

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubekr Balkaid Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de Fin d'Etude pour l'Obtention du Diplôme De Master en Génie Civil

Spécialité Construction Métallique

Thème :

**ANALYSE DES CAPACITES DISSIPATIVES DES SYSTEMES DE
CONTREVENTEMENTS DES STRUCTURES METALLIQUE**

Soutenu en juillet 2012 par :

BOUKHARI Baghdadi

BENGUEDIH Oussama

Devant le jury composé de :

Mr : A.Djemaoun

Président

Mr : M.Matalah

Examineur

Mr : K.Hamdaoui

Examineur

Mr : A.Ras

Encadreur

Mr : N.Boumechra

Encadreur

Remerciement

Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à:

- 🌸 nos parents qui nous ont suivis pendant nos études*
- 🌸 Notre promoteur Mr A. Ras et Mr N. Boumachra, pour nous avoir encadré et orienté tout au long de cette recherche.*
- 🌸 Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.*
- 🌸 Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur.*
- 🌸 Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,*
- 🌸 Et bien sûr, merci à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.*
- 🌸 En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.*
- 🌸 Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion de Construction Métallique 2010-2012 de génie civil de l'université de Tlemcen, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.*

Dédicace

BENGUEDIH Oussama :

Je dédie ce modeste travail à:

A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.

Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.

Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé

Mes grandes mère

A mes très chers sœurs : Sarah.Soumia

A mon frères: Mustapha .

*A mon frère et mon binôme **Baghdadi** qui n'a pas cessé de m'encourager tout le temps et sa respectueuse famille.*

*A toutes les familles : **Benguedih** et **Khiat** grands(es) et petits(es).*

*A tous ma promotion de Génie Civil « Construction Métallique »
2011/2012*

BOUKHARI Baghdadi :

Je dédie ce modeste travail à:

A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.

Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.

Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé

A mes très chers sœurs : Sania, Ghania, Malika, Souad,

A mes frères: Toufik et sa femme , Billal.

*Les neveux de ma famille: Chayma, Fatima, Lila, Soundous et
Tassnim*

A toute la famille grands(es) et petits(es).

*A mon frère et mon binôme **OUSSAMA** qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps et sa respectueuse famille.*

*A tous ma promotion de Génie Civil « Construction Métallique »
2011/2012*

Et sans oublier notre frère et notre cher amie "OUSSAMA SAADOUN "

- رحمه الله و اسكنه فسيح جناته -

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques de l'acier	3
--	---

Chapitre VI

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé IPE 200	34
Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé IPE 240	37
Tableau IV.3 : résultats finales des profilés utilisés « poutres et solives » et leur Caractéristiques	38
Tableau VI5 : Surcharges des poteaux	41
Tableau IV.6 : La charge appliquée sur chaque poteau	44
Tableau IV.7 : Caractéristiques du profilé HEM 200	45
Tableau IV.7 : vérification au flambement	45
Tableau IV.8 : Résultats finales des poteaux	46
Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé L 120x120x13	46
Tableau IV.10 : vérification à la résistance de traction de la palée triangulée	47

Chapitre V

Tableau V.1 : Vérification du plancher au cisaillement	49
Tableau V.2 : Vérification de la flèche	53

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Le poids de chaque niveau	58
Tableau VI.2 : La valeur de la force sismique	59
Tableau VI.3 : L'effort tranchant au niveau de chaque étage	60

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 : synthèse de l'analyse modale sous SAP 2000	71
Tableau VIII.2 : Variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	73
Tableau VIII.3 : Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	73
Tableau VIII.4 : Variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	74
Tableau VIII.5: Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	75
Tableau VIII.6 : Variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	76
Tableau VIII.7: Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	76
Tableau VIII.8 : Variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	78
Tableau VIII.9 : Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	78
Tableau VIII.10: Variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	80

Tableau VIII.11 : Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	80
Tableau VIII.12:Variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	82
Tableau VIII.13 : Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement	82
Tableau VIII.14:Variation du moment fléchissant par rapport au coefficient d'amortissement	84
Tableau VIII.15 : Pourcentage de variation du moment fléchissant par rapport au coefficient d'amortissement	84
Tableau VIII.16:Variation du moment fléchissant par rapport au coefficient d'amortissement	86
Tableau VIII.17 : Pourcentage de variation du moment fléchissant par rapport au coefficient d'amortissement	86
Tableau VIII.18 : Variation des moments fléchissant par rapport au coefficient d'amortissement	87
Tableau VIII.19 : Pourcentage de variation des moments fléchissant par rapport au coefficient d'amortissement	87
Tableau VIII.20 : Variation du déplacement U_x par rapport au coefficient d'amortissement	89
Tableau VIII.21 : Pourcentage de variation du déplacement U_x par rapport au coefficient d'amortissement	89
Tableau VIII.22 : Variation du déplacement U_y par rapport aux coefficients d'amortissement	89

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure –I.1- Dalle collaborant en béton armé

Chapitre II

Figure II.1 : Carte de zonage sismique de l'Algérie selon RPA 99 version 2003.	5
Figure II.2 : Exemple de comportement global de structure dissipatif et non dissipatif.	7
Figure II.3 : Exemple de modes de vibration.	7
Figure II.4 : Flambement d'une tête de poteau de section en I (Séisme d'Anchorage, 1960).	8
Figure II.5 : Cloquage d'un pied de poteau acier tubulaire (Séisme de Kobé, 1995).	8
Figure II.6 : Exemple de raidissage par entretoises des zones les plus sollicitées des sections pour éviter leur instabilité latérale.	9
Figure II.7 : Flambement d'un poteau d'acier enrobé de B.A (Séisme d'Anchorage, 1964)	10
Figure II.8 : Chantier du palais de Justice de Grenoble 2000	10
Figure II.9 : Les trois conceptions du contreventement des ossatures acier.	11
Figure II.10 : Exemple de mise en œuvre de nœuds d'ossature rigides.	12
Figure II.11 : Assemblages métalliques des zones critiques.	13
Figure II.12 : Exemple de contreventement hyperstatique sur les travées de façade.	14
Figure II.12 : contreventement excentré	14
Figure II.13 : Exemples de configurations de contreventements en V.	15
Figure II.14 : Assemblages de contreventements en V	15
Figure II.15 : Exemples de contreventements en K	15
Figure II.16 : Exemples de système de contreventement excentré.	16
Figure II.17 : Contreventement excentré avec détails d'assemblages.	16

Chapitre III

Figure III.1 : Plancher étage courant.	
Figure III.2 : Plancher terrasse.	
Figure III.3 et III.4 : Pression dynamique q_{dy}	
Figure III.5 : Légende pour les parois verticales	
Figure III.6 : Valeur de C_p pour la terrasse	
Figure III.7 : Représentation des résultats finals de la pression du vent	

Chapitre IV

Figure IV.1 : Caractéristiques géométriques de la section en L	46
--	----

Chapitre V

Figure V : Caractéristiques géométrique des plancher	49
Figure V.2 : Diagramme des contraintes de flexion	50
Figure V.3: diagramme de cumule des contraintes	52
Figure V.4 : Connexion acier-béton.	53
Figure V.5 : Dimensions du connecteur	54

Chapitre VII

Figure VII.1 : contreventements verticaux et horizontaux (Photographie fournie par Keller de Taylor Devices, N. Tonawando, New-York).	62
Figure VII.2 : Action d'un amortisseur à friction : lorsque la tension exercée sur les contreventements force le mouvement de l'amortisseur, le mécanisme réduit l'autre contreventement et empêche le flambement (Friederichs, 1997)	64
Figure VII.3 : Amortisseurs à friction installés (il est possible de voir les contreventements le long du mur à l'arrière-plan de la photographie).	64
Figure VII.4 : Système de contreventement en acier avec amortisseurs visqueux	64
Figure VII.5 : Coupe transversale d'un amortisseur visqueux à liquide type (Taylor et Constantinou, 2000)	65

Chapitre VIII

Figure VIII.1 : Représentation graphique de l'effort normal dans le poteau d'angle de RDC en fonction du coefficient d'amortissement C_p .	74
Figure VIII.2: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle de RDC par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.	73
Figure VIII.3: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle de RDC par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.	74.
Figure VIII.4: Représentation graphique de l'effort normal dans le poteau intermédiaire de RDC en fonction du coefficient d'amortissement C_p .	75
Figure VIII.5: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire de RDC par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.	75
Figure VIII.6: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire de RDC par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.	76
Figure VIII.7 : Représentation graphique de l'effort normal dans le poteau angle pour le 7ème étage en fonction du coefficient d'amortissement C_p .	76
Figure VIII.8: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle du 7ème étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.	77
Figure VIII.9: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle du 7ème étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.	77
Figure VIII.10 : Représentation graphique de l'effort normal dans le poteau intermédiaire pour le 7ème étage en fonction du coefficient d'amortissement C_p .	78
Figure VIII.11 : Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire du 7ème étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex	78
Figure VIII.12 : Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire du 7ème étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey	80
Figure VIII.13 : Représentation graphique de l'effort normal dans le poteau intermédiaire pour le dernier étage en fonction du coefficient d'amortissement C_p .	81
Figure VIII.14: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle du dernier étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex	81

Figure VIII.15: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle du dernier étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey	82
Figure VIII.16 : Représentation graphique de l'effort normal dans le poteau intermédiaire pour le dernier étage en fonction du coefficient d'amortissement Cp.	83
Figure VIII.17: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire du 12ème étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.	83
Figure VIII.18: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire du 12ème étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.	84
Figure VIII.19 : Représentation graphique du moment fléchissant dans le poteau d'angle pour le dernier étage en fonction du coefficient d'amortissement Cp.	85
Figure VIII.20: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans le poteau d'angle du dernier étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.	85
Figure VIII.21: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans le poteau d'angle du dernier étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.	86
Figure VIII.22 : Représentation graphique du moment fléchissant dans le poteau intermédiaire pour le dernier étage en fonction du coefficient d'amortissement Cp.	
Figure VIII.23: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans le poteau intermédiaire du 12ème étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.	86
Figure VIII.24: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans le poteau intermédiaire du 12ème étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.	87
Figure VIII.25 : Représentation graphique du moment fléchissant dans une poutre intermédiaire pour le 6ème étage en fonction du coefficient d'amortissement Cp.	87
Figure VIII.26: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans la poutre intermédiaire travée 8.70m du 06ème étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.	88
Figure VIII.27: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans la poutre intermédiaire travée 8.70m du 06ème étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.	89
Figure VIII.28 : Représentation graphique déplacement Ux en fonction du coefficient d'amortissement Cp.	90
Figure VIII.29 : Représentation graphique de la variation du déplacement Ux par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.	90

Figure VIII.30 : Représentation graphique de la variation du déplacement U_x par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme E_y .	90
Figure VIII.31 : Représentation graphique déplacement U_y en fonction du coefficient d'amortissement C_p .	91
Figure VIII.32 : Représentation graphique de la variation du déplacement U_y par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme E_x .	92
Figure VIII.33 : Représentation graphique de la variation du déplacement U_y par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme E_y .	92

INTRODUCTION GENERAL	01
CHAPITRE I : GENERALITES	
I.1-INTRODUCTION	02
I.2-PRESENTATION DE L'OUVRAGE	02
I.2.1 Les données géométriques	02
I.3 REGLEMENTS UTILISE	02
I.4.MODE DE CONSTRUCTION	02
I.4.1 Acier de construction pour les éléments de structure	03
I.4.2 Les contreventements	03
I.4.3 Les planchers mixtes	03
CHAPITRE II : CONCEPTION DES CONTREVENTEMENTS METALLIQUE	
II.1. LES QUALITES ET LES DEFAUTS DE L'ACIER	04
II.1.2 Une production industrielle et une normalisation fiable	04
II.1.3 chantiers que Qualités au regard des sollicitations sismiques	04
II.2 VULNERABILITE PROPRE AU MATERIAU	04
II.2.1 Corrosion	04
II.2.2 Feu	05
II.3 QU'EST-CE QU'UN TREMBLEMENT DE TERRE	05
II.3.1 Le phénomène physique	05
II.3.2 Action appliquée à une structure par un tremblement de terre	06
II.4. POURQUOI LES OSSATURES EN ACIER RESISTENT BIEN AUX TREMBLEMENTS DE TERRE	06
II.4.1 L'importance déterminante de la ductilité	06
II.4.2 Réponse des structures soumises aux tremblements de terre	07
II.5. QUELS SONT LES PROBLEMES EN CAS DE SEISME ?	07
II.5.1 Les type de dommages observés	07
II.5.2 Problématique de l'instabilité des barres	08
II.5.3 Dommages aux éléments non structuraux 10	09
II.6. QUELLES SONT LES BONNES STRATEGIES?	09
II.7. QUELS SONT LES DIFFERENTS TYPES DE STRUCTU	11
II.7.1 Porteuses dissipatives en métal et leur définition réglementaire	11
II.8 ASSEMBLAGE DES ZONES CRITIQUES EN USINE (NŒUDS D'OSSATURE)	11
II.9 STRUCTURES CONTREVENTEES PAR CROIX DE SAINT-ANDRE	13
II.9.1 Fonctionnement de ces structures à contreventement centré	13
II.10 CONTREVENTEMENT EN V	14
II.10.1 Fonctionnement de ces structures à contreventement centré	14
II.11 CONTREVENTEMENT EN K	15
II.11.1 Fonctionnement de ce contreventement centré	15
II.12.CONTREVENTEMENT EXCENTRE	16
II.12.1 Fonctionnement des systèmes de contreventement excentré	16
CHAPITRE III : EVALUATION DES ACTIONS STRUCTURE	
III.1. INTRODUCTION	17

TABLE DES MATIERES

III.2. CHARGE PERMANENTES	17
III.2.1. Plancher étage courant	17
III.2.2. Plancher terrasse (inaccessible)	17
III.2.3. Les façades	18
III.2.4. Acrotère	18
III.3. CHARGE VARIABLE	18
III.3.1. Charge d'exploitations	18
III.3.2. Charge climatique	19
III.3.2.1 Effet du vent	19
III.3.2.2 Effet de la neige	31

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS 31

IV.1- INTRODUCTION	32
IV.2. DIMENSIONNEMENT DES SOLIVES SELON CCM97	32
IV.2.1. plancher courant	32
IV.2.1.1. A l'état limite de service (ELS)	32
IV.3. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	37
IV.3.1. Poutre principale de rive	37
IV.3.2. Poutres intermédiaires	38
IV.4 DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	38
IV.4.1. Détermination des charges	40
IV.4.1.1. Niveau terrasse	40
IV.4.1.2. Niveau étage courant	42
IV.5. VERIFICATION DU FLAMBEMENT	45
IV.6. VERIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT	46
IV.6.1 Vérification à la résistance de traction	46
IV.5.2 Vérification de la stabilité	47

CHAPITRE V : ETUDE DES PLANCHERS

V.1 ETUDE DES PLANCHERS COURANTS	48
V.1.1 Vérification au stade de montage	48
V.1.1.1. détermination des sollicitations	48
V.1.1.2. vérification	48
V.1.2. Calcul de largeur participante du béton	49
V.1.3. la position de l'axe neutre	49
V.1.4. Le moment d'inertie	49
V.1.5. Le moment fléchissant max	50
V.1.6. Les contraintes de flexion	51
V.1.7. Contraintes additionnelles de retrait	52
V.1.8. cumul des contraintes	52
V.1.9. vérification	52
V.2. CALCUL DES CONNECTEURS	53
V.2.1. Introduction	53
V.2.2. Le nombre de goujons	54
V.2.3. L'espacement des goujons	55

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

IV.1 INTRODUCTION	56
IV.2 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	56
IV.2.1. Principe	56
IV.2.2. Calcul de la force sismique totale	56
IV.2.3. Calcul de la période	57
VI.3. CALCUL DE CENTRE DE MASSE	61
VI.4. CENTRE DE TORSION	61
VI.5. L'EXCENTRICITE	61

CHAPITRE VII : LES CONTREVENTEMENTS DISSIPATIVES

VII.1. INTRODUCTION	62
VII.2 LE CONTREVENTEMENT	62
VII.2.1. Les contreventements verticaux	62
VII.2.2. Les contreventements horizontaux	62
VII.3. AMELIORATION DES CONTREVENTEMENTS A L'AIDE DE DISPOSITIFS AMORTISSEURS	63
VII.3.1. Technique d'amélioration	63
VII.3.2. Types de dispositifs amortisseurs	63
VII.3.2.1. Amortisseurs à friction	63
VII.3.2.2. Amortisseurs visqueux	64

CHAPITRE VIII : CONCEPTION ET ANALYSE DE STRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION	68
VIII.2 PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL SAP 2000 VERSION 14	68
VIII.2.1 Etapes de la modélisation de la structure sous SAP 2000	68
VIII.3 Tableau des périodes et facteurs de participation modale	69
VIII.3.1 Etude de la meilleure variante	72
VIII.4 CONCEPTION PARASISMIQUE DES CONTREVENTEMENTS AMORTIS POUR LA VARIANTE N° 10	72
VIII.4.1 Au niveau du RDC	73
VIII.4.2 Au niveau du 7ème étage	76
VIII.4.3. Au niveau du dernier étage	80
VIII.4.4. Variation des moments fléchissant (M) par rapport aux coefficients d'amortissement	84
VIII.4.5. Variation du déplacement par rapport au temps	89
VIII.5. CONCLUSION	93

CONCLUSION GENERALE

94

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les catastrophes naturelles qui affecte la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doutes seules qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées. Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pourquoi la plus part des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur. Or la prise de conscience est indispensable mais elle ne suffit pas pour inciter à l'action.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

La résistance séismique structurale traditionnelle est de résister à des catastrophes naturelles, telles que le tremblement de terre, le vent, la neige, le tsunami, etc., en renforçant le comportement résistant de tremblement de terre (intensité, rigidité et ductilité) de la structure elle-même. En raison de l'incertitude de la force et des dispositifs des catastrophes naturelles, les structures conçues par des méthodes traditionnelles de trembler-preuve n'ont pas la capacité auto réglable. Par conséquent, elles tendent à avoir comme conséquence de grands pertes et accidents économiques quand le tremblement de terre est reçu.

Le développement et l'application des amortisseurs visqueux sur des bâtiments, se traduit quand le tremblement de terre s'approche, les amortisseurs le plus loin absorbent et consomment l'énergie d'impact du tremblement de terre aux fondations, considérablement allégeant l'impact et la destruction du tremblement de terre aux fondations.

Notre travail consiste en l'analyse des capacités des contreventements dissipatives après l'étude et la conception d'une tour R+12 avec un contreventement en croix X équipés par des amortisseurs viscoélastique, implanté dans la wilaya de **MOSTAGANEM** qui est une zone de sismicité moyenne (zone IIb).

GENERALITE

I.1. INTRODUCTION

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation de master. L'ouvrage en question est un bâtiment en (R+12) La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les conditions économiques.

Donc, il est nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs coûts

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul (**SAP 2000**) pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour dimensionner les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par CCM 97.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet à étudier "étude d'un bâtiment R+12 à usage d'habitation implanté en zone sismique **IIIb**" est une structure en charpente métallique.

Il s'agit d'une résidence d'un hôtel à Sidi Lakhdar wilaya de Mostaganem.

Le terrain est plat avec une surface de **543.204m²**

I.2.1. Les données géométriques

Le présent ouvrage à une forme rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur totale : 23.70m
- Largeur totale : 22.92m
- Hauteur totale =45.22m +l'acrotère 0.6 m=45.82m
- Hauteur de RDC et étages : $H_{rdc}=3.40m$
- Hauteur 3ème étage : $H=4.42m$

I.3. REGLEMENTS UTILISER

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

1. Règlement Neige et Vent « RNVA99 »
2. Règlement parasismique algériennes « RPA99version2003 »; pour l'étude sismique
3. « DTRB.C2.2 »charge permanentes et charge d'exploitation
4. Règlement CCM 97 « calcul des structures en acier »

I.4.MODE DE CONSTRUCTION

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception.

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants.

I.4.1. Acier de construction pour les éléments de structure

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'acier utilisée est de fe360 il utilisée pour toute structure de bâtiment.

résistance limite d'élasticité	$f_y = 235 \text{ Mpa}$
module d'élasticité longitudinal	$E = 2.1 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$
-poids volumique	$\rho = 7850 \text{ daN/mm}^2$
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$
Module de cisaillement	$G = E / (2(1+\nu)) = 0.8 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$
Coefficient de poisson	$\nu = 0.3$

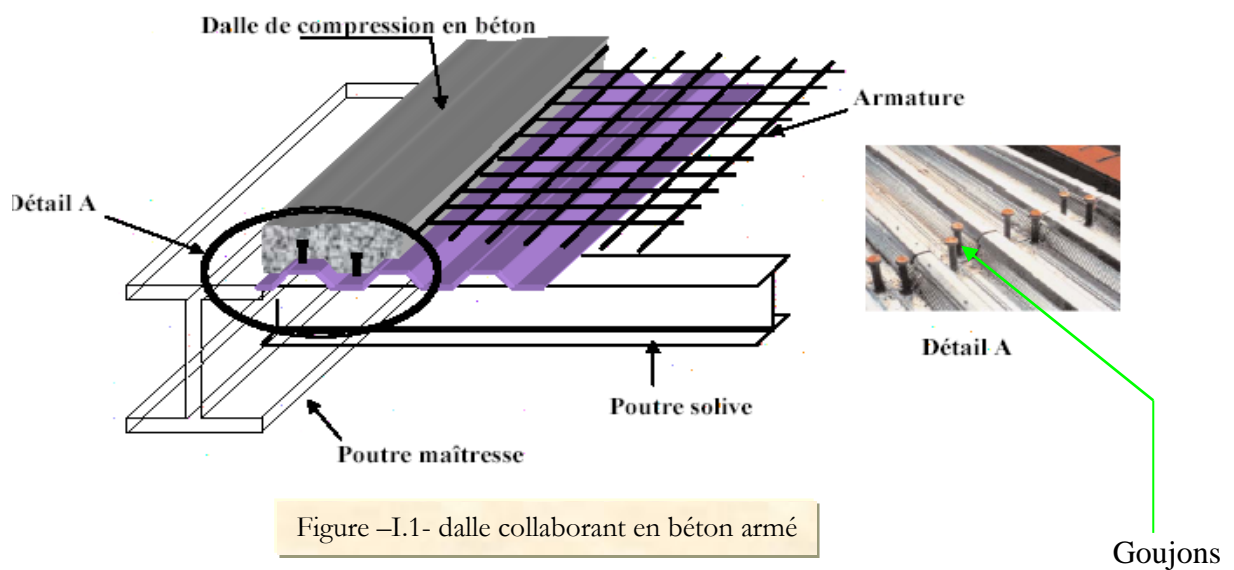
Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques de l'acier

I.4.2. Les contreventements

Les paliers de stabilité en X, dans le sens transversal et le sens longitudinal, elles assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dus aux séismes et au vent en les transmettant aux fondations.

I.4.3. Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de (8cm) d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (TN40) contient des connecteurs (goujons) qui assurent la liaison d'ensemble du plancher et le non glissement de la dalle pleine en fin une matelas des solives qui supportes le plancher et ses composantes.



CONCEPTION DES CONTREVENTEMENTS METALLIQUES

II.1. INTRODUCTION

Dans l'état actuel des choses, il n'est pas question d'empêcher tout dommage sous séisme majeur (ce qui coûterait trop cher pour les chantiers ordinaires), mais de contrôler le mode de dégradation des matériaux afin d'empêcher que celle-ci se traduise par l'effondrement du bâtiment sur ses occupants... quitte à réparer ou reconstruire après la catastrophe.

Ce chapitre de construction des contreventements métallique porte sur les principes de mise en œuvre des structures de métal qui est de matériau très intéressant en zone sismique, sous réserve d'optimiser ses qualités propres, en les faisant travailler correctement, et de soigner les assemblages dont la rupture est le principal facteur de ruine pour ce système constructif.

La compréhension des dispositions constructives parasismiques nécessite des connaissances de base en sismologie appliquée à la construction et en conception des structures.

II.2. LES QUALITES ET LES DEFAUTS DE L'ACIER

II.2.2 Une production industrielle et une normalisation fiable

L'acier est réglementairement défini par ses nuances (critères de rigidité et résistance). Sa production industrielle se fait selon des procédures en général bien contrôlées (Normalisation des nuances et fabrication des profilés fiable et respectée dans la plupart des pays) = Fiabilité du comportement projeté et calculé pour les sections.

L'acier est certainement le matériau de construction dont le comportement réel peut être le plus fiable par référence au comportement projeté (moins d'incertitude sur la production et la mise en œuvre, sauf peut-être sur les petits chantiers qui font l'objet de moins de vérifications)

II.2.3 Qualités au regard des sollicitations sismiques

Très bon comportement sous séisme dû à ses qualités:

- Très bonne résistance en traction et en compression.
- Bonne résistance au cisaillement.
- Rapport résistance / masse volumique élevé (pour la résistance nécessaire, faible masse, donc forces d'inertie réduites).
- Résilience élevée (absorption d'énergie cinétique, bon comportement sous sollicitations alternées).
- Ductilité très élevée (sauf certains aciers spéciaux et types de sections à éviter).

II.2.4. Vulnérabilité propre au matériau

A. Corrosion

- Traitement par galvanisation ou mieux par métallisation

– Dispositions constructives contre les remontées d'eau.

B. Feu

– Protection nécessaire, notamment en raison des incendies post-sismiques.

II.3. QU'EST-CE QU'UN TREMBLEMENT DE TERRE?

II.3.1. Le phénomène physique

Les tremblements de terre les plus importants sont localisés au bord des plaques tectoniques qui couvrent la surface du globe. Ces plaques ont tendance à se déplacer les unes par rapport aux autres, mais en sont empêchées par le frottement jusqu'à ce que les contraintes entre plaques à l'endroit de l'« épicentre » deviennent si élevées qu'un mouvement relatif se produit : c'est un tremblement de terre. Le choc local crée des ondes dans le sol et celles-ci se propagent à la surface du globe, provoquant un mouvement à la base de toutes les structures rencontrées : bâtiments, ponts, etc... L'amplitude des ondes s'atténue avec la distance à l'épicentre. Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde avec des risques sismiques différents, selon leur proximité des limites de plaques tectoniques.

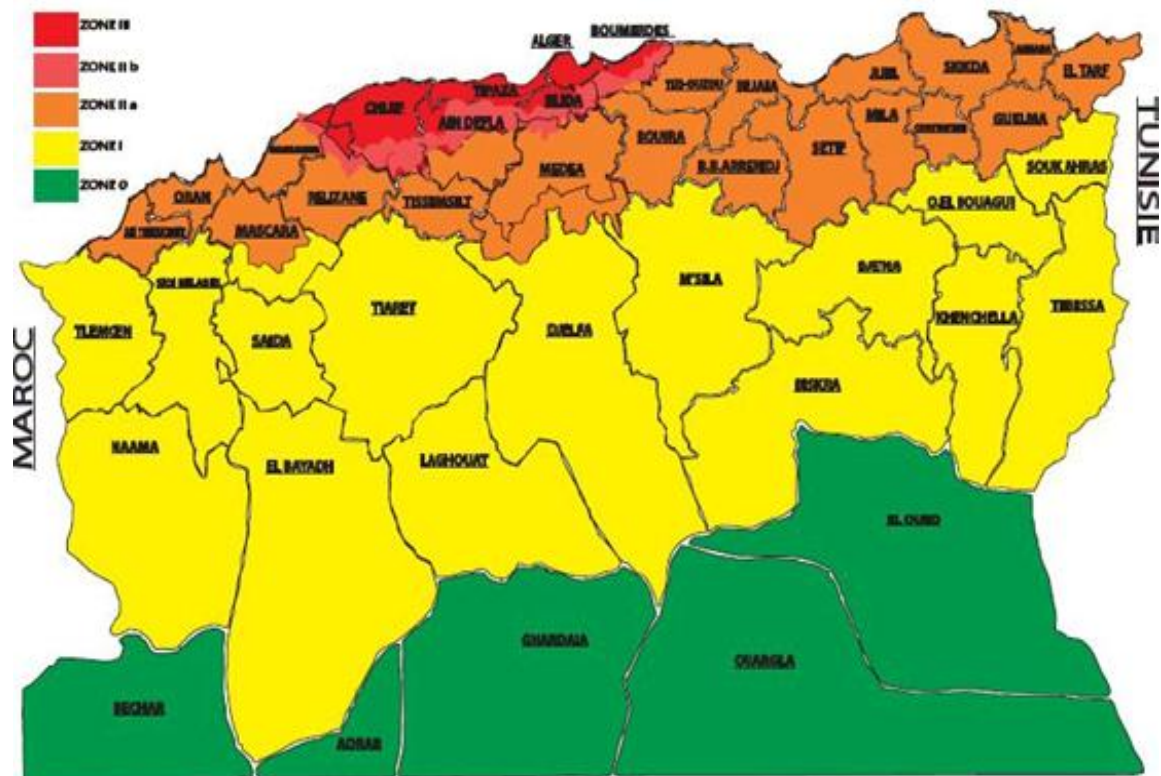


Figure II.1 : Carte de zonage sismique de l'Algérie selon RPA 99 version 2003.

II.3.2. Action appliquée à une structure par un tremblement de terre

L'action appliquée à une structure par un tremblement de terre est un mouvement qui a des composantes verticales et horizontales.

Le mouvement horizontal est l'aspect le plus important de l'action sismique, parce qu'il est le plus important en amplitude et parce que les constructions sont en général conçues plutôt pour reprendre l'action de la gravité que des actions horizontales.

II.4. POURQUOI LES OSSATURES EN ACIER RESISTENT BIEN AUX SEISME?

II.4.1 L'importance déterminante de la ductilité

L'expérience montre que les constructions en acier se comportent bien lors d'un séisme. Les effondrements d'ensemble et les nombres élevés de victimes se produisent principalement dans les structures faites d'autres matériaux. Cette réalité s'explique par des particularités de la construction métallique.

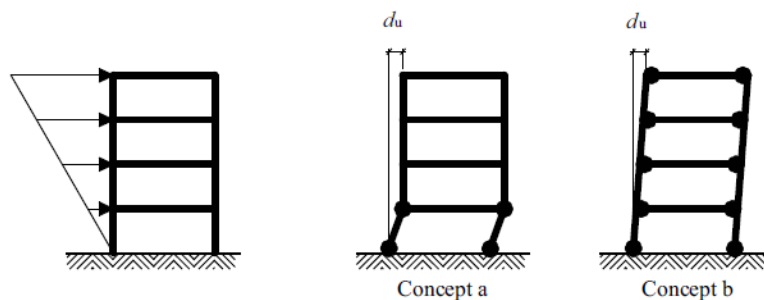
Les constructions métalliques excellent à la dissipation d'énergie dans des mécanismes de déformation plastique, en raison:

- de la ductilité de l'acier.
- des nombreux mécanismes plastiques disponibles dans les éléments de structure ou leurs assemblages.
- du caractère souvent redondant des mécanismes plastiques possibles de propriétés dimensionnelles garanties.
- d'une résistance axiale des éléments moins sensible à la flexion que dans le cas d'autres matériaux.

De plus, les structures en acier ont un comportement plus fiable sous séisme en raison de deux autres propriétés bien connues :

- une résistance du matériau garantie, résultat d'une production contrôlée
- des projets conçus et réalisés par des professionnels.

La multiplicité des possibilités de dissipation d'énergie et la fiabilité de chacun des mécanismes plastiques possibles sont les caractéristiques fondamentales expliquant l'excellent comportement des constructions en acier en cas de tremblement de terre.



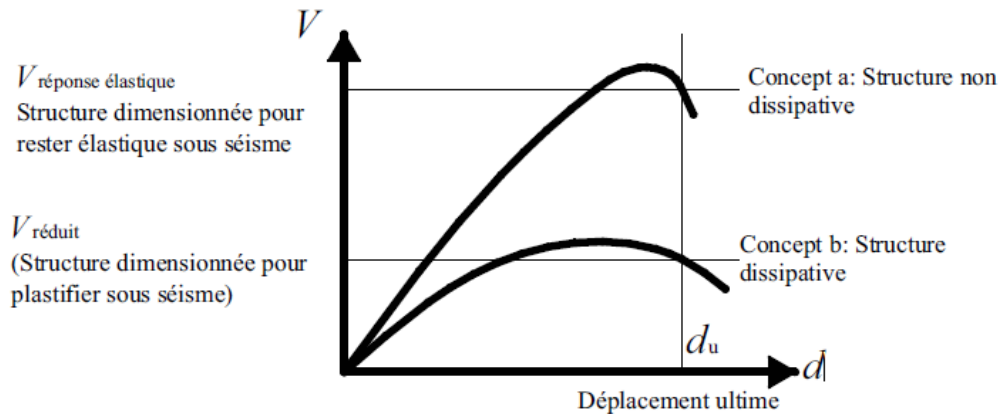


Figure II.2 : Exemple de comportement global de structure dissipatif et non dissipatif. La structure non dissipative s'effondre dans un mécanisme n'impliquant qu'un seul étage.

II.5. QUELS SONT LES PROBLEMES EN CAS DE SEISME ?

II.5.1. Les type de dommages observés

Même non conçues pour être parasismiques, les structures d'acier réalisées dans le respect des règles de l'art arrivent peu à l'effondrement en raison de la ductilité des éléments. Les dommages observés sont les suivants:

- Plastification des barres: flambage, cloquage, déversement.
- Ruptures fragiles (notamment des assemblages): des tirants en croix, déchirement des goussets, éclatement des soudures, ancrages insuffisants dans les fondations.



Figure II.4 : Flambement d'une tête de poteau de section en I (Séisme d'Anchorage, 1960).



Figure II.5 : Cloquage d'un pied de poteau acier tubulaire (Séisme de Kobé, 1995)

II.5.2. Problématique de l'instabilité des barres

La stabilité latérale des éléments en I doit être assurée par des entretoises, plus particulièrement dans les zones critiques (les plus sollicitées). Les poteaux tubulaires ou en caisson sont préférables, car ils ont une meilleure résistance au flambement et à la torsion.

Les poutres à âme pleine se comportent mieux que les poutres ajourées (qui doivent être « pleines » à proximité des zones critiques).

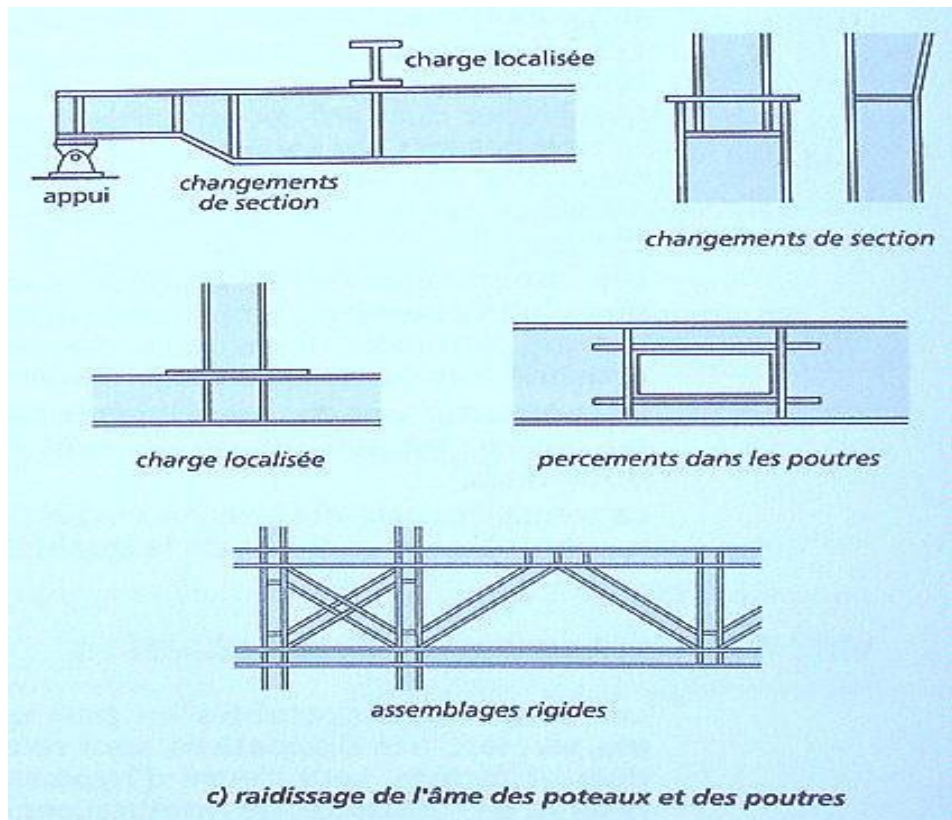


Figure II.6 : Exemple de raidissage par entretoises des zones les plus sollicitées des sections pour éviter leur instabilité latérale.

II.5.3. Dommages aux éléments non structuraux

La conception des ossatures métalliques est souvent « flexible », ce qui entraîne des dommages élevés aux éléments non structuraux qui s'accroissent mal des déformations sous séisme. Il est souhaitable de découpler les éléments rigides de manière à ce qu'ils ne soient pas contraints par les déformations de la structure métallique.

II.6. QUELLES SONT LES BONNES STRATEGIES ?

Elles concernent le matériau et la structure. Les structures doivent être dimensionnées de manière à ce que la localisation et l'efficacité dissipative des déformations plastiques (comportement ductile) soient parfaitement contrôlés.

Les exigences garantissant la bonne efficacité des zones dissipatives sont relatives :

- au matériau acier, qui doit pouvoir plastifier correctement (choix de la nuance)
- à la stabilité de forme des éléments, qui doivent se déformer en flexion, pas en torsion (choix des sections et des raidissages),
- à la stabilité d'ensemble de la structure, dont les zones dissipatives doivent être maîtrisées (maîtrise des raideurs, dimensionnement en capacité),
- au degré de sollicitation des éléments, par l'éviction des concentrations de contraintes mal localisées (régularité des raideurs de la structure).



Figure II.7 : Flambement d'un poteau d'acier enrobé de BA
(Séisme d'Anchorage, 1964)



Figure II.8 : Chantier du palais de Justice de Grenoble 2000
Une zone « **faible** » a été organisée à l'extrémité de chaque barre de contreventement de manière à maîtriser l'emplacement d'une éventuelle rotule plastique, « zone dissipative »

II.7. LES DIFFERENTS TYPES DE STRUCTURES

II.7.1. Porteuses dissipatives en métal et leur définition réglementaire

Classement des structures métalliques suivant :

- Leur **rigidité**
- Leur **résistance après endommagement.**

Ce classement se traduit dans les valeurs affectées au coefficient **q** qui peut être utilisé.

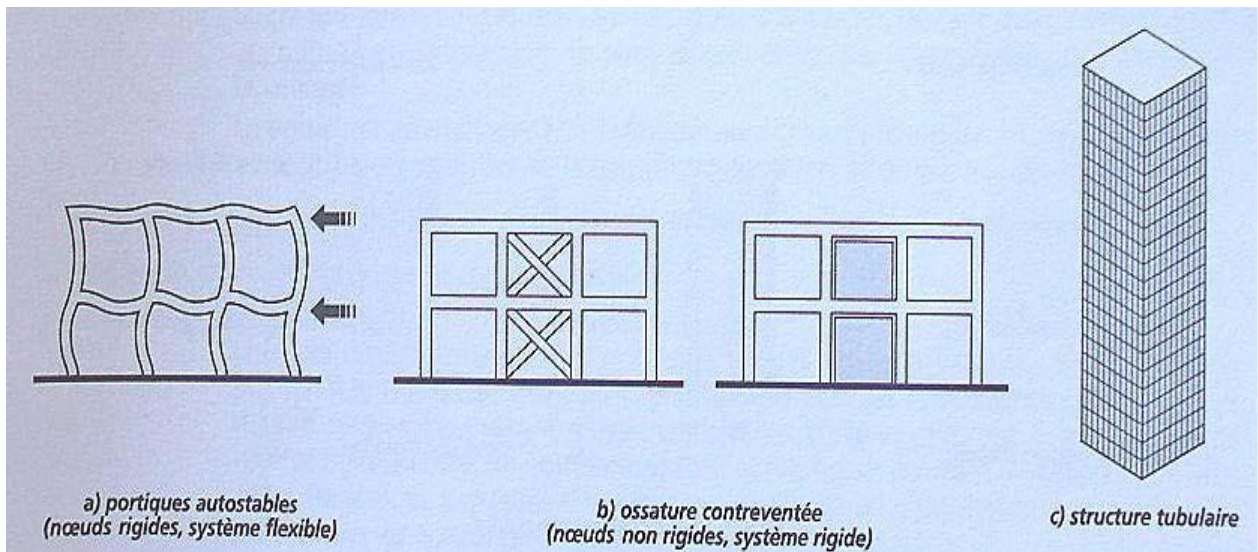


Figure II.9 : Les trois conceptions du contreventement des ossatures acier.

a) Structures à cadres

Les ossatures à nœuds constituant des encastremements: ce sont des **structures autostables**.

b) Structures contreventées

Le système de contreventement des ossatures « articulées » peut être « centré » ou « excentré ». Ces structures sont plus rigides que les structures à cadres auto-stables.

Moins déformables, elles imposent moins de dommages aux éléments non structuraux

c) Contreventement centré

Ossatures pour lesquelles les barres du système de contreventement ont leurs intersections sur les axes des poteaux et des poutres. La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction de ces barres (et accessoirement en compression sous condition de rigidité des nœuds et de maîtrise des conséquences du flambement).

d) Contreventement excentré

Dans ce système de contreventement, les intersections des « diagonales » ne passent pas par les intersections des lignes moyennes des poutres et poteaux.

Dans ce cas, la dissipation d'énergie peut se faire par formation d'une rotule plastique travaillant en cisaillement, ce qui dissipe plus d'énergie qu'en flexion.

e) Structures tubulaires

Mode de construction spécifique des tours.

f) Structures à cadres

- **Fonctionnement de ces structures « autostables »**

Leur résistance aux séismes est assurée :

- Par la résistance en flexion des poteaux et poutres
- Et la résistance à la déformation des assemblages dits « rigides » : des encastremets.

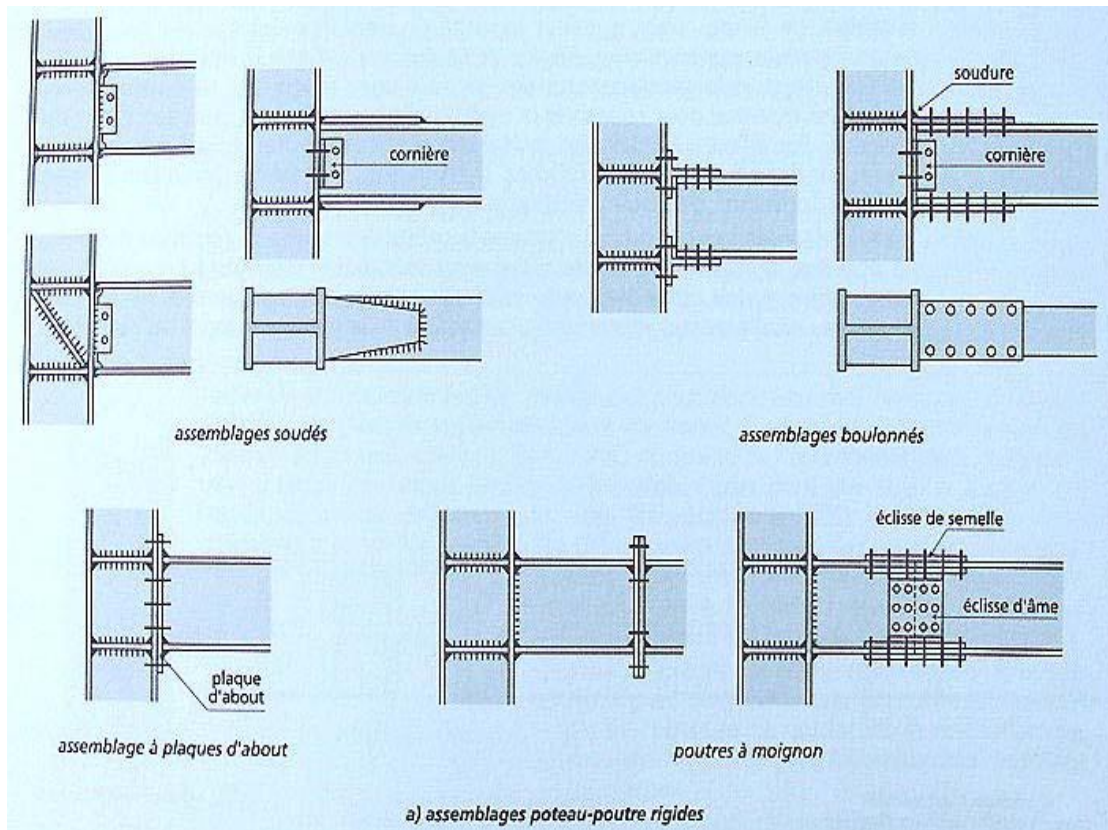


Figure II.10 : Exemple de mise en œuvre de nœuds d'ossature rigides.

Dans ces structures, les zones dissipatives sont situées au voisinage des nœuds d'assemblage, de préférence dans les poutres. Les rotules plastiques fonctionnent en flexion alternée. Si celles-ci sont bien localisées, en raison de leur nombre potentiel élevé, ces structures très dissipatives ont en général un niveau élevé d'hyperstaticité (Figure II.10).

II.8. ASSEMBLAGE DES ZONES CRITIQUES EN USINE

Les soudures en usine sont plus fiables que les assemblages (soudés ou boulonnés) sur chantier. Ainsi il est préférable que les zones critiques soient traitées en usine, et les assemblages sur chantier réalisés hors des zones critiques.



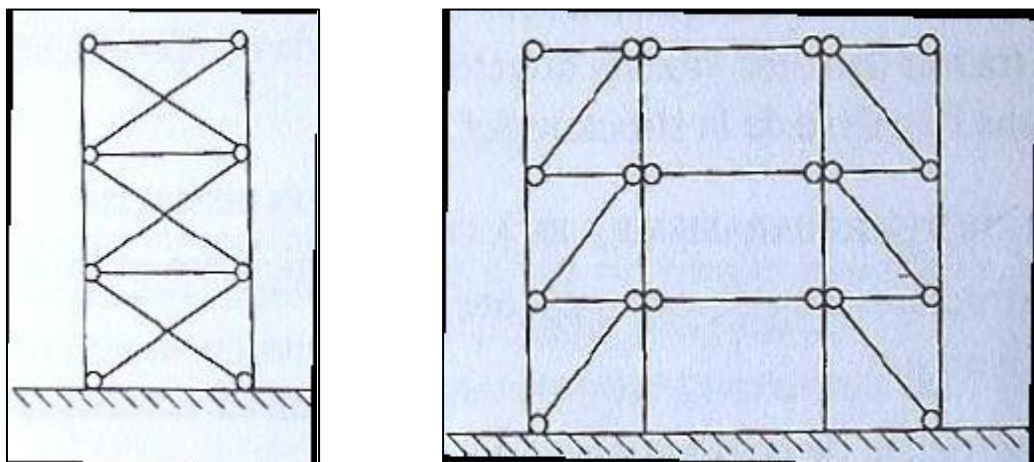
Figure II.11 : Assemblages métalliques des zones critiques.

II.9. STRUCTURES CONTREVENTEES PAR CROIX DE SAINT-ANDRE

II.9.1. Fonctionnement de ces structures à contreventement centré

Dans ce cas les diagonales de contreventement sont assemblées sur les nœuds d'intersection des barres qui ne doivent pas être sollicités en compression par les diagonales. Les barres de contreventement ont donc des sections réduites et elles n'interviennent efficacement dans la résistance dissipative de la structure que sous sollicitation en traction. Elles flambent rapidement en compression.

Ce système est assez peu dissipatif (dégradation rapide des tirants).



Ce qui caractérise la localisation des barres des croix de Saint-André est qu'elles sont fixées aux angles de la travée. Les diagonales dans les deux directions ne sont pas

forcément sur la même travée : la « croix » n'apparaît pas forcément. (Figure extraite de « construire parasismique », Milan Zacek, Editions Parenthèses)



Figure II.12 : Exemple de contreventement hyperstatique sur les travées de façade.

La rupture ou le flambement des diagonales de quelques travées n'a pas provoqué la ruine car le report de charges horizontales s'est fait sur les autres travées.

II.10. CONTREVENTEMENT EN V

II.10.1. Fonctionnement de ces structures à contreventement centré

Dans ce cas, le point d'intersection des diagonales de contreventement se trouve sur une poutre. Ces assemblages sont généralement articulés, mais les encastremets sont préférables. La résistance à l'action sismique horizontale résulte de l'action conjointe des diagonales tendues et comprimées. Les sections des barres sont donc plus importantes que pour les croix de St André.

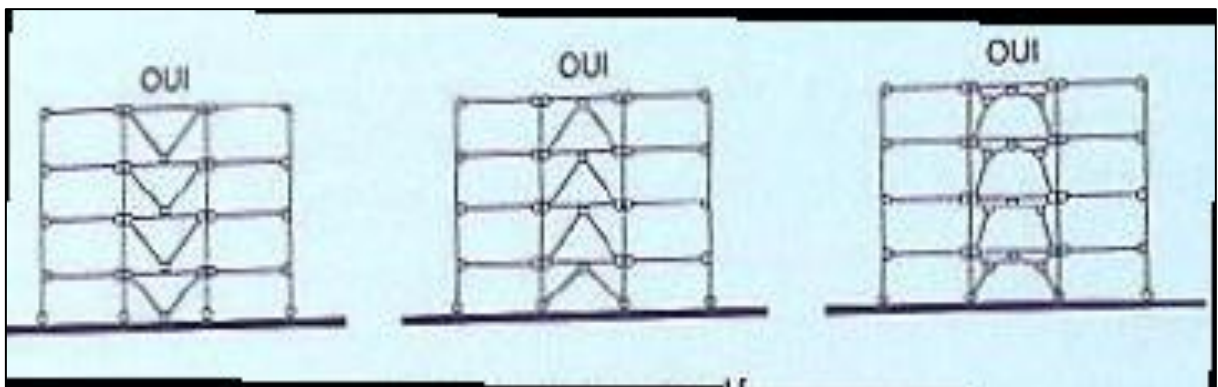


Figure II.13 : Exemples de configurations de contreventements en v.

La disposition de gauche qui permet des poussées ascendantes dans le nœud d'ossature n'est pas recommandée en zone de sismicité élevée si les assemblages, hors des poteaux, ne sont pas conçus pour plastifier rapidement.

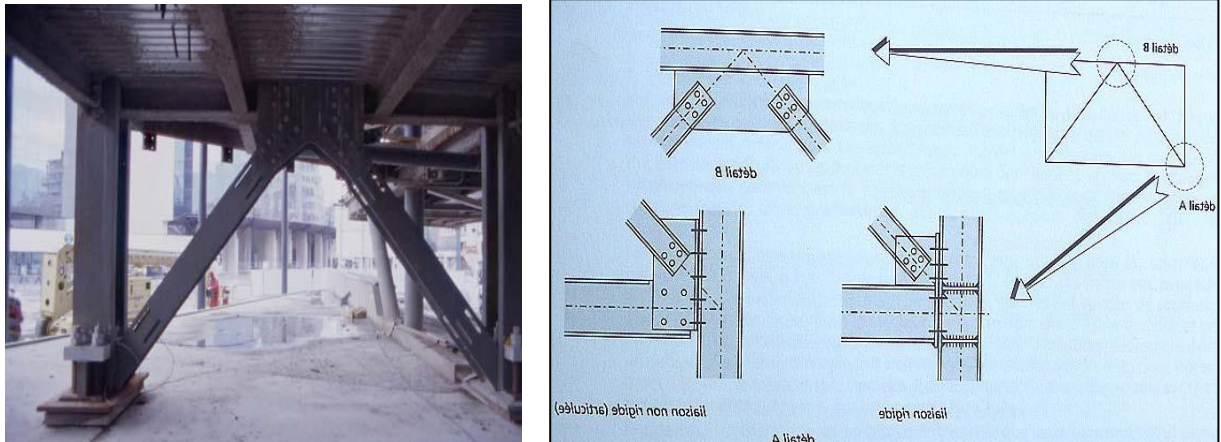


Figure II.14 : Assemblages de contreventements en v

Assemblages de contreventements en V favorisant la formation rapide des rotules plastiques hors des poteaux et des poutres.

II.11. CONTREVENTEMENT EN K

II.11.1 Fonctionnement de ce contreventement centré

Dans ce cas, le point d'intersection des diagonales de contreventement se trouve sur l'axe des poteaux. Ce type de contreventement crée des poteaux bridés donc des concentrations de contraintes ponctuelles sur des éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble.

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des lignes d'épure des diagonales de contreventement se trouvent sur l'axe des poteaux. Un tel système ne doit pas être considéré comme dissipatif. Un contreventement en K ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la coopération du poteau au mécanisme plastique ; en effet, ce mécanisme tend à former une rotule plastique dans le poteau dès que la résistance en compression de la diagonale du contreventement est dépassée.

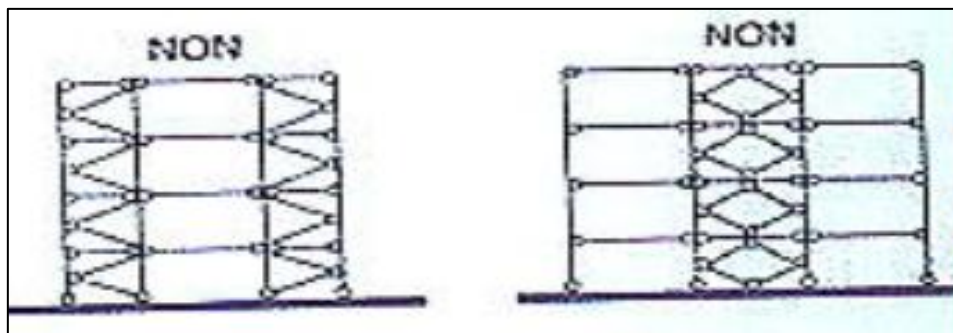


Figure II.15 : Exemples de contreventements en k

II.12. CONTREVENTEMENT EXCENTRE

II.12.1 Fonctionnement des systèmes de contreventement excentré

Les excentremets produisent des « tronçons courts » (dans les poutres ou, de préférence, dans les barres de contreventement). Les tronçons courts créés par l'excentrement des barres de contreventement créent des rotules plastiques qui travaillent en cisaillement (et non en flexion), ce qui leur assure un rendement beaucoup plus élevé. Il est important que l'emplacement de ces rotules soit bien maîtrisé. Ce type de structure justifie d'un coefficient q très élevé.

Le tronçon court doit être raidi (et non affaibli par un percement).

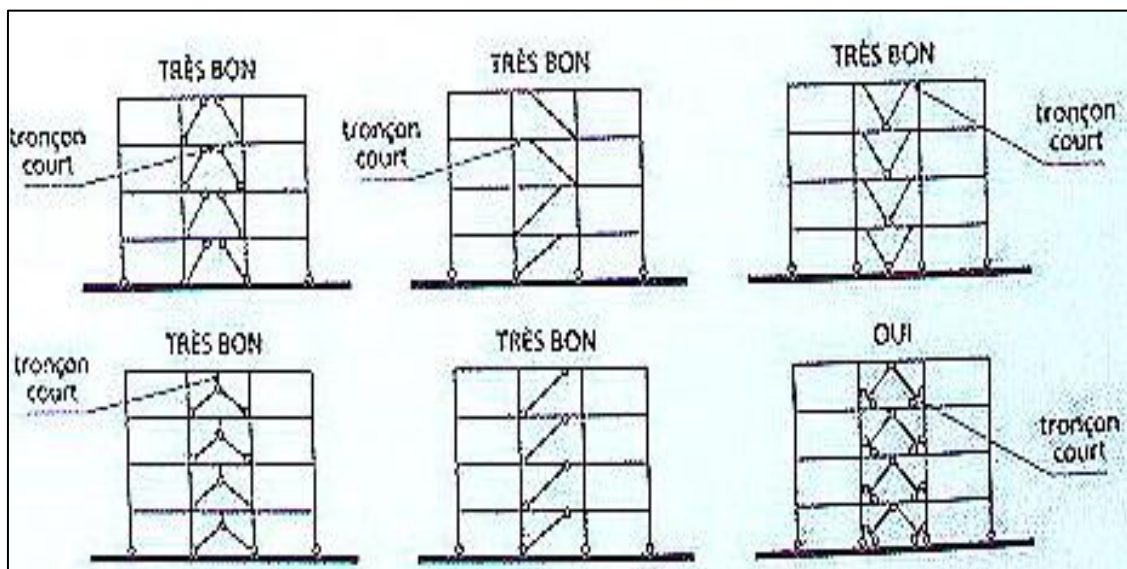


Figure II.16 : Exemples de système de contreventement excentré.

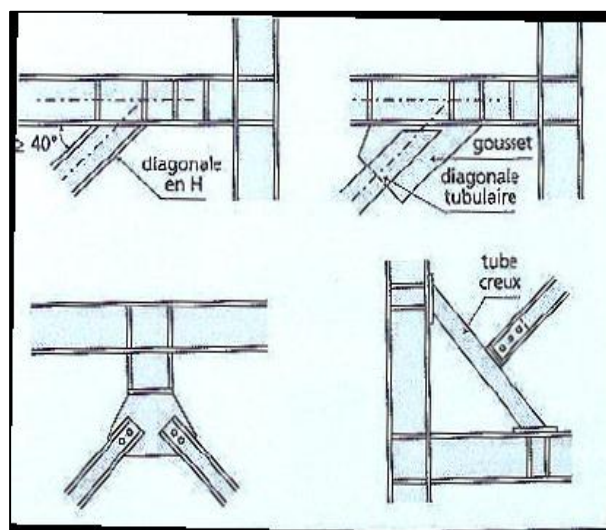


Figure II.17 : Contreventement excentré avec détails d'assemblages.

EVALUATION DES ACTIONS

III.1. Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement sera fait selon les règles du RNV99, le RPA 99/version 2003 et le CCM 97, en vigueur pour déterminer les réactions des éléments résistants de la structure.

III.2. Charge permanentes G :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

III.2.1. Plancher étage courant :

Cloison de répartition ép.=10cm-----	200 kg/m ²
Revêtement sol y compris sable et mortier de pose	124 kg/m ²
Dalle collaborant en béton armé (0.08m) -----	200 kg /m ²
TN40(Tôle d'acier Nervurée)-----	10 kg /m ²
Faux plafond ép.=2cm (10kg/m ²) -----	20 kg /m ²
	G_{pc}=554 kg /m²

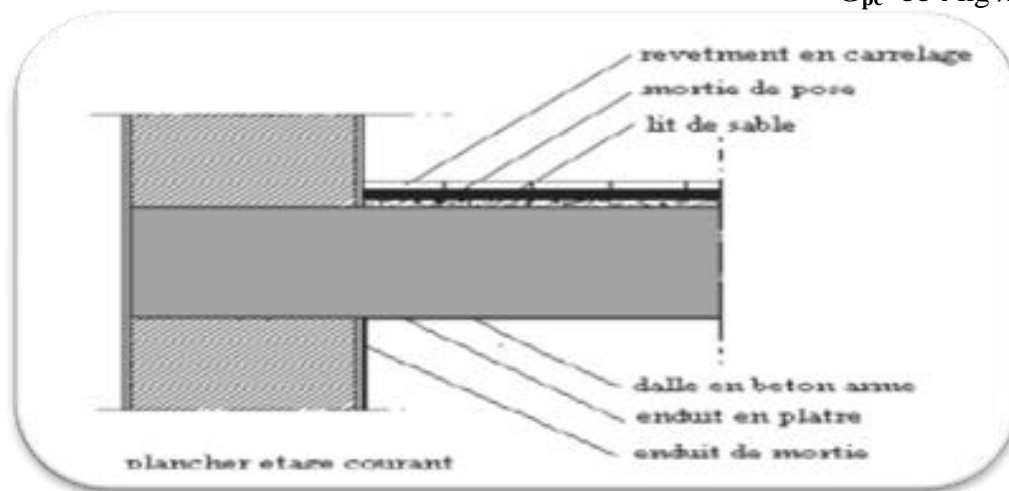


Figure III.1 : plancher étage courant.

III.2.2. Plancher terrasse (inaccessible) :

Protection par gravier roulé -----	80 kg/m ²
Etanchéité multicouche ép.=2cm-----	12 kg /m ²
Forme de pente béton (dalle flottante ; ép.=10cmx22)	220 kg/m ²
Blocs de liège (4cmx4 kg/m ²) -----	16 kg/m ²
Dalle collaborant en béton armé (0.08cm) -----	200 kg /m ²
TN40 (Tôle d'acier Nervurée) -----	10 kg /m ²
Faux plafond (planches de plâtre) -----	20 kg /m ²
	G_{ter}=558kg /m²

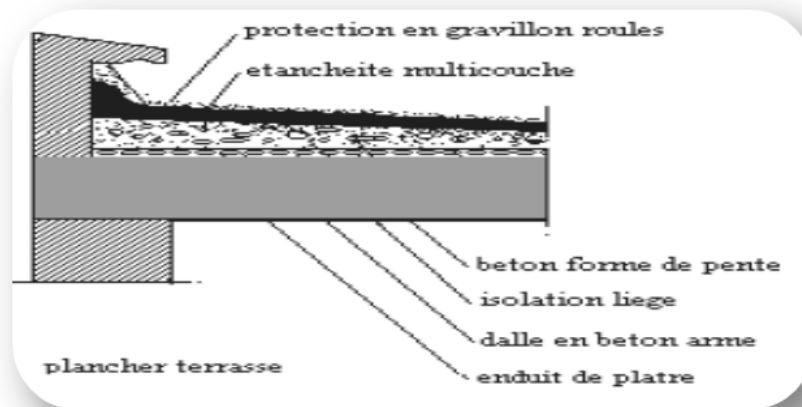


Figure III.2 : plancher terrasse.

III.2.3. Les façades

Enduit plâtre-----	10 kg /m ²
Enduit ciment-----	20 kg /m ²
Brique creuse 25cm-----	215 kg /m ²

$$G_{\text{faç}}=245 \text{ kg /m}^2$$

III.2.4 Acrotère

Enduit ciment sur le deux faces-----	24 kg /ml
Acrotère(e=10cm), (suite de cloisons) -----	154 kg /ml

$$G_{\text{acr}}=178 \text{ kg /ml}$$

III.3. Charges variables

Les actions variables Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

III.3.1. Charges d'exploitations

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges).

Plancher terrasse inaccessible-----	100 daN/m ²
Plancher étage courant-----	150 daN/m ²
Escalier -----	400 daN/m ²

III.3.2. Charges climatiques

III.3.2.1. Effet du vent

A. Introduction :

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses

différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99).

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorptions de l'énergie solaire ainsi que réchauffement et de pression dans l'atmosphère.

Le déplacement de l'aire tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent il produit un mouvement de masse d'aire appelé « VENT » qui par ailleurs conditionnée également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendant de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- la forme géométrique et les ouvertures qui sont continue par la structure

❖ Quelques notations

R : la force résultante

F_w : force horizontale correspondant à la résultante des forces agissant sur les parois de la construction et de la force composante horizontale appliquée à la toiture.

F_u : force de soulèvement représentant la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

q_j: pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface 'J'

S_j: l'aire de l'élément de surface j.

F_{frj}: les forces de frottements éventuels

C_d: coefficient dynamique de la construction **W(z_j)** : pression nette de l'élément de surface 'J' calculé à la hauteur relative de ce même élément.

q_{dyn} : pression dynamique du vent

C_{pe} : coefficient de pression extérieur

C_{pi} : coefficient de pression intérieur

q_{ref} : pression dynamique de référence pour construction permanente

q_{tem} : pression dynamique de référence pour construction temporelle

C_e : coefficient d'exposition au vent

Z_J : distance vertical a partir du sol au centre de l'élément j verticalement

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

g: facteur de pointe

I_v : intensité de la turbulence

Z : hauteur considérée

K_t : facteur de terrain

C_{pe;1} : coefficient de pression correspondant a 1m²

C_{pi;10} : coefficient de pression correspondant a 10m²

S : surface chargé de la paroi considérée

B. les calculs

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent qui est perpendiculaire aux parois de la construction.

La force résultante R est donnée par la formule suivante

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

a) les données relatives au site

-site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir: $C_t=1.3$ (tableau. 2.5).
 -l'ouvrage situe en zone En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles. la zone de vent est la zone I

Selon (tableau2.4) RNV99 :

$$K_t=0.17$$

$$Z_0=0.01 \text{ m}$$

$$Z_{\min}=2\text{m}$$

$$\varepsilon=0.11$$

-zone I : $q_{\text{ref}}=37,5 \text{ daN/m}^2$ (tableau2.3)
 $q_{\text{tem}}=27,0 \text{ daN/m}^2$

b) détermination du coefficient dynamique C_d

On utilise l'abaque (figure 3.2) pour déterminer le coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques

- Direction v_1 la lecture pour $h=45.82\text{m}$ et $b=22.9\text{m}$ donne $C_d=0.98$
- Direction v_2 la lecture pour $h=45.82 \text{ m}$ et $b= 23.70 \text{ m}$ donne $C_d=0.98$

C) calcul de pression

➤ Détermination de la pression due au vent

Notre structure est de catégorie I, donc la pression due au vent sera calculée par la formule

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad (\text{chap. 2 ; 2.1})$$

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

➤ Détermination de la pression dynamique

Pour la vérification de la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître –couple en éléments de surface j horizontaux,

La construction sans plancher intermédiaire dont la hauteur est supérieure à 10m doivent être considérées comme étant constituées de n élément de surface de hauteur égale h_i , n est donnée par la formule suivante :

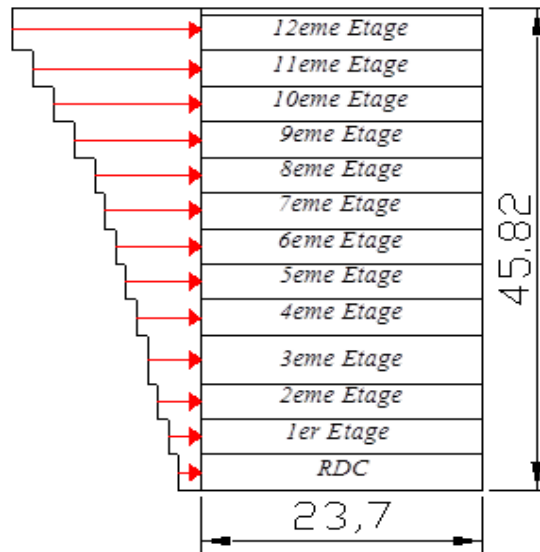


Figure III.3 : pression dynamique q_{dy}

La structure est permanente $q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j)$ (RNV....chap2 ; 2.12)
 $q_{réf} = 37.5 \text{ daN/m}^2$

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times k_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

$K_t = 0.17$

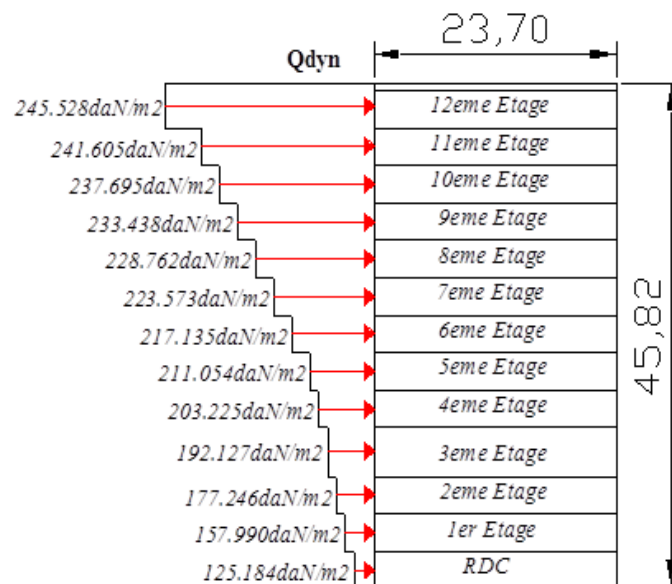
$Z_0 = 0.01 \text{ m}$

$Z_{min} = 2 \text{ m}$

$\epsilon = 0.11$

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \text{Ln}(z/z_0) & \text{pour } Z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \text{Ln}(Z_{min}/z_0) & \text{pour } z \leq Z_{min} \end{cases}$$

niveau	h (m)	Z (m)	C_r	C_t	C_e	q_{dyn} (daN/m ²)
RDC	3.40	1.7	0.90071	1.3	3.33823	125.184
1 ^{eme} etage	3.40	5.10	1.05985	1.3	4.21306	157.990
2 ^{eme} etage	3.40	8.50	1.14669	1.3	4.72655	177.246
3 ^{eme} etage	4.42	12.41	1.21102	1.3	5.1234	192.127
4 ^{eme} etage	3.40	16.32	1.25759	1.3	5.41934	203.225
5 ^{eme} etage	3.40	19.72	1.28976	1.3	5.6281	211.054
6 ^{eme} etage	3.40	23.12	1.3168	1.3	5.80627	217.735
7 ^{eme} etage	3.40	26.52	1.34012	1.3	5.96194	223.573
8 ^{eme} etage	3.40	29.92	1.36063	1.3	6.10033	228.762
9 ^{eme} etage	3.40	33.32	1.37893	1.3	6.225	233.438
10 ^{eme} etage	3.40	36.72	1.39544	1.3	6.33852	237.695
11 ^{eme} etage	3.40	40.12	1.4105	1.3	6.44279	241.605
12 ^{eme} etage	4.00	43.82	1.42549	1.3	6.54742	245.528

Figure III.4 : pression dynamique q_{dyn}

❖ Direction V1 du vent

➤ Coefficient de pression extérieure :

➤ Parois verticales :

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au (§1.1.2) dont il convient de diviser les parois comme l'indique la figure ci-dessous

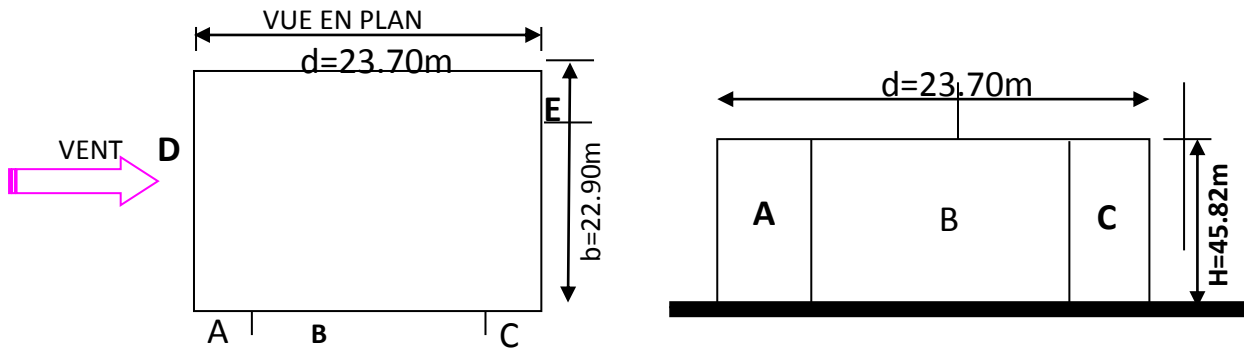


Figure III.5 : Légende pour les parois verticales

La surface charger de la paroi considérée $S = 22.90 \times 45.82 = 364.38 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$

Selon la formule (5.1) $C_{pe} = C_{pe,10}$

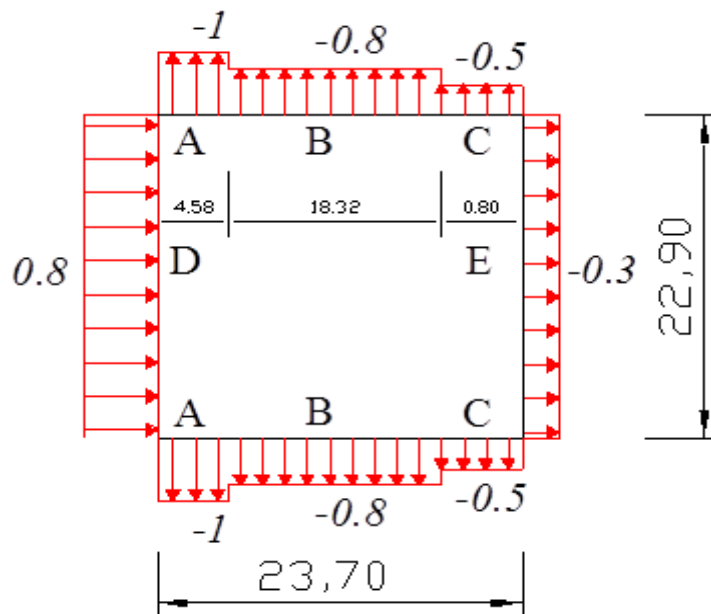
$e = \min(b ; 2h) = 22.90 \text{m}$

cas où $d > e$

Donc d'après le tableau (5.1) selon RNV 99 on a :

Zone A : $C_{pe} = -1.0$; zone C : $C_{pe} = -0.5$; zone E : $C_{pe} = -0.3$

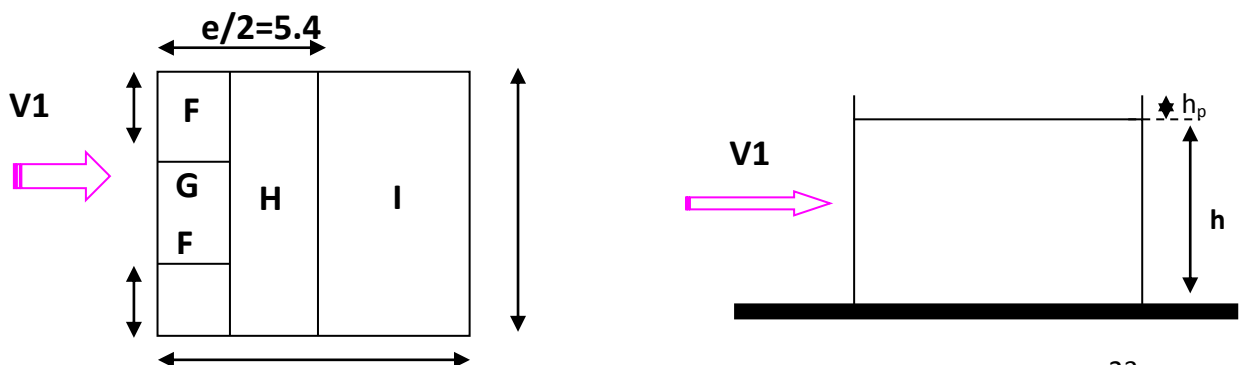
Zone B : $C_{pe} = -0.8$; zone D : $C_{pe} = +0.8$



➤ Terrasse

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.6 \text{m}$ nous avant une toiture plate

Selon RNV99 §1.1.5chap5 $e = \min(b, 2h) = 12.90 \text{m}$



D'après le tableau (5.2 ; chap5) on a :

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0.025$; $h_p/h=0.013$

Zone F : $C_{pe10} = -1,6$; Zone G : $C_{pe10} = -1,1$; Zone H : $C_{pe10} = -0,7$; Zone I : $C_{pe10} = \pm 0,2$.

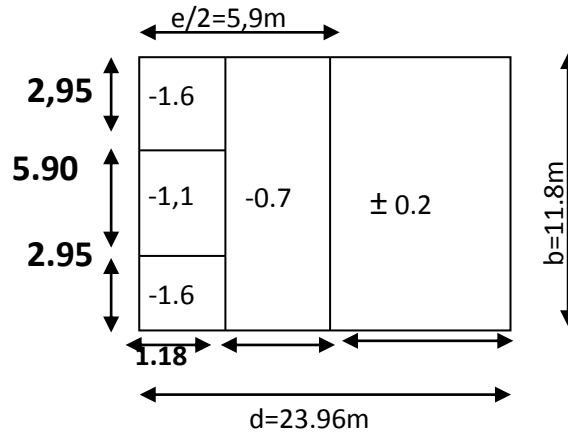


Figure III.6 : Valeur de C_p pour la terrasse

Pour C_{pi1}, C_{pi2} dans le cas des bâtis avec cloisons intérieur sont 0.8 et -0.5

➤ Coefficient de pression interne C_{pi} :

D'après le paragraphe (§2.2.2 RNVA99)

RDC

zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} daN/m ²)	Q_{j2} daN/m ²)
A	0.98	125.184	-1	0.8	-0.5	-220.825	-61.340
B	0.98	125.184	-0.8	0.8	-0.5	-196.289	-36.804
C	0.98	125.184	-0.5	0.8	-0.5	-159.484	0.000
D	0.98	125.184	0.8	0.8	-0.5	0.000	159.484
E	0.98	125.184	-0.3	0.8	-0.5	-134.948	24.536

1^{er} étage

zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} daN/m ²)	Q_{j2} daN/m ²)
A	1	157.99	-1	0.8	-1	-278.694	-77.415
B	1	157.99	-1	0.8	-1	-247.728	-46.449
C	1	157.99	-1	0.8	-1	-201.279	0.000
D	1	157.99	0.8	0.8	-1	0.000	201.279
E	1	157.99	-0	0.8	-1	-170.313	30.966

2^{ème} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	177.246	-1	0.8	-1	-312.662	-86.851
B	1	177.246	-1	0.8	-1	-277.922	-52.110
C	1	177.246	-1	0.8	-1	-225.811	0.000
D	1	177.246	0.8	0.8	-1	0.000	225.811
E	1	177.246	-0	0.8	-1	-191.071	34.740

3^{ème} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	192.127	-1	0.8	-1	-338.912	-94.142
B	1	192.127	-1	0.8	-1	-301.255	-56.485
C	1	192.127	-1	0.8	-1	-244.770	0.000
D	1	192.127	0.8	0.8	-1	0.000	244.770
E	1	192.127	-0	0.8	-1	-207.113	37.657

4^{ème} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	203.225	-1	0.8	-1	-358.489	-99.580
B	1	203.225	-1	0.8	-1	-318.657	-59.748
C	1	203.225	-1	0.8	-1	-258.909	0.000
D	1	203.225	0.8	0.8	-1	0.000	258.909
E	1	203.225	-0	0.8	-1	-219.077	39.832

5^{ème} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	211.054	-1	0.8	-1	-372.299	-103.416
B	1	211.054	-1	0.8	-1	-330.933	-62.050
C	1	211.054	-1	0.8	-1	-268.883	0.000
D	1	211.054	0.8	0.8	-1	0.000	268.883
E	1	211.054	-0	0.8	-1	-227.516	41.367

6^{ème} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	217.735	-1	0.8	-1	-384.085	-106.690
B	1	217.735	-1	0.8	-1	-341.408	-64.014
C	1	217.735	-1	0.8	-1	-277.394	0.000
D	1	217.735	0.8	0.8	-1	0.000	277.394
E	1	217.735	-0	0.8	-1	-234.718	42.676

7^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	223.573	-1	0.8	-1	-394.383	-109.551
B	1	223.573	-1	0.8	-1	-350.562	-65.730
C	1	223.573	-1	0.8	-1	-284.832	0.000
D	1	223.573	0.8	0.8	-1	0.000	284.832
E	1	223.573	-0	0.8	-1	-241.012	43.820

8^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	228.762	-1	0.8	-1	-403.536	-112.093
B	1	228.762	-1	0.8	-1	-358.699	-67.256
C	1	228.762	-1	0.8	-1	-291.443	0.000
D	1	228.762	0.8	0.8	-1	0.000	291.443
E	1	228.762	-0	0.8	-1	-246.605	44.837

9^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	233.438	-1	0.8	-1	-411.785	-114.385
B	1	233.438	-1	0.8	-1	-366.031	-68.631
C	1	233.438	-1	0.8	-1	-297.400	0.000
D	1	233.438	0.8	0.8	-1	0.000	297.400
E	1	233.438	-0	0.8	-1	-251.646	45.754

10^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	237.695	-1	0.8	-1	-419.294	-116.471
B	1	237.695	-1	0.8	-1	-372.706	-69.882
C	1	237.695	-1	0.8	-1	-302.823	0.000
D	1	237.695	0.8	0.8	-1	0.000	302.823
E	1	237.695	-0	0.8	-1	-256.235	46.588

11^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	241.605	-1	0.8	-1	-426.191	-118.386
B	1	241.605	-1	0.8	-1	-378.837	-71.032
C	1	241.605	-1	0.8	-1	-307.805	0.000
D	1	241.605	0.8	0.8	-1	0.000	307.805
E	1	241.605	-0	0.8	-1	-260.450	47.355

12^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	1	245.528	-1	0.8	-1	-433.111	-120.309
B	1	245.528	-1	0.8	-1	-384.988	-72.185
C	1	245.528	-1	0.8	-1	-312.803	0.000
D	1	245.528	0.8	0.8	-1	0.000	312.803
E	1	245.528	-0	0.8	-1	-264.679	48.123

Toiture

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
F	1	245.528	-2	0.8	-0.5	-577.482	-264.679
G	1	245.528	-1	0.8	-0.5	-457.173	-144.370
H	1	245.528	-1	0.8	-0.5	-360.926	-48.123
I	1	245.528	-0	0.8	-0.5	-240.617	72.185
	1	245.528	0.2	0.8	-0.5	-144.370	168.432

❖ Direction du vent V2

Mêmes étapes tel que la direction V1 sauf qu'on fait un changement des dimensions.

a. parois verticales

La surface charger de la paroi considérée $S = 11.80 \times 30.88 = 364.38 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

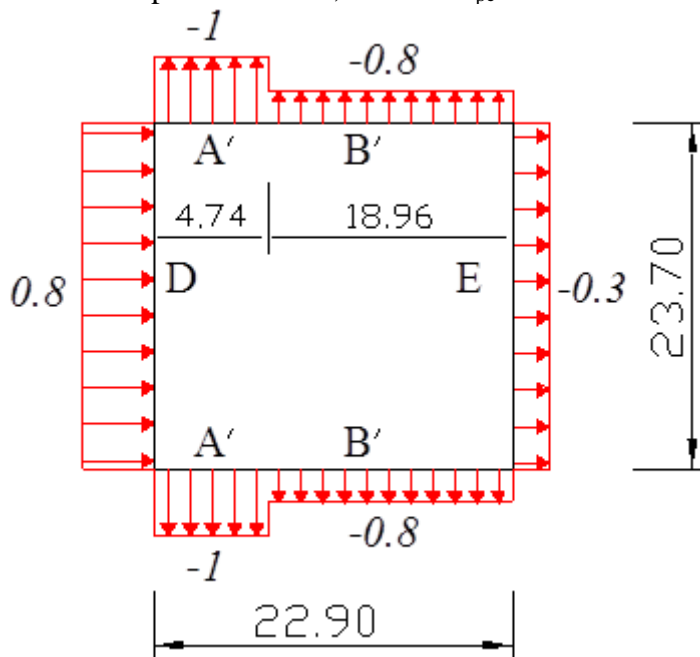
Selon la formule (5.1) $C_{pe} = C_{pe,10}$

$e = \min(b ; 2h) = 23,70 \text{ m}$

cas où $d \leq e$

Donc d'après le tableau (5.1) on a :

Zone A' : $C_{pe} = -1.0$; zone E : $C_{pe} = -0.3$ Zone B' : $C_{pe} = -0.8$; zone D : $C_{pe} = +0.8$



RDC

zone	C_d	$q_{dyn}(daN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1} daN/m^2$	$Q_{j2} daN/m^2$
A'	1	125.184	-1	0.8	-1	-220.825	-61.340
B'	1	125.184	-1	0.8	-1	-196.289	-36.804
D	1	125.184	0.8	0.8	-1	0.000	159.484
E	1	125.184	-0	0.8	-1	-134.948	24.536

1^{er} étage

zone	C_d	$q_{dyn}(daN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1} daN/m^2$	$Q_{j2} daN/m^2$
A'	1	157.99	-1	0.8	-1	-278.694	-77.415
B'	1	157.99	-1	0.8	-1	-247.728	-46.449
D	1	157.99	0.8	0.8	-1	0.000	201.279
E	1	157.99	-0	0.8	-1	-170.313	30.966

2^{eme} étage

zone	C_d	$q_{dyn}(daN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1} daN/m^2$	$Q_{j2} daN/m^2$
A'	1	177.246	-1	0.8	-1	-312.662	-86.851
B'	1	177.246	-1	0.8	-1	-277.922	-52.110
D	1	177.246	0.8	0.8	-1	0.000	225.811
E	1	177.246	-0	0.8	-1	-191.071	34.740

3^{eme} étage

zone	C_d	$q_{dyn}(daN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1} daN/m^2$	$Q_{j2} daN/m^2$
A'	1	192.127	-1	0.8	-1	-338.912	-94.142
B'	1	192.127	-1	0.8	-1	-301.255	-56.485
D	1	192.127	0.8	0.8	-1	0.000	244.770
E	1	192.127	-0	0.8	-1	-207.113	37.657

4^{eme} étage

zone	C_d	$q_{dyn}(daN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1} daN/m^2$	$Q_{j2} daN/m^2$
A'	1	203.225	-1	0.8	-1	-358.489	-99.580
B'	1	203.225	-1	0.8	-1	-318.657	-59.748
D	1	203.225	0.8	0.8	-1	0.000	258.909
E	1	203.225	-0	0.8	-1	-219.077	39.832

5^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A'	1	211.054	-1	0.8	-1	-372.299	-103.416
B'	1	211.054	-1	0.8	-1	-330.933	-62.050
D	1	211.054	0.8	0.8	-1	0.000	268.883
E	1	211.054	-0	0.8	-1	-227.516	41.367

6^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A'	1	217.735	-1	0.8	-1	-384.085	-106.690
B'	1	217.735	-1	0.8	-1	-341.408	-64.014
D	1	217.735	0.8	0.8	-1	0.000	277.394
E	1	217.735	-0	0.8	-1	-234.718	42.676

7^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A'	1	223.573	-1	0.8	-1	-394.383	-109.551
B'	1	223.573	-1	0.8	-1	-350.562	-65.730
D	1	223.573	0.8	0.8	-1	0.000	284.832
E	1	223.573	-0	0.8	-1	-241.012	43.820

8^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A'	1	228.762	-1	0.8	-1	-403.536	-112.093
B'	1	228.762	-1	0.8	-1	-358.699	-67.256
D	1	228.762	0.8	0.8	-1	0.000	291.443
E	1	228.762	-0	0.8	-1	-246.605	44.837

9^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A'	1	233.438	-1	0.8	-1	-411.785	-114.385
B'	1	233.438	-1	0.8	-1	-366.031	-68.631
D	1	233.438	0.8	0.8	-1	0.000	297.400
E	1	233.438	-0	0.8	-1	-251.646	45.754

10^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A'	1	237.695	-1	0.8	-1	-419.294	-116.471
B'	1	237.695	-1	0.8	-1	-372.706	-69.882
D	1	237.695	0.8	0.8	-1	0.000	302.823
E	1	237.695	-0	0.8	-1	-256.235	46.588

11^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A'	1	241.605	-1	0.8	-1	-426.191	-118.386
B'	1	241.605	-1	0.8	-1	-378.837	-71.032
D	1	241.605	0.8	0.8	-1	0.000	307.805
E	1	241.605	-0	0.8	-1	-260.450	47.355

12^{eme} étage

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A'	1	245.528	-1	0.8	-1	-433.111	-120.309
B'	1	245.528	-1	0.8	-1	-384.988	-72.185
D	1	245.528	0.8	0.8	-1	0.000	312.803
E	1	245.528	-0	0.8	-1	-264.679	48.123

Toiture

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
F	0.98	245.528	-2	0.8	-0.5	-577.482	-264.679
G	0.98	245.528	-1	0.8	-0.5	-457.173	-144.370
H	0.98	245.528	-1	0.8	-0.5	-360.926	-48.123
I	0.98	245.528	-0	0.8	-0.5	-240.617	72.185
	0.98	245.528	0.2	0.8	-0.5	-144.370	168.432

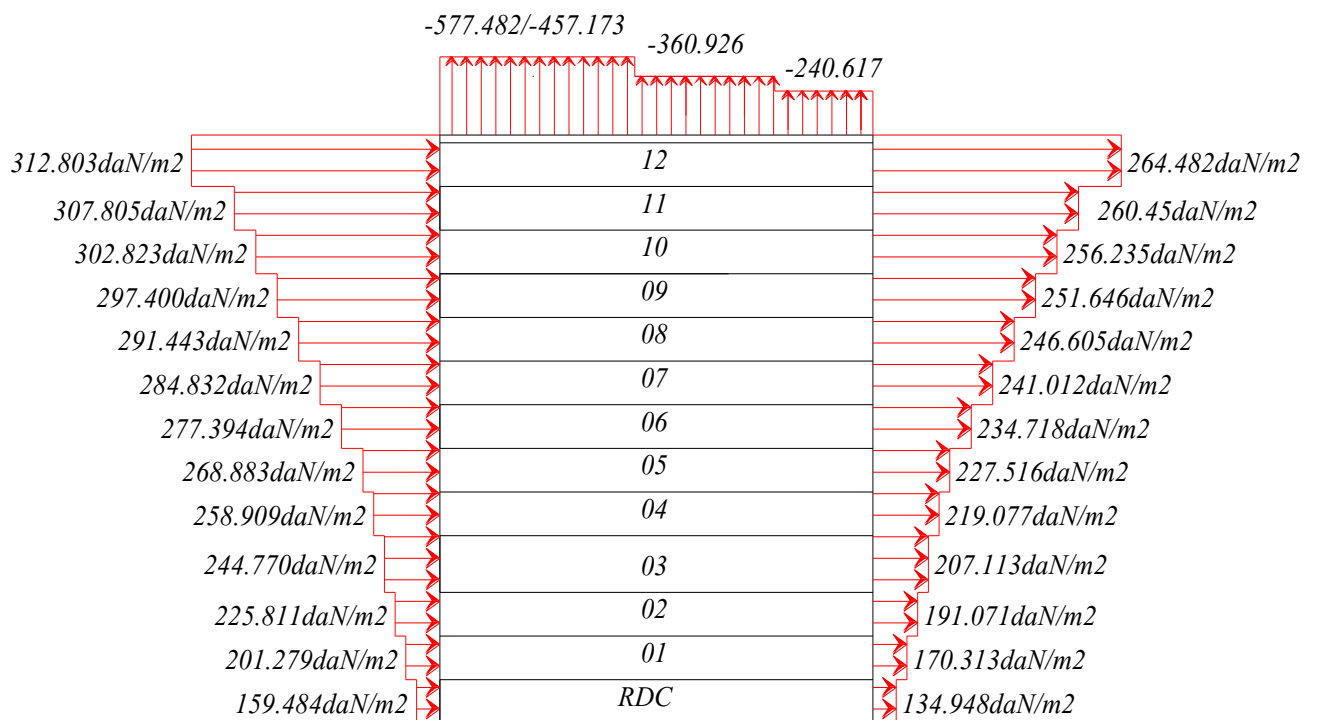


Figure III.7 : Représentation des résultats finals de la pression du vent

III.3.2.2. Effet de la neige

L'accumulation de la neige sur la terrasse produite une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNVA99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000mètres**.

Notre structure se trouve à une altitude environ de **400m**.

A. Calcul des charges de la neige

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu S_k$$

μ : Coefficient de forme de la toiture.

S_k : la charge de la neige sur le sol.

B. Calcul de S_k

La charge de la neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du site.

Notre site est classé en **zone B** selon la classification de RNVA99, donc S_k est donné par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

H : L'altitude du site par rapport au niveau de la mer. H=100m

Donc :

$$S_k = 0,14 \text{ KN/m}^2$$

C. Détermination de μ

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha=0^\circ$. Et selon le tableau 6.1

On a :

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$$

$$S = 0,8 \times 0,14 = 0,112 \text{ KN/m}^2$$

$$S \cong 12 \text{ daN/m}^2$$

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

IV.1.INTRODUCTION :

Les présentes règles ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de constructions en acier.

L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions.

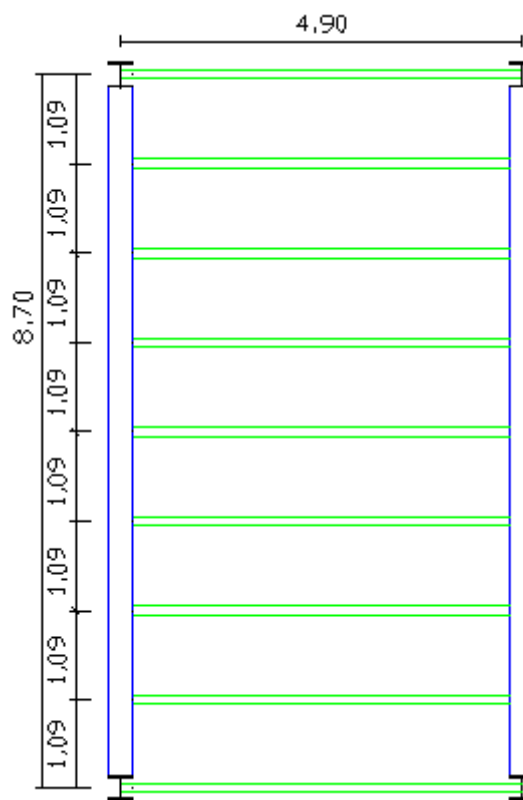
Les éléments secondaires sont destinés à reprendre la sollicitation, comme le vent par exemple, et à assurer la stabilité basée sur la **RDM** et les règles **CM66**.

IV.2. DIMENSIONNEMENT DES SOLIVES SELON CCM97

IV.2.1. plancher courant

IV.2.1.1. A l'état limite de service (ELS)

A. Travée de 490 cm



S : surface reprise par la solive

$$S=4.90 \times 1.09=5.34 \text{m}^2$$

La solive est sollicitée par les charges et

Surcharges suivantes :

$$G= 658 \text{ kg /m}^2$$

$$q =100 \text{ kg /m}^2$$

On prend en compte la surcharge de Neige $N_N=12 \text{ kg /m}^2$

a) Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI}$$

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad \text{Planchers en général}$$

Q : la charge non pondérée (Q=G+q+N_N)

G(kg /m2)	q(kg /m2)	Nn(kg /m2)	Qs(kg /m2)
658	100	12	770

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

La charge sur la solive

$$Q=770 \times 1.09 = 839.3 \text{ kg/m}$$

$$\text{Le module d'élasticité } E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg /cm}^2$$

$$L = 4.90 \text{ m} = 490 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E}$$

Q(kg /cm)	ℓ (cm)	E(kg /cm2)	I (cm)
8,393	490	2100000	1530,61

$$I_x = 1530,61 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE200}$$

Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 200

DESIGNATION abrégiée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE200	22,4	28.5	200	100	8.5	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé IPE 200

b) Vérification de la flèche

$$\frac{L}{250} = \frac{490}{250} = 1.96$$

Q(kg /cm)	ℓ (cm)	E(kg /cm ²)	I (cm)	f
8,617	490	2100000	1943,00	1,59

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = 1.59 \leq 1.96$$

Donc : c'est vérifié

c) La classe de la section transversale

La semelle

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

$$C=b/2=100/2=50 \text{ mm}$$

$$t_f=8.5\text{mm}$$

$$C/t_f=5.88 < 10\epsilon \cong 10 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d=159\text{mm}$$

$$t_w=5.6\text{mm}$$

$$d/t_w=28.39 < 72\epsilon \cong 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

D) condition de cisaillement

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$M_{sd} < M_{pl,y} \quad \text{si} \quad V_{sd} < 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2}$$

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r)tf$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0}$$

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$G = 658 \times 1.09 + 22.4 = 739.62 \text{ kg/m}$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 4/3G + 17/12(p + N_N)$$

Pour une bonde de 1.09m

G(kg /m)	q(kg /m)	Nn(kg /m)	Qu(kg /m)
739,62	109	13,08	1171,43

A(cm ²)	b(cm)	tf(cm)	tw(cm)	r(cm)	A _v (cm)
28,5	10,00	0,85	0,56	1,20	14,46
l(m)	Qu(kN/m)	A _v	f _y	V _{sd} (kN)	0,5xV _{pl,rd}
4,90	11,71	14,46	23,5	28,700	89,177

$$V_{sd} = 28.700 \text{ kN} \quad ; \quad 0,5 \times V_{pl,rd} = 89.177 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} < 0.5V_{pl,rd} \text{ Donc c'est vérifié}$$

E) Condition de résistance

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0}$$

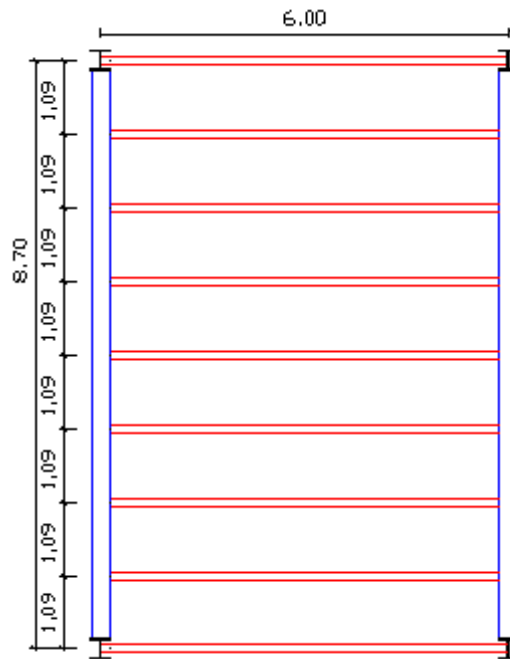
Q(kg /cm)	ℓ (cm)	f _y (kg /cm ²)	W _{pl} (cm ³)	M _{sd} (kg/m)	M _{ply} (kg/m)
11,714	490	23,5	220,60	3515,75	4712,82

$$M_{sd} = 3515.75 \text{ kg.m} \quad ; \quad M_{ply} = 4712.82 \text{ kg.m} \quad \Rightarrow M_{sd} < M_{ply}$$

Donc c'est vérifié

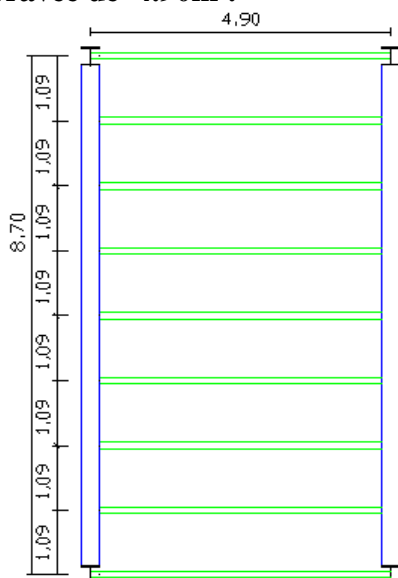
Les mêmes vérifications sont considérées pour les autres travées.

B-trave 6.00m :

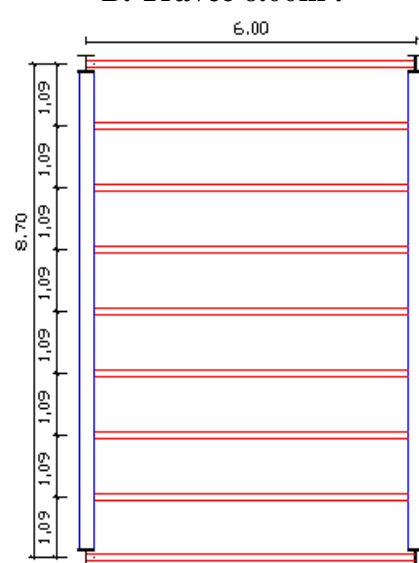


DESIGNATION abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	h m m	b m m	t _f m m	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE240	30.7	39.1	240	120	9.8	3892	283.6	366.6	73.92	9.97	2.69

A. Travée de 4.90m :



B. Travée 6.00m :



Travée de 4.90m IPE 200

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE200	22,4	28.5	200	100	8.5	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

Travée de 6.00m IPE 240

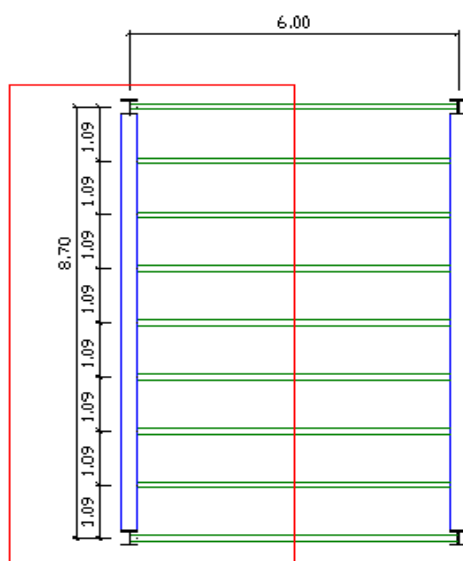
DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE240	30.7	39.1	240	120	9.8	3892	283.6	366.6	73.92	9.97	2.69

Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé IPE 240

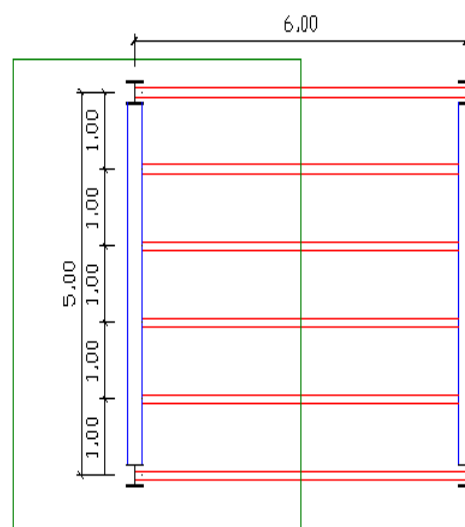
IV.3. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

IV.3.1. Poutre principale de rive

Travée 8.70m

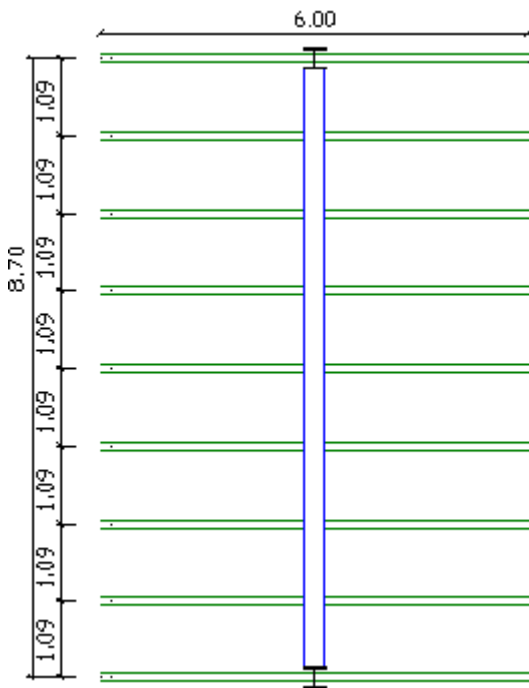


Travée 5.00m :

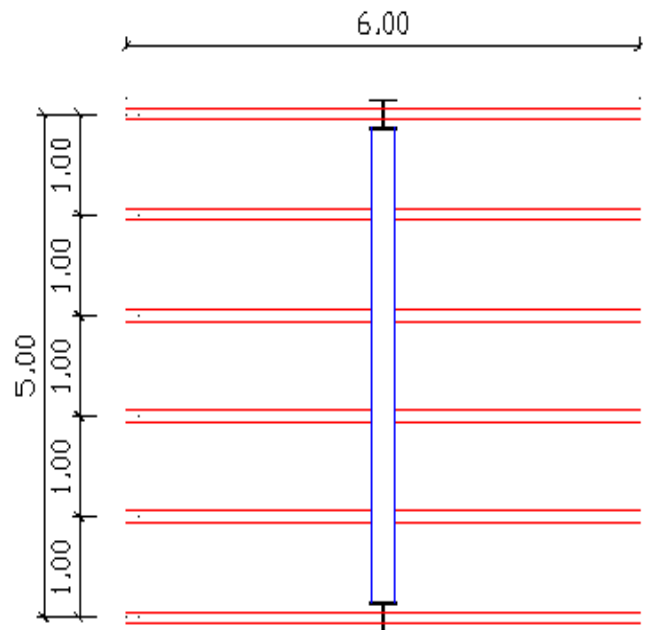


IV.3.2. Poutres intermédiaires

Travée 8.70m



Travée 5.00m



La même vérification a calculé pour les poutres que les solives :

élément	profilé	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm
Solive (4.90)	IPE200	22,4	28,5	200	100
Solive (6.00)	IPE240	30,7	39,1	240	120
p.p.rive(8.70)	IPE400	66,3	84,5	400	180
p.p.rive(5.00)	IPE240	30,7	39,1	240	120
p.p. int(8.70)	IPE500	90,7	116	500	200
p.p. int(5.00)	IPE330	49,1	62,6	330	160

Tableau IV.3 : résultats finales des profilés « poutres et solives » utilisés et leur Caractéristiques

IV.4 DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations.

Les poteaux sont sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{sd} \leq N_{C.Rd} \dots\dots\dots 5.4.4 (1) \text{ CCM9}$$

On prend les poteaux le plus sollicité

POTEAUX		l(m)	L(m)	S(m ²)
Angle	P1	6,00	8,70	13,05
rive	P3	6,00	8,70	26,10
rive	P4	6,00	6,85	20,55
Centrale	P5	6,00	6,85	41,10
Angle	P2	6,00	5,00	7,50
rive	P1	6,00	5,00	15,00
Centrale	P3	6,00	5,00	30,00

POTEAUX		l(m)	L(m)	S(m ²)
Rive	P1	6,00	5,00	15,00
Angle	P2	6,00	5,00	7,50
Centrale	P3	6,00	5,00	30,00
Rive	P4	6,00	6,85	20,55
Centrale	P5	6,00	6,85	41,10

IV.4.1. Détermination des charges

IV.4.1.1. Niveau terrasse

i. Poutre principale de rive

A. Travée 8.70m

	charge(kg/m ²) ou(kg/m)	l=6,00/2	Nbre	Coef	charge (kg/m)	charge (kg/m)
G	658.00	3.00	1	1.35	2664.90	1974.00
Poids de solive	30.70	3,00/8,70	8	1.35	114.33	84.69
Poids de poutre	77.60	1	1	1.35	104.76	77.60
q	100.00	3.00	1	17/12	425.00	300.00
Nn	12.00	3.00	1	17/12	51.00	36.00

Qs(kg/m)	2472.29
Qu(kg/m)	3359.99

B. Travée 5.00m

	charge(kg/m ²) ou(kg/m)	l=6,00/2	Nbre	Coef	charge (kg/m)	charge (kg/m)
G	658.00	3.00	1	1.35	2664.90	1974.00
Poids de olive	30.70	3,00/500	5	1.35	124.34	92.10
Poids de poutre	42.20	1	1	1.35	56.97	42.20
q	100.00	3.00	1	17/12	425.00	300.00
Nn	12.00	3.00	1	17/12	51.00	36.00

Qs(kg/m)	2444.30
Qu(kg/m)	3322.21

Tableau IV.4 : Surcharges des poteaux

ii. Poutre principale intermédiaire

A. Travée 8.70m

	charge(kg/m ²) ou(kg/m)	l=6,00	Nbre	Coef	charge (kg/m)	charge (kg/m)
G	658,00	6,00	1	1,35	5329,80	3948,00
Poids de solive	30,70	6,00/8,70	8	1,35	228,66	169,38
Poids de poutre	140,00	1	1	1,35	189,00	140,00
q	100,00	6,00	1	17/12	850,00	600,00
Nn	12,00	6,00	1	17/12	102,00	72,00

Qs(kg/m)	4929,38
Qu(kg/m)	6699,46

B. Travée 5.00m

	charge(kg/m ²) ou(kg/m)	l=6,00	Nbre	Coef	charge (kg/m)	charge (kg/m)
G	554,00	6,00	1	1,35	4487,40	3324,00
Poids de solive	30,70	6,00/5,00	5	1,35	248,67	184,20
Poids de poutre	66,30	1	1	1,35	89,51	66,30
q	100,00	3,00	1	17/12	425,00	300,00
Nn	12,00	3,00	1	17/12	51,00	36,00

Qs(kg/m)	3910,50
Qu(kg/m)	5301,58

Tableau IV.5 : Surcharges des poteaux

➤ Niveau terrasse

		Qs(kg/m)	Qu(kg/m)
Poutre principale de rive	trave 8.70m	2472,29	3359,99
	trave 5.00m	2444,30	3322,21
Poutre principale intermédiaire:	trave 8.70m	4929,38	6699,46
	trave 5.00m	3910,50	5301,58

IV.4.1.2. Niveau étage courant

		Qs(kg/m)	Qu(kg/m)
Poutre principale de rive	trave 8.70m	2574,29	3587,79
	trave 5.00m	2546,30	3550,01
Poutre principale intermédiaire:	trave 8.70m	5133,38	7155,06
	trave 5.00m	5074,50	7075,58

Poteaux		l(m)	L(m)	S(m2)
Angle	P1	6,00	5,00	15,00
rive	P2	6,00	5,00	7,50
Centrale	P3	6,00	5,00	30,00
Angle	P4	6,00	6,85	20,55
Centrale	P5	6,00	6,85	41,10

		L	Poutres	Niveau terrasse(kg)	Niveau étage courant(kg)
Angle	P1	2.5	p,p,int (5,00m)	14232.94	21153.94
rive	P2	2.5	p,p,r (5,00m)	9195.51	12025.01
Centrale	P3	5	p,p,int (5,00m)	26507.88	35377.88
Angle	P4	2.5	p,p,r (5,00m)	8750.51	12340.01
		4.35	p,p,r (8,70m)	15390.26	18347.39
Centrale	P5	2.5	p,p,int (5,00m)	13253.94	17688.94
		4.35	p,p,int (8,70m)	23061.85	31124.52

		Niveau terrasse(kg)	Niveau étage courant(kg)	N(kN)
Angle	P1	14232,94	21153,94	2680,80
rive	P2	9195,51	12025,01	1534,96
Centrale	P3	26507,88	35377,88	4510,42
Angle	P4	8750,51	12340,01	3923,90
		15390,26	18347,39	
Centrale	P5	13253,94	17688,94	6220,77
		23061,85	31124,52	

etage	poteau	N(kN)
12	P1	142.33
	P2	91.96
	P3	265.08
	P4	241.41
	P5	363.16
11	P1	353.87
	P2	212.21
	P3	618.86
	P4	548.28
	P5	851.29
10	P1	565.41
	P2	332.46
	P3	972.64
	P4	855.16
	P5	1339.43
9	P1	776.95
	P2	452.71
	P3	1326.42
	P4	1162.03
	P5	1827.56
8	P1	988.49
	P2	572.96
	P3	1680.19
	P4	1468.90
	P5	2315.70
7	P1	1200.03
	P2	693.21
	P3	2033.97
	P4	1775.78
	P5	2803.83
6	P1	1411.57
	P2	813.46
	P3	2387.75
	P4	2082.65
	P5	3291.97

etage	poteau	N(kN)
5	P1	1623.11
	P2	933.71
	P3	2741.53
	P4	2389.53
	P5	3780.10
4	P1	1834.64
	P2	1053.96
	P3	3095.31
	P4	2696.40
	P5	4268.23
3	P1	2046.18
	P2	1174.21
	P3	3449.09
	P4	3003.27
	P5	4756.37
2	P1	2257.72
	P2	1294.46
	P3	3802.87
	P4	3310.15
	P5	5244.50
1	P1	2469.26
	P2	1414.71
	P3	4156.65
	P4	3617.02
	P5	5732.64
RDC	P1	2680.80
	P2	1534.96
	P3	4510.42
	P4	3923.90
	P5	6220.77

Tableau IV.6 : La charge appliquée sur chaque poteau

Etage	poteau	Nsd(kN)
8	P1	988,49
	P2	572,96
	P3	1680,19
	P4	1468,90
	P5	2315,70

IV.5. VERIFICATION DU FLAMBEMENT

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi * \beta * A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\beta = 1$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{Avec} \quad \Phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} \quad ; \quad \lambda_k = 93.9 * \epsilon \quad \text{avec} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Pour on propose le profilé HE 200 M

DESIGN ATION abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HE 200 M	103	131,3	220	206	25	10640	3651	1135	543,2	9,00	5,27

Tableau IV.7 : Caractéristiques du profilé HEM 200

	l	$l_{k=0,7l}$	i	λ	$\bar{\lambda}$	α	Φ	χ
y-y	340	238	9,00	26.44	0.282	0.34	0.554	0.9708
z-z	340	238	5,27	45.16	0.481	0.49	0.684	0.8536

χ min	β	A	f _y (kN/cm ²)	N _{c,rd} (kN)
0,8536	1	131,3	23,5	2394,33

Tableau IV.7 : vérification au flambement

Donc tous les poteaux son vérifié au flambement.

poteaux	12÷8	7 et 6	5	4÷2	1et RDC
P1	HE 200 M	HE 200 M	HE 200 M	HE 200 M	HE 220 M
P2	HE 200 M	HE 200 M	HE 200 M	HE 200 M	HE 200 M
P3	HE 200 M	HE 200 M	HE 220 M	HE 240 M	HE 300 M
P4	HE 200 M	HE 200 M	HE 200 M	HE 240 M	HE 260 M
P5	HE 200 M	HE 240 M	HE 240 M	HE 240 M	HE 300 M

Tableau IV.8 : Résultats finales des poteaux

IV.6. VERIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

Le type de la palée triangulée utilisés dans cette étude et qui est autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 :

➤ **Les palées en X** : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donne de l'action sismique, intervienne avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

Dans le cadre de cette étude on a utilisé une section en L 120 x 120 x 13

- qui sont de forme représentées ci-dessous tel que :

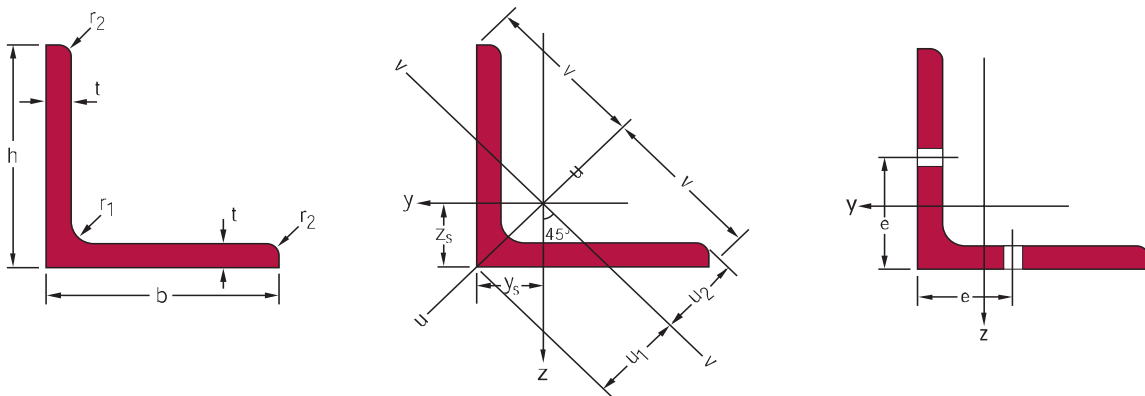


Figure IV.1 : caractéristiques géométriques de la section en L

Profilé	G kg/m	h = b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm.10 ²
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7

Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé L 120x120x13

IV.6.1 Vérification à la résistance de traction

Dans les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{Sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$N_{Sd} \leq N_{trd} \quad \text{avec :} \quad N_{trd} = \min(N_{u,rd}, \quad N_{net,rd}, \quad N_{pl,rd})$$

Effort axial de traction $N_{Sd} = 579 \text{ KN}$

- $N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma M_0$
- $N_{u,rd} = 0.9 A_{net} \cdot f_y / \gamma M_2$
- $N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma M_0$

$$A_{net} = A - n \cdot t_w \cdot \emptyset_{tr}$$

$$\emptyset_{tr} = (\emptyset + 2)$$

$$\gamma M_0 = 1.1$$

$$\gamma M_2 = 1.25$$

A	A _{net}	f _y (kN/cm ²)	f _u (kN/cm ²)	N _{u,rd}	N _{net,rd}	N _{pl,rd}
29,7	27.49	23.5	36	712.5408	587.286	669.333

Tableau IV.10 : vérification à la résistance de traction de la palée triangulée

$$N_{Sd} < N_{trd} \Rightarrow \text{c'est verifie}$$

ETUDE DE PLANCHER

V.1 Etude des planchers courants : (Avec Solive IPE 200)

V.1.1 Vérification au stade de montage

V.1.1.1. détermination des sollicitations

Le plancher est soumis à la charge permanente due au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et a la charge d'exploitation des ouvriers.

- Charges permanentes :

Solive : $Q_1 = 22.4 \text{ daN/ml}$

Dalle en béton : $Q_2 = 250 * 1 = 250 \text{ daN/ml}$

Tôle (TN40) : $Q_3 = 11 * 1 = 11 \text{ daN/ml}$

Total : $Q = 261 \text{ daN/ml}$

- Surcharge d'exploitation :

$G = 250 * 1 = 250 \text{ daN/ml}$

- charge non pondérée :

$Q_s = Q + G = 9.07 \text{ kN/ml}$

- charge pondérée :

$Q_u = 1.35 Q + 1.5 G = 12.54 \text{ KN/ml}$

V.1.1.2. vérification

➤ Vérification de la flèche

Il faut vérifier la relation suivante : $f = \frac{5Q_1 l^4}{384EI_a} \leq \frac{l}{250}$.

$$f = \frac{5 \cdot 907 \cdot 10^{-3} \cdot 600^4}{384 \cdot 21000 \cdot 3892 \cdot 10^4} = 18.7 \text{ mm} \leq \frac{600}{250} = 24 \text{ mm} \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ Vérification de la résistance

La condition de la résistance est :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{12,65 \cdot 6,00^2}{8} = 56,9435 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot W_{pl}}{\gamma_0} = \frac{235 \cdot 10^6 \cdot 366,6 \cdot 10^{-6}}{1,1} = 78,3191 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \dots \dots \text{condition vérifié}$$

➤ Vérification au cisaillement

On doit vérifier que:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

V_{sd} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{pl,Rd}$: valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{MO}}$$

A_v : est l'aire de cisaillement égale à :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

A(cm ²)	b(cm)	tf(cm)	tw(cm)	r(cm)	Av(cm)
39,1	12,00	0,98	0,62	1,50	19,2

l(m)	Qu(kN/m)	Av	fy	Vsd(kN)	Vpl,rd
6.00	12.65	19.2	23.5	37.962	236.819

Tableau V.1 : Vérification du plancher au cisaillement

$$V_{sd}=37.962\text{kN} \quad ; \quad V_{pl,rd}=236.819\text{kN}$$

Donc : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ (Condition vérifiée).

V.1.2. Calcul de largeur participante du béton

La largeur collaborant du béton ; qui participe à l'inertie globale de la section mixte ; notée par b_{eff} , est donnée selon CCM 97, par :

$$b_{eff} = \min\left(2 \times \frac{l_o}{8}; b\right) = \min\left(2 \times \frac{6}{8}; 1.00\right) = 1.00\text{m}$$

l_o : la longueur de la solive (6m).

V.1.3. la position de l'axe neutre

Elle est donnée par la relation :

$$d = \frac{B}{n} \times \frac{t+h}{2 \times S}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} S = A + \frac{B}{n} \\ B = b \times t \end{cases}$$

$$S = 22.5 + \frac{100 * 8}{15} = 75.83\text{cm}^2$$

$$d = \frac{100 * 8}{15} * \frac{8 + 20}{2 * 75.83} = 9.85\text{cm}$$

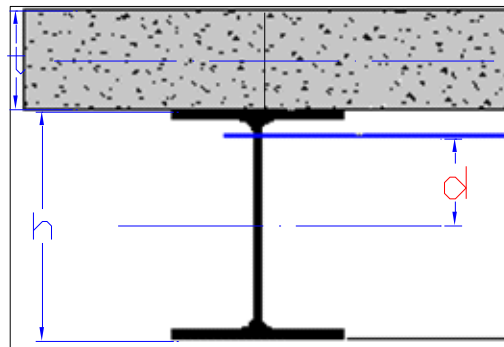


Figure V : caractéristiques géométrique des plancher
d = 9.85 cm

V.1.4. Le moment d'inertie

Le moment d'inertie de la poutre mixte, par rapport à son axe neutre est donné par :

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{b_{eff} t^3}{12n} + \frac{b_{eff} t}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d\right)^2$$

$$I = 1943 + 28.5 * 9.85^2 + \frac{100 * 8^3}{12 * 15} + \frac{100 * 8}{15} \left(\frac{8 + 20}{2} - 9.85\right)^2$$

$$I = 5626.62\text{cm}^4$$

$$v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{20}{2} + 9.85 = 19.85\text{cm}$$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{20}{2} + 8 - 9.85 = 8.15 \text{ cm}$$

V.1.5. Le moment fléchissant max

$$M_{max} = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{12.54 \times 6^2}{8} = 39.42 \text{ kNm}$$

$$M_{max} = 56.94 \text{ kN.m}$$

V.1.6. Les contraintes de flexion

a- dans l'acier (IPE 200)

- Contrainte de traction (semelle inférieure de la poutre):

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} v_i = \frac{56.94 \times 10^3 \times (-19.85) \times 10^{-2}}{5626.62 \times 10^{-8}} \times 10^{-6} = -200 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression (semelle supérieure de la poutre):

$$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I} (v_s - t) = \frac{56.94 \times 10^3 \times (8.15 - 8) \times 10^{-2}}{5626.62 \times 10^{-8}} \times 10^{-6} = 1.52 \text{ MPa}$$

b- dans le béton

- Contrainte de compression (fibres inférieures de la dalle):

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \times I} (v_s - t) = \frac{56.94 \times 10^3 \times (8.15 - 8) \times 10^{-2}}{15 \times 5626.62 \times 10^{-8}} \times 10^{-6} = 0.10 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression (fibres supérieures de la dalle):

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \times I} v_s = \frac{56.94 \times 10^3 \times 8.15 \times 10^{-2}}{15 \times 5626.62 \times 10^{-8}} \times 10^{-6} = 5.50 \text{ MPa}$$

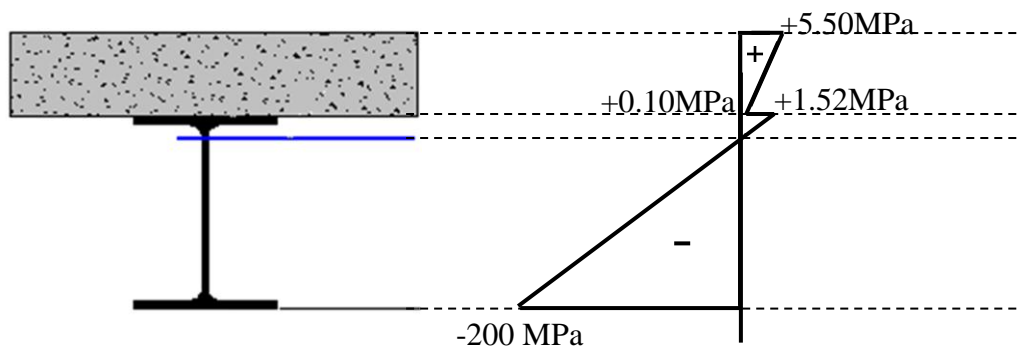


Figure V.2 : Diagramme des contraintes de flexion

V.1.7. Contraintes additionnelles de retrait

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement). Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

-un raccourcissement ε_a de la poutre acier,

-un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

Calcul

$$\beta = \frac{h+t}{2} ; \quad \beta = \frac{20+8}{2} = 14$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \beta} ; \quad \alpha = \frac{1943}{28.5 \times 14} = 4.87$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 21000 \times 2.10^{-4} = 4.2 \text{ daN/mm}^2 = 42 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{B \times E_a \varepsilon \times \beta \times A}{nI_a A + BI_a + BA \beta^2} ;$$

$$K = \frac{100 \times 8 \times 4200 \times 14 \times 28.5}{15 \times 1943 \times 28.5 + 100 \times 8 \times 1943 + 100 \times 8 \times 28.5 \times 14^2} = 0.196 \text{ kN/cm}^3$$

$$z_1 = \frac{h}{2} + \alpha ; \quad Z_1 = \frac{20}{2} + 4.87 = 14.87 \text{ cm}$$

$$z_2 = z_1 + t ; \quad Z_2 = 14.87 + 8 = 22.87 \text{ cm}$$

Donc les contraintes du retrait sont :

a- dans l'acier (IPE 200)

- Contrainte de traction (semelle inférieure de la poutre):

$$\sigma_{ai} = K(h - Z_1) = 0.196 \times (20 - 14.87) = -1 \text{ kN/cm}^2 = -10 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression (semelle supérieure de la poutre):

$$\sigma_{as} = K \times Z_1 = 0.196 \times 14.87 = 2.915 \text{ kN/cm}^2 = 29.15 \text{ MPa}$$

b- dans le béton

- Contrainte de compression (fibres inférieures de la dalle):

$$\sigma_{bi} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Z_2}{n} = \frac{42 - 0.196 \times 22.87 \times 10^1}{15} = -0.19 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression (fibres supérieures de la dalle):

$$\sigma_{bs} = \frac{E_a \times \varepsilon - K \times Z_1}{n} = \frac{42 - 0.196 \times 14.87 \times 10^1}{15} = 0.86 \text{ MPa}$$

V.1.8. cumul des contraintes

a- dans l'acier (IPE 200)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ai} &= -200 - 10.00 = -210MPa \\ \sigma_{as} &= 1.52 + 29.15 = 30.67MPa \end{aligned} \right\} \leq f_y = 235 MPa \dots (\text{Condition vérifiée}).$$

b- dans le béton

$$\sigma_{bi} = 0.1 - 0.19 = -0.09MPa \geq -(0.6+0.06f_c28) = -2.10 MPa \dots (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\sigma_{bs} = 5.50 + 0.86 = 6.36MPa \leq 0.6f_c28 = 15MPa \dots (\text{Condition vérifiée}).$$

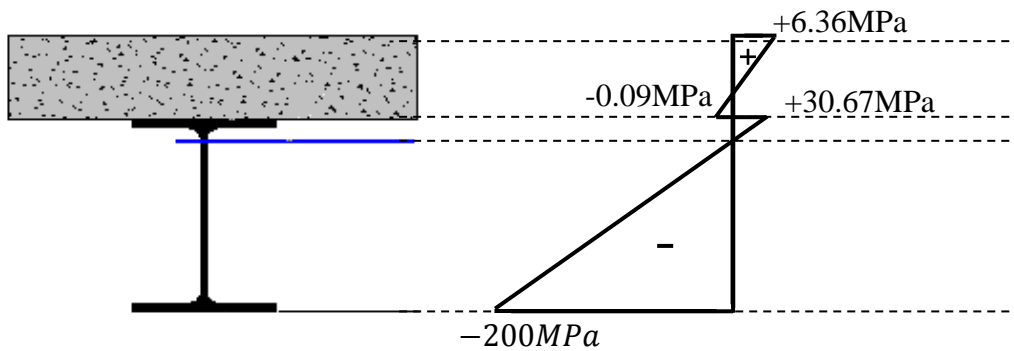


Fig.V.3: diagramme de cumule des contraintes

V.1.9. vérification

➤ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que:

$$V_{sd} \leq V_{pl Rd}$$

V_{sd} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{pl Rd}$: valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{pl Rd} = \frac{0.58 \times A_V \times f_y}{\gamma_{MO}}$$

A_V : est l'aire de cisaillement égale à :

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

A(cm ²)	b(cm)	tf(cm)	tw(cm)	r(cm)	Av(cm)
28,5	10,00	0,85	0,56	1,20	14,46

l(m)	Qu(kN/m)	Av	fy	Vsd(kN)	Vpl,rd
6.00	12.542	14.46	23.5	37.626	178.354

$$V_{sd}=37.626 \text{ kN} \quad ; \quad V_{pl,rd}=178.354\text{kN}$$

Donc : $V_{sd} \leq V_{plRd} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée}).$

➤ Vérification de la flèche

Il faut vérifier la relation suivante : $f = \frac{5Q_1 l^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$

Q(kg /cm)	ℓ (cm)	E(kg /cm ²)	I (cm ⁴)	f (cm)
9,070	600	2100000	5626,62	1,30

Tableau V.2 : Vérification de la flèche

$$f = 1.30m < \frac{600}{250} = 2.4cm \text{ (Condition vérifiée)}$$

Remarque

Admet tons le même profilé IPE200, comme solive du plancher terrasse. La vérification n'est pas nécessaire car :

- Puisque la charge non pondérée du plancher terrasse est inférieure à celle des planchers courants, la flèche du plancher terrasse sera inférieure à celle des planchers courants. Donc la flèche dans ce cas est vérifiée sans refaire le calcul.
- De même, la vérification de la résistance, le cisaillement et les contraintes n'est pas nécessaire, parce que la charge pondérée du plancher terrasse est inférieure à celle des planchers courants.

V.2. Calcul des connecteurs

V.2.1. Introduction

Le fonctionnement de façon monolithique d'un tel plancher n'est disponible que si la connexion entre la poutre métallique et le béton se fait sans glissement, c'est pourquoi, on est obligé de disposer des éléments de liaison appelés **connecteurs**.

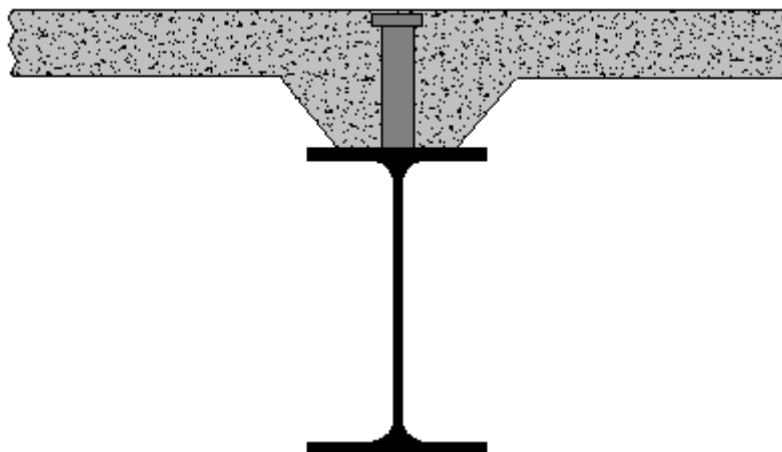


Figure.V.4 : Connexion acier-béton.

Ces connecteurs ont pour rôles :

- de recevoir un effort de cisaillement de la part de la poutre métallique qu'ils transmettent au béton par butée ; cet effort correspond à l'effort de glissement, c'est-à-dire à la variation de compression du béton due à la flexion.
- D'empêcher un soulèvement du béton ; cet effort de soulèvement est donnée par l'EC 4 comme n'étant pas inférieure à 10% de sa résistance ultime au glissement.

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète.

On utilise des tôles profilées en acier et des goujons à tête de **6.4 mm** et de diamètre

$d_t = 24 \text{ mm}$ dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 450 \text{ MPa}$ (EC4 .6.3.2.1 limite la valeur à prendre en compte à 500 MPa)

La hauteur des goujons h est de 65 mm , ainsi que le diamètre $d = 16 \text{ mm}$

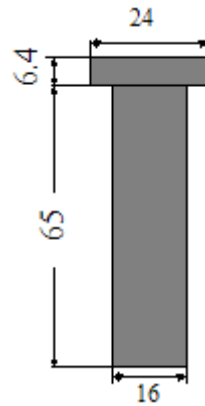


Figure V.5 : Dimensions du connecteur

V.2.2. Le nombre de goujons

Il doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé section 6.2 Eurocode 4, divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} section 6.3 ou 6.5 Eurocode 4.

$$N \geq \frac{N_l}{P_{Rd}}$$

P_{Rd} : la résistance d'un connecteur

N_l : l'effort de cisaillement longitudinal

A. Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd}

La résistance ultime d'un connecteur P_{Rd} est donnée par :

$$\text{min de } \begin{cases} P_{Rd} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \\ P_{Rd} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{cases}$$

- Avec:
- f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25 MPa).
 - γ_c : coefficient du béton = 1,5 en combinaison fondamentale.
 - f_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (450 MPa).
 - $\alpha = 1,0$ pour $\frac{h}{d} \geq 4$ (avec goujon ductile)
 - E_{cm} : module de Young instantané du béton (30500 MPa)
 - $\gamma_v = 1,25$, le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

$$P_{Rd} = \min \text{ de } \begin{cases} 0.8 \times 450 \frac{3.14 \times 16^2}{4} \frac{1}{1.25} = 57876.48N \\ 0.29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500} \times \frac{1}{1.25} = 51861.83N \end{cases}$$

$$\text{Donc : } P_{Rd} = 51861.83N$$

B. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_l

$$V_l = F_{cf}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \dots (1) \\ \frac{0.85 A_c f_{ck} + A_{se} f_{sk}}{\gamma_c + \gamma_s} \dots (2) \end{array} \right\}$$

$$A_a = 33.4 \text{ cm}^2 \text{ (IPE 220)}$$

$$f_y = 235 \text{ N / mm}^2 \text{ (S 235)}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N / mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_a = 1.1$$

$$A_c = b_{eff} \times t = 120 \times 8 = 960 \text{ cm}^2.$$

$$A_{se} = 0. \text{ pas de ferrailage.}$$

$$F_{cf} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} = \frac{33.4 \times 10^{+2} \times 23.5}{1.1}$$

$$F_{cf}^{(1)} = 71354.54 \text{ daN}$$

$$F_{cf}^{(2)} = \frac{0.85 A_c f_{ck} + A_{se} f_{sk}}{\gamma_c + \gamma_s} = \frac{0.85 \times 960 \times 10^{+2} \times 2.5}{1.5}$$

$$F_{cf} = 136000 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } V_l = F_{cf} = 713545N$$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{713545}{51861.83} = 13.75$$

$$\mathbf{N = 14 \text{ goujons.}}$$

V.2.3. L'espaceur des goujons

- L'espaceur est détaillé dans l'EC4 6.3.2, 6.3.3.

Le nombre de connecteur N est uniformément reparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum ;
- Une section sur appuis ;

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc $L_{cr} = \frac{1}{2} L$

Alors l'espaceur des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \text{ ou } L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{6000}{2} = 3000mm$$

$$S = \frac{3000}{14} = 214.28mm$$

$$S = 21.4cm$$

- donc, les 28 connecteurs dont les dimensions : diamètre **d=16mm**, hauteur **h=65mm**, diamètre de tête de goujon **24mm**, hauteur de tête **6.4mm** ; espacés de **21.4cm** entre eux uniformément réparties sur toute la longueur des solives, sont disposés pour solidariser la dalle avec les solives.

ETUDE SISMIQUE

VI.1 INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Il produit des dégâts destructifs au niveau de la construction et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela l'application de la **règle parasismique** actuelle "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

VI.2 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

VI.2.1. Principe

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Pour appliquer la méthode statique il faut que la méthode présente une régularité en plan qui est le cas pour ma structure

VI.2.2. Calcul de la force sismique totale

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

$$V = (A \cdot D \cdot Q / R) \times W \quad \text{formule (4.1)}$$

B.1): **coefficient d'accélération de zone (A) :**

Donné par un tableau (4.1) dans le RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas

MOSTAGANEM

Groupe de communes B

Sidi Lakhdar,

*Zone IIb

* Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.: groupe 1B **A= 0,20**

B.2): Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases} \quad \text{formule (4.2)}$$

$-\eta$: facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un portique en acier avec remplissage dense

D'après le tableau (4.2) $\Rightarrow \xi = 5\%$

$$D'où : \eta = 1 > 0.7 \Rightarrow \eta = 1$$

VI.2.3. Calcul de la période

a) par la formule empirique : $T = C_t \cdot h_n^{3/4}$

h_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). **$h_n = 45.82m$.**

C_t : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6).

On a : contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie : **$C_t = 0,050$**

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

$$\begin{cases} T_y = \frac{0,09 \times 45,82}{\sqrt{22,70}} = 0,866s \\ T_x = \frac{0,09 \times 45,82}{\sqrt{23,90}} = 0,844s \end{cases}$$

Calcul du T_2 :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

$$S2 \longrightarrow T_2 = 0,40s$$

Sens longitudinal : $T_2 < T = 0,844 s < 3.0s$ donc : $D_x = 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} = 1.52$

Sens transversal : $T_2 < T = 0,866 s < 3.0s$ donc : $D_y = 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} = 1.50$

$D_x D_y$ donc on va faire un seul calcul pour V , mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

Coefficient de comportement global de la structure (R)

Pour les sens (X et Y) la structure est contreventée par palées triangulées en X ... **$R = 4$**

➤ **Q : facteur de qualité :**

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q

Critère q	P_q	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05	Non observé
3. Régularité en plan	0	observé
4. Régularité en élévation	0	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	Non observé
$\sum P_q$	0.20	

Alors **Q=1.20**

➤ **Calcul de poids de la structure W**

W est égal à la somme des poids W_i des quatre niveaux.

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = G + \beta Q$$

G : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes Solidaires de la structure.

Q : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Dans notre cas : $\beta = 0.20$ (tab.4.5)

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$

niveau	Wg(kN)	Wq(kN)	0,2Wq(kN)	Wi (kN)
12	3571.163	607.8576	121.57152	3692.735
11	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
10	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
09	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
08	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
07	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
06	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
05	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
04	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
03	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
02	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
01	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
RDC	3232.205	1356.825	271.365	3503.570
				45735.57

Tableau VI.2 : Le poids de chaque niveau

➤ **La force sismique**

$$W = 45735.57 \text{ kN}$$

On calcul la force sismique selon deux direction X et Y

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

Système contreventement	A	D	Q	R	W(kN)	V(kN)
X	0.2	1.52	1.2	4	45735.57	4171.08

Tableau VI.2 : La valeur de la force sismique

➤ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$\text{Avec : } \begin{cases} V = F_t + \sum F_i \\ F_t = 0.07 T.V & \text{si } T > 0.7 \text{ S} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ S} \end{cases}$$

La force concentrée **Ft** au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : **Ft = 0,07 TV** où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de Ft ne dépassera-en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égal à 0,7 secondes.

D'où On a : **T = 0.844 s** 0.7

V(kN)	T(s)	Ft(kN)	V-Ft(kN)
4171.08	0.844	252.85	3918.23

La partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

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

F_i : force horizontale au niveau i .

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

Les résultats sont donnée pour le sens X ou Y par le Système de contreventement X dans le tableau suivant :

Niveau	W_i (kN)	h_i (m)	$W_i * h_i$	V-Ft (kN)	F_i (kN)
RDC	3503.57	3.40	11912.14	391.823	4.137
Niveau 1	3503.57	6.80	23824.27		8.273
Niveau 2	3503.57	10.20	35736.41		12.410
Niveau 3	3503.57	14.62	51222.19		17.788
Niveau 4	3503.57	18.02	63134.32		21.925
Niveau 5	3503.57	21.42	75046.46		26.061
Niveau 6	3503.57	24.82	86958.59		30.198
Niveau 7	3503.57	28.22	98870.73		34.335
Niveau 8	3503.57	31.62	110782.87		38.472
Niveau 9	3503.57	35.02	122695.00		42.608
Niveau 10	3503.57	38.42	134607.14		46.745
Niveau 11	3503.57	41.82	146519.28		50.882
Niveau 12	3692.73	45.22	166985.47		57.989
		$\sum_{i=1}^n W_j h_j$	1128294.87		

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant:

Niveau	h_i (m)	F_i (kN)	V_i (kN)
Niveau 12	3.40	579.891	605.176
Niveau 11	3.40	508.818	1139.279
Niveau 10	3.40	467.451	1632.015
Niveau 9	3.40	426.083	2083.383
Niveau 8	3.40	384.716	2493.384
Niveau 7	3.40	343.349	2862.018
Niveau 6	3.40	301.981	3189.284
Niveau 5	3.40	260.614	3475.184
Niveau 4	3.40	219.247	3719.715
Niveau 3	4.42	177.879	3922.880
Niveau 2	3.40	124.102	4072.267
Niveau 1	3.40	82.735	4180.287
RDC	3.40	41.367	4246.939

Tableau VI.3 : distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

VI.3. CALCUL DE CENTRE DE MASSE

Le centre de masse $C_G (X_G, Y_G)$ est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum m_i \times X_i}{\sum m_i} \\ Y_G = \frac{\sum m_i \times Y_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_G = 11.78m \\ Y_G = 11.06m \end{cases}$$

VI.4. CENTRE DE TORSION

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_G = 10.74m \\ Y_G = 11.12m \end{cases}$$

VI.5. L'EXCENTRICITE

$$\begin{cases} e_x = 00.99m \\ e_y = 0.06m \end{cases}$$

Le RPA limité l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure.

$$e = \max(e_{théorique}; e_{RPA}) = 5\% [L_{\max} = 23.70] = 1.185 \Rightarrow \begin{cases} e_x = 1.185m \\ e_y = 1.185m \end{cases}$$

LES CONTREVENTEMENTS DISSIPATIF

VII.1. INTRODUCTION

L'utilisation des dispositifs amortisseurs représente une solution efficace pour la réhabilitation des bâtiments existants. La fonction d'un dispositif amortisseur dans un bâtiment est semblable à celle d'un amortisseur dans une automobile. De la même façon que l'amortisseur réduit les chocs causés par les routes cahoteuses, le dispositif amortisseur réduit l'incidence des mouvements du sol sur la structure du bâtiment et sur ses occupants.

VII.2 LE CONTREVENTEMENT

Le contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un bâtiment et le protéger des déformations vis à vis des effets horizontaux tel que le vent, les séismes, les chocs... Il peut également stabiliser les parties stratégiques d'une structure comme les poutres, les colonnes, les murs porteurs.

On distingue deux types de contreventement:

VII.2.1. Les contreventements verticaux

Destinés à transmettre les effets horizontaux dans les fondations. Aussi appelés palées de stabilité, ils dirigent les ondes verticales fortes vers le bas de l'édifice. Plusieurs critères doivent être respectés afin que l'efficacité de ce système soit garantie. Dans le cas d'un immeuble, 3 palées, c'est à dire 3 rangées de pieux de soutien, doivent être disposées par étage non parallèlement et non concourants.

De plus, ces palées sont situées de façon symétrique vis à vis du centre de gravité des planchers. Pour que la propagation des ondes vers les fondations soit efficace, les palées doivent communiquer facilement donc être superposés sur les différents niveaux.

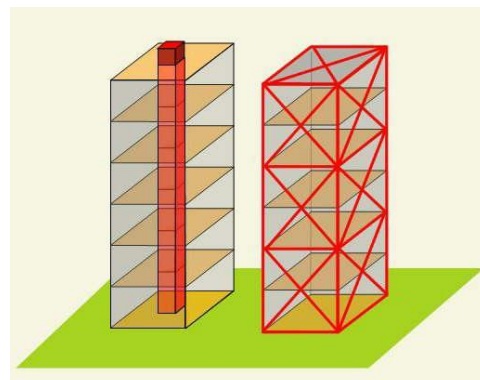
Ils sont généralement mis en œuvre par un système de voiles disposées sur toutes les surfaces verticales des bâtiments avec des matériaux spécifiques.

VII.2.2. Les contreventements horizontaux

Destinés à s'opposer aux effets de torsions dus à ces efforts. Ils assurent la transmission des ondes latérales vers les contreventements des plans verticaux. Ceux-ci s'appellent également des diaphragmes, lesquels doivent être ni trop flexibles, ni trop rigides.

A l'inverse, des contreventements verticaux, ce sont des plaques qui assurent le dispositif. Elles peuvent être en béton armé, en acier, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée, comme pour les contreventements précédents.

Figure VII.1 : contreventements verticaux et horizontaux



VII.3. AMELIORATION DES CONTREVENTEMENTS A L'AIDE DE DISPOSITIFS AMORTISSEURS

VII.3.1. Technique d'amélioration

Il existe quatre types de dispositifs amortisseurs : **viscoélastique, à friction, visqueux et métallique**. Ces dispositifs amortisseurs ont en commun de dissiper l'énergie induite l'or d'un séisme en une énergie thermique, généralement par un frottement entre divers matériaux. Les dispositifs amortisseurs transfèrent l'énergie cinétique produite par la masse mobile, ou la structure, en une énergie potentielle au moyen d'un transfert friction/chaleur.

Dans des amortisseurs visqueux et viscoélastiques, un piston se déplace le long d'un dispositif de friction (tampons ou chambres à liquide) pour dissiper l'énergie sous forme de friction et de chaleur. Les amortisseurs à friction utilisent la friction et la chaleur produites par des plaques d'acier protégé qui coulissent l'une contre l'autre pour diffuser l'énergie induite lors d'un séisme.

Les amortisseurs métalliques dissipent l'énergie au moyen d'une déformation inélastique des éléments métalliques. Afin d'améliorer la performance sismique de nombreux bâtiments, on les a récemment renforcés au moyen d'amortisseurs visqueux et d'amortisseurs à friction.

VII.3.2. Types de dispositifs amortisseurs

VII.3.2.1. Amortisseurs à friction

Parmi les différents types de dispositifs amortisseurs, généralement les amortisseurs à friction sont les plus utilisés (Frederichs, 1997; Elliot et coll. 1998). Le principe de ces amortisseurs repose sur le phénomène de dissipation de l'énergie par friction. Les amortisseurs à friction comprennent une série de plaques d'acier spécialement traitées pour produire un degré de friction maximal. Ces plaques sont fixées les unes aux autres par des boulons en acier à haute résistance (figure VII.3). Lors de phénomènes sismiques de forte magnitude, les amortisseurs à friction glissent selon une action optimale prédéterminée avant que des déplacements élastiques ne se produisent dans d'autres éléments structuraux. Ces amortisseurs dissipent la majeure partie de l'énergie sismique. Pour protéger la structure des ruptures, il est évident que l'action prédéterminée et le nombre d'amortisseurs à friction visant à renforcer un bâtiment donné sont liés au système structural et au mouvement sismique.

Plusieurs types d'amortisseurs à friction sont disponibles, comme les amortisseurs pour contreventement transversal, contreventement en diagonale et contreventement en chevron (figureVII4). À titre d'illustration, la (figureVII.2) présente des amortisseurs à friction à contreventement transversal installés.

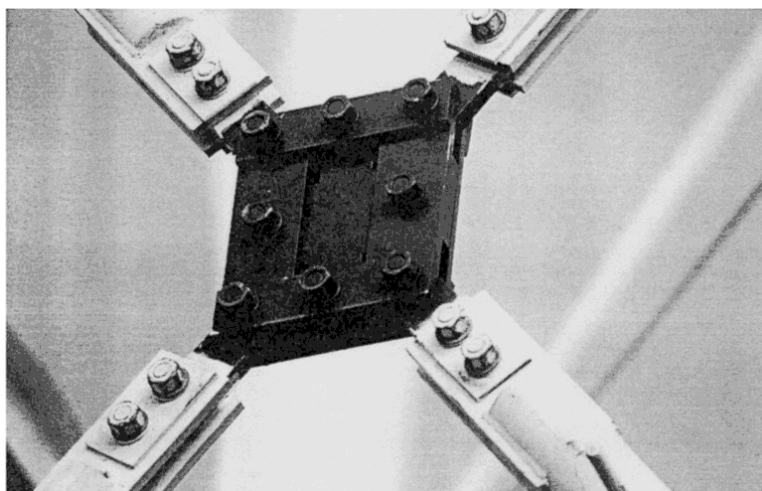


Figure VII.2 : Action d'un amortisseur à friction : lorsque la tension exercée sur les contreventements force le mouvement de l'amortisseur, le mécanisme réduit l'autre contreventement et empêche le flambement (Friederichs, 1997)

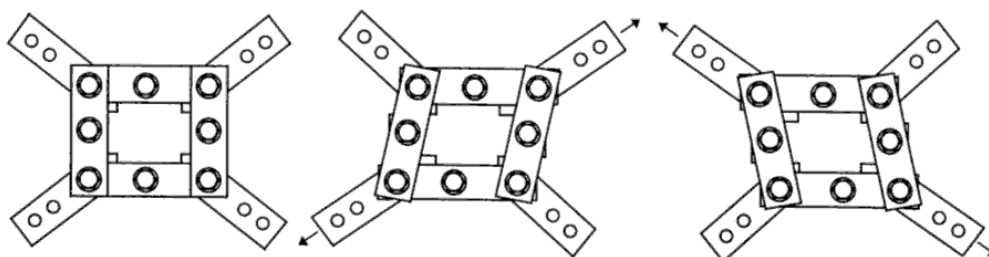


Figure VII.3 : Amortisseurs à friction installés (il est possible de voir les contreventements le long du mur à l'arrière-plan de la photographie).

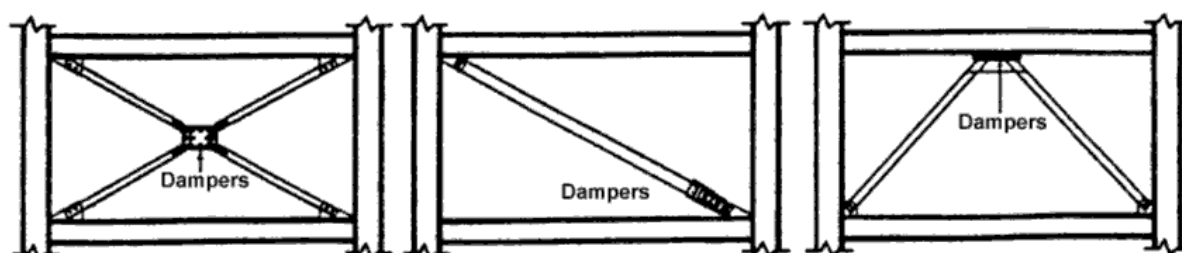


Figure VII.4 : Système de contreventement en acier avec amortisseurs a friction

VII.3.2.2. Amortisseurs visqueux

En termes simples, les amortisseurs visqueux sont des tiges qui se déplacent selon un mouvement de va-et-vient dans un cylindre de liquide visqueux et qui libèrent l'énergie induite lors d'un séisme au moyen d'une friction entre la tige, le cylindre et le liquide. Les pièces communes d'un amortisseur visqueux sont une tige de piston solide en acier inoxydable imprégnée de Téflon®, un cylindre fermé et un liquide de travail, qui est généralement un liquide de silicone inerte placé en permanence dans une chambre étanche

de l'amortisseur (Taylor et Constantinou, 2000). La (figure VII.5) présente une illustration d'un amortisseur visqueux.

On peut fixer les amortisseurs, comme les vérins à force, à une structure au moyen d'une chape de type montage sur goujons filetés ou d'un montage de plaque de base. La figure VII.5 présente un schéma d'un système de contreventement par amortisseur d'un bâtiment.

La force d'un amortisseur visqueux est fonction de la vitesse de course et peut être déphasée par des contraintes produites par le mouvement de la structure. La force de l'amortisseur diminue lorsque le déplacement de la structure est maximal (accélération nulle). On obtient le maximum de force de viscosité lorsque le déplacement de la structure est minimal ou que la structure reprend sa position initiale. La réponse en opposition de phase est une caractéristique très importante d'un amortisseur visqueux à liquide puisqu'elle aide à réduire simultanément les contraintes et la déformation d'un bâtiment.

Ce système présente une force de résistance F qui dépend de la vitesse du mouvement, de la viscosité du fluide et de la grosseur des orifices dans le piston. La valeur de F est donnée par : $F=C.V^\alpha$

Où V est la vitesse du piston, C est le coefficient d'amortissement, et α est une constante qui dépend de la viscosité du fluide et des propriétés du piston. Une constante α de valeur inférieure ou égale à 1 est propre au comportement d'un amortisseur visqueux. On parle d'un amortisseur visqueux linéaire lorsque $\alpha = 1$ et d'un amortisseur visqueux non-linéaire pour $\alpha < 1$. Une valeur de $\alpha > 1$ est propre à un comportement de transmetteur de chocs sismiques, tel que discuté dans la section suivante. Plus la valeur de α est petite, plus la quantité d'énergie dissipée dans un cycle est grande. Les amortisseurs visqueux non-linéaires ont une force qui devient presque constante pour des vitesses élevées, ce qui donne lieu à un système ayant une limite élastique effective et fait en sorte que la force de cisaillement transmise aux piles et culées est limitée. Ceci n'est pas le cas de l'amortisseur visqueux linéaire pour lequel la force augmente avec la vitesse, sans limite.

La dissipation d'énergie de l'amortisseur visqueux est due au mouvement du fluide qui circule à des vitesses élevées, ce qui donne lieu à de la friction entre les particules de fluide et le piston. La friction ainsi développée dissipe de l'énergie sous forme de chaleur, ce qui résulte en une augmentation de la température du fluide. Cette augmentation de température est d'autant plus élevée que l'amortisseur est sujet à des sollicitations de longue durée et à de grands déplacements du piston à l'intérieur du cylindre

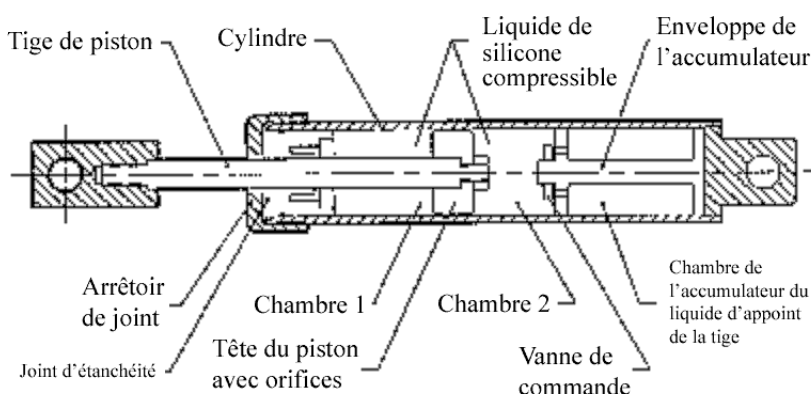
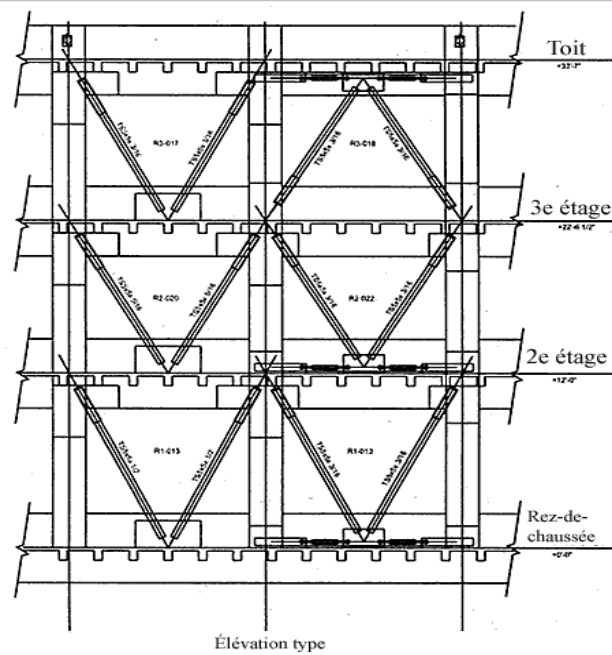
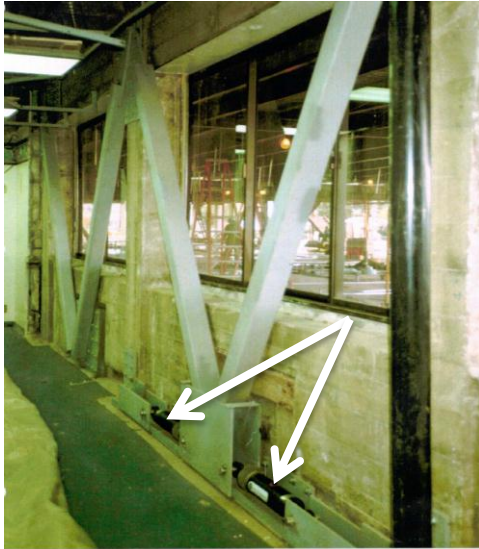
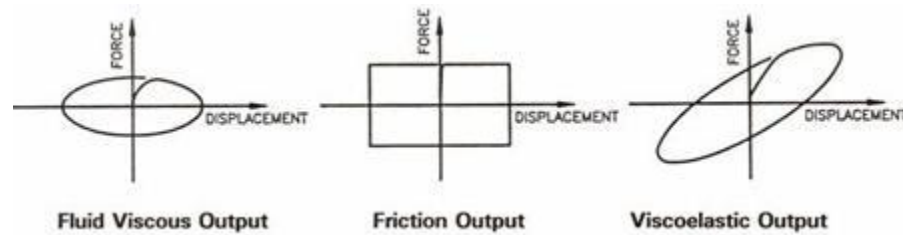


Figure VII.5 : Coupe transversale d'un amortisseur visqueux à liquide type (Taylor et Constantinou, 2000)



A. Comment les amortisseurs à fluide visqueux peuvent-ils réduire la déflexion du bâtiment et la contrainte en même temps? Si nous faisons appel à des amortisseurs pour limiter la flexion, cela ne fera-t-il pas augmenter la charge exercée sur les poteaux?

L'amortissement à fluide visqueux réduit la contrainte et la déflexion car la force issue des amortisseurs est entièrement déphasée par rapport à la contrainte en raison de la flexion des poteaux. Cela est uniquement vrai pour l'amortissement à fluide visqueux, puisque la force d'amortissement varie en fonction de la vitesse de course. L'efficacité d'autres types de produits d'amortissement, comme les éléments coulissants, les dispositifs d'amortissement à friction, les rotules plastiques et les élastomères viscoélastiques, ne varie pas en fonction de la vitesse; par conséquent, ces produits peuvent accroître la contrainte au niveau du poteau, tout en réduisant la flexion, et c'est en général ce qu'ils font. Prenons l'exemple d'un immeuble qui tremble latéralement d'un côté et de l'autre au cours d'un séisme. La contrainte exercée sur les poteaux atteint son maximum lorsque le bâtiment a fléchi de façon maximale par rapport à sa position normale. C'est également le point auquel les poteaux fléchis changent de direction pour revenir en sens inverse. Si nous ajoutons un amortisseur à fluide visqueux au bâtiment, la force d'amortissement tombera à zéro à ce point de flexion maximale. Cela est attribuable au fait que la vitesse de course de l'amortisseur est ramenée à zéro lorsque les poteaux se déplacent en sens inverse. Lorsque le bâtiment fléchit pour revenir dans le sens opposé, la force d'amortissement maximale se produit à une vitesse maximale, phénomène observable lorsque le poteau fléchit pour enfin retrouver sa position normale, à la verticale. C'est aussi le point auquel la contrainte au niveau du poteau se situe à un minimum. C'est cette réponse déphasée qui constitue la caractéristique de conception la plus souhaitable de l'amortissement à fluide visqueux.



B. Nous ne sommes pas situés dans une zone d'activité sismique. Pourquoi devrions-nous nous intéresser aux amortisseurs?

Les amortisseurs à fluide visqueux sont également très efficaces pour ce qui est de réduire les flexions du bâtiment sous les charges dues au vent sans modifier la rigidité du bâtiment! Dans le cas des immeubles de grande hauteur, le mouvement attribuable au vent peut aussi être à l'origine de plaintes se rapportant au mal de mouvement et à un malaise général éprouvé par les occupants des étages supérieurs. Le mouvement est semblable à celui qui se produirait dans une automobile dont les amortisseurs sont usés. Les amortisseurs à fluide visqueux peuvent réduire la flexion causée par le vent suivant un facteur de 2 ou 3, ce qui réduit grandement la sensation de malaise éprouvée par les occupants, sans que cela ne donne lieu à une rigidité localisée dans certaines sections de l'ouvrage. Les nouveaux immeubles munis d'amortisseurs à fluide visqueux pour l'atténuation du mouvement attribuable au vent peuvent être construits avec une moins grande rigidité latérale, ce qui se traduit par un ouvrage moins coûteux dans l'ensemble.

C. Une comparaison entre les amortisseurs à fluide visqueux et les amortisseurs à friction :

Il existe trois différences majeures entre nos amortisseurs à fluide visqueux et les dispositifs à friction.

La principale différence est que la force constante de l'amortisseur à friction augmente la contrainte maximale exercée sur le poteau ou le pilier en réponse à toute flexion de la structure. Les amortisseurs à fluide visqueux n'augmentent pas les contraintes exercées sur le poteau en raison de leur réponse déphasée inhérente.

La deuxième différence est que les amortisseurs à friction exercent une force essentiellement constante en cas de flexion, indépendamment de la vitesse. Cette réponse occasionne une contrainte continue sur la structure pendant toute dilatation et contraction thermique de la structure. Les amortisseurs à fluide visqueux donnent lieu à une force presque nulle aux basses vitesses associées au mouvement thermique..

La troisième différence est que les amortisseurs à friction empêchent une structure de revenir à sa position originale après un événement sismique. Les amortisseurs à fluide visqueux permettent à un ouvrage de se recentrer de lui-même de façon impeccable, coup sur coup.

Résumé :

Au cours des 20 dernières années, des technologies innovatrices comme les dispositifs de dissipation d'énergie avec les contreventements dissipatives ont été développées, et elles ont servi à améliorer la performance sismique des bâtiments. Les dispositifs de dissipation d'énergie comme les amortisseurs visqueux et les amortisseurs à friction peuvent diminuer les dommages potentiels aux bâtiments en absorbant une quantité significative de l'énergie produite dans un bâtiment lors d'une secousse sismique.

CONCEPTION ET ANALYSE DE STRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

Plusieurs types d'approches sont possibles pour pouvoir apprécier le comportement du model :

- Modélisation par éléments finis.
- Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes.

VIII.2 PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL SAP 2000 VERSION 14

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **SAP2000**. Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments.

Les caractéristiques principales du SAP2000 sont :

SAP2000 est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des structures (bâtiments, pont,....).

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code), De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments.

VIII.2.1 Etapes de la modélisation de la structure sous SAP 2000

- 1) Opter pour un système d'unités (**kN/m**).
- 2) Définition de la géométrie de base.
- 3) Définition des matériaux.
- 4) Définition des sections.
- 5) Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
- 6) définition des charges à appliquer.
- 7) Introduction du force sismiques de la méthode statique équivalente et la méthode spectrale.

8) Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

C1: G+Q

C2: 1,35 G+1,5Q

C3: 1,35 G+1,5(Q+N)

C4: 1,35G+1,5(Q+V1)

C5: 1,35G+1,5(Q+V2)

C6 : G+Q+EX

C7 : G+Q+EY

C8 : 0,8G±EX

C9 : 0,8G±EY

C10: G+Q+1.2EX

C11 : G+Q+1.2EY

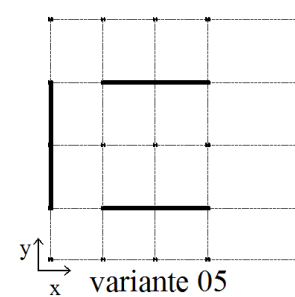
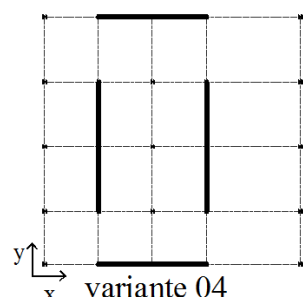
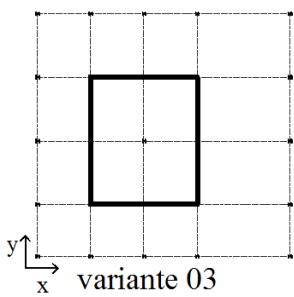
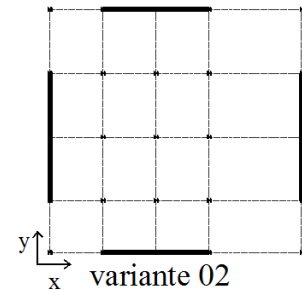
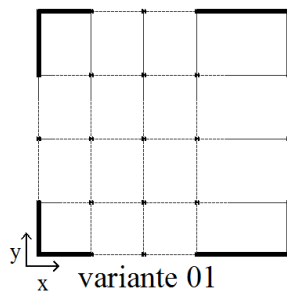
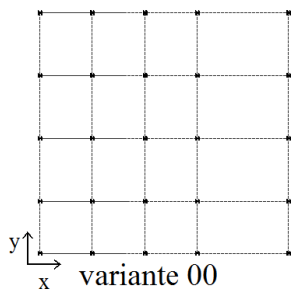
9) Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.

- 10) Ajouter un diaphragme à chaque plancher.
- 11) Définir les conditions aux limites :
 - a) Pour les fondations en choisissant un type d'appui.
 - b) Pour les poutres des portiques en ajoutant des articulations pour le portique articulés et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.
- 13) Lancer l'analyse.
- 14) Ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **.OUT** afin de vérifier les déplacements, La période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisies est suffisant.
- 15) Visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

VIII.3 Tableau des périodes et facteurs de participation modale

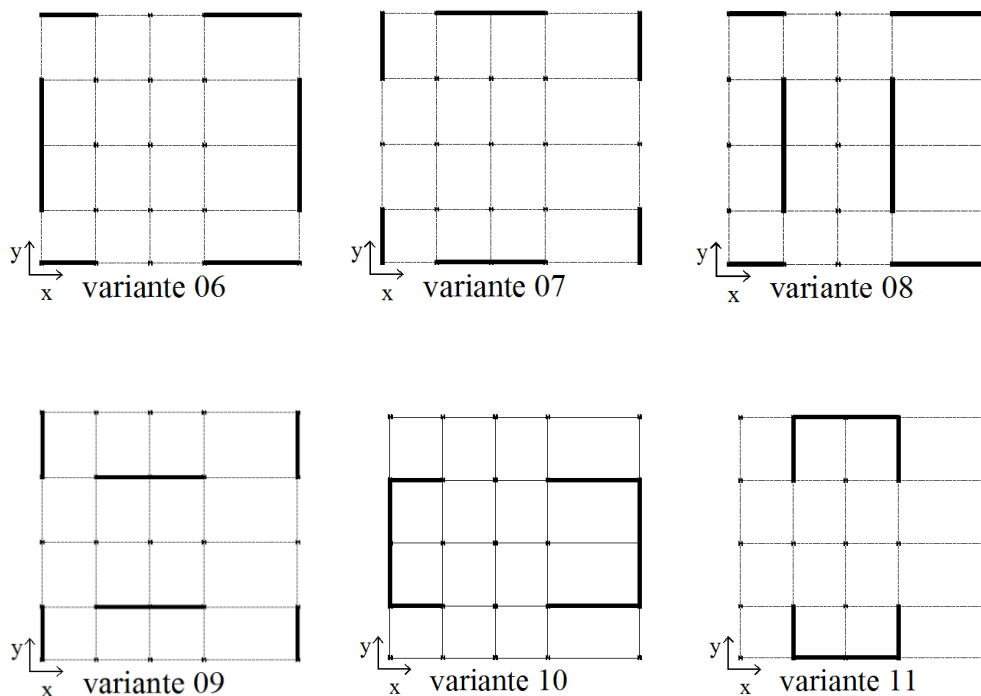
- Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.
- Nous présenterons dans ce qui suivra 11 propositions des dispositions symétriques des contreventements parmi plusieurs autres.
Nous faisons aussi une comparaison entre les différentes variantes para port a la variante n°0 sur les trois modes de vibration.

variante	les modes	periode (s)		PM %
variante 00	1er Mode	7.47	UY	76.38
	2ème Mode	4.84	RZ	70.78
	3ème Mode	3.95	UX	76.13
variante 01	1er Mode	2.81	UY	74.64
	2ème Mode	2.34	UX	75.87
	3ème Mode	1.61	RZ	73.09
variante 02	1er Mode	2.55	UY	77.59
	2ème Mode	2.30	UX	75.90
	3ème Mode	1.62	RZ	73.48
variante 03	1er Mode	2.74	RZ	57.02
	2ème Mode	2.30	RZ	20.87
	3ème Mode	2.22	UX	76.00
variante 04	1er Mode	2.59	UY	70.78
	2ème Mode	2.30	UX	75.35
	3ème Mode	2.02	RZ	58.46
variante 05	1er Mode	2.55	UY	77.57
	2ème Mode	2.28	UX	76.13
	3ème Mode	1.91	RZ	74.34



variante	les modes	periode (s)		PM %
variante 06	1er Mode	2.55	UY	77.59
	2ème Mode	2.43	UX	75.21
	3ème Mode	1.67	RZ	73.18
variante 07	1er Mode	2.96	UY	73.70
	2ème Mode	2.30	UX	75.85
	3ème Mode	1.75	RZ	71.35
variante 08	1er Mode	2.62	UY	65.44
	2ème Mode	2.43	UX	74.58
	3ème Mode	2.13	RZ	51.66
variante 09	1er Mode	2.96	UY	73.69
	2ème Mode	2.28	UX	75.09
	3ème Mode	2.17	RZ	71.31
variante 10	1er Mode	2.47	UY	78.48
	2ème Mode	2.40	UX	75.61
	3ème Mode	1.79	RZ	75.38
variante 11	1er Mode	2.90	UY	73.60
	2ème Mode	2.20	UX	76.59
	3ème Mode	1.89	RZ	71.02

Tableau VIII.1 : synthèse de l'analyse modale sous SAP 2000



VIII.3.1 Etude de la meilleure variante

11 variantes sont proposées :

- Les éléments de structures : poteaux, poutres et planchers reste inchangés pour les différentes variantes.
- La disposition et l'implantation et le positionnement des contreventements c'est les paramètres qui définissant chaque variantes.

- **Commentaires :**

D'après le règlement RPA 99, version 2003, le nombre de modes de vibration à prendre en compte dans l'analyse modale – spectrale doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Dans notre structure, il est à remarquer que généralement jusqu'au 8^{ème} mode propre de vibration pour que la structure ait une participation massique de 90%.

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

- Pour la variante n°0 représente une ossature de bâtiment non contreventé et on remarque que les périodes seront plus importantes et arrive à 7.47s pour le mode 1 de vibration ce qui signifie une structure plus souple et non confortable.
- Pour la variante n°3, le premier mode de vibration est torsionnel, donc néfaste pour la structure, et la participation massique de ce mode de vibration est seulement de 57.02%.
- Par contre pour la variante n°10, on a une meilleure disposition des contreventements parce que le pourcentage de la participation massique est élevé (78.48%) avec une faible période de vibration ($T_1=2.47$ sec) ce qui signifie une structure contreventée plus rigide.
- Pour les autres variantes généralement le pourcentage de participation massique varie de 65.44% à 77.59 avec une variation de la période qui dépasse les 2s pour toutes les variantes.

VIII.4. Conception parasismique des contreventements amortis pour la variante n° 10 :

Les travaux présentés au ce chapitre ont permis d'étudier la conception parasismique du bâtiment équipés avec des amortisseurs au niveau des contreventements.

Une méthode répétitive a été adoptée car, la norme Algérienne sur le calcul des bâtiments ne donne aucune méthode directe permettant de faire la conception des bâtiments équipés avec amortisseurs.

Les coefficients d'amortissement C était modifiée progressivement de 10000KN.(s /m) à 100000KN.(s/m) pour différents étage jusqu'à l'atteinte d'un comportement acceptable en termes de forces et déplacements maximum.

Cette méthode impliquait donc la réalisation de plusieurs analyses numériques temporelles non-linéaires.

VIII.4.1. Variation des efforts normaux(N) par rapport aux coefficients d'amortissement (C) :

VIII.4.1.1 Au niveau du RDC :

➤ **Poteau d'angle :**

C (MN.s/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) -MN-	1.825	1.785	1.760	1.743	1.733	1.726	1.720	1.716	1.712	1.709	1.706
N(Ey) -MN-	1.812	1.754	1.737	1.727	1.719	1.714	1.709	1.706	1.703	1.701	1.699

Tableau VIII.2 : Variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement C

C (MN.s/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) %	2.20%	3.57%	4.50%	5.08%	5.45%	5.75%	6.00%	6.21%	6.38%	6.53%
N(Ey) %	3.19%	4.11%	4.69%	5.11%	5.42%	5.67%	5.86%	6.02%	6.12%	6.21%

Tableau VIII.3 : Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement C

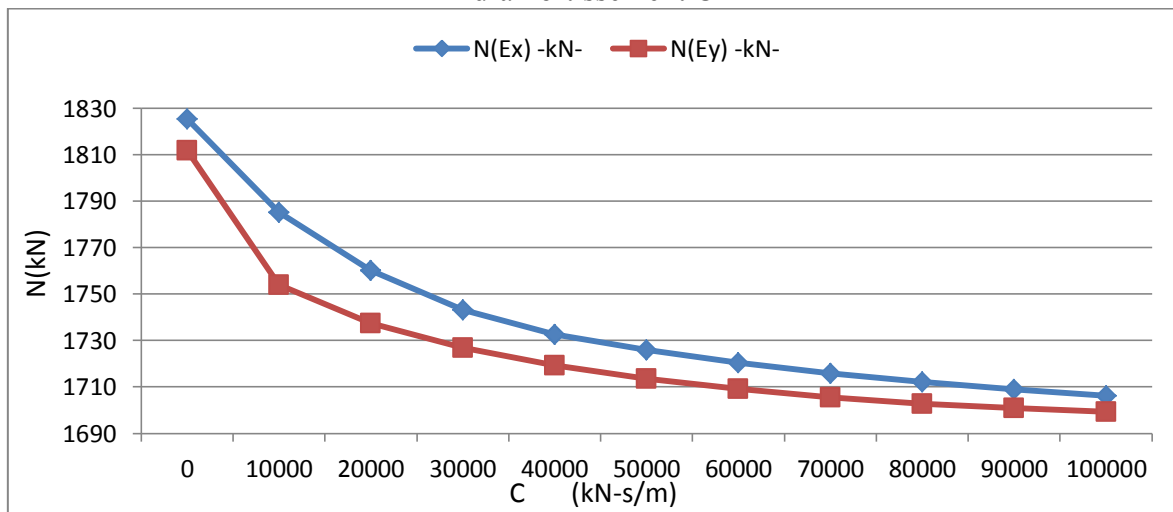


Figure VIII.1 : Représentation graphique de l'effort normal dans le poteau d'angle de RDC en fonction du coefficient d'amortissement C.

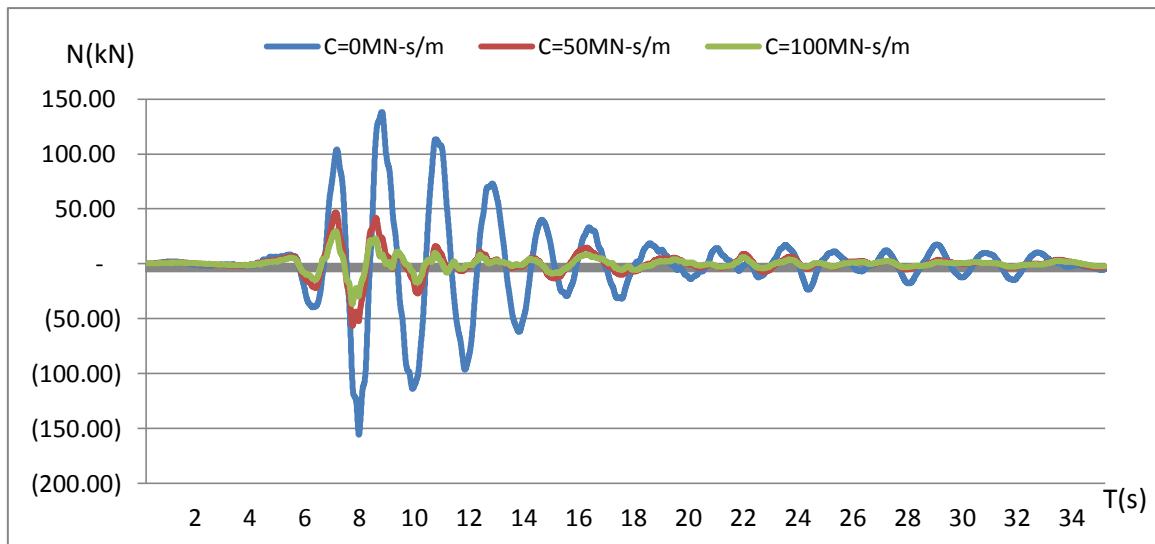


Figure VIII.2: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle de RDC par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.

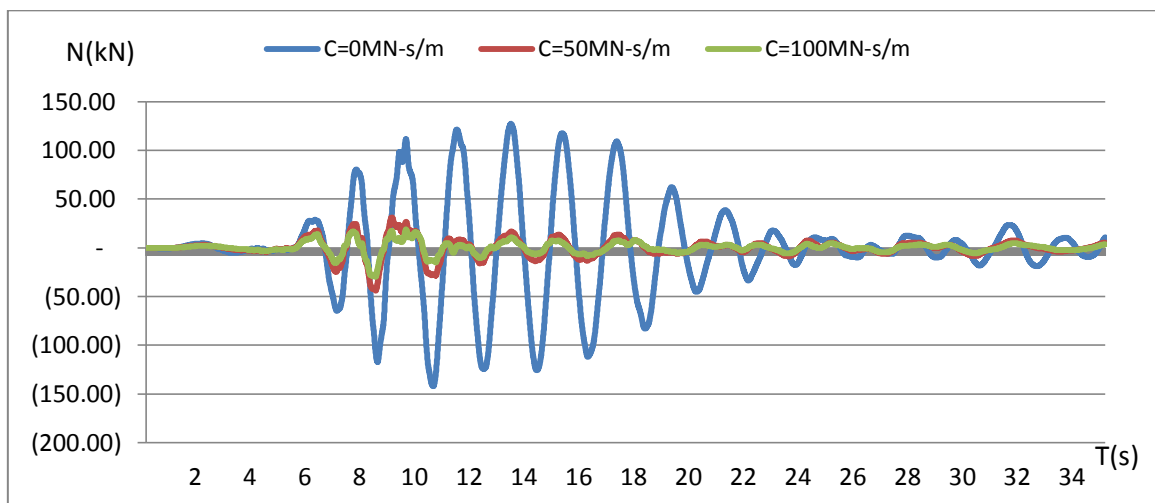


Figure VIII.3: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle de RDC par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.

• **Commentaires :**

Nous observons une légère réduction des efforts normaux l'or de l'augmentation du coefficient d'amortissement C de plus de 6% pour les deux sens sismique.

➤ **Poteau intermédiaire :**

C (MN-se/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) -MN-	6.049	5.515	5.228	5.028	4.890	4.825	4.772	4.728	4.693	4.665	4.641
N(Ey) -MN-	5.823	5.142	4.942	4.856	4.790	4.738	4.695	4.660	4.634	4.623	4.613

Tableau VIII.4 : Variation des efforts normaux par rapport au coeifficient d'amortissemen C

C (MN-se/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) %	8.8%	13.6%	16.9%	19.2%	20.2%	21.1%	21.8%	22.4%	22.9%	23.3%
N(Ey) %	11.7%	15.1%	16.6%	17.8%	18.6%	19.4%	20.0%	20.4%	20.6%	20.8%

Tableau VIII.5: Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement C

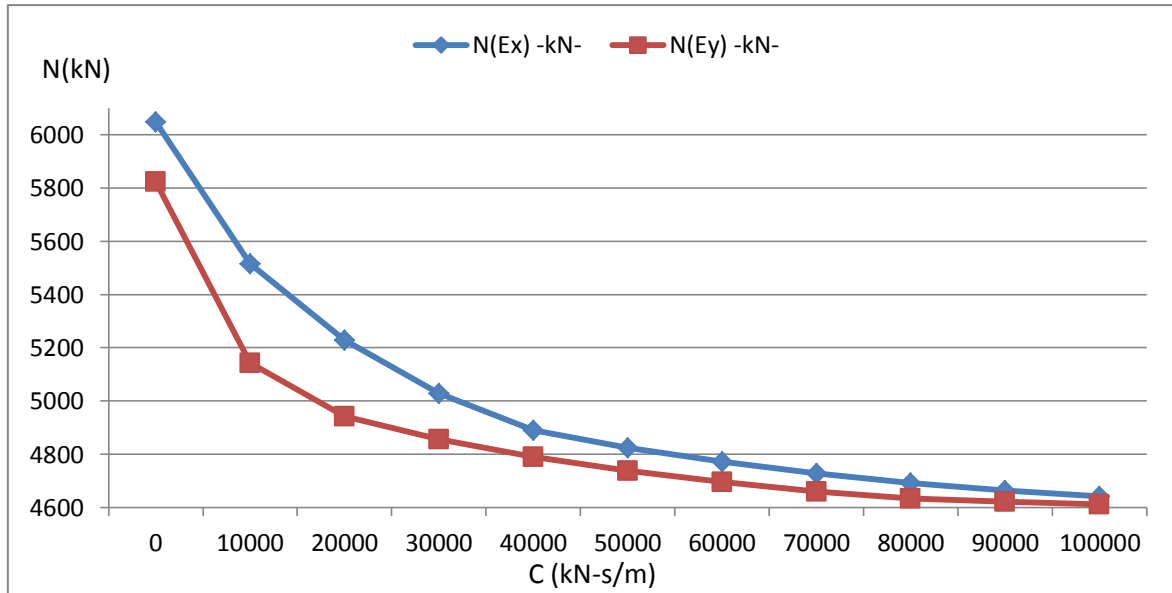


Figure VIII.4: Représentation graphique de l'effort normal dans le poteau intermédiaire de RDC en fonction du coefficient d'amortissement C.

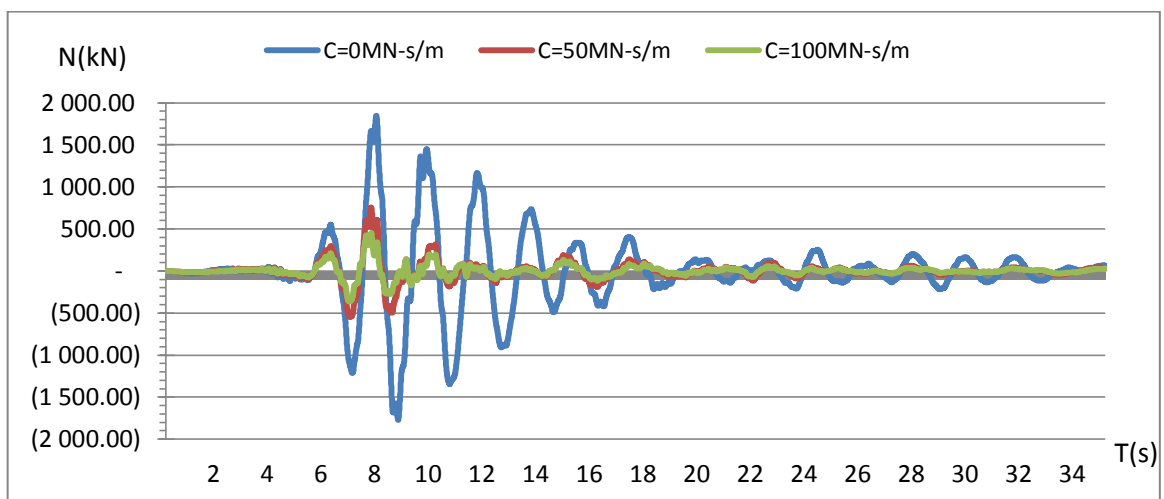


Figure VIII.5: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire de RDC par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.

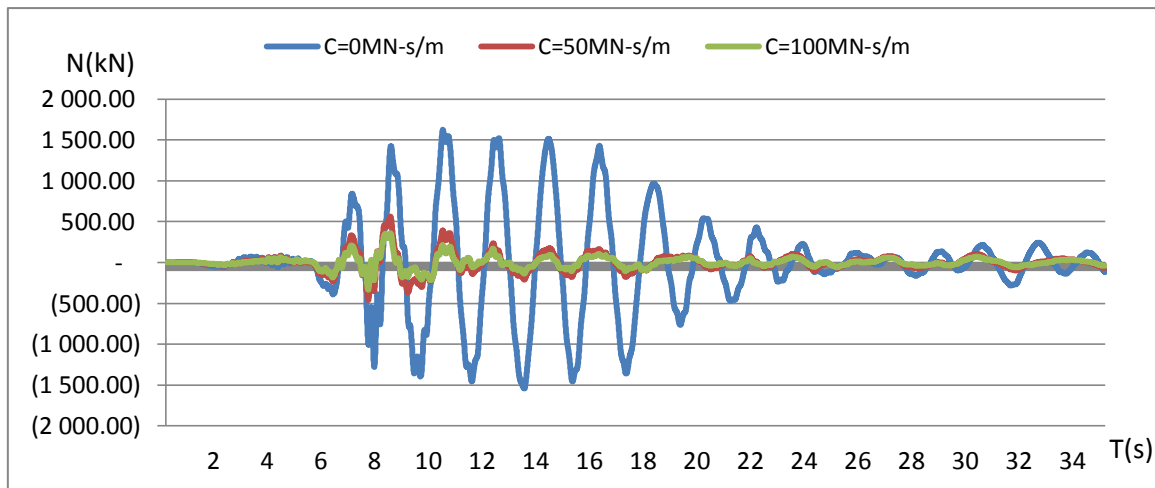


Figure VIII.6: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire de RDC par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.

- **Commentaires :**

Pour le poteau intermédiaire nous observons une réduction importante des efforts normaux l'or de l'augmentation du coefficient d'amortissement C de plus de 23.27% pour N(EX) cette variation est très importante dans l'intervalle $C = [10- 50]$ (MN.s/m) de 8.2% à 20.2%, par contre elle arrive lorsque les efforts normaux est resté pratiquement inchangé.

VIII.4.1.2 Au niveau du 7^{ème} étage :

➤ Poteau d'angle :

C (MN.s/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) -MN-	0.814	0.794	0.783	0.775	0.770	0.767	0.765	0.762	0.761	0.759	0.758
N(Ey) -MN-	0.815	0.785	0.774	0.768	0.765	0.762	0.760	0.759	0.757	0.757	0.756

Tableau VIII.6 :variation des efforts normaux par rapport au coeifficient d'amortissement C

C (MN-s/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) %	2.2%	3.6%	4.5%	5.1%	5.4%	5.7%	6.0%	6.2%	6.4%	6.5%
N(Ey) %	3.2%	4.1%	4.7%	5.1%	5.4%	5.7%	5.9%	6.0%	6.1%	6.2%

Tableau VIII.7: Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coeifficient d'amortissement C

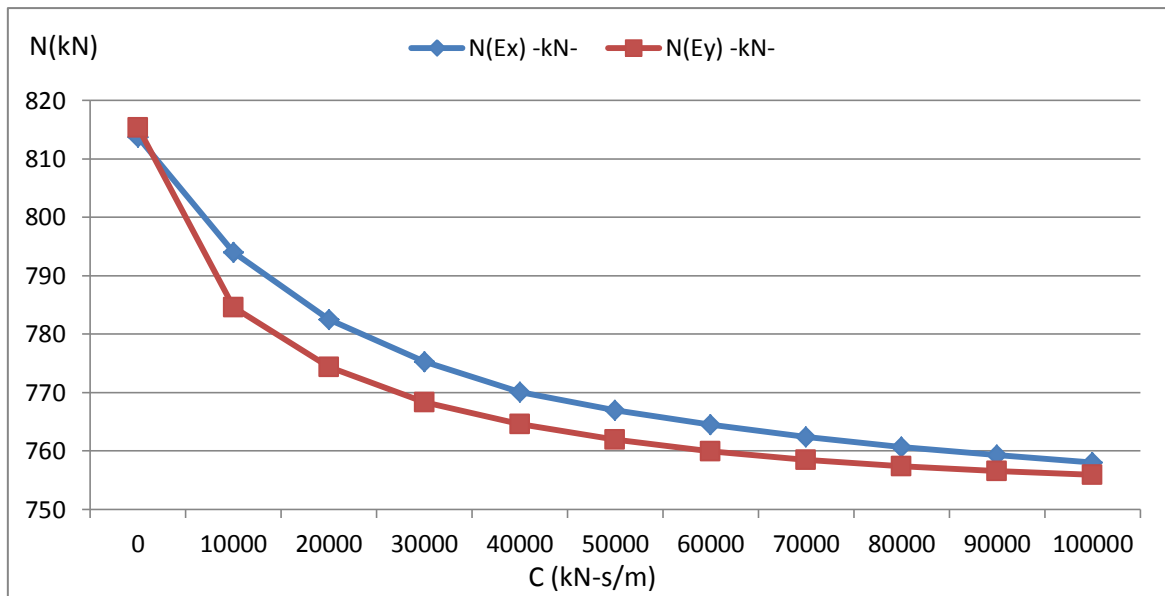


Figure VIII.7 : Représentation graphique de l'effort normal dans le poteau angle pour le 7^{ème} étage en fonction du coefficient d'amortissement C.

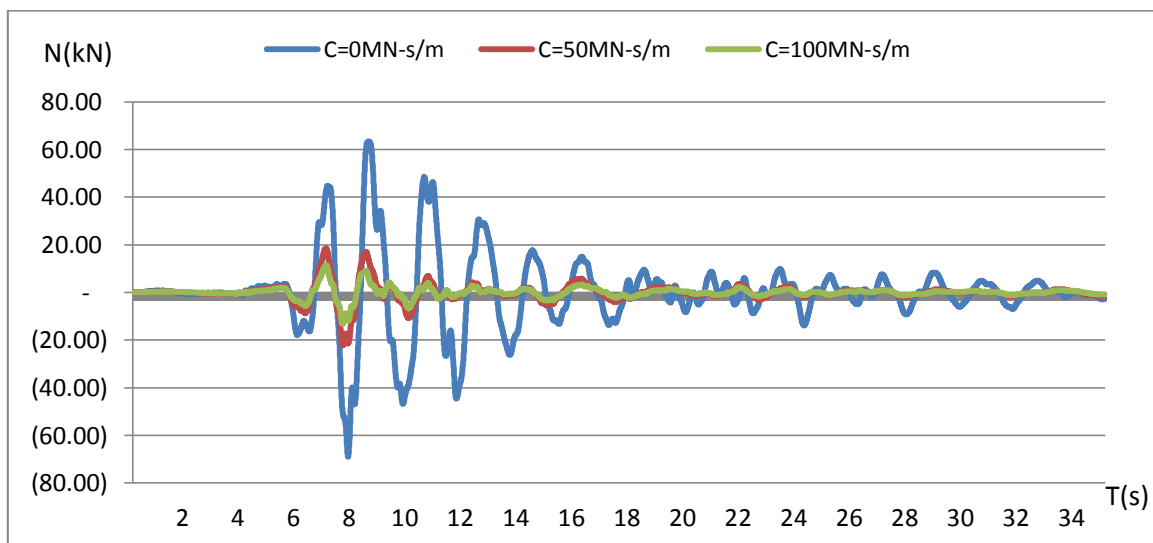


Figure VIII.8: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle du 7^{ème} étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.

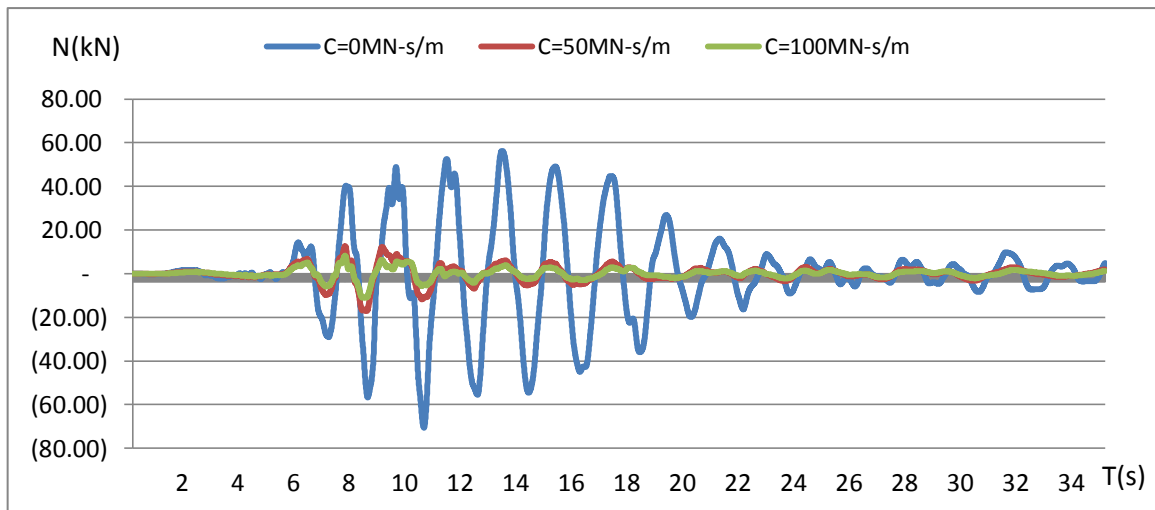


Figure VIII.9: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle du 7^{ème} étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.

- **Commentaires :**

Nous observons une légère réduction des efforts normaux l'or de l'augmentation du coefficient d'amortissement C de plus de 7% pour N(EY) et 6.83% pour N(EX).

➤ **Poteau intermédiaire:**

C (MN.s/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) -MN-	2.623	2.359	2.237	2.159	2.111	2.075	2.048	2.028	2.012	2.003	1.997
N(Ey) -MN-	2.622	2.358	2.248	2.181	2.140	2.110	2.087	2.069	2.055	2.048	2.041

Tableau VIII.8 :variation des efforts normaux par rapport au coeifficient d'amortissement C

C (MN-s/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) %	10.1%	14.7%	17.7%	19.5%	20.9%	21.9%	22.7%	23.3%	23.7%	23.9%
N(Ey) %	10.1%	14.3%	16.8%	18.4%	19.5%	20.4%	21.1%	21.6%	21.9%	22.2%

Tableau VIII.9 : Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coeifficient d'amortissement C

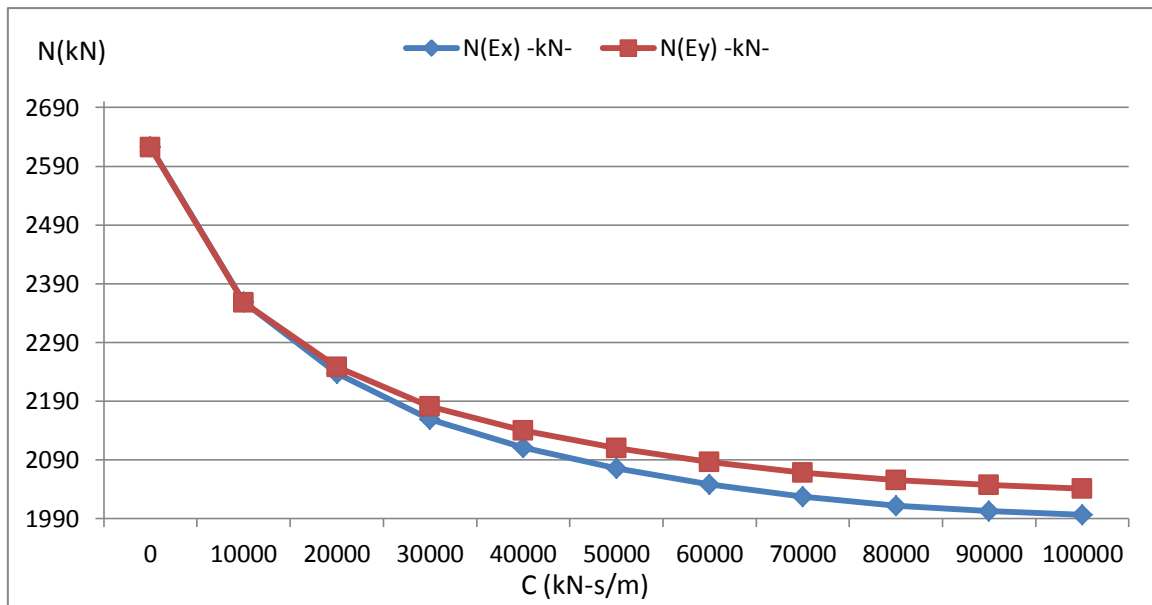


Figure VIII.10 : Représentation graphique de l'effort normal dans le poteau intermédiaire pour le 7^{ème} étage en fonction du coefficient d'amortissement C.

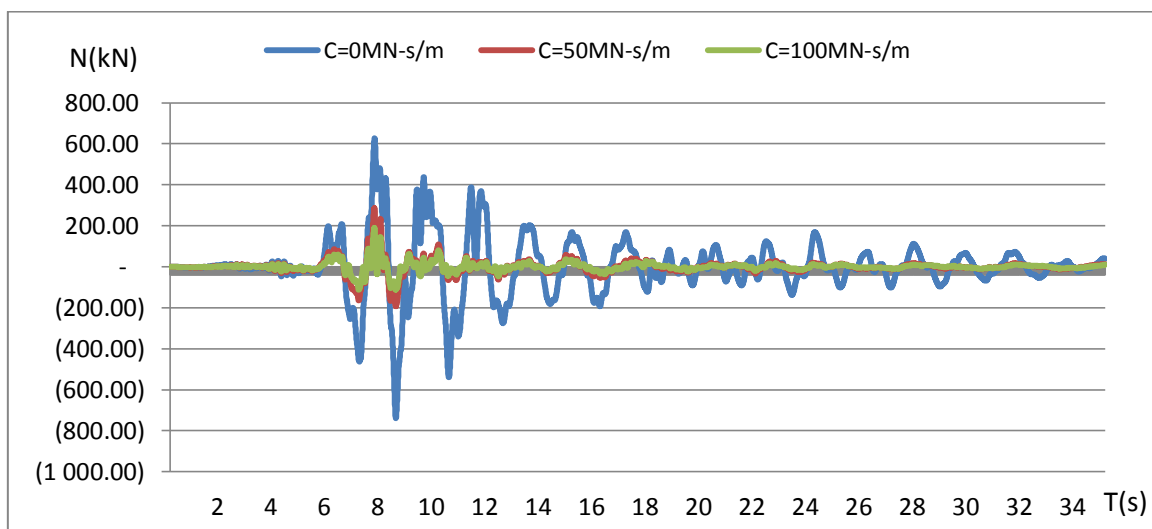


Figure VIII.11 : Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire du 7^{ème} étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex

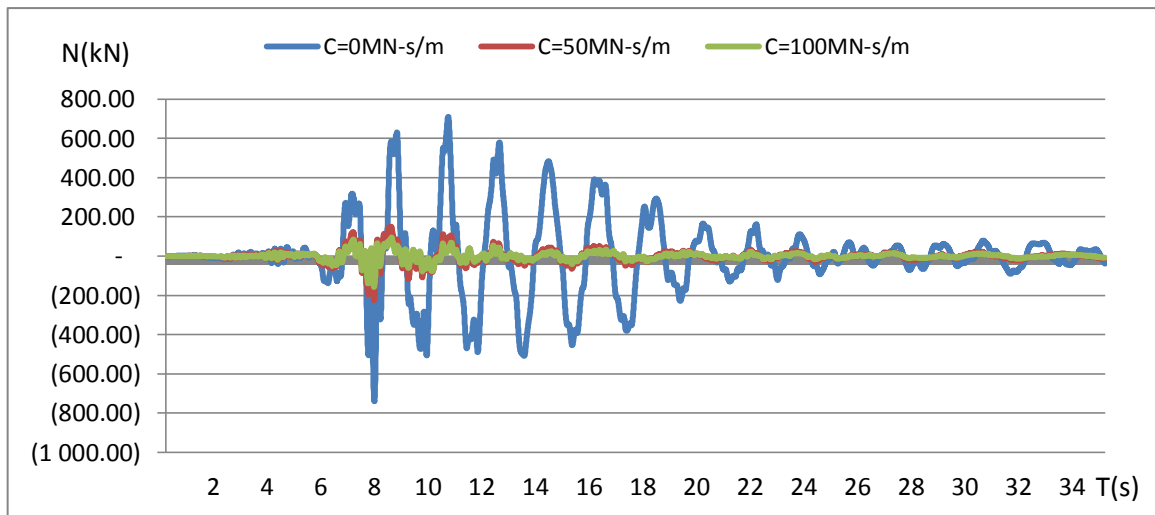


Figure VIII.12 : Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire du 7^{ème} étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey

• **Commentaires :**

Pour le poteau intermédiaire nous observons une réduction importante des efforts normaux l'or de l'augmentation du coefficient d'amortissement C de plus de 23.90% pour N(EX) cette variation est très importante dans l'intervalle C= [10-50] (MN.s/m) de 10.1% à 20.9%, par contre elle arrive lorsque les efforts normaux est resté pratiquement inchangé.

VIII.4.1.3. Au niveau du dernier étage :

a)- efforts normaux

➤ **Poteau d'angle :**

C (MN.s/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) -MN-	0.126	0.122	0.121	0.120	0.119	0.119	0.119	0.119	0.118	0.118	0.118
N(Ey) -MN-	0.125	0.121	0.120	0.119	0.119	0.119	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118

Tableau VIII.10:Variation des efforts normaux par rapport au coeifficient d'amortissement C

C (MN-s/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) %	3.0%	4.0%	4.6%	5.0%	5.3%	5.5%	5.7%	5.8%	5.9%	6.0%
N(Ey) %	2.9%	3.8%	4.4%	4.8%	5.0%	5.2%	5.3%	5.5%	5.5%	5.6%

Tableau VIII.11 : Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coeifficient d'amortissement C

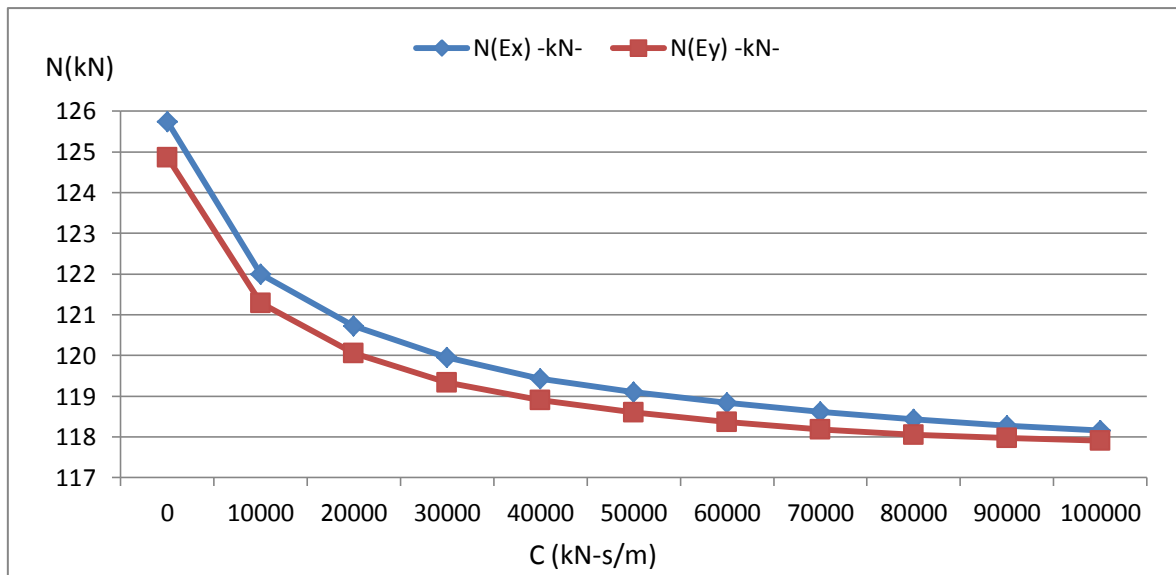


Figure VIII.13 : Représentation graphique de l’effort normal dans le poteau intermédiaire pour le dernier étage en fonction du coefficient d’amortissement C.

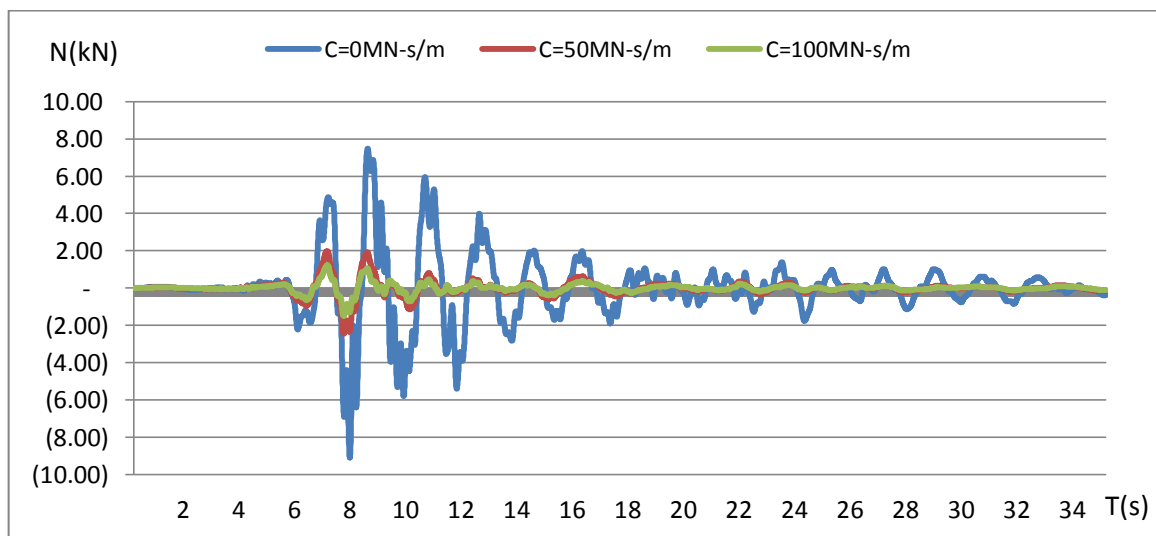


Figure VIII.14: Représentation graphique de la variation de l’effort normal dans le poteau d’angle du dernier étage par rapport au temps en fonction du coefficient d’amortissement C sous séisme Ex

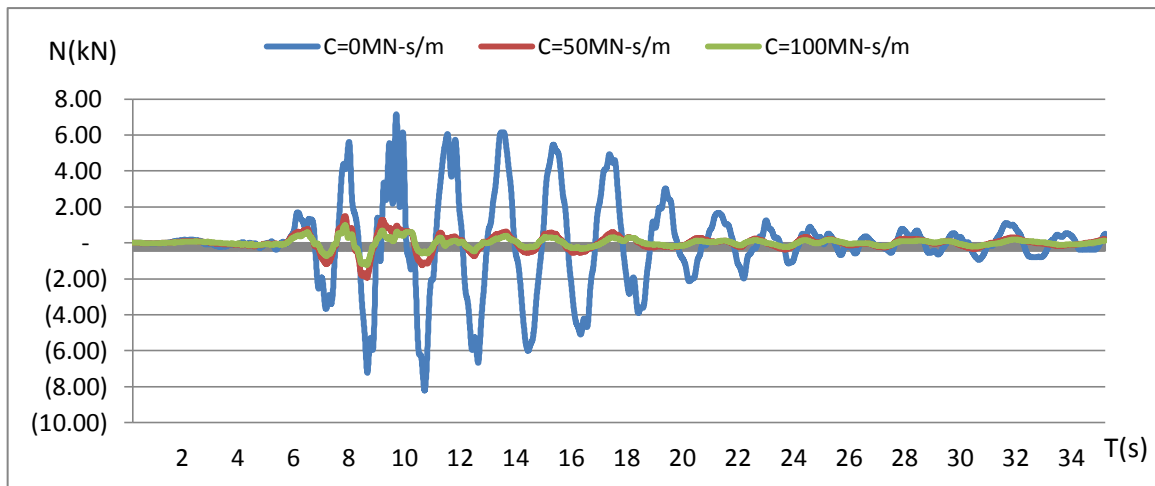


Figure VIII.15: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau d'angle du dernier étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey

- **Commentaires :**

Nous observons une légère réduction des efforts normaux l'or de l'augmentation du coefficient d'amortissement C de plus de 7% pour N(EY) et 6.83% pour N(EX) de 125.75kN au 118.15kN.

➤ **Poteau intermédiaire :**

C (MN.s/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) -MN-	0.383	0.365	0.365	0.363	0.361	0.359	0.357	0.355	0.354	0.352	0.351
N(Ey) -MN-	0.424	0.390	0.380	0.374	0.370	0.366	0.363	0.361	0.359	0.357	0.356

Tableau VIII.12:Variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement

C (MN-s/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
N(Ex) %	4.9%	4.9%	5.4%	5.9%	6.4%	6.9%	7.3%	7.7%	8.1%	8.4%
N(Ey) %	8.2%	10.3%	11.8%	12.9%	13.7%	14.4%	15.0%	15.5%	15.8%	16.2%

Tableau VIII.13 : Pourcentage de variation des efforts normaux par rapport au coefficient d'amortissement C

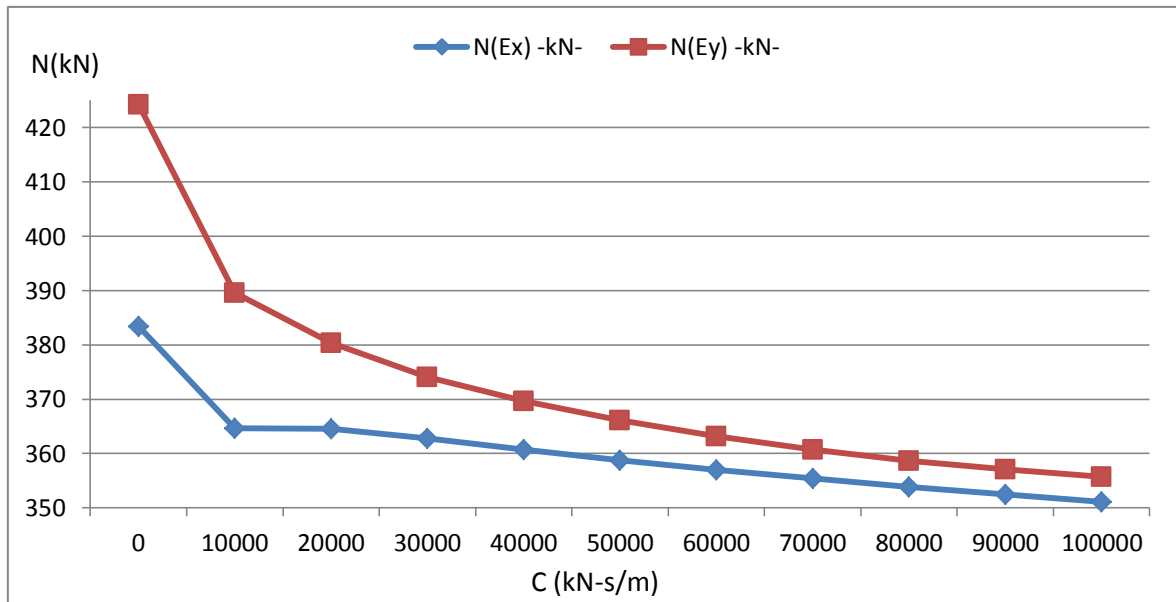


Figure VIII.16 : Représentation graphique de l’effort normal dans le poteau intermédiaire pour le dernier étage en fonction du coefficient d’amortissement C_p .

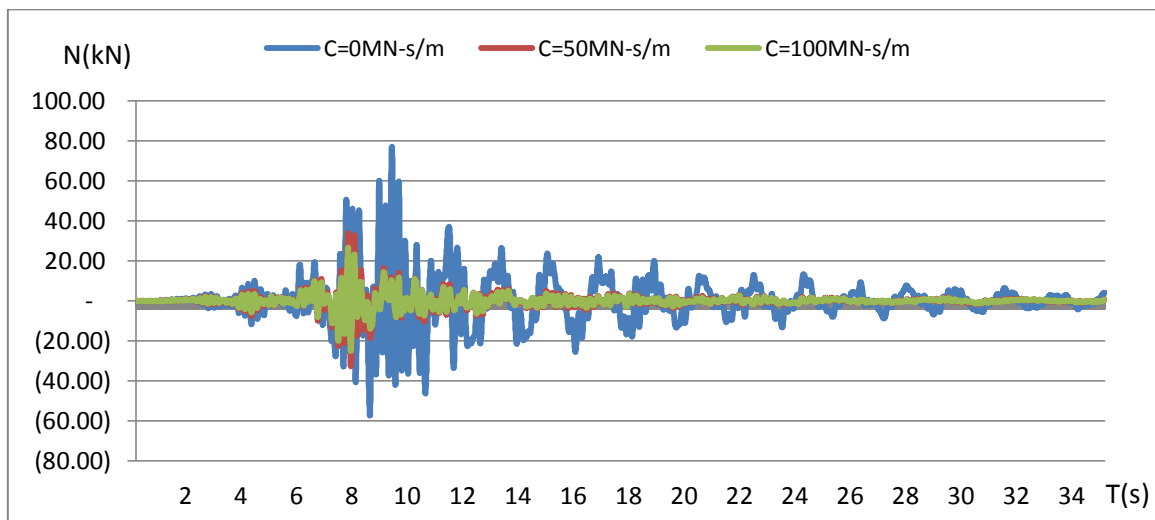


Figure VIII.17: Représentation graphique de la variation de l’effort normal dans le poteau intermédiaire du 12^{ème} étage par rapport au temps en fonction du coefficient d’amortissement C sous séisme Ex.

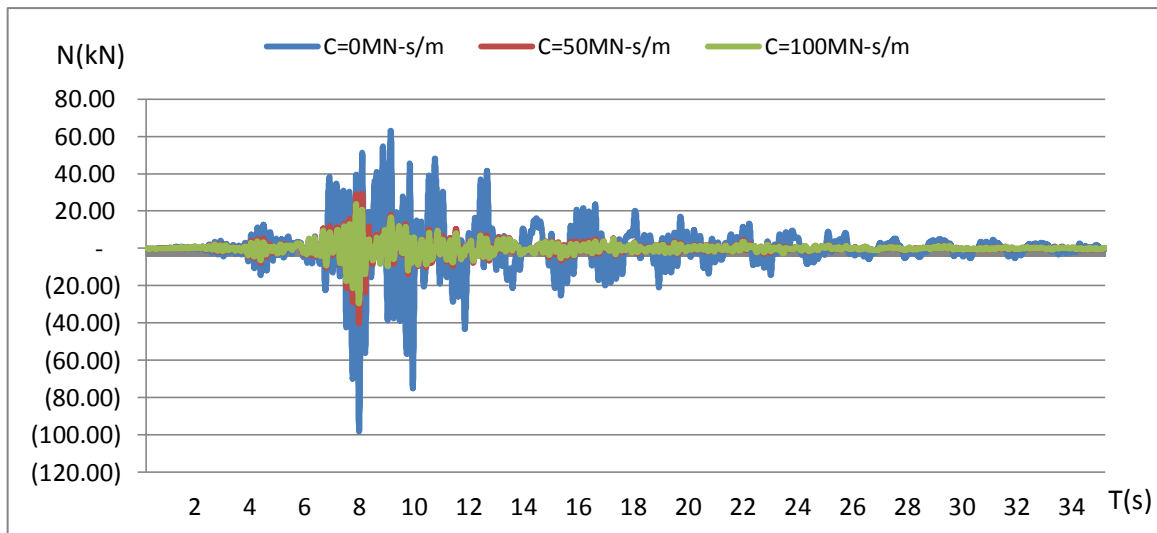


Figure VIII.18: Représentation graphique de la variation de l'effort normal dans le poteau intermédiaire du 12^{ème} étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.

- **Commentaires :**

Pour le poteau intermédiaire nous observons une réduction moyenne, des efforts normaux l'or de l'augmentation du coefficient d'amortissement C, par rapport au RDC et le 7ème étage ; de plus de 16.2% pour N(Ey) cette variation est très importante dans l'intervalle $C = [10-50]$ (MN. s/m) de 08.2% à 13.7%, par contre cette réduction arrive lorsque les efforts normaux est resté pratiquement inchangé.

VIII.4.2. Variation des moments fléchissant (M) par rapport aux coefficients d'amortissement (C) :

VIII.4.2.1 Au niveau du dernier étage :

➤ **Poteau d'angle :**

C (MN.s/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
M(Ex) -MNm-	-0.139	-0.129	-0.126	-0.123	-0.122	-0.121	-0.120	-0.119	-0.119	-0.118	-0.118
M(Ey) -MNm-	-0.133	-0.124	-0.121	-0.120	-0.119	-0.118	-0.118	-0.118	-0.117	-0.117	-0.117

Tableau VIII.14:Variation du moment fléchissant par rapport au coefficient d'amortissement C

C (MN-s/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
M(Ex) %	6.8%	9.4%	11.2%	12.2%	13.0%	13.7%	14.1%	14.5%	14.9%	15.2%
M(Ey) %	6.5%	8.7%	10.0%	10.4%	10.8%	11.1%	11.4%	11.6%	11.8%	12.0%

Tableau VIII.15 : Pourcentage de variation du moment fléchissant par rapport au coefficient d'amortissement C

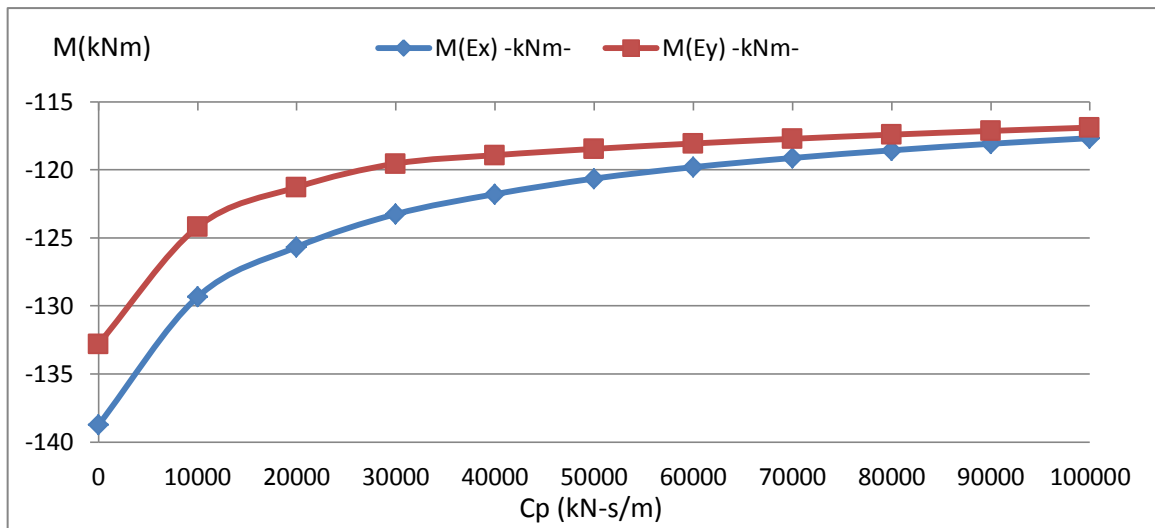


Figure VIII.19 : Représentation graphique du moment fléchissant dans le poteau d'angle pour le dernier étage en fonction du coefficient d'amortissement C.

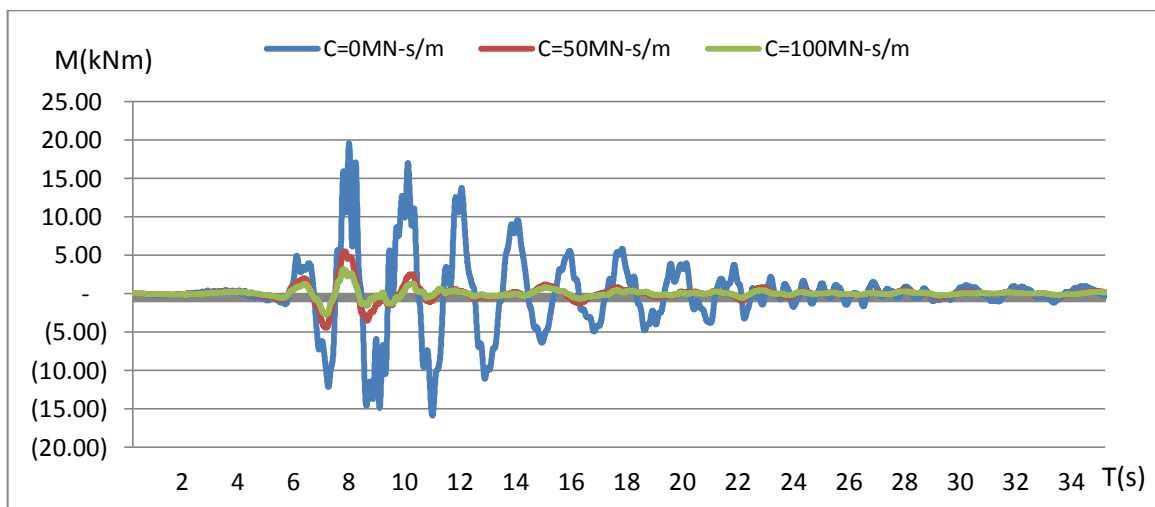


Figure VIII.20: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans le poteau d'angle du dernier étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.

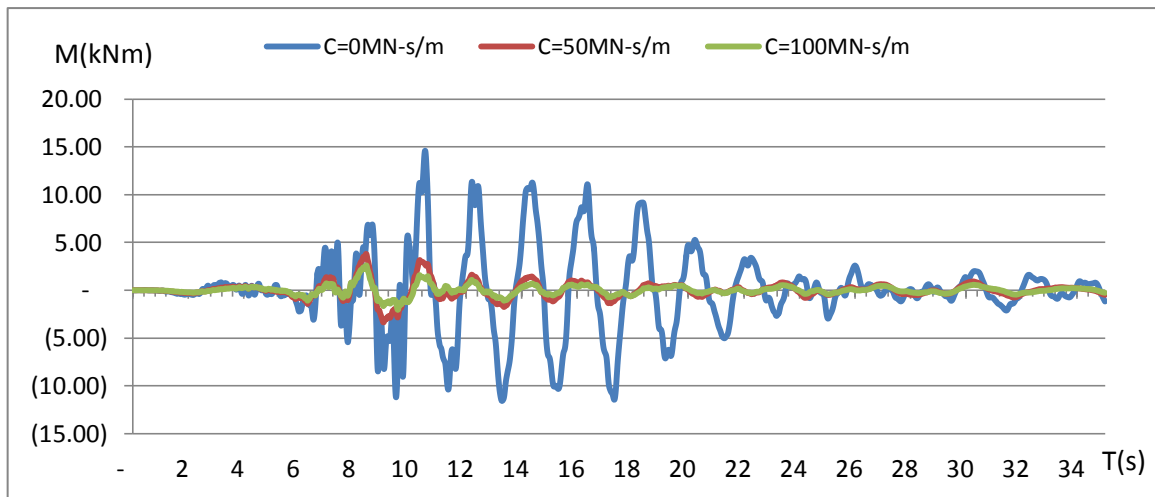


Figure VIII.21: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans le poteau d'angle du dernier étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.

➤ **Poteau intermédiaire :**

C (MN.s/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
M(Ex) -MNm-	0.138	0.127	0.121	0.118	0.116	0.114	0.113	0.112	0.111	0.111	0.110
M(Ey) -MNm-	0.135	0.120	0.116	0.114	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110	0.110

Tableau VIII.16: Variation du moment fléchissant par rapport au coefficient d'amortissement

C (MN-s/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
M(Ex) %	8.3%	12.2%	14.7%	16.3%	17.5%	18.4%	18.9%	19.4%	19.7%	20.0%
M(Ey) %	11.1%	14.2%	16.1%	17.0%	17.7%	18.2%	18.6%	18.9%	19.0%	19.1%

Tableau VIII.17 : Pourcentage de variation du moment fléchissant par rapport au coefficient d'amortissement C

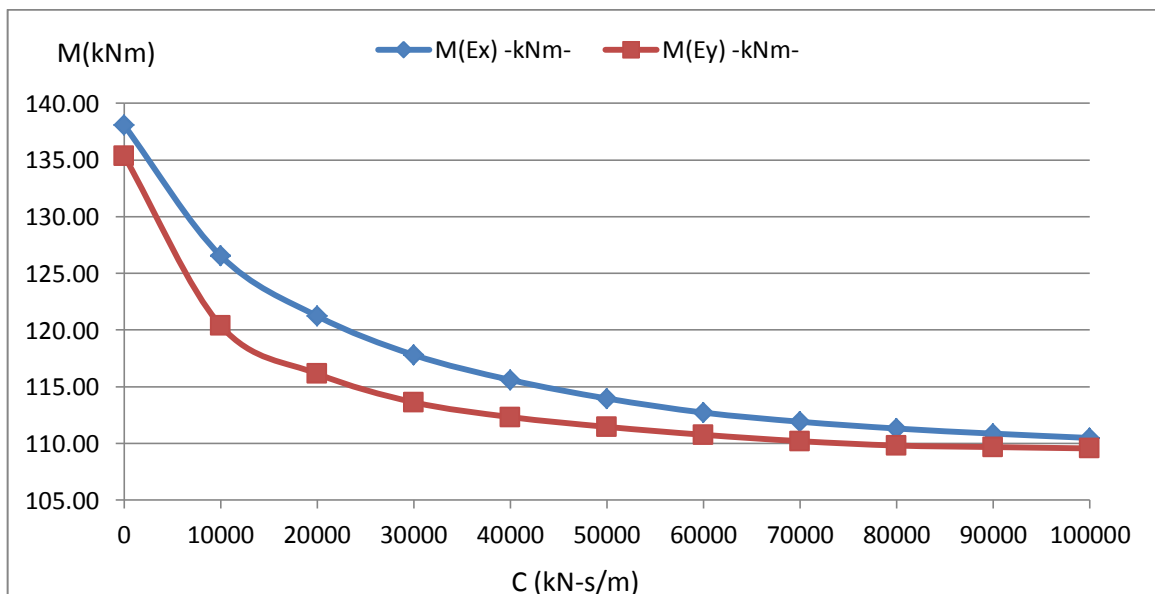


Figure VIII.22 : Représentation graphique du moment fléchissant dans le poteau intermédiaire pour le dernier étage en fonction du coefficient d'amortissement C.

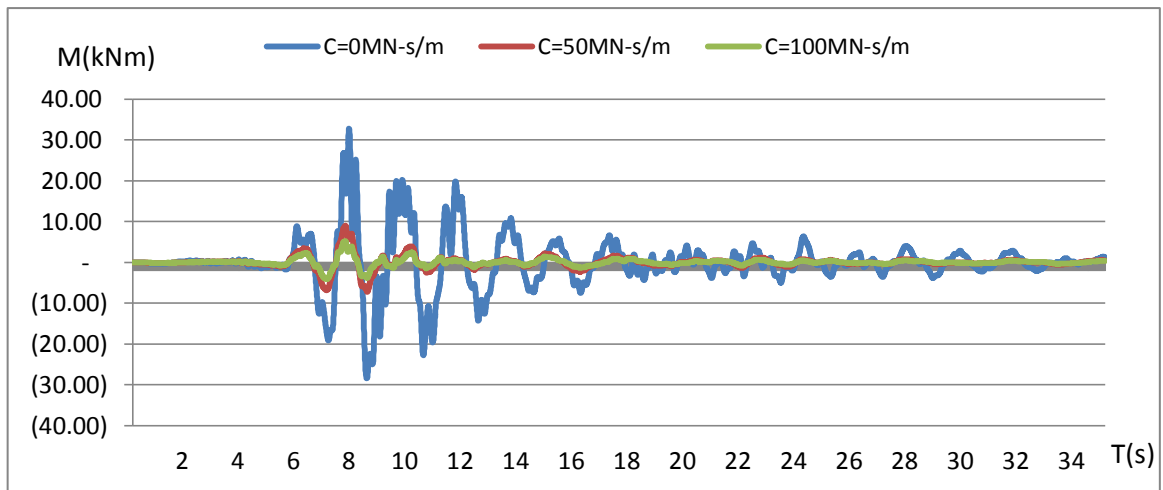


Figure VIII.23: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans le poteau intermédiaire du 12^{ème} étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.

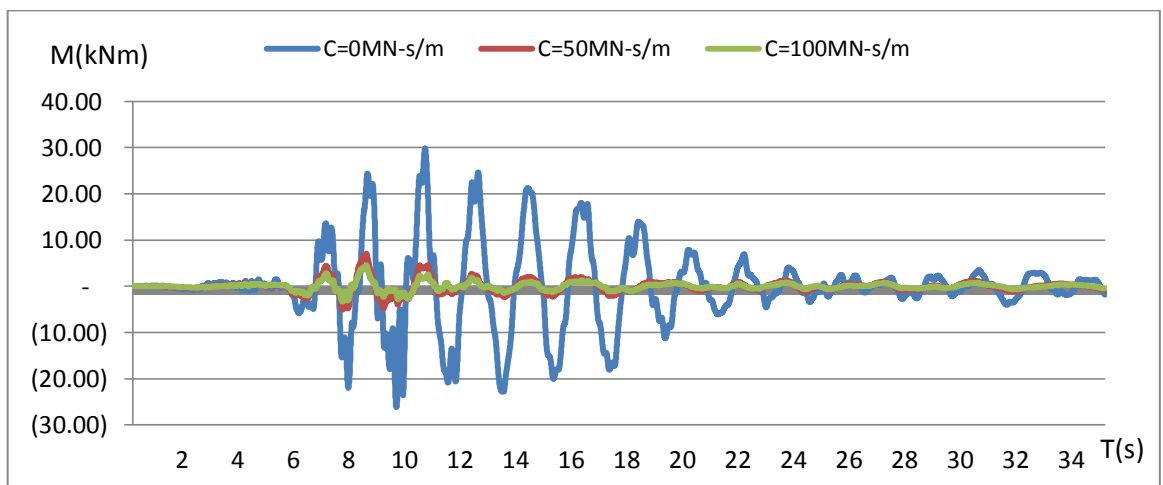


Figure VIII.24: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans le poteau intermédiaire du 12^{ème} étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.

VIII.4.2.2 Au niveau 6^{ème} étage :

➤ **Poutre de intermédiaires travée 8.70m:**

C (MN.s/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
M(Ex) -MNm-	0.392	0.388	0.375	0.365	0.357	0.351	0.346	0.342	0.339	0.336	0.334
M(Ey) -MNm-	0.375	0.347	0.338	0.333	0.330	0.328	0.326	0.324	0.323	0.322	0.321

Tableau VIII.18 : Variation des moments fléchissants par rapport au coefficient d'amortissement C

C (MN-s/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
M(Ex) %	1.0%	4.4%	7.0%	8.9%	10.5%	11.7%	12.7%	13.5%	14.2%	14.8%
M(Ey) %	7.4%	9.9%	11.2%	12.1%	12.7%	13.2%	13.6%	13.9%	14.1%	14.4%

Tableau VIII.19 : Pourcentage de variation des moments fléchissants par rapport au coefficient d'amortissement C

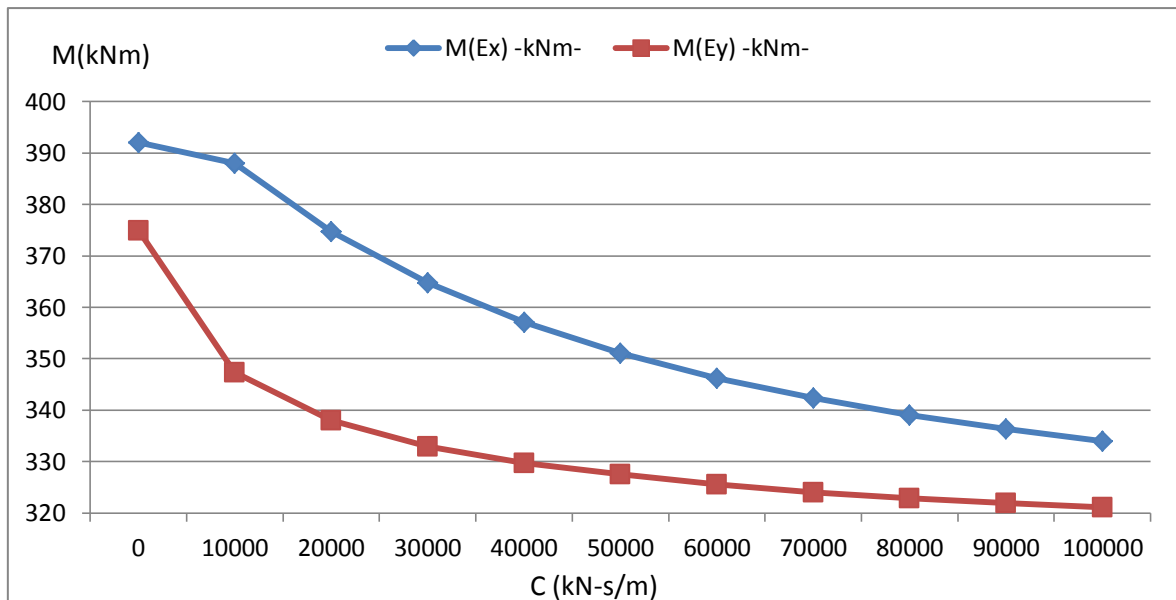


Figure VIII.25 : Représentation graphique du moment fléchissant dans une poutre intermédiaire pour le 6^{ème} étage en fonction du coefficient d’amortissement C.

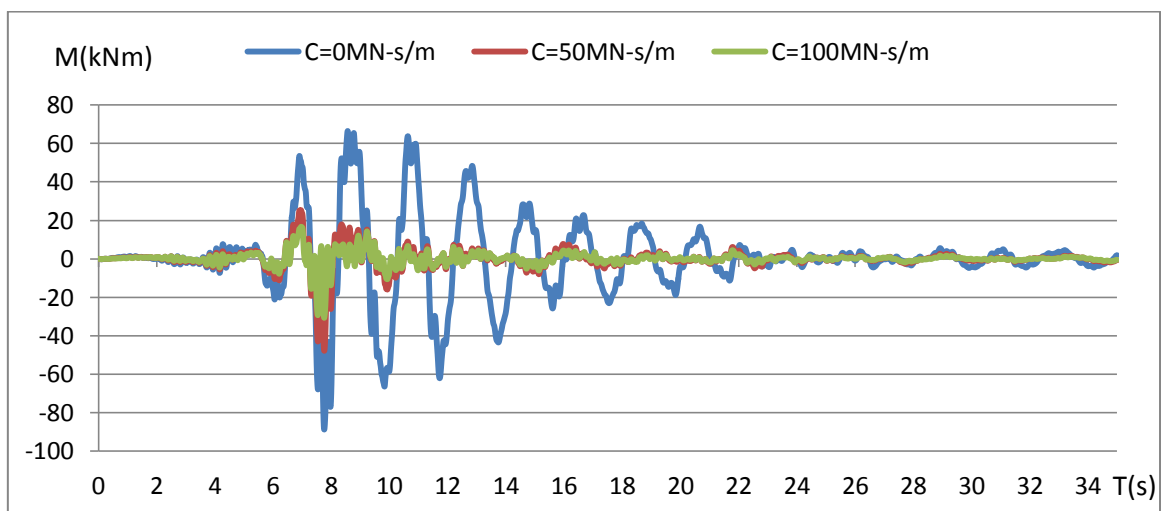


Figure VIII.26: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans la poutre intermédiaire travée 8.70m du 06^{ème} étage par rapport au temps en fonction du coefficient d’amortissement C sous séisme Ex.

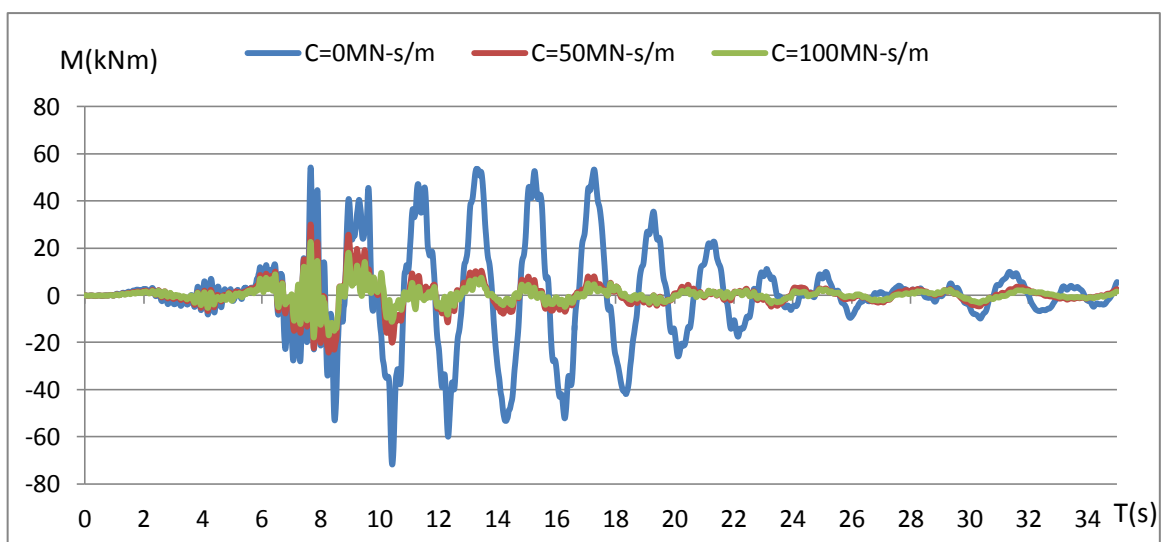


Figure VIII.27: Représentation graphique de la variation du moment fléchissant dans la poutre intermédiaire travée 8.70m du 06^{ème} étage par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey.

- **Commentaire**

De la même façon que la variation des efforts normaux, nous observons une réduction des moments fléchissants par rapport au coefficient d'amortissement.

Cette variation est très importante dans l'intervalle $C = [10-50]$ MN.(s/m) pour les deux sens sismiques

VIII.4.4.3. Variation du déplacement par rapport aux coefficients d'amortissement

➤ **Déplacement Ux:**

C (MN-s/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Ux(Ex)cm	7.89	5.94	4.68	3.80	3.15	2.76	2.47	2.24	2.04	1.88	1.75
Ux(Ey)cm	6.37	3.95	2.88	2.50	2.18	1.98	1.80	1.65	1.52	1.41	1.31

Tableau VIII.20 : Variation du déplacement Ux par rapport au coefficient d'amortissement C

C (MN-s/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Ux(Ex)%	24.7%	40.7%	51.9%	60.1%	65.1%	68.7%	71.7%	74.2%	76.2%	77.8%
Ux(Ey)%	37.9%	54.7%	60.7%	65.8%	69.0%	71.8%	74.1%	76.2%	77.9%	79.5%

Tableau VIII.21 : Pourcentage de variation du déplacement Ux par rapport au coefficient d'amortissement C

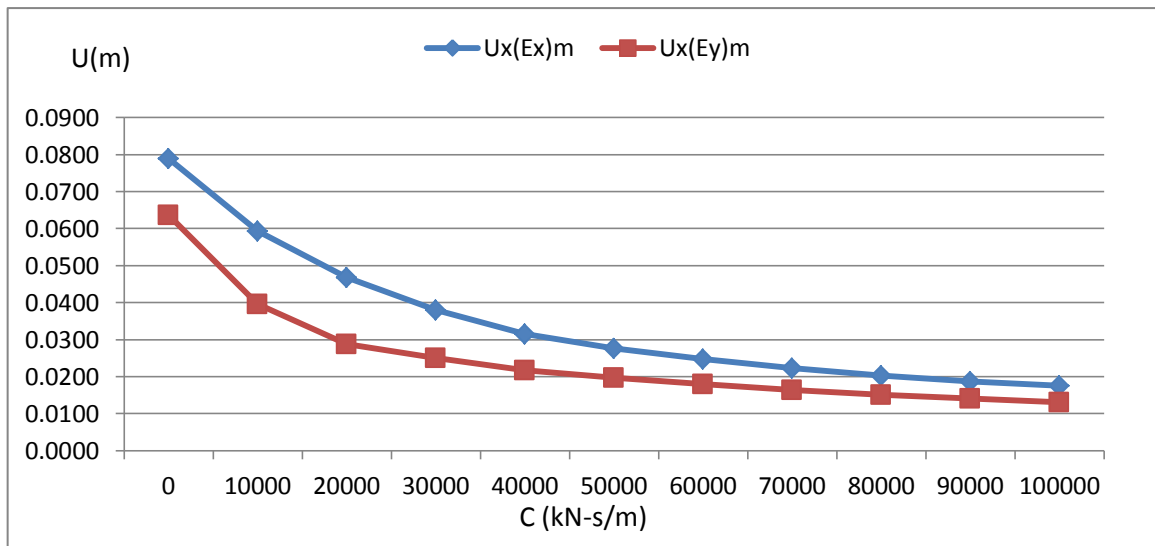


Figure VIII.28 : Représentation graphique déplacement Ux en fonction du coefficient d'amortissement C.

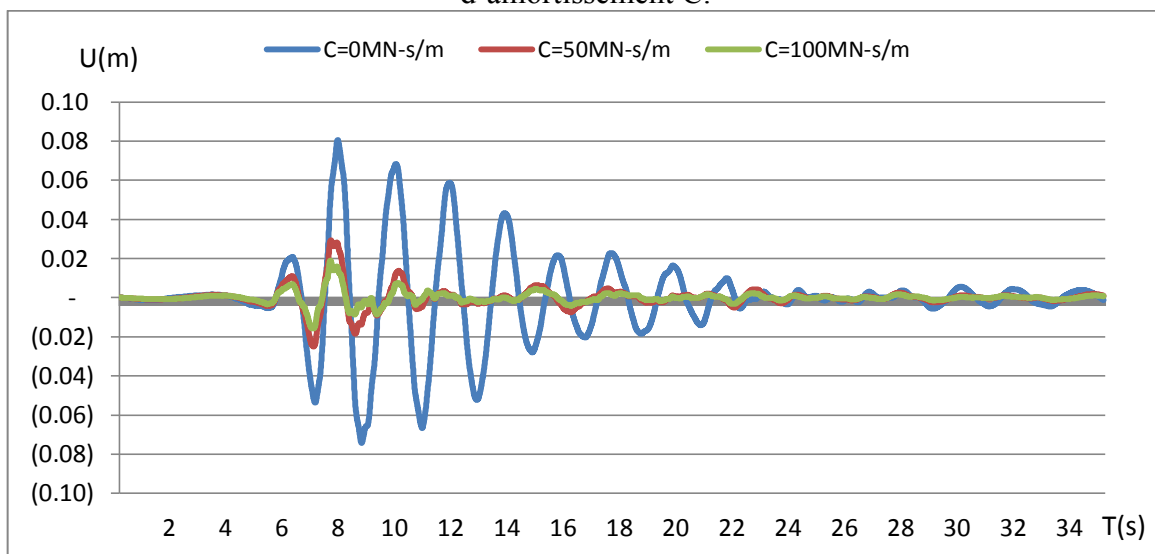


Figure VIII.29 : Représentation graphique de la variation du déplacement Ux par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.

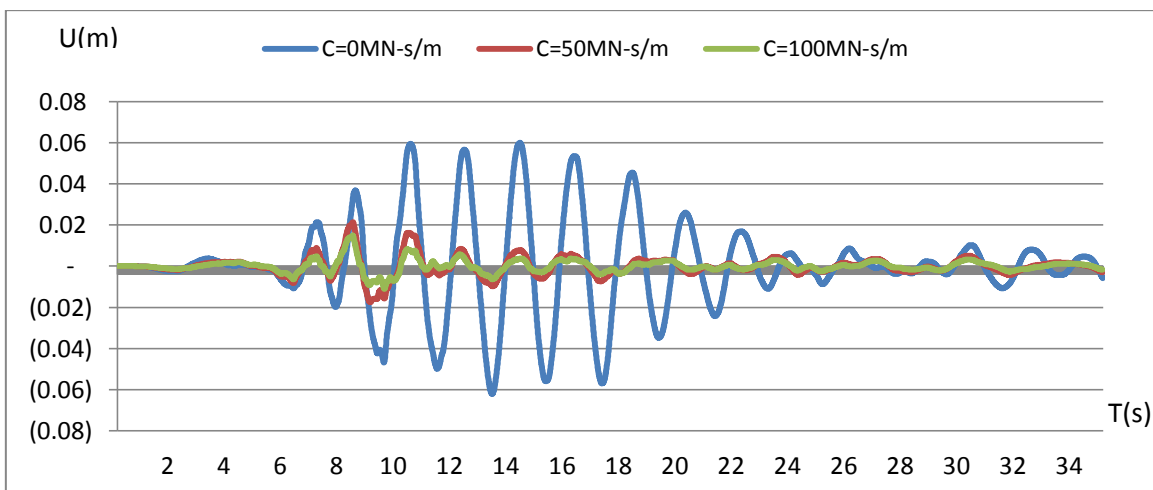


Figure VIII.30 : Représentation graphique de la variation du déplacement Ux par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ey

➤ **Déplacement Uy:**

C(MN-s/m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Ux(Ex)cm	5.48	3.12	2.42	2.04	1.78	1.57	1.41	1.28	1.19	1.19	1.19
Ux(Ey)cm	8.19	5.18	3.85	3.13	2.63	2.27	1.98	1.76	1.62	1.62	1.62

Tableau VIII.22 : Variation du déplacement Uy par rapport au coefficient d'amortissement C

Cp(MN-s/m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Uy(Ex)%	43.1%	55.9%	62.7%	67.6%	71.3%	74.3%	76.7%	78.2%	78.3%	78.3%
Uy(Ey)%	36.8%	53.1%	61.8%	67.9%	72.3%	75.8%	78.6%	80.2%	80.2%	80.2%

Tableau VIII.21 : Pourcentage de variation du déplacement Uy par rapport au coefficient d'amortissement C

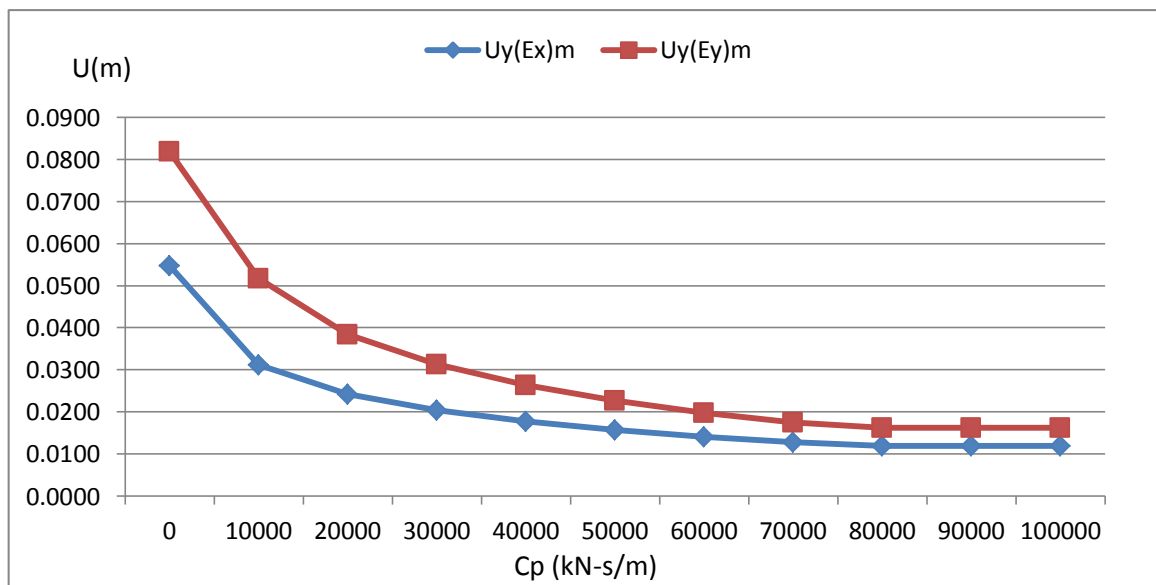


Figure VIII.31 : Représentation graphique déplacement Uy en fonction du coefficient d'amortissement C.

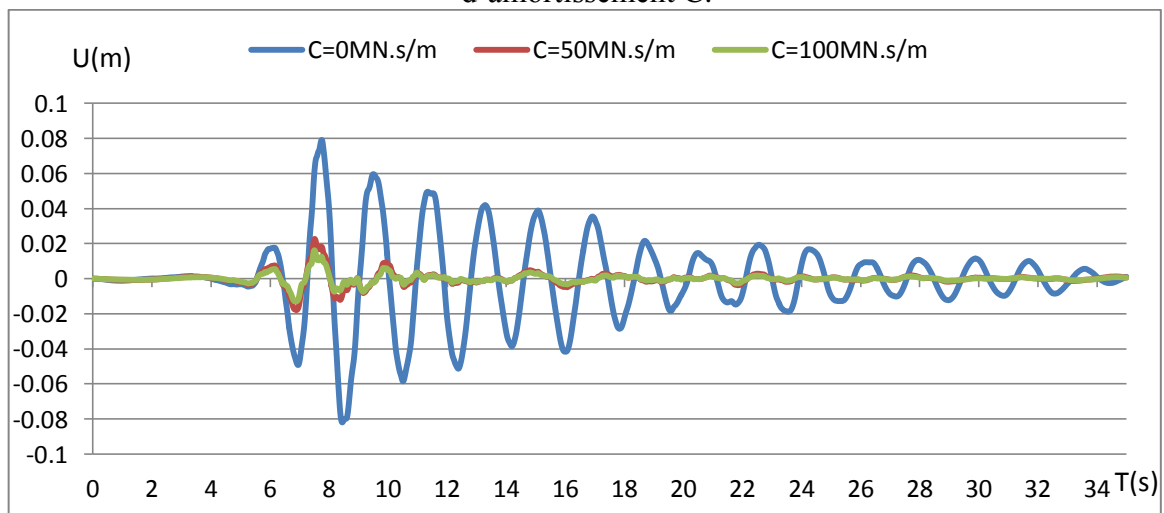


Figure VIII.32 : Représentation graphique de la variation du déplacement Uy par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme Ex.

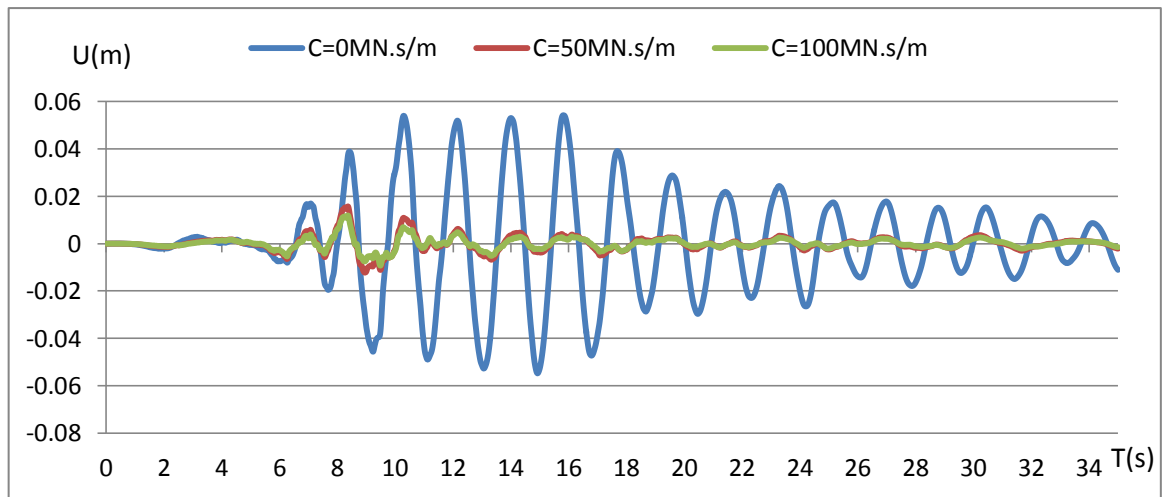


Figure VIII.33 : Représentation graphique de la variation du déplacement U_y par rapport au temps en fonction du coefficient d'amortissement C sous séisme E_y .

- **Commentaire**

De la même façon que la variation des efforts normaux et les moments fléchissant, une réduction importante du déplacement par rapport au coefficient d'amortissement C dans l'intervalle $C=[10-50]$ MN.(kN/s) pour les deux sens sismiques .

VIII.5. CONCLUSION

Après cette analyse on a arrivé aux résultats suivants :

- Les efforts normaux et les moments diminuent en fonction de l'augmentation du facteur d'amortissement C.
- Une diminution des efforts normaux dans l'intervalle $C = [10 - 50]$ (MN.s/m) qui est très important par rapport à l'intervalle $C = [50 - 100]$ (MN.s/m).
- Le pourcentage des efforts normaux, moments fléchissant et le déplacement, varie en fonction de chaque étage (très important pour les étages bas par rapport au dernier).
- Le pourcentage de variation des efforts normaux diminue en fonction de la situation des poteaux (très important pour les poteaux intermédiaires 20% et faible pour les poteaux d'angle 05%).
- Une diminution importante du déplacement du bâtiment lorsque les contreventements sont équipés des amortissements et chaque fois le coefficient d'amortissement est plus grand, le déplacement sera plus important.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master afin d'analyser et d'étudier un projet de bâtiment.

Durant ce projet, nous avons pu faire l'analyse d'une structure et proposer une variante.

Un objectif visé par l'ajout des amortisseurs était de réduire la force dans les poteaux, les moments dans les poutres et le déplacement total du bâtiment (la flèche du bâtiment) sous ce niveau de façon à réduire les dommages dans ses derniers. Cette étude paramétrique a démontré que pour une valeur de C totale pour les deux sens de séisme située entre 10 000 et 50 000 kN-s/m, la force dans les poteaux et le déplacement du bâtiment atteignent leurs valeurs minimales, soit environ 70% et 50 000 kN-s/m respectivement.

L'ajout de ces amortisseurs donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur le dimensionnement des éléments de structure, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet ; et même si les amortisseurs sont coûteux mais le gain sur le prix totale du projet est plus important que le cout des amortisseurs.

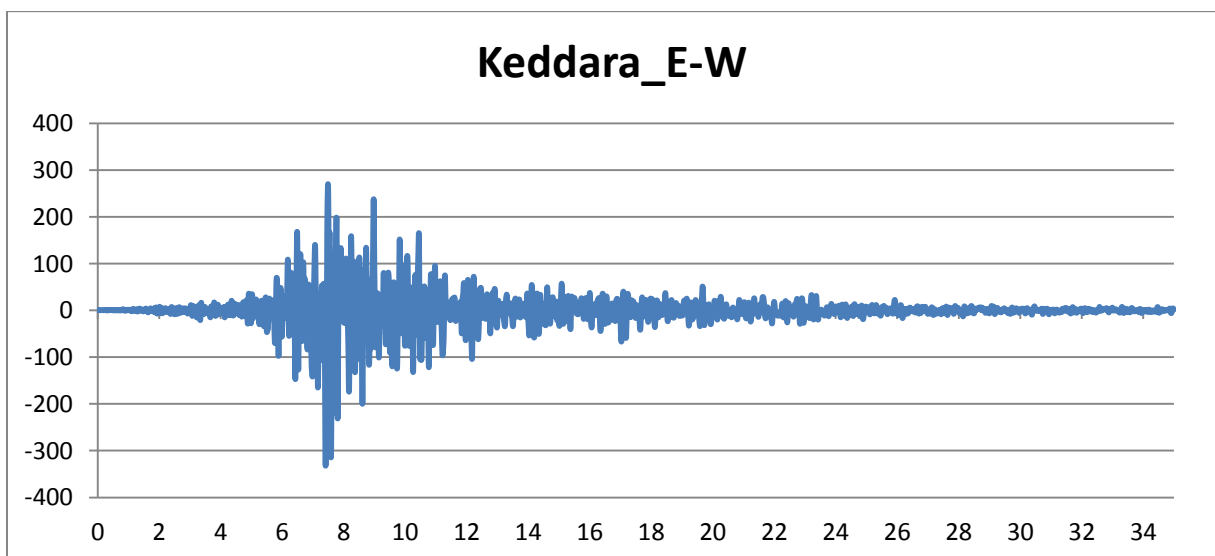
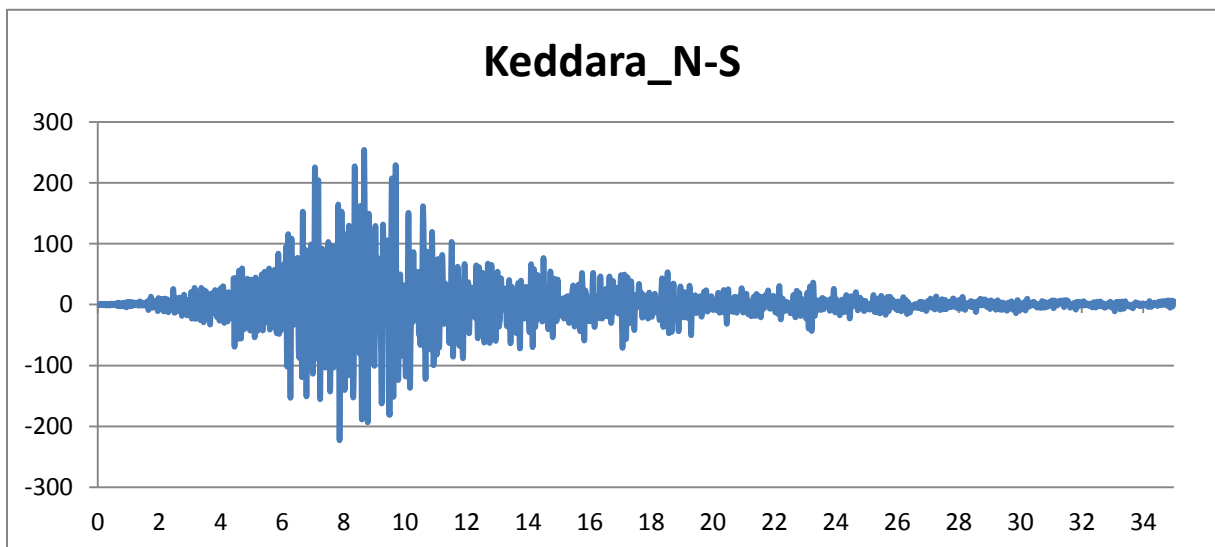
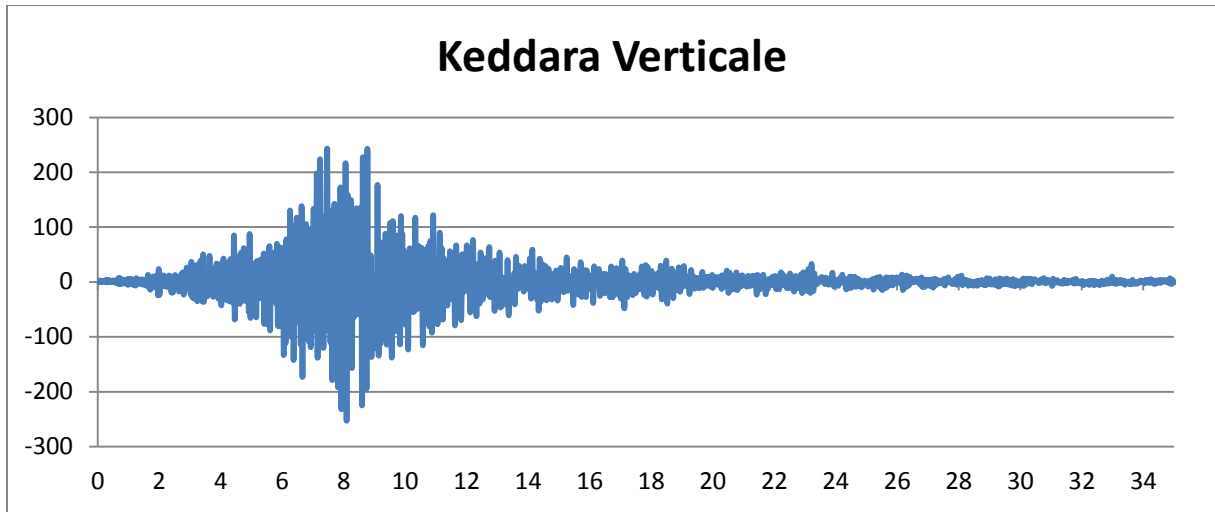
Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde de l'ingénieur avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Patricia BALANDIER** Document d'information à l'usage du constructeur
VOLUME-5 « Le Séisme et les constructions en métal et en bois »
<http://www.planseisme.fr/IMG/pdf/5>
- **Protection contre les séismes pour les bâtiments, les ponts et autres structures...**
[http://www.teratec.ca/docLibrary/protection%20contre%20les%20seismes.](http://www.teratec.ca/docLibrary/protection%20contre%20les%20seismes)
- http://www.installationsclassees.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/Rapport_CSTB_surpression_Vdef.pdf
- **Règles Parasismiques Algériennes. (RPA99/version 2003)** : Edition du centre nationale de la recherche appliqué en génie parasismique.
- **Règles neige et vent. (RNV99)**
- **DTR « Charge permanente et charge d'exploitation »**
- **Règles BAEL 91.**
- **CBA 93.**

Les Annexes

Séisme Keddara « Boumardesse »



RESUME

Ce mémoire présente une étude sur le comportement des structures métalliques contreventées par des contreventements en croix équipés par des amortisseurs visqueux. Pour bien comprendre le fonctionnement de ces derniers, on fait une étude paramétrique sur un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussé R + 12 étages.

Ce travail se compose de huit parties :

La première partie concerne la présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

La deuxième partie présente les principaux types de contreventements métalliques ainsi que les règles et les principes de conception.

La troisième partie concerne l'évolution de la descente des charges permanentes et d'exploitations.

La quatrième partie présente le dimensionnement des éléments de la structure.

La cinquième partie consacrée à l'étude de plancher et l'étude sismique.

La sixième partie présente une étude de plusieurs variantes des dispositions des contreventements métalliques.

La septième partie concerne à l'analyse sismique en utilisant les amortissements visqueux.

La dernière partie concerne la comparaison et l'interprétation des résultats.

Mots clés :

Construction, métallique, analyse, dissipative, contreventement, RNV99, PPA99V2003, sap2000

SUMMARY

This thesis presents a study of the metallic structures braced by cross bracing equipped with viscous dampers behavior. For a better understanding of the latter, we made a parametric study of on residential building used consists of a ground floor + 12 floors with a regular shape in plan.

This work consists of eight parts:

The first part concerns the presentation of the structure and characteristic of materials.

The second part presents the main types of metal braces and the rules and principles of design.

The third part concerns the evolution of the descent of the loading on and farms.

The fourth part concerns of the preliminary design resistant elements of the structure.

The fifth part concerns of the floor study and seismic survey.

The sixth section presents a study of several alternative arrangements of metal braces.

The seventh part deals with seismic analysis using viscous amortization.

The last part concerns the comparison and interpretation of results.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة عن سلوك من الهياكل المعدنية التي جهزت بمخمدات لزجة للفهم الجيد حول كيفية عمل هذه الأخيرة قمنا بدراسة دراسة بارامترية عن المبنى للاستخدام السكني يتألف من طابق ارضي و 12 طابقا :هذا العمل يتألف من ثمانية أجزاء.

الجزء الأول يعرض أنواع رئيسية من الأقواس المعدنية وقواعد ومبادئ التصميم

الجزء الثاني يتعلق بعرض هيكل المشروع وخصائصه المادية.

الجزء الثالث و الرابع يتعلق بتقييم مختلف الحملات و دراسة الابعاد لمختلف هياكل المقاومة للبناء.

الجزء الخامس يتعلق بدراسة الطابق و الدراسة الزلزالية.

القسم السادس مكرس للمسح الزلزالي باستخدام ترتيبات مختلفة من الأقواس المعدنية مع دراسة الاحسن باستخدام برنامج "ساب 2000" لتحديد التأثيرات لمختلف الحمولات

ويتناول الجزء السابع التحاليل الزلزالية باستخدام الاستهلاك لزج اما الجزء الأخير يتعلق مقارنة وتفسير النتائج.