux de rive et de 200 % les poteaux d'angle,
- L'effort tranchant augmenté de 20% par rapport aux poteaux d'angle,
- Et de plus de 10% pour les moments fléchissant par rapport aux poteaux d'angle.

2-L'action sismique assure un moment maximal $M_3 = 34.187$ KN.m à l'angle $\alpha = 0^\circ$, qui est fortement supérieur à $M_2 = 5.455$ KN.m à l'angle $\alpha = 0^\circ$, d'où un pourcentage supérieur à 500%. Les deux moments et les deux efforts tranchants s'avoisinent aux près de l'angle d'excitation $\alpha = 40^\circ$,

3-La courbe montre que l'orientation des charges sismique est plus défavorable à l'angle $\alpha = 0^\circ$, ou on a un effort tranchant maximum de $V_2 = 18.99$ kN. Pour l'effort tranchant suivant y (V_3) on peut considérer négligeable par rapport à l'effort tranchant selon x (V_2).

c.2 Poteau central Terrasse

Tableau IV.8 : Efforts internes du Poteau Central Terrasse (Bâtiment rectangulaire)

POTEAU CENTRAL TERRASSE							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
N	217,8	217,8	217,8	217,8	217,8	217,8	217,8
V2	8,61	8,5	8,16	7,61	6,89	6,47	6
V3	2,4	3,18	4,55	5,84	7,04	7,58	8,07
M2	4,414	5,157	7,056	8,833	10,488	11,236	11,922
M3	11,956	11,797	11,324	10,551	9,556	8,966	8,319

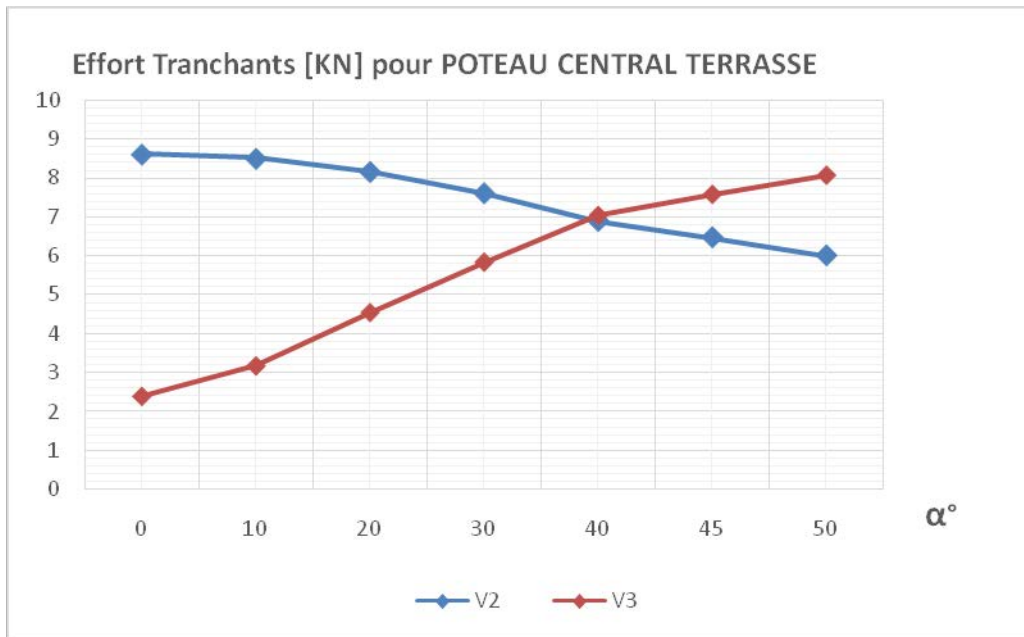


Figure IV.13 : Variation de l'effort Tranchant des poteaux centrale Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

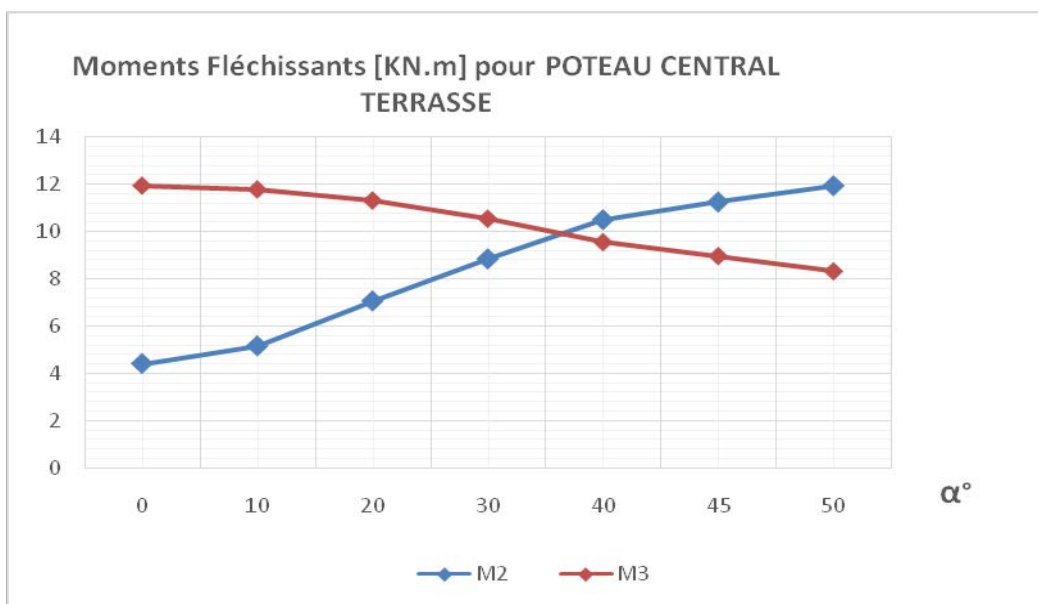


Figure IV.14 : Variations du moment fléchissant des poteaux centrale Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

Pour les courbes de moment fléchissant la force sismique présente deux composantes. La différence est plus significative aux niveaux de ses valeurs maximales. La valeur maximale de $M_3 = 11.956 \text{ KN.m}$ à l'angle $\alpha = 0^\circ$, est supérieur au moment M_2 de $\alpha=90^\circ$, par une estimation de 20%.

La force résultante du séisme est divisée par deux composantes. Le pic de la composante horizontale suivant le sens x est de $V_2=8.61\text{KN}$ à l'angle $\alpha=0^\circ$. Ce qui n'est pas le cas pour le sens y la courbe a une valeur maximale au point d'arrivée (V_3) à l'angle $\alpha=90^\circ$.

IV.2.3 Sollicitations dans les Poutres

a. Sollicitations dans les Poutres principales

Parmi les éléments porteurs de la répartition des charges sismiques dans la structure les éléments longitudinaux. Pour cela on va étudier leurs capacités de déformation aux effets du moment fléchissant et l'effort tranchant.

a.1 Poutre Principale RDC

Tableau IV.9 : Efforts internes du Poutres principale RDC (Bâtiment rectangulaire)

POUTRE PRINCIPALE RDC							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
V2	83,77	83,77	83,77	83,77	83,77	83,77	83,77
M3	46,971	46,971	46,971	47,883	52,35	54,389	56,257

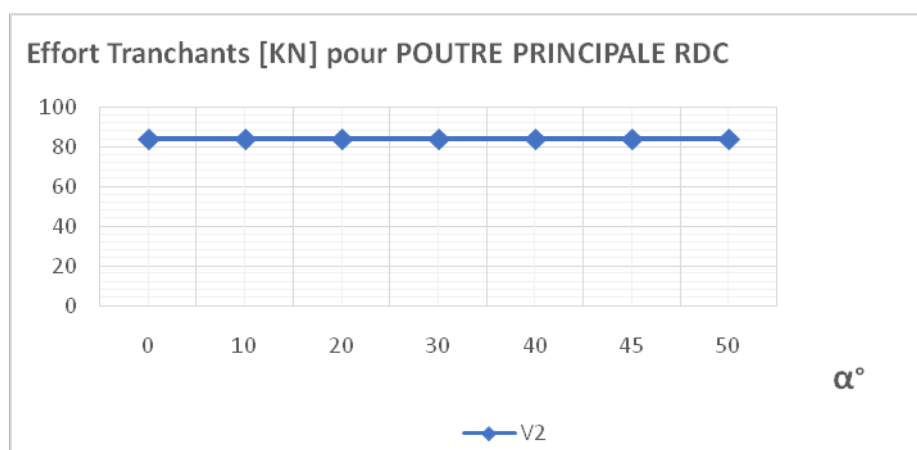


Figure IV.15 : Variation de l'effort Tranchant Poutre Principale RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

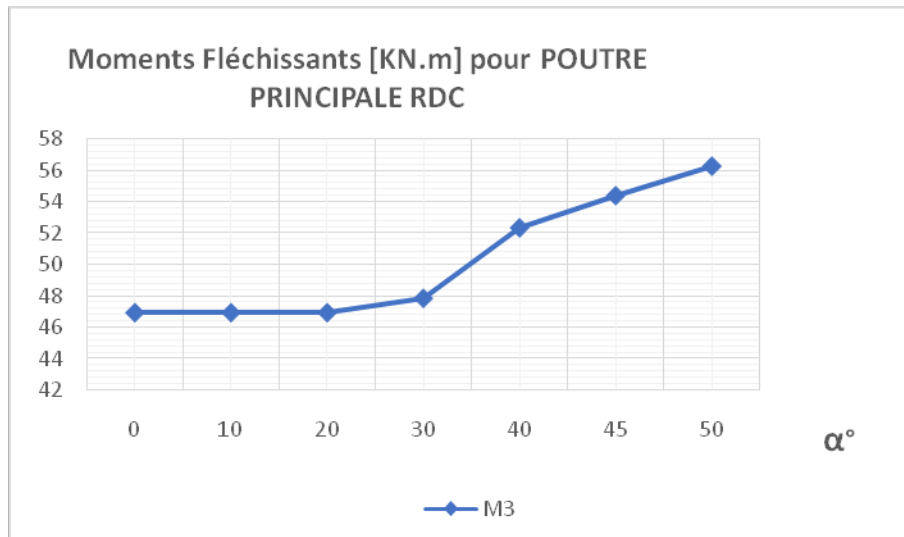


Figure: IV.16 : Variation du moment fléchissant Poutre Principale RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

L'action sismique assure un moment minimal $M_3 = 46.971$ KN.m à l'angle $\alpha = 0^\circ$, qui progresse sensiblement à $M_3 = 56.257$ KN.m à l'angle $\alpha = 50^\circ$, d'où un pourcentage de 20% puis supérieure à la moitié à $\alpha = 90^\circ$.

La courbe est estimée constante pour les efforts tranchants.

a.2 Poutres principale Terrasse

Tableau: IV.10 : Efforts internes des Poutres principales Terrasse (Bâtiment rectangulaire)

POUTRE PRINCIPALE TERRASSE							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
V2	94,74	94,74	94,74	94,74	94,74	94,74	94,74
M3	50,918	50,918	50,918	50,918	50,918	50,918	50,918

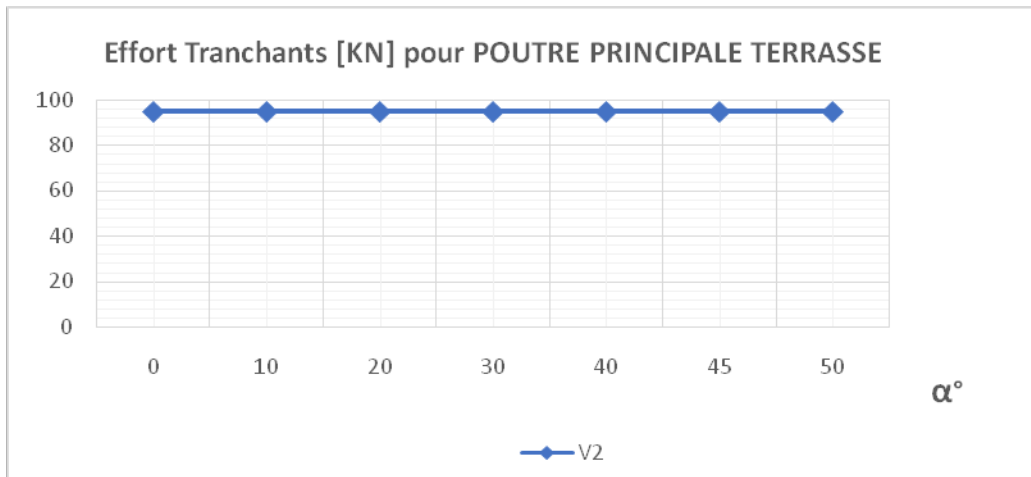


Figure IV.17 : Variation de l’effort Tranchant Poutres principale Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

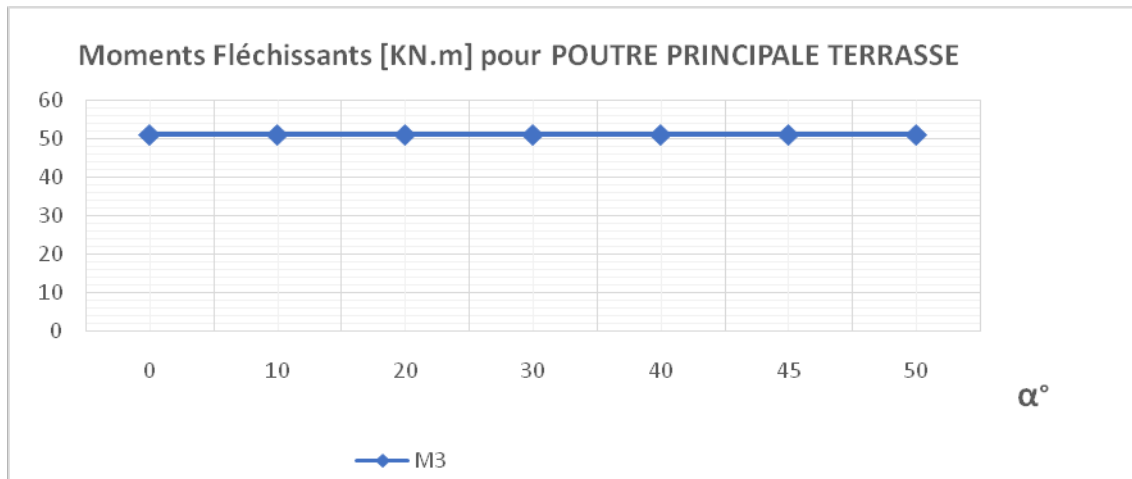


Figure IV.18 : Variations du moment fléchissant Poutres principale Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

Pour les poutres en terrasse l’orientation de l’angle sismique n’influe pas sur les moments ni sur les efforts tranchants

b. Sollicitations des Chainages

b.1 Chainage RDC

Tableau IV.11 : Efforts internes du Chainage RDC (Bâtiment rectangulaire)

CHAINAGE RDC	Angle	0	10	20	30	40	45	50
V2		20.36	20.1	19.34	18.1	16.72	15.9	14.98
M3		31.777	31.333	30.012	27.857	25.468	24.034	22.437

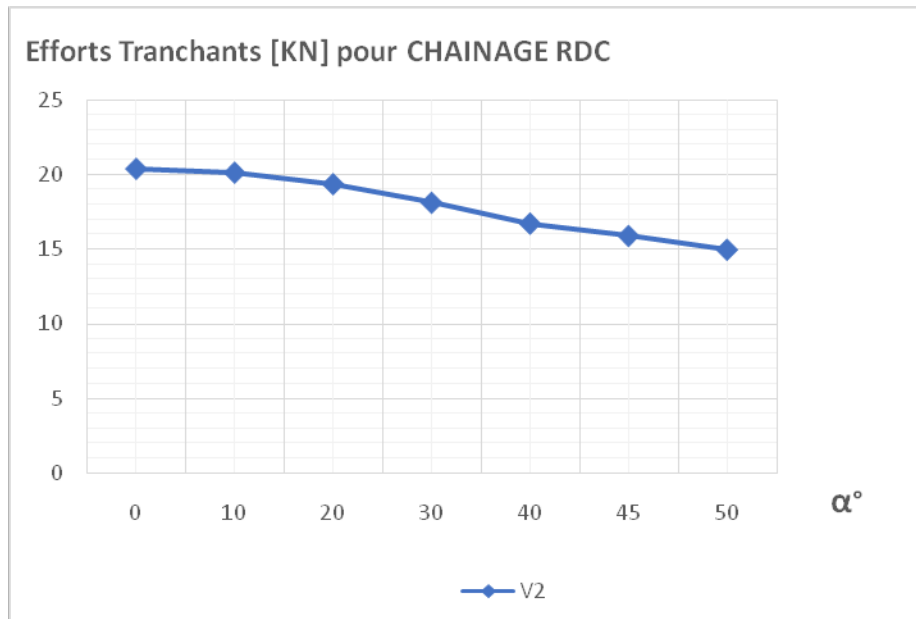


Figure IV.19 : Variation de l'effort Tranchant Chainage RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

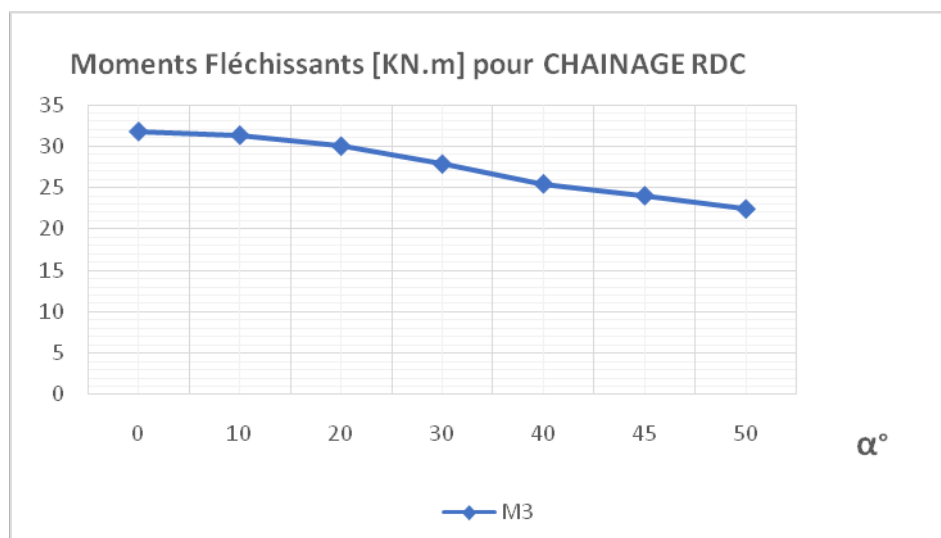


Figure IV.20 : Variation du moment fléchissant Chainage RDC en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

b.2 Chainage Terrasse

Tableau IV.12 : Efforts internes de chainage Terrasse (Bâtiment rectangulaire)

CHAINAGE TERRASSE							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
V2	9,54	9,49	9,33	9,07	8,96	8,96	8,96
M3	12,236	12,127	11,803	11,275	10,593	10,189	9,745

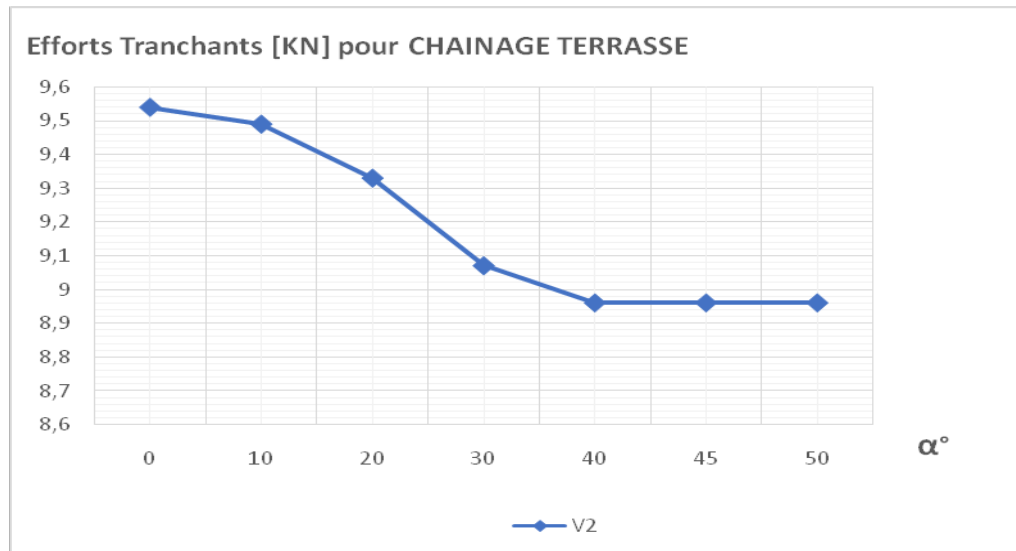


Figure IV.21. : Variation de l'effort Tranchant chainage Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

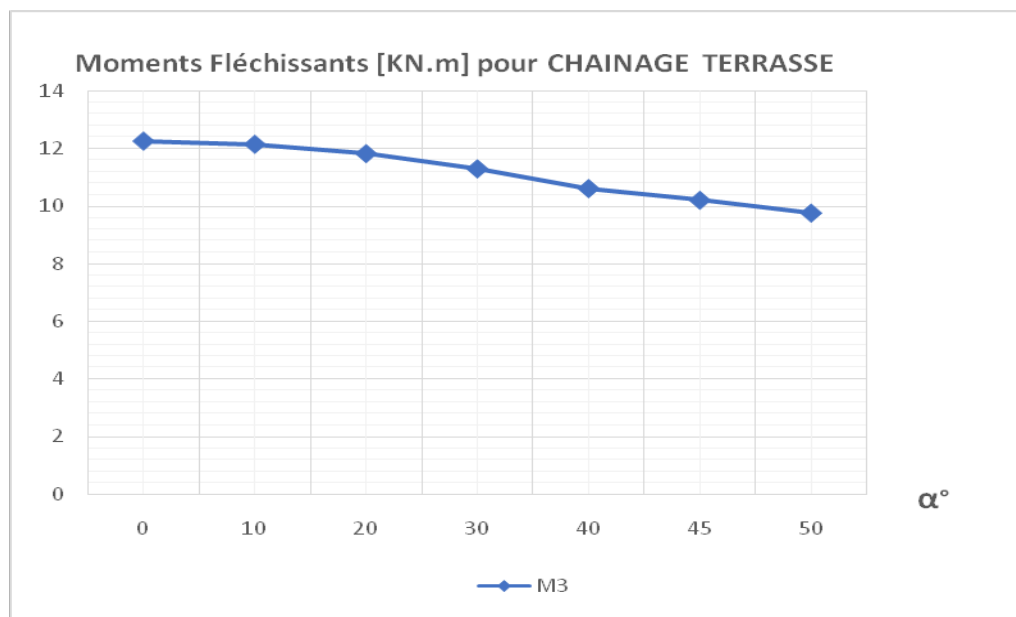


Figure IV.22 : Variation du moment fléchissant chainage Terrasse en fonction de α (Bâtiment rectangulaire)

1- L'effort sismique produit un moment maximal $M=12.236$ KN.m au sens x à l'angle $\alpha=0^\circ$. La courbe de moment descend jusqu'à une valeur 9.745 KN.m à un angle $\alpha=50^\circ$.

2- La répartition des charges sismique produit un effort maximum $V= 9.54$ KN au départ de la courbe, puis elle descend jusqu'à une valeur de 8.96 KN à partir de $\alpha=40^\circ$ qui devient par la suite asymptotique.

IV.2 BATIMENT EN « L »

Le bâtiment est jugé irrégulier et symétrie en plan. La modélisation faite par le logiciel ETABS a été effectuée pour évaluer les effets de l'action sismique.

Pour ce bâtiment, les axes principaux ont été déterminés par le logiciel AUTOCAD et se trouvent à un angle de 45° à partir de l'axe des x (en tournant dans le sens contraire des aiguilles d'une montre) et bien sûr à $135^\circ (=45^\circ+90^\circ)$ comme 2^{ème} axe orthogonal.

On étudie l'effet de la direction du séisme sur la réaction sismique à la base, le déplacement horizontal sur terrasse, les sollicitations dans les poteaux et dans les poutres.

Pour bien cerner cet effet, on analyse les éléments en RDC en terrasse et aussi situés en angle, rive et central.

IV.2.1 Réaction sismique à la base

Tableau IV.13 : Réaction à la base sismique du bâtiment en L suivant la direction du séisme

Angle	Fy [KN]	Fx [KN]
0	0,63	132,01
10	21,27	130,01
20	42,13	124,06
30	61,71	114,34
40	79,42	101,14
50	94,71	84,87
60	107,12	66,03
70	116,28	45,17
80	121,91	22,95
90	123,83	0,63

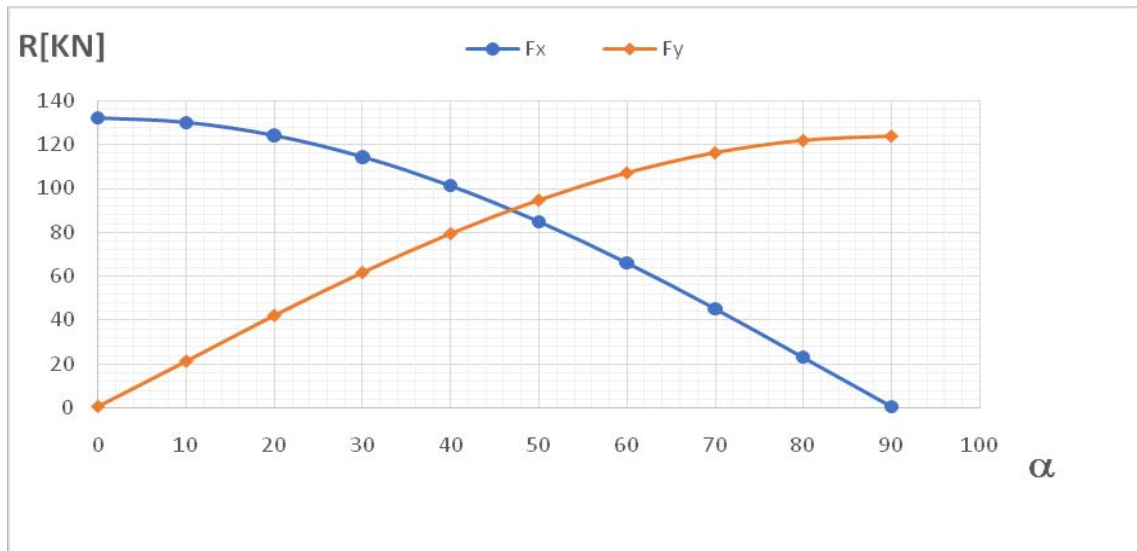


Figure IV.23 : Réaction sismique à la base du bâtiment en L suivant la direction du séisme

On observe que la direction de séisme la plus défavorable est au voisinage d'un angle $\alpha = 0^\circ$ (sens x) et $\alpha = 90^\circ$ (sens y) avec une valeur de 132 et 124 KN et une même valeur minimal de 0.63 KN qui donne deux courbes symétriques par rapport à $\alpha = 47^\circ$.

IV.2.2 Déplacement horizontal

Tableau IV.14 déplacement maximal en fonction d'angle d'incidence (Bâtiment en L)

Angle	0	10	20	30	40	45	50
Δx (cm)	0.56	0.55	0.52	0.48	0.43	0.4	0.36
Δy (cm)	0.01	0.12	0.22	0.31	0.4	0.44	0.48

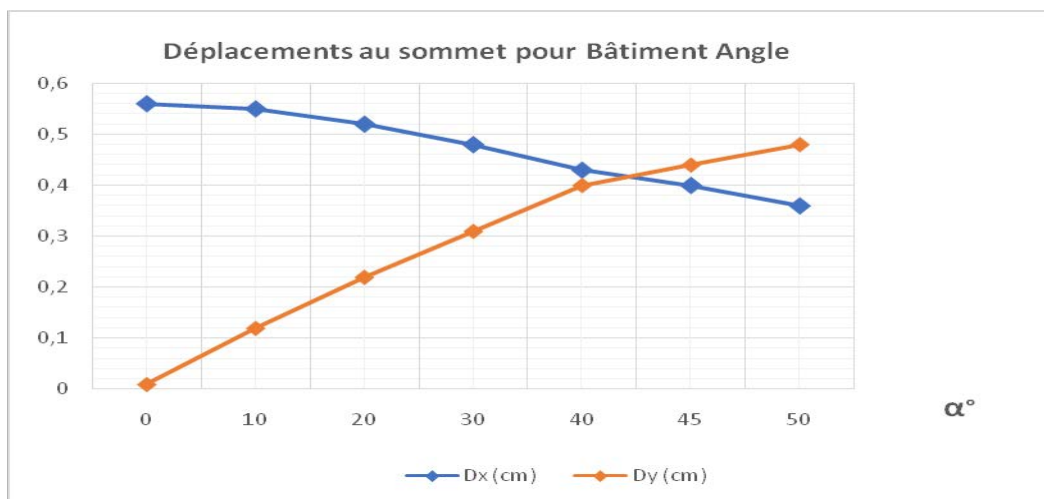


Figure IV.24 : Variation du déplacement maximal en fonction d'angle d'incidence

La figure ci-dessus montre bien la conséquence de celle qui précède ainsi, la composante défavorable de la force sismique présente sa grande déformation à l'angle $\alpha=0^\circ$, qui est supérieure à la déformation ou $\alpha=90^\circ$.

IV.2.3 Sollicitations dans les poteaux

Pour nous permettre de trouver la direction la plus défavorable de la charge sismique appliquée au cours du changement de l'angle d'excitation sismique, on étudiera de même le comportement dynamique des éléments principaux verticaux et horizontaux sous une combinaison sismique.

a. Sollicitations des poteaux d'angle

a.1 Poteau d'angle RDC

Tableau IV.15 : Efforts internes du Poteau d'angle RDC (Bâtiment en L)

POTEAU	ANGLE	RDC					
Angle	0	10	20	30	40	45	50
N	326,65	326,65	326,65	326,65	326,65	326,65	326,65
V2	10	9,93	9,66	9,2	8,57	8,2	7,87
V3	1,85	2,56	3,44	4,25	4,95	5,26	5,61
M2	3,119	4,561	6,378	8,046	9,503	10,137	10,86
M3	16,255	16,116	15,598	14,717	13,502	12,781	12,159

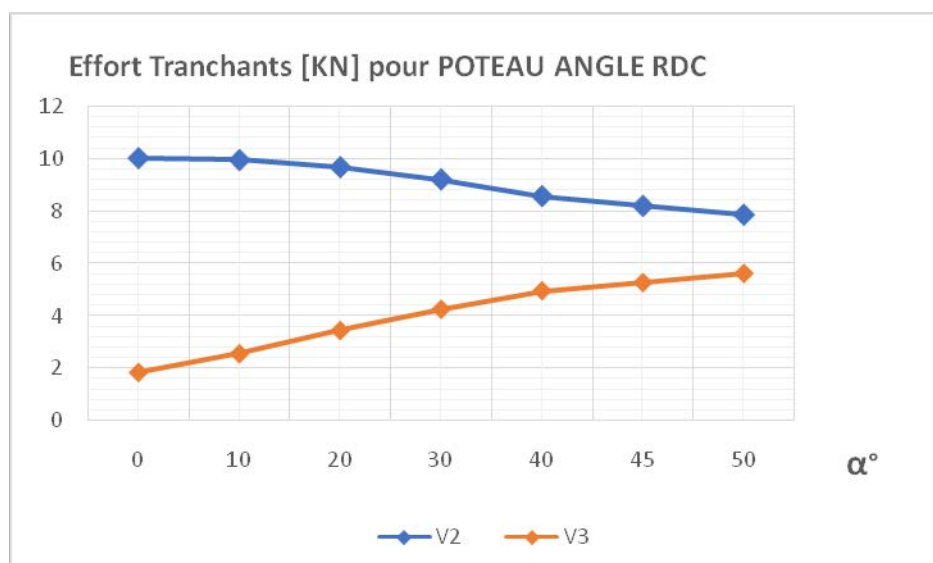


Figure IV.25 : Variation de l'effort Tranchant des poteaux d'angle RDC en fonction de α (Bâtiment en L)

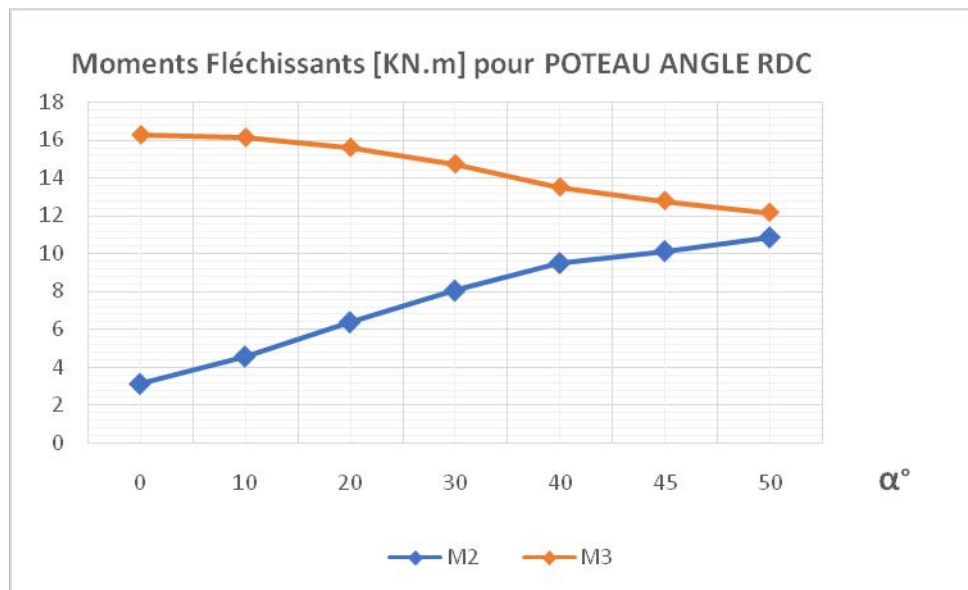


Figure IV.26 : Variation du moment fléchissant des poteaux d'angle RDC en fonction de α (Bâtiment en L)

On examine ce qui suit :

1-l'influence de la direction de séisme sur la variation de moment fléchissant ou l'on constate la valeur la plus défavorable au voisinage de $\alpha=0^\circ$ de 16,255 KN.m et une valeur minimale à $\alpha=0^\circ$ de 3,119 KN.m suivant l'axe 3.3 et suivant l'axe 2.2

2-de même l'influence de la direction de séisme sur la variation de l'effort tranchant suit la même allure que celle du moment

3-Finalement la direction la plus défavorable du séisme est aux angles $\alpha=0^\circ$ et 90°

a.2 Poteau d'angle de terrasse

Tableau IV.16 : Efforts internes du Poteau d'angle Terrasse (Bâtiment en L)

POTEAU	ANGLE	TERRASSE					
Angle	0	10	20	30	40	45	50
N	67,5	67,5	67,5	67,5	43,35	67,5	67,5
V2	14,37	14,37	14,37	14,37	14,37	14,37	14,37
V2	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99	3,99
M2	5,47	5,47	5,47	5,47	5,47	5,47	5,47
M3	19,763	19,763	19,763	19,763	19,763	19,763	19,763

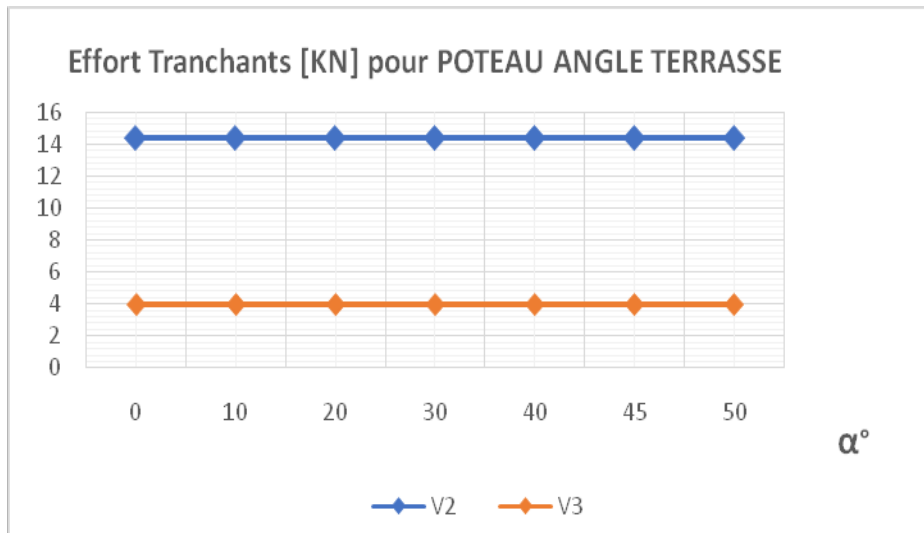


Figure IV.27 : Variation de l'effort Tranchant des poteaux d'angle Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L)

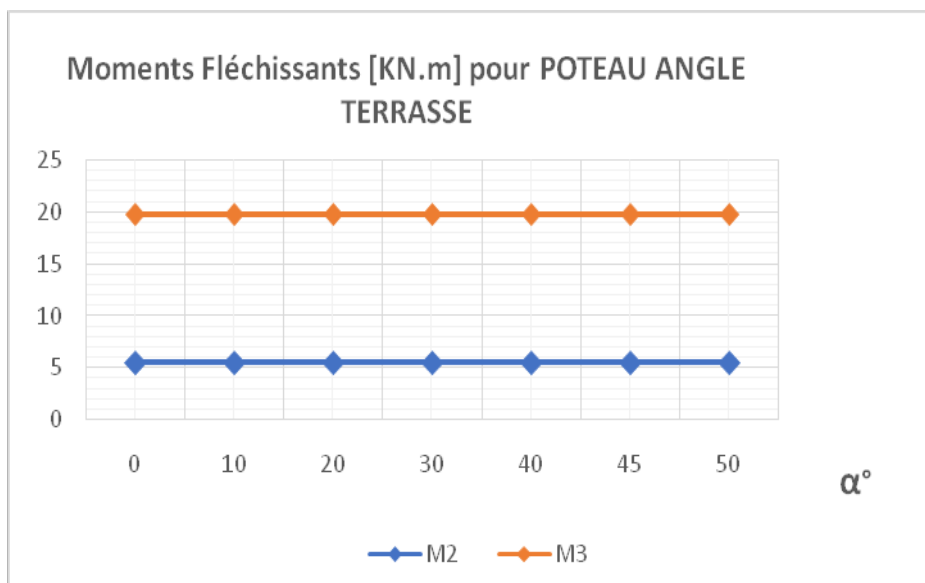


Figure IV.28 : Variation du moment fléchissant des poteaux d'angle Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L)

Il semble que la direction du séisme n'influe pas ni sur les efforts normaux ni sur les efforts tranchants ni sur les moments fléchissants.

b. Sollicitations des Poteaux de Rive

b.1 Poteau Rive RDC

Tableau IV.17 : Efforts internes du Poteau Rive RDC (Bâtiment en L)

POTEAU RIVE RDC							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
N	827.53	827.53	827.53	827.53	827.53	827.53	827.53
V2	14.45	14.35	14.04	13.53	12.83	12.41	11.99
V3	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2
M2	14.093	14.093	14.093	14.093	14.093	14.093	14.093
M3	20.007	19.831	19.279	18.471	18.471	18.471	18.471

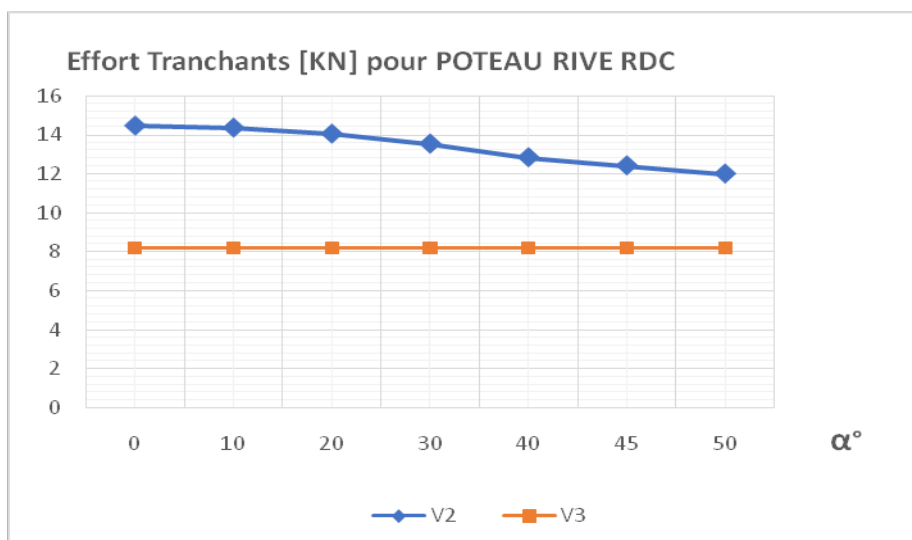


Figure IV.29 : Variation de l'effort Tranchant des Poteaux de Rive en fonction de α (Bâtiment en L)

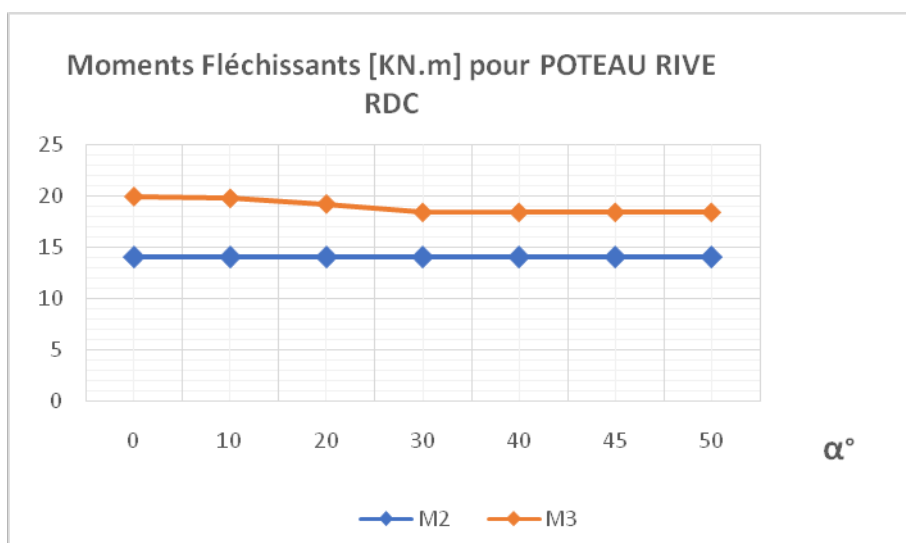


Figure IV.30 : Variation du moment fléchissant des Poteaux de Rive en fonction de α (Bâtiment en L)

Le moment M_2 et l'effort tranchant V_3 restent constants pour n'importe quelle direction sismique, cependant M_3 et V_2 décroissent sensiblement de 8% et 21% respectivement

b.2 Poteau Rive Terrasse

Tableau IV.18 : Efforts internes du Poteau Rive Terrasse (Bâtiment en L)

POTEAU RIVE TERRASSE							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
N	175,38	175,38	175,38	175,38	175,38	175,38	175,38
V2	27,73	27,73	27,73	27,73	27,73	27,73	27,73
V3	21,39	21,39	21,39	21,39	21,39	21,39	21,39
M2	29,001	29,001	29,001	29,001	29,001	29,001	29,001
M3	38,214	38,214	38,214	38,214	38,214	38,214	38,214

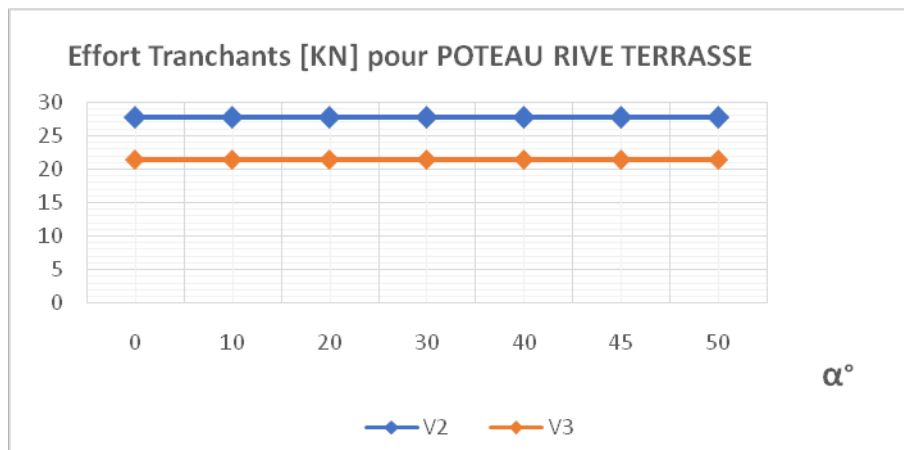


Figure IV.31 : Variation de l'effort Tranchant des Poteaux Rive Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L)

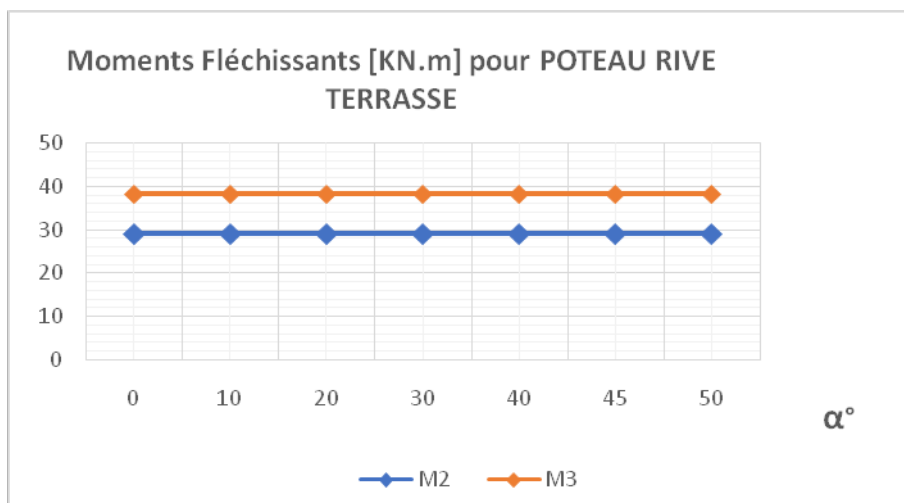


Figure IV.32 : Variation du moment fléchissant des Poteaux Rive Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L)

Les courbes des éléments de réduction sont estimées constantes pour les différents angles d'incidence.

On peut constater aussi que les efforts tranchants et les moments fléchissants par rapport aux deux axes 2 et 3 s'avoisinent à défaut près de 30% ceci est dû à la réduction de la sollicitation normale

c. Sollicitations dans le Poteau Central

c.1 Poteau Central RDC

Tableau IV.19 : Efforts internes du Poteau Central RDC (Bâtiment en L)

POTEAU CENTRAL RDC							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
N	1015,57	1015,57	1015,57	1015,57	1015,57	1015,57	1015,57
V2	13,74	13,68	13,4	12,89	12,17	11,74	11,3
V3	6,53	6,61	7,76	8,82	9,75	10,15	10,55
M2	11,458	11,458	11,503	12,533	13,482	14,214	14,934
M3	19,44	19,295	18,75	17,82	16,537	16,039	15,627

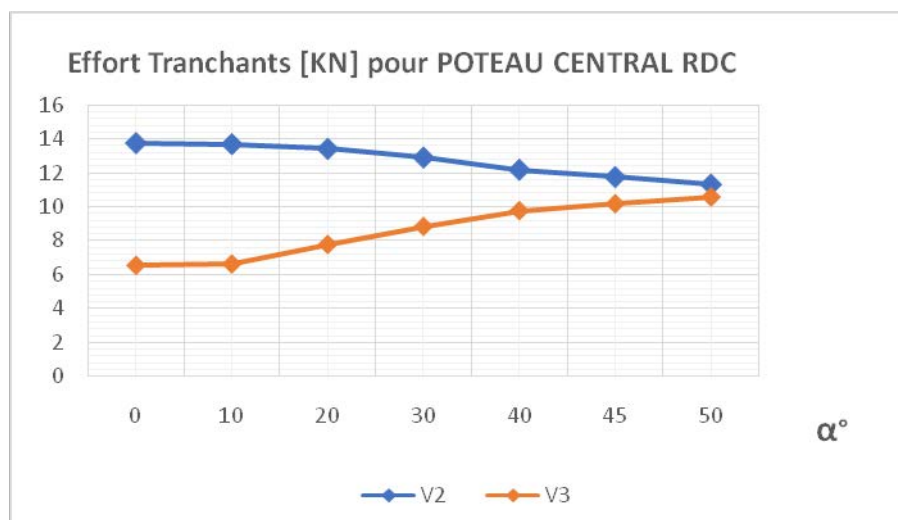


Figure IV.33 : Variation de l'effort Tranchant des Poteaux Central RDC en fonction de α (Bâtiment en L)

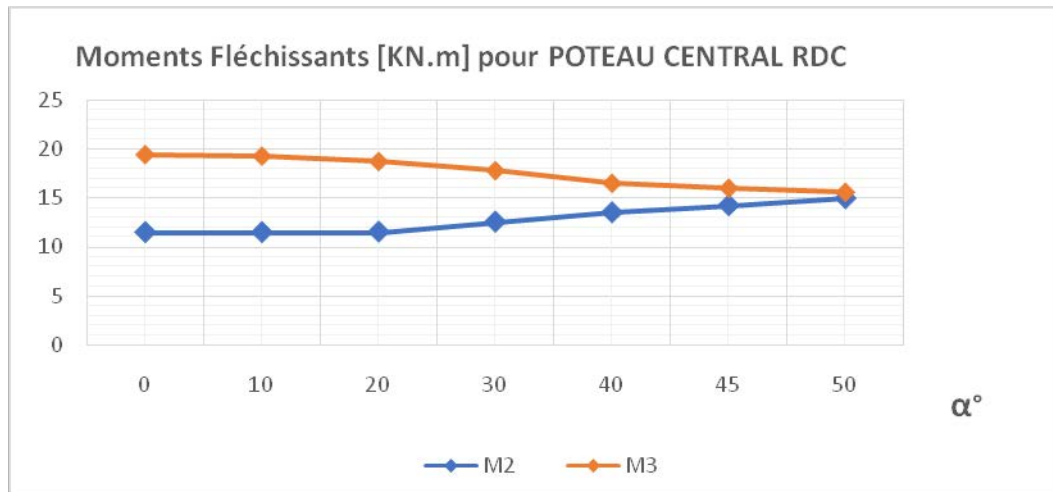


Figure IV .34 : Variation du moment fléchissant des Poteaux Central RDC en fonction de α (Bâtiment en L)

Ici les valeurs des moments fléchissants M_3 et M_2 ainsi que les efforts tranchants convergent presque à une même valeur à l'angle $\alpha = 50^\circ$, pour diverger une fois après cet angle. Ceci s'explique que ces poteaux travaillent beaucoup plus au près du 1^{er} axe principal. Il est alors indispensable que le poteau doive être étudié à la flexion déviée.

c.2 Poteau Central Terrasse

Tableau IV.20 : Efforts internes du Poteau Central Terrasse (Bâtiment en L)

POTEAU CENTRAL TERRASSE							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
N	263,52	263,52	263,52	263,52	263,52	263,52	263,52
V2	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47	17,47
V3	12,45	12,45	12,45	12,45	12,45	12,45	12,45
M2	18,672	18,672	18,672	18,672	18,672	18,672	18,672
M3	25,802	25,802	25,802	25,802	25,802	25,802	25,802

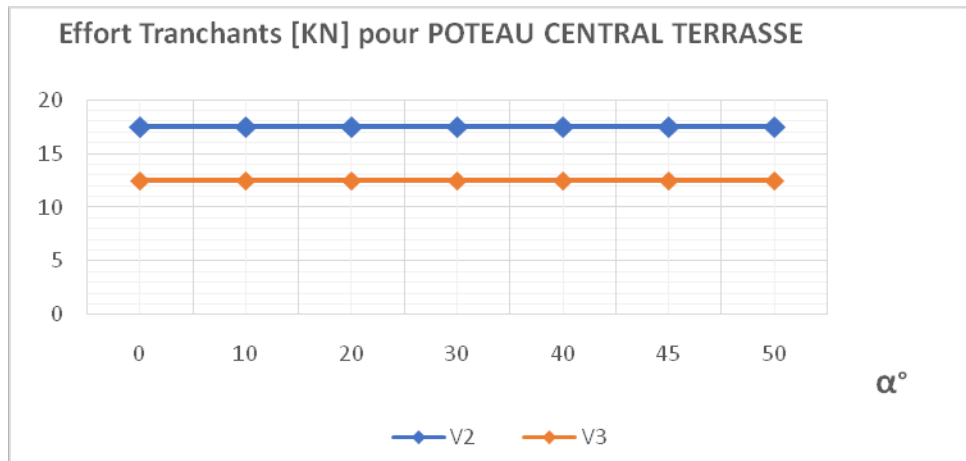


Figure IV.35 : Variation de l'effort Tranchant des Poteaux Central Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L)

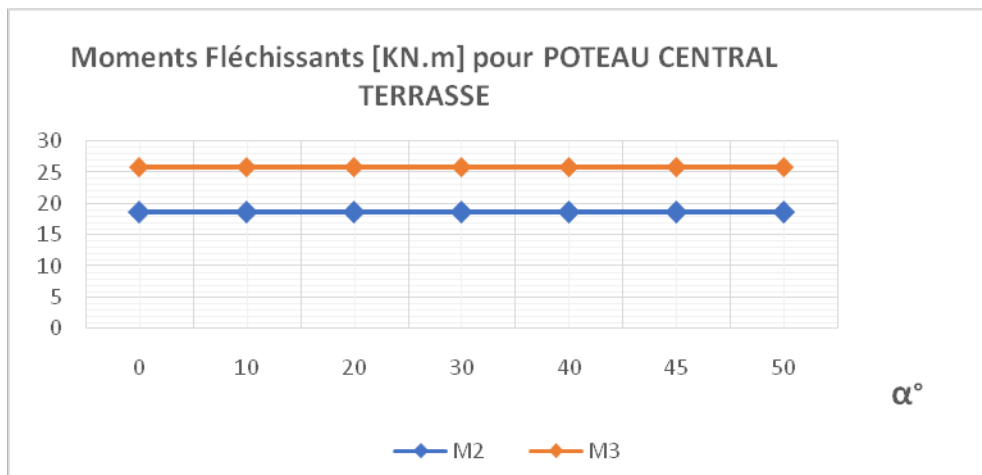


Figure IV.36 : Variation du moment fléchissant des Poteaux Central Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L)

Il y a lieu de savoir que les poteaux en terrasse sont moins sollicités verticalement que les poteaux du RDC, par conséquent ils sont affrontés à des couples moments efforts tranchants (M_2 ; V_2) et (M_3 ; V_3) importants

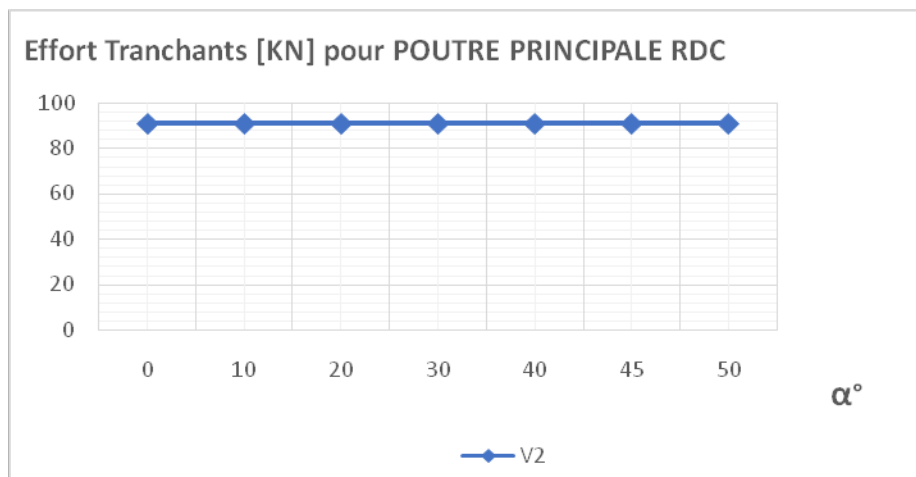
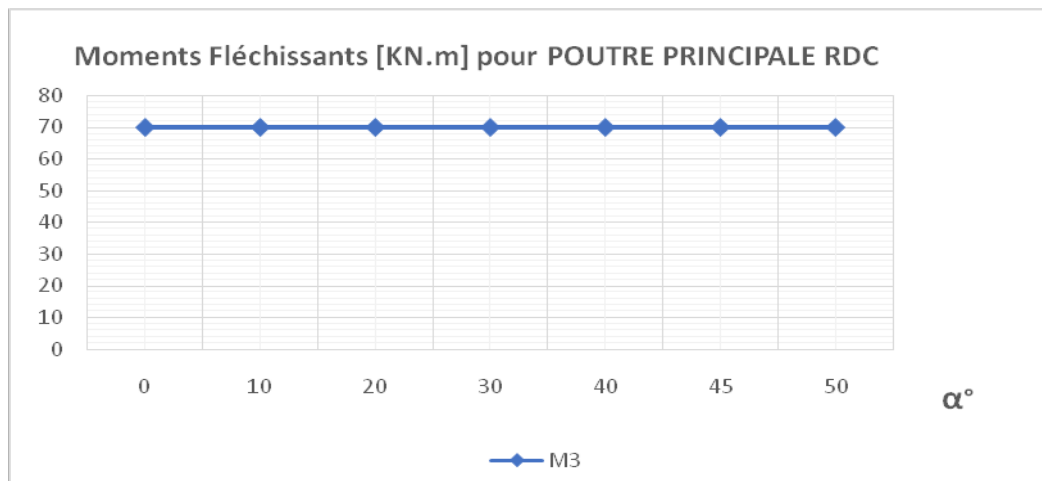
IV.2.3 Sollicitations dans les Poutres

a. Sollicitations des Poutres Principales

a.1 Poutre Principale RDC

Tableau IV.21 : Efforts internes des Poutres Principales RDC (Bâtiment en L)

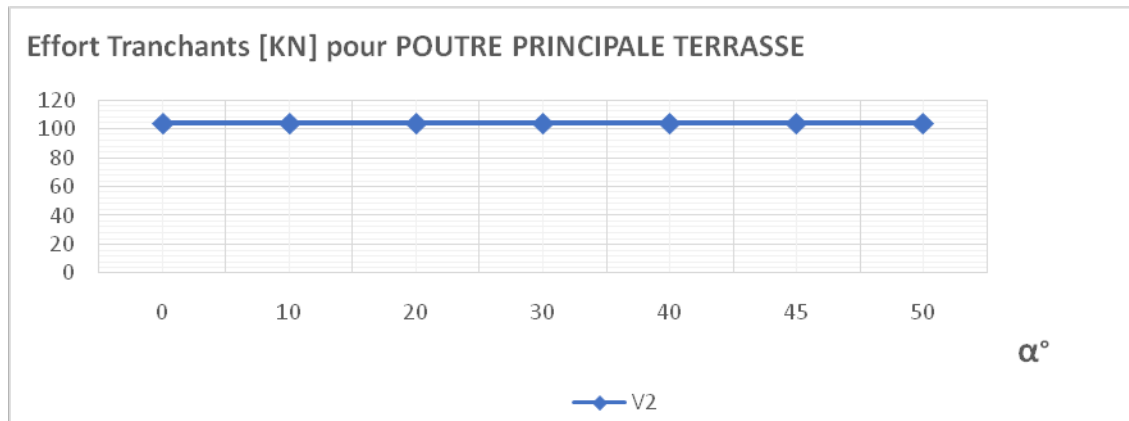
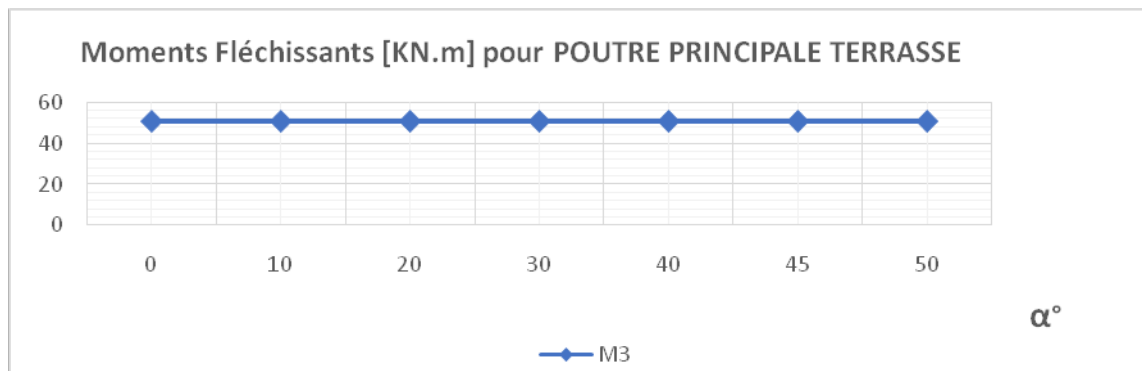
POUTRE PRINCIPALE RDC							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
V2	90,79	90,79	90,79	90,79	90,79	90,79	90,79
M3	69,941	69,941	69,941	69,941	69,941	69,941	69,941

Figure IV.37 : Variation de l'effort Tranchant des Poutres Principales RDC en fonction de α (Bâtiment en L)Figure IV.38 : Variation du moment fléchissant des Poutres Principales RDC en fonction de α (Bâtiment en L)

a.2 Poutre Principale Terrasse

Tableau IV.22 : Efforts internes des Poutres Principales Terrasse (Bâtiment en L)

POUTRE PRINCIPALE TERRASSE							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
V2	103,78	103,78	103,78	103,78	103,78	103,78	103,78
M3	82,108	82,108	82,108	82,108	82,108	82,108	82,108

**Figure IV.39** : Variation de l'effort Tranchant des Poutres Principales Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L)**Figure IV.40** : Variation du moment fléchissant des Poutres Principales Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L)

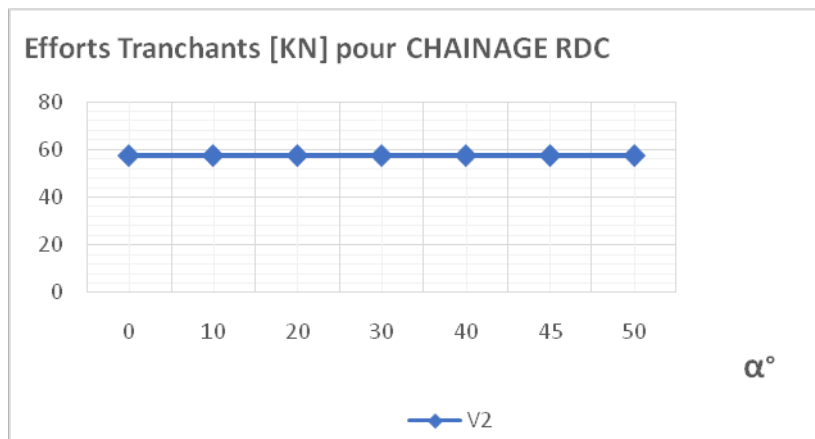
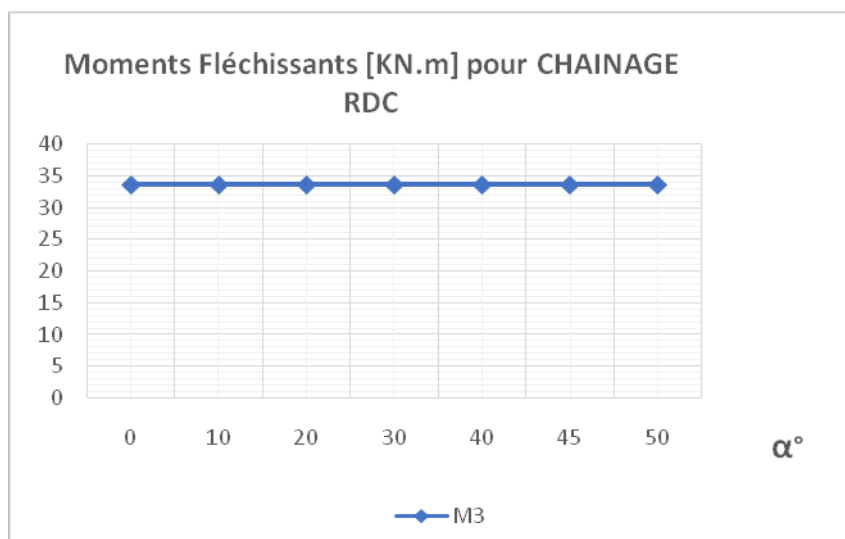
A partir de ces figures, un aspect mérite une attention particulière qu'il est également évident que les éléments horizontaux de la structure (poutres) sont moins sensibles que les éléments verticaux (poteaux), c'est pourquoi la direction du séisme semble ne pas changer les efforts internes dans ces éléments.

b. Sollicitations des Chainages

b.1 Chainage RDC

Tableau IV.23 : Efforts internes de Chainage RDC (Bâtiment en L)

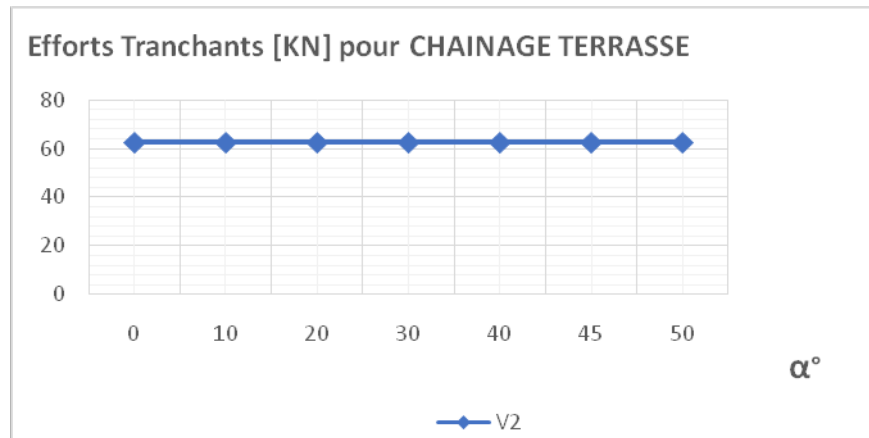
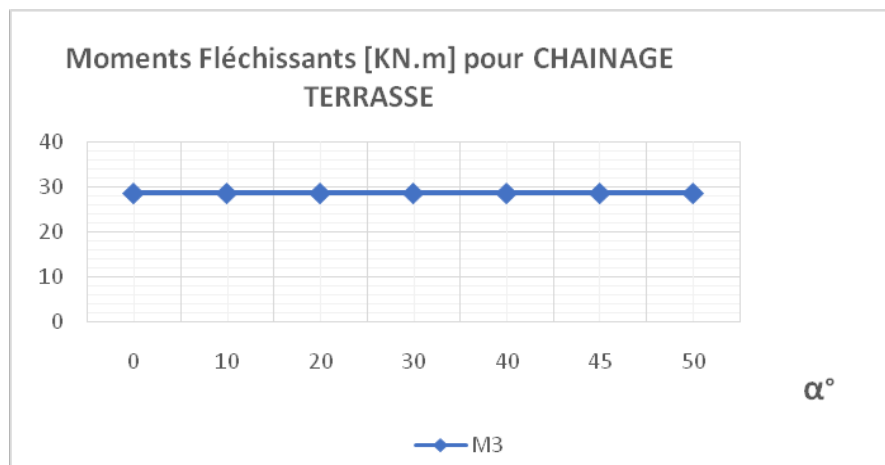
CHAINAGE RDC							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
V2	57,51	57,51	57,51	57,51	57,51	57,51	57,51
M3	33,589	33,589	33,589	33,589	33,589	33,589	33,589

**Figure IV.41** : Variation de l'effort Tranchant de Chainage RDC en fonction de α (Bâtiment en L)**Figure IV.42** : Variation du moment fléchissant de Chainage RDC en fonction de α (Bâtiment en L)

b.2 Chainage Terrasse

Tableau IV.24 : Efforts internes du Chainage Terrasse (Bâtiment en L)

CHAINAGE TERRASSE							
Angle	0	10	20	30	40	45	50
V2	62,43	62,43	62,43	62,43	62,43	62,43	62,43
M3	28,631	28,631	28,631	28,631	28,631	28,631	28,631

**Figure IV.43** : Variation de l'effort Tranchant du Chainage Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L)**Figure IV.44** : Variation du moment fléchissant du Chainage Terrasse en fonction de α (Bâtiment en L)

Il est constaté que les efforts tranchants du chainage terrasse dépassent de 9% ceux du RDC en revanche les moments reculent de 17%.

On observe aussi que la direction du séisme n'influe pas sur les efforts internes qui restent constants. La répartition de la charge sismique est égale dans toutes les directions.

IV.3 Synthèse des résultats

Après analyse des résultats en nombre assez important, il y a lieu de présenter une synthèse récapitulative pour les deux blocs rectangulaire et en L. Pour cela on va comparer la direction la plus défavorable de l'action sismique selon les moments fléchissants et efforts tranchants aux niveaux des éléments structuraux principaux (poteaux et poutres) et par la suite une comparaison entre les critères du règlement RPA 99 modifié 2003 et les résultats de ce projet.

Il est important de récapituler les points suivants :

IV.3.1 Bloc rectangulaire :

1-La réaction sismique à la base (F_x et F_y) est maximale sur les orientations extrêmes du séisme ($\alpha=0^\circ$) ou ($\alpha=90^\circ$) soient aux directions principales

2-Idem pour le déplacement horizontal maximal au niveau de la terrasse (Δx et Δy) qui est maximale aux axes principaux.

3-Pour les sollicitations (M_3 , M_2 , V_3 , V_2) au niveau des poteaux sont aussi extrêmes pour $\alpha=0^\circ$ et $\alpha=90^\circ$. Par contre, la direction du séisme n'influe pas sur l'effort normal qui reste constant quelque soit l'orientation du séisme.

4-Pour les poutres principales on a remarqué un changement des sollicitations ; V_2 qui demeure constant et M_3 qui reste extrême à $\alpha=90^\circ$ pour les poutres de RDC et les poutres de la terrasse. Cependant pour les poutres secondaires (chainages) on a remarqué aucun changement des sollicitations (M_3 , V_2) qui restent extrême à $\alpha=0^\circ$ pour les chainages de RDC et de la terrasse.

IV.3.2 Bloc en L :

1-Le bâtiment présente une forme en plan irrégulière ainsi le décrochement en plan peut perturber le comportement du bâtiment en cas de séisme.

2- la réaction sismique à la base (F_x et F_y) est maximale sur les orientations extrêmes du séisme ($\alpha=0^\circ$) ou ($\alpha=90^\circ$).

3- même chose pour le déplacement horizontal au niveau de la terrasse (Δx et Δy) qui est maximal sur les directions extrêmes du séisme ($\alpha=0^\circ$) ou ($\alpha=90^\circ$).

4-Pour les sollicitations (M_3 , M_2 , V_3 , V_2) au niveau des poteaux sont aussi extrêmes pour $\alpha=0^\circ$ et $\alpha=90^\circ$ mais pour un angle se situant dans les intervalles 50° où ces sollicitations sont majorées de 24% à 33%.

5-Le poteau d'angle est le plus sollicité en le comparant aux autres poteaux, quel que soit le niveau d'étage, pour lequel on remarque une majoration du moment fléchissant et de l'effort tranchant de 19% à 23%. Cela dit Le comportement dynamique du bâtiment présente des modes de vibrations de torsion dû à la forme en L de la structure du bloc en question. Ce comportement en torsion provoque des sollicitations importantes dans les éléments structuraux de rive et d'angle.

6-Il semble que la direction du séisme n'influe pas sur l'effort normal qui reste constant. La répartition de la charge sismique est donc égale dans toutes les directions

7-Un aspect mérite une attention particulière pour les poteaux centraux qui travaillent beaucoup plus au près du 1^{er} axe principal et les valeurs des moments fléchissants M_3 et M_2 ainsi que les efforts tranchants s'avoisinent non pas pour des actions sismiques dirigées suivant les plans principaux du bâtiment mais lorsque l'action sismique est dirigée suivant un angle de 50° par rapport à l'axe des x, il y'a lieu de les vérifier en flexion déviée en plus de l'effort axial

8-Pour les poutres principales et chainages qui sont moins sensibles que les éléments verticaux (poteaux), la direction du séisme semble ne pas changer les efforts internes dans ces éléments. La répartition de la charge sismique est égale dans toutes les directions.

IV.3.3 Conclusion

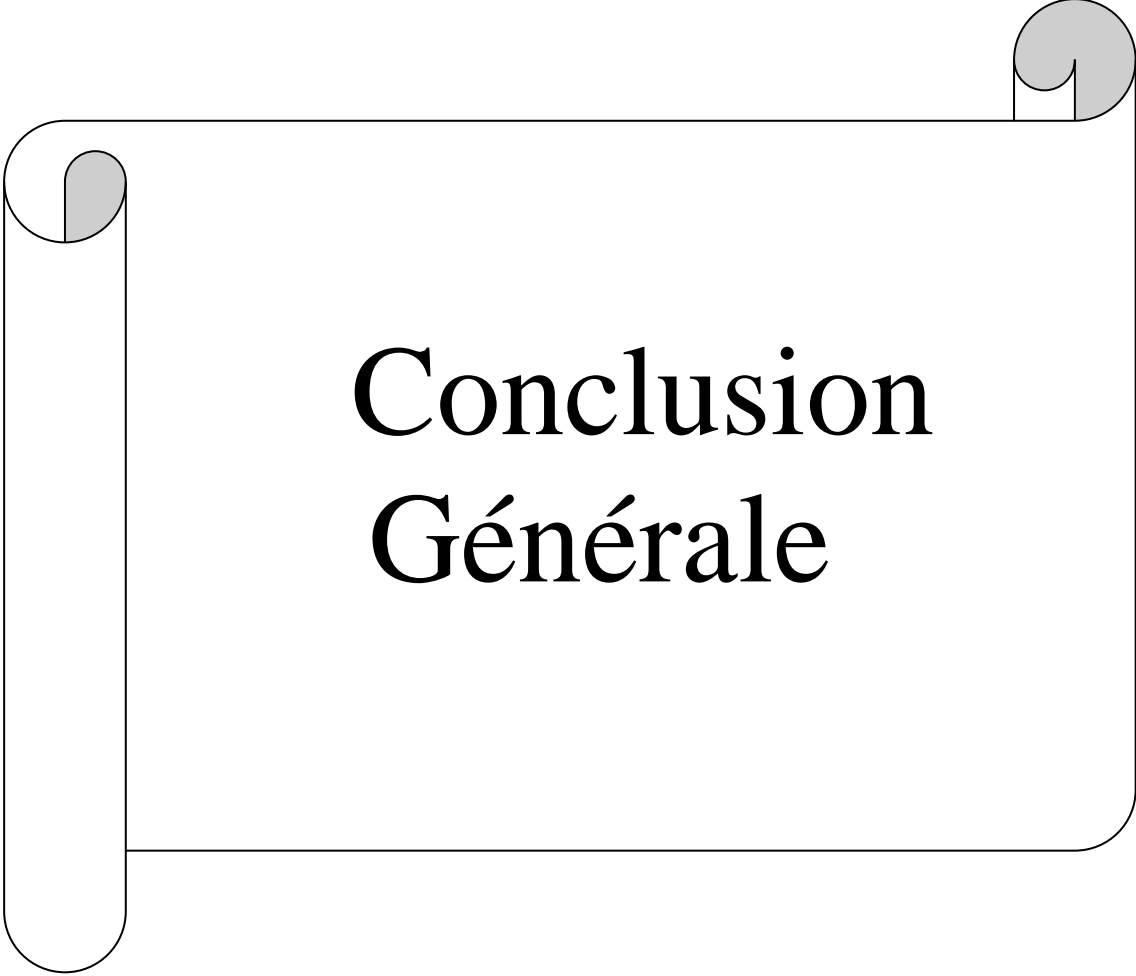
Après analyse des résultats de l'effet de l'angle d'excitation sismique sur le comportement et les sollicitations internes des éléments structuraux. On peut soulever les points suivants :

- Pour le bloc rectangulaire les sollicitations (N, M et V) dans les poteaux et les poutres, les déplacements horizontaux ainsi que la réaction sismique à la base est maximale suivant l'une des directions principales du bâtiment x ou y.
- L'analyse est plus complexe Pour le bloc en L car les éléments de réponse de la structure (réaction sismique à la base, déplacement horizontal, sollicitations (N, M et V) ne sont pas maximales pour les directions classiques ($\alpha=0^\circ$ ou 90°) ou bien aussi ($\alpha=45^\circ$), axe principal, mais légèrement inclinés (50°). La réponse de la structure est alors plus importante et atteint des majorations jusqu'à 19% à 33%.
- La méthodologie classique adoptée par l'ingénieur qui suppose que les directions les plus défavorables du séisme sur une structure sont les directions principales de celle-ci, doit être revue compte tenu de ces résultats intéressants trouvés.

- Dans les deux cas, la principale remarque est que les directions les plus défavorables du séisme sont généralement inclinées et entraînent des majorations de sollicitations, surtout les moments fléchissants et efforts tranchants dans les poteaux, allant jusqu'à 33%. Ces résultats interpellent les ingénieurs à revoir les combinaisons de charges et actions sismiques dans le code du RPA99 qui majore la force sismique de 20% seulement pour les poteaux.

Nous pouvons dire qu'à la lumière des résultats obtenus de cette étude paramétrique au sujet de l'effet de l'angle d'incidence sur le comportement et les sollicitations internes des éléments structuraux que l'ingénieur civil est le seul responsable sur la conception des structures qui répond aux exigences sismiques ; conformément en réglementation en vigueur. Pour cela l'ingénieur de structure doit tenir compte lors de l'étude d'une structure de :

- Des conditions de résistance
- Du phénomène de stabilité
- De l'aspect économique



Conclusion Générale

Conclusion générale

Le code algérien, RPA99, ne permet pas d'étudier l'effet de la direction du séisme autre que celles des axes principaux du bâtiment. La direction sismique y est définie comme celle perpendiculaire aux dimensions du bâtiment régulier (suivant x et y). La direction horizontale du séisme ou son angle d'incidence crée des sollicitations variables, plus ou moins importantes, au niveau des éléments structuraux tel que le poteau ou la poutre. Le séisme peut affecter la structure de manière non uniforme et donc perturber des zones plus que d'autres. Cet effet est surtout observé, par le Master ou l'ingénieur d'étude, dans les bâtiments de formes irrégulières.

En variant l'angle de la force sismique, on a rencontré des réponses en sollicitations plus élevées que celles des axes principaux du bâtiment allant jusqu'à +33%. Les éléments les plus sollicités sont surtout les poteaux d'angle et aussi les poutres du RDC. Ces taux dépassent la majoration proposée par le RPA99 de +20% pour les poteaux seulement. Notre étude a montré que pour une structure régulière en plan ou surtout irrégulière, la réponse de la structure peut être aussi différente pour des angles de direction du séisme différent des axes principaux du bâtiment.

On doit donc réfléchir sur cette caractéristique ou comportement dynamique du bâtiment qui n'est pas aussi régulier qu'on le pense, par conséquent *Il y a alors de combiner les deux actions sismiques E_x et E_y suivant les axes principaux du bâtiment ou de majorer de manière convenable ces actions sismiques pour envelopper les cas extrêmes.*

Ce projet de fin d'études nous a permis d'effectuer une application directe de plusieurs éléments trouvés tout au long de notre formation, notamment la dynamique des structures, la réglementation parasismique mais surtout l'utilisation ainsi que la familiarisation avec le logiciel de calcul et d'analyse structurel ETABS. Les échanges avec les ingénieurs et les techniciens du bureau d'étude et CTC ont apporté un enseignement très profitable.

Notre étude a porté sur l'influence de l'angle d'incidence sur le comportement de la structure vis-à-vis le séisme, mais cette technique doit être utilisée d'une manière à garder une

bonne marge de ductilité de la structure, une étude similaire en considérant le comportement non linéaire de la structure (analyse statique PushOver), pourrait faire l'objet d'une recherche future.

L'analyse statique linéaire est comme cela a été dit, une analyse très utilisée par les codes pour la conception de la majorité des structures qui présentent une régularité en plan et en élévation, mais elle est inadéquate pour les bâtiments irréguliers dont le comportement dynamique est assez complexe pour être traité par une méthode simplifiée et peu précise. L'analyse non-linéaire est malgré sa complexité relative, une méthode qui évalue la réponse d'une structure de manière plus réaliste, puisqu'elle tente de reproduire le comportement réel de la structure vis-à-vis un séisme donné.

L'insuffisance des méthodes simplifiées et la complexité des méthodes dynamiques non-linéaires ont poussé la communauté des ingénieurs civil à mettre entre les mains de l'ingénieur concepteur qui ne dispose que des résultats d'un calcul linéaire un moyen plus souple et plus simple en développant l'analyse statiques non-linéaire appelée 'push over'.

Enfin pour des études ou travaux complémentaires par rapport à notre projet de fin d'études, on peut proposer une étude globale par rapport à toute les typologies structurelles (régulière, irrégulière, en plan, en élévation, avec ou sans voile parasismique...) et aussi en tenant compte de la composante verticale du séisme.



**Bibliographiques et références
bibliographiques**

1. Melle A. BOUDIA, N. KHATIRI, Etude de l'effet de la direction du séisme sur le comportement et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé, PFE MASTER en Génie civil, Juin 2016, Université de TLEMCEM
2. M. Athanatopoulou, A. Tsourekas & G. Papamanolis, Variation of response with incident angle under two horizontal correlated seismic components, Earthquake Resistant Engineering Structures, vol 81. 2005.
3. C. Cantagallo, G. Camata & E. Spacone, The Effect of the Earthquake Incidence Angle on Seismic Demand of Reinforced Concrete Structures, 15th WCEE, Lisboa, 2012.
4. P. Gonzalès, Considering earthquake direction on seismic analysis, Earthquake Engineering, Tenth world conference, Balkema, Rotterdam, 1992.
5. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48, CGS, 2004.
6. M. Sri Kanya, B D V Chandra Mohan Rao, Effect of earthquake incidence angle on seismic performance of RC buildings, IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology, Dec-2015. Volume: 04 Special Issues: 13, ICISE-2015
7. Le séisme et les bâtiments Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 3 Conçu par Mme Patricia BALANDIER
8. Le séisme et les sites constructibles Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 1 Conçu par Mme Patricia BALANDIER

