

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université AbouBakr Belkaid
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Spécialité : INGENIERIE DES STRUCTURES

Thème :

**ETUDE DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS DES
STRUCTURES EN BETON ARME PAR MATERIAUX COMPOSITES**

Présenté par :

Mr MAHBOUB Lotfi

Mr MOULESSEHOUL Sid Ahmed

Le: 23 Juin 2013

Devant le Jury composé de :

Mr D. ZENDAGUI

Président

Mr A. BAGHLI

Examineur

Mr C. BEDJAOUI

Examineur

Mr A. RAS

Encadreur

Remerciements

Tout d'abord, on remercie DIEU pour la force et la patience qu'il nous a accordé pour réaliser ce projet.

Nos sincères remerciements s'adressent du fond du cœur à notre encadreur Mr.RAS qui nous a orientés durant toute la préparation de ce projet et qui nous a fourni toutes les informations et conseils nécessaires.

On tient à remercier profondément les membres du jury Mr ZENDAGUI, Mr BAGHLI et Mr BEDJAOUI pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger ce travail.

Un remerciement spécial pour Mr BENYAKOUB et Mr MAACHOU pour l'aide qu'ils nous ont fourni.

Dédicace

Je dédie ce travail au premier lieu a mes chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.

A mes chères sœurs et a mon cher frère.

A mon ami, mon frère, mon binôme Sid Ahmed, avec qui j'ai partagé de merveilleux moments.

A tous mes amis, connaissances et tous ceux qui ont partagé ma joie en ce jour ci.

MAHBOUB Lotfi

Rien n'est aussi beau a offrir que le fruit d'un labour qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en expriment la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail a :

Mes chers parents, qui ont sacrifiés leurs vies pour notre bien

Mon frère et ma sœur

Les anges de la famille ; Anes, Racim, surtout la belle Selma

Toute la famille : MOULESSEHOUL et BEKHTI

Mon ami et mon binôme Lotfi

Mon ami Issam, et tous mes amis de la promotion de génie civil

Et en dernier, un grand merci a toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

MOULESSEHOUL Sid Ahmed

Résumé :

Ce projet présente une étude d'un bâtiment contreventé par des murs en matériaux composite. Il est constitué d'un rez de chaussée et de dix étages à usage d'habitation. L'objectif assigné à cette étude est de visualiser le comportement de cette structure au-delà du domaine élastique. Notre travail a consisté dans un premier temps à faire une étude du bâtiment contreventé par des voiles en béton armé tout en respectant les règlements RPA99V2003, BAEL91. En second lieu, nous avons établi une étude comparative entre trois types de structures (auto stable, contreventée par des voiles en béton armé, contreventée par des murs en matériaux composites). Et en dernier lieu, nous avons évalué notre structure dans le domaine non linéaire, en utilisant la méthode de Push-over.

Mots clés : Structure, murs voile, matériaux composites, béton armé, auto stable, méthode de Push over

Abstract:

The project is a study of a braced structure by composite walls. It's composed of a first floor and ten floors, his function is habitation structure. The aim of the study is to visualize the act of this structure over the elastic zone. Our work consists at first of the study of the construction braced by reinforced concrete walls by respecting the codes RPA99V2003, BAEL99. Then, we made a comparative study between three structures (auto stable, braced by reinforced concrete, braced composite walls). Finally, we made an evaluation of our structure in the non-linear zone, using the "Push over" method.

Key words: Structure, braced walls, composite material, reinforced concrete, auto stable, "Push over" method.

ملخص:

هذا المشروع يمثل دراسة مبنى سكني مكون من عشر طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي. خاصية المبنى هو جدرانه التي أنجزت بواسطة مواد مركبة خاصة. الهدف من هذا المشروع هو دراسة المبنى بعد تخطيطها المجال الخطي (المجال الذي يضمن فيه سلامة المبنى).
أولياً قمنا بدراسة المبنى بجدران أنجزت بواسطة خرسانة مسلحة مع احترام مختلف القوانين المنصوصة في BAEL91, RPA99V2003.
ثانياً قمنا بمقارنة ثلاثة أنواع من المباني (غير محصنة، محصنة بخرسانة مسلحة، محصنة بجدران من مواد مركبة).
و أخيراً قمنا بدراسة المشروع في المجال الأخطي، باستعمال تقنية Push over.

كلمات المفتاح: مباني، جدران محصنة، مواد مركبة، خرسانة مسلحة، غير محصنة، تقنية Push over.

Sommaire :

Chapitre I : Introduction et problématique

I.1. Introduction	2
I.2. Problématique	5
I.3. Plan de travail	5

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction	8
II.2. Présentation de l'ouvrage	8
II.3. Caractéristiques des matériaux	8
II.3.1. Béton	8
II.3.2. Acier	9
II.3.3. Fibre de carbone	10

Chapitre III : Les matériaux composites en tissus de fibre de carbone

III.1. Introduction	13
III.2. Les différents types des matériaux composites	13
III.3. Définition du procédé TFC	14
III.4. Technique de renforcement	14
III.5. Amélioration de la résistance des éléments structuraux à l'aide de matériaux	15

Chapitre IV : Méthode Push Over

IV.1. Introduction	20
IV.2. Origine de l'analyse Push over	20
IV.3. But de l'analyse push over	20
IV.4. Principes théoriques du calcul Push over	22
IV.4.1. Courbe de capacité	22
IV.4.2. Point de performance	23
IV.4.3. Rotules plastiques	23
IV.5. Conclusion	24

Chapitre V : Pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment

V.1. Introduction	26
V.2. Pré dimensionnement des planchers et descentes de charges	26
V.2.1. Dalle en corps creux	26
V.2.2. Dalle pleine	27
V.3. Pré dimensionnement des poutres	28
V.3.1. Poutre principale	28
V.3.2. Poutre secondaire	28
V.4. Pré dimensionnement des poteaux	28
V.4.1. Critère de résistance	28
V.4.2. Critère de stabilité	28
V.4.3. Lois de comportement	29
V.4.4. Vérification	31
V.5. Les escaliers	32
V.5.1. Type d'escalier	32
V.5.2. Pré dimensionnement	33
V.6. Les voiles de contreventement	34

Chapitre VI : Calcul des planchers et leurs ferrailages

VI.1. Introduction	36
VI.2. Planchers à corps creux	36
VI.2.1. Dimensionnement des poutrelles	36
VI.2.2. Types des poutrelles	36
VI.2.3. Méthode de calcul	37
VI.2.4. Combinaison de charges	37
VI.2.5. Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant	37
VI.2.6. Détermination du ferrailage	43

Chapitre VII : Calcul des éléments non structuraux

VII.1. Acrotère	46
VII.1.1. Introduction	46
VII.1.2. Evaluation des charges	46
VII.1.3. Calcul des sollicitations	46
VII.1.4. Détermination des ferrailages	47
VII.1.5. Vérification du ferrailage	47
VII.2. Etude des escaliers	48
VII.2.1. Introduction	48

VII.2.2. Combinaison d'action	48
VII.2.3. Calcul des sollicitations	48
VII.2.4. Calcul du ferrailage	50
VII.2.5. Vérification du ferrailage	51
VII.3. Etude de l'ascenseur	52
VII.3.1. Introduction	52
VII.3.2. Evaluation des charges	52
VII.3.3. Etude de la dalle sous la charge répartie	52
VII.3.4. Etude de la dalle sous la charge concentrique	53
VII.3.5. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	55
VII.3.6. Vérification de la dalle d'ascenseur au poinçonnement	55
VII.3.7. Vérification à l'E.L.S	56
VII.3.8. Vérification de l'effort tranchant	56

Chapitre VIII : Etude sismique

VIII.1. Introduction	58
VIII.2. Modélisation de la structure	58
VIII.3. Méthode applicable selon RPA99 V2003	59
VIII.4. Méthode dynamique modale spectrale	59
VIII.4.1. Principe	59
VIII.4.2. Modélisation	59
VIII.4.3. Spectre de réponse de calcul	59
VIII.5. Résultat de différentes dispositions des voiles	61
VIII.6. Vérification des conditions du RPA	63
VIII.6.1. Vérification des modes	63
VIII.6.2. Effet de la torsion accidentelle	63
VIII.6.3. Calcul du poids total de la structure	64
VIII.6.4. Participation des masses modales	65
VIII.6.5. Résultante des forces sismiques de calcul	65
VIII.6.6. Vérification de la reprise des voiles des forces sismiques	65
VIII.6.7. Vérification des déplacements	66
VIII.6.8. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	66

Chapitre IX : Calcul des éléments structuraux

IX.1. Introduction	69
IX.2. Ferrailage des poteaux	69
IX.2.1. Combinaison des charges	69
IX.2.2. Recommandation de l'RPA	69
IX.2.3. Les résultats des sollicitations données par SAP	70

IX.3. Ferrailage du poteau (50*50) cm ²	70
IX.3.1. Armatures longitudinales	70
IX.4. Vérification de l'effort tranchant	71
IX.4.1 Armatures transversale	71
IX.4.2. Tableau récapitulatif	72
IX.5. Ferrailage des poutres	72
IX.5.1. Combinaison de charges	72
IX.5.2. Recommandation de l'RPA	73
IX.6. Les résultats des sollicitations sont donnés par S.A.P	73
IX.6.1. Poutre principale	74
IX.6.2. Poutre secondaire	76
IX.7. Ferrailage des voiles	76
IX.7.1. Introduction	76
IX.7.2. Calcul du ferrailage	77
IX.7.3. Dessin du ferrailage	79

Chapitre X : Etude comparative

X.1. Introduction	82
X.2 Estimation des périodes et facteurs de participation modale	82
X.3. Analyse dans le domaine linéaire	82
X.3.1. Variation du déplacement et accélération en fonction du temps	82
X.3.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps	83
X.3.3. Variation des sollicitations en fonction du temps	84
X.3.4. Etude paramétrique	85
X.3.5. Conclusion	85
X.4. Analyse dans le domaine non linéaire	86
X.4.1. Définition du comportement non linéaire des poteaux poutres	86
X.4.2. Définition du chargement de l'analyse push over	88
X.4.3. Résultats de l'analyse push over	90
X.4.4. Etude comparative des résultats	92
X.4.5. Conclusion	95

Chapitre XI : Conclusion générale

97

Liste des figures:

Figure I.1 : Structure interne de la terre	2
Figure I.2 : Théorie de tectonique des plaques	2
Figure I.3 : Courbe de capacité d'une structure ($V_{\text{base}}-D_{\text{sommet}}$)	3
Figure I.4 : matériaux composites	4
Figure II.1 : Loi de comportement du TFC	10
Figure III.1 : Mise en œuvre du TFC	14
Figure III.2 : Echantillon du TFC	14
Figure III.3 : Procédé de réfection TFC	15
Figure III.4 : Plan de renforcement par TFC	16
Figure III.5 : Mise en place des essais sur un mur de contreventement	17
Figure III.6 : Système d'ancrage du TFC à la base du mur	17
Figure III.7 : Courbe charge/flèche (poutre B A non renforcée et renforcée)	17
Figure IV.1 : Endommagement correspondant	20
Figure IV.2 : Calcul Push over et courbe de capacité	22
Figure IV.3 : Courbe de capacité	23
Figure V.1 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible	26
Figure V.2 : Détail des constituants du plancher d'étage courant	27
Figure V.3 : Section afférente d'un poteau centrale sollicité	30
Figure V.4 : Types d'escalier	32
Figure VI.1 : Section en T (poutrelle)	36
Figure VI.2 : Schéma statique des poutrelles	36
Figure VI.3: Chargement de la poutrelle	38
Figure VI.4 : Chargement de la poutrelle	39
Figure VI.5 : Diagramme des efforts tranchants, T [KN]	40
Figure VI.6 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]	40
Figure VII.1 : Coupe de l'acrotère	46
Figure VII.2 : Schéma statique de l'escalier à deux volées (E.L.U)	48
Figure VII.3 : Schéma statique de l'escalier à deux volées(E.L.S)	49
Figure VII.4 : Dalle d'ascenseur	52
Figure VIII.1 : Modèle 3D de la structure	58
Figure VIII.2 : Spectre de réponse de calcul	60
Figure VIII.3 : Disposition des voiles	62
Figure VIII.4 : Translation selon X (mode 1)	63
Figure VIII.5 : Translation selon Y (mode2)	63
Figure VIII.6 : Rotation selon Z (mode 3)	63
Figure VIII.7: Modélisation en masses concentrées	64
Figure IX.1 : Coupe transversale du voile	77
Figure IX.2 : disposition du ferrailage transversale du voile	79

Figure IX.3 : disposition du ferrailage longitudinale du voile	79
Figure X.1 : Réponse temporelle en déplacements des trois modèles	82
Figure X.2 : Réponse temporelle en accélération des trois modèles	83
Figure X.3 : Réponse temporelle en effort tranchant à la base des trois modèles	83
Figure X.4 : Réponse temporelle en effort normal des trois modèles	84
Figure X.5 : Réponse temporelle en effort tranchant des trois modèles	84
Figure X.6 : Réponse temporelle en moment fléchissant des trois modèles	84
Figure X.7 : Etude paramétrique par rapport aux déplacements	85
Figure X.8 : Loi de comportement	86
Figure X.9 : Loi de comportement (Force – Déplacement) et niveaux de dommages	86
Figure X.10 : Introduction des rotules plastiques des poteaux	87
Figure X.11 : Introduction des rotules plastiques des poutres	88
Figure X.12 : Définition du chargement de l'analyse Push over sous charges verticales	89
Figure X.13 : Définition du chargement de l'analyse Push over sous charge horizontale	89
Figure X.14 : Détermination du nœud de contrôle	90
Figure X.15 : Courbe de capacité de la structure	90
Figure X.16 : Détermination du point de performance	91
Figure X.17 : Formation des rotules plastiques sens(x)	92
Figure X.18 : Formation des rotules plastiques au portique en TFC sens (x)	94
Figure X.19 : Formation des rotules plastiques au portique non contreventée sens (x)	94

Liste des tableaux:

Tableau II.1 : Caractéristiques mécaniques du composite	11
Tableau III.1 : Les différents matériaux composites avec leurs caractéristiques	13
Tableau V.1 : Charge permanente de plancher terrasse	26
Tableau V.2 : Charge permanente de plancher étage courant	27
Tableau V.3 : Dégression des surcharges d'exploitation	29
Tableau V.4 : Evaluation des charges	30
Tableau V.5 : Section des poteaux des différents étages	31
Tableau V.6 : Vérification des poteaux au flambement	31
Tableau V.7 : Descente de charge (volée)	34
Tableau V.8 : Descente de charge (palier)	34
Tableau VI.1: Combinaison de charges	37
Tableau VI.2 : Calcul des sollicitations	39
Tableau VI.3 : Calcul des sollicitations	40
Tableau VI.4 : Sollicitations récapitulatifs	41
Tableau VII.1 : Vérification de l'effort tranchant	47
Tableaux VII.2 : Diagrammes des sollicitations à l'E.L.U	49

Tableau VII.3 : Calcul des sollicitations (E.L.U)	49
Tableau VII.4 : Diagrammes des sollicitations à l'E.L.S	50
Tableau VII.5 : Calcul des sollicitations (E.L.S)	50
Tableau VII.6 : Calcul du ferrailage	50
Tableau VII.7 : Calcul des sollicitations M_x , M_y	53
Tableau VII.8 : Calcul des sollicitations à l'E.L.U	54
Tableau VII.9 : Calcul des sollicitations à l'E.L.S	54
Tableau VII.10 : Calcul du ferrailage en travée	55
Tableau VII.11 : Calcul du ferrailage en appuie	55
Tableau VIII.1 : Facteur de pénalité P_q	60
Tableau VIII.2 : Résultats de l'analyse des variantes	62
Tableau VIII.3 : Caractéristiques géométriques	64
Tableau VIII.4 Vérification de la participation des masses modales	65
Tableau VIII.5 Vérification des déplacements	66
Tableau VIII.6 Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	67
Tableau IX.1 : Combinaisons des charges	69
Tableau IX.2 : Sollicitations des poteaux sous différents combinaisons	70
Tableau IX.3 : Résultats récapitulatifs du ferrailage des poteaux	72
Tableau IX.4 : Combinaisons des charges	72
Tableau IX.5 : Sollicitations des poutres (E.L.U, E.L.S).	73
Tableau IX.6 : Résultats récapitulatifs du ferrailage des poutres principales	76
Tableau IX.7 : Résultats récapitulatifs du ferrailage des poutres secondaires	76
Tableau IX.8 : Sollicitations des voiles	77
Tableau IX.9 : Dessin du ferrailage des poteaux-poutres	80
Tableau X.1 : Périodes et facteurs de participation modale	82
Tableau X.2 : Résultats du point de performance	92
Tableau X.3 : Résultats de la demande en ductilité	93
Tableau X.4 : Résultats de la raideur K_e	93
Tableau X.5 : Résultats de la raideur K_p , Indice de dégradation I_d	93

Chapitre I :

Introduction et problématique

I.1. Introduction :

La terre a pratiquement la forme d'une sphère de 6378 Km de rayon, composée de couches concentriques (la croûte, le manteau, le noyau et la gaine) (Figure I.1), dont la densité augmente avec la profondeur.[4]

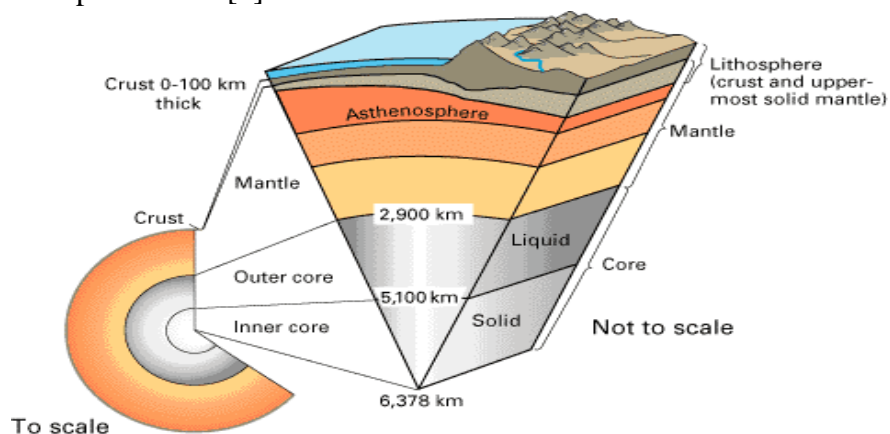


Figure I.1 : Structure interne de la terre [4]

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres (Figure I.2), certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent.

La majorité des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

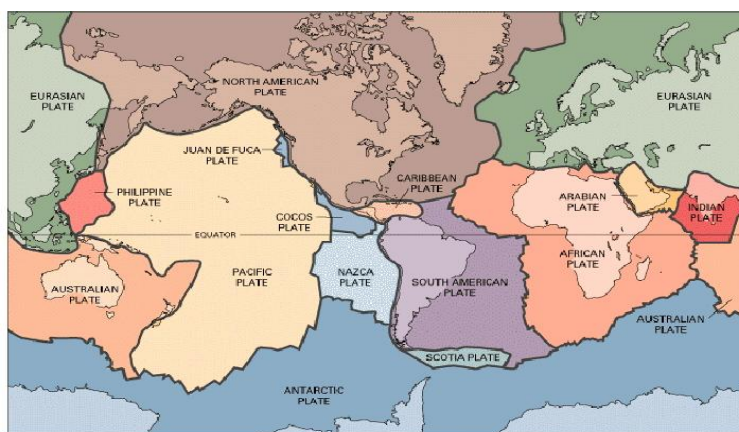


Figure I.2 : Théorie de tectonique des plaques [4]

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

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

- Les erreurs commises au niveau de la réalisation, ainsi que la mauvaise qualité des matériaux utilisés.

- La mauvaise connaissance des limites réelles de la résistance d'une structure ainsi que des dommages qui peuvent se produire lors d'un séisme réel. [10]

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

En effet, plusieurs méthodes de calculs ont été développés afin d'estimer les différents dommages des ouvrages. La méthode la plus utilisée est la plus simple, c'est la méthode qui est basée sur le calcul non linéaire en poussée progressive « **Push over** », elle représente des résultats similaires à celles de l'analyse temporelle non linéaire et les difficultés du calcul temporel pas à pas sont évitées. [8]

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

La distribution des charges et le déplacement ciblé sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme. [8]

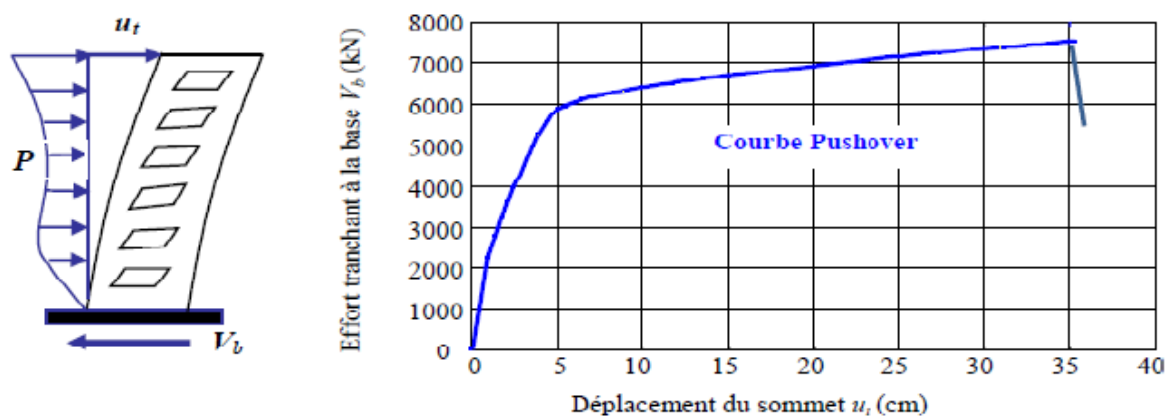


Figure I.3 : Courbe de capacité d'une structure (V_{base} - D_{sommet})

Dans le domaine du génie civil, des méthodes de renforcements traditionnelles sont souvent utilisées après chaque séisme tel que le chemisage et le gainage. Ainsi d'autres techniques ont été développées au cours des dernières années tel que l'utilisation des plaques en matériaux composites, compte tenu des avantages [9][7] que procure ce type de renforcement, on cite :

- ✓ Une grande résistance mécanique, et une masse réduite jusqu'à 75% plus légère que l'acier.
- ✓ Ils ne présentent pas des problèmes d'allongements de fluage, de fatigue.
- ✓ La facilité de la mise en œuvre.
- ✓ Aucun risque de corrosion.

Parfois ce sont les matériaux qui se sont dégradés et pour garantir la sécurité des personnes ou le confort des usagers in faut intervenir, on parle alors de réfection ou de rénovation.

Ainsi, ces matériaux sont généralement destinés pour la réhabilitation des ouvrages afin de leur procurer de nouvelles fonctions exigées par les normes récentes. Ces travaux présentent un gros avantage par rapport à la démolition puis à la reconstruction, est de limiter voire de supprimer les pertes d'exploitation[5]. Pour cela l'intérêt des causes qui rendent nécessaire la réhabilitation, nous pouvons retenir quatre raisons principales, qui sont par ordre d'importance :

- ✓ La remise en conformité avec des règlements de plus en plus stricts.
- ✓ Les dégradations que subissent les matériaux.
- ✓ Les changements de fonctionnalité.
- ✓ L'esthétique.

Dans le cas du contreventement des structures en béton armé, ce procédé consiste à remplacer les murs voiles en béton armé par une plaque d'acier enrobée par des matériaux composites qui sert à augmenter la rigidité grâce à son module de Young élevé « chap2 » et les charges après plastification des aciers.[10]

Dans le domaine de génie civil, il existe plusieurs types de matériaux composites tels que les fibres de verres, fibres d'aramides et les fibres de carbones (Figure I.4). Ces derniers sont les plus utilisées dans le renforcement des structures en béton armé, car ses caractéristiques mécaniques comparativement aux autres types de fibre sont confortées par une excellente résistance à la fatigue et aux sollicitations dynamiques.[3]

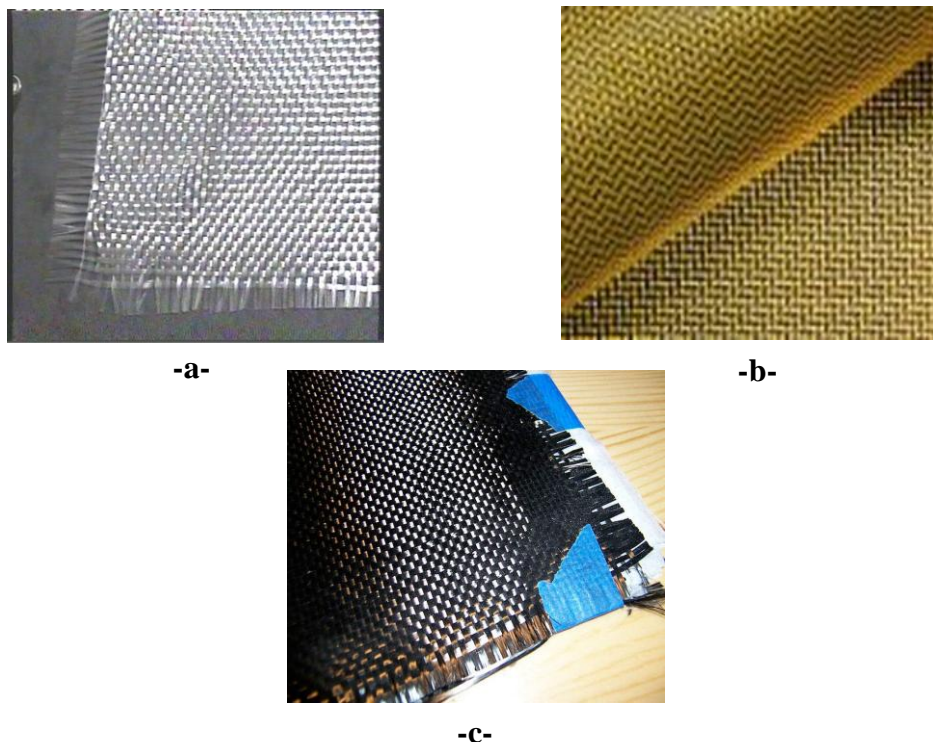


Figure I.4 : matériaux composites

-a- Fibre de verre ; -b- Fibre d'aramide ; -c- Fibre de carbone

I.2. Problématique :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment R+10 étages contreventé par des murs en matériaux composites.

En premier lieu, on entame notre projet par une étude contreventé par des voiles en béton armé exigé par les règlements algériens afin d'avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

En second lieu, les murs voiles en béton armé sont remplacés par des murs en matériaux composites « **tissu de fibre de carbone** » afin de faire une comparaison entre les deux types de contreventements.

Et en dernier lieu, on termine notre recherche par une procédure qui permet d'évaluer la performance sismique des structures, en utilisant la méthode de « **Push over** » proposée par le règlement américain **ATC40**.

I.3. Plan de travail :

Le travail a été structuré comme suit :

Le **chapitre II** portera une présentation de l'ouvrage ainsi les matériaux et leurs caractéristiques à utiliser.

Le **chapitre III** consiste à présenter les différents types des matériaux composites et l'intérêt de l'utilisation des tissus de fibres de carbonés.

Le **chapitre IV** consiste à présenter la méthode de push over.

Le **chapitre V** englobe la détermination des actions verticales présentent dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

Le **chapitre VI** portera sur le calcul des planchers et leur ferrailage.

Le **chapitre VII** sera le calcul des éléments non structuraux :

- Acrotère.
- Escalier.
- Ascenseur.

Le **chapitre VIII** portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude de bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP 2000 v14.

Le **chapitre IX** sera le calcul des éléments structuraux :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

Le **chapitre X** étude de cas d'un bâtiment R+10 dont l'analyse des résultats a été scindés en deux parties :

- Partie 1 : Etude comparative dans le domaine linéaire entre deux types de structures, une qui est contreventée par des voiles en béton armé, et l'autre qui est contreventée par des murs en matériaux composites.

➤ Partie 2 : Etude comparative dans le domaine non linéaire par la méthode de push over, cette comparaison se fait entre une structure qui est contreventée par des murs en matériaux composites et une structure sans contreventement.

Le **chapitre XI** comporte une conclusion générale.

Chapitre II :

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction :

Toute étude de projet d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage, afin d'assurer la sécurité des usagers.

Dans notre pays, on utilise souvent le béton armé comme matériaux de construction, parce qu'il est le moins cher par rapport aux autres matériaux et le mieux maîtrisé.

En plus, des méthodes de renforcements ont été développées en monde dans ce domaine- là tel que le renforcement par les matériaux composites.

II.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment R+10 étages, dont le lieu de l'implantation est la wilaya d'Oran, elle est classée comme zone moyenne sismicité (zone IIa) selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA99 (V2003).

Notre bâtiment est de forme régulière, il comporte :

- ✓ Un rez de chaussée (habitation).
- ✓ 10 étages à usage d'habitation.

Dimensions en élévation :

- Hauteur du bloc 34.17m.
- Hauteur du rez chaussée 3.57m.
- Hauteur de l'étage courant 3.06m.

Dimensions en plan :

- Longueur totale 26.23m.
- Largeur totale 13.45m.

II.3. Caractéristiques des matériaux :

II.3.1. Béton :

Le béton qui sera utilisé pour la construction doit être conforme aux règlements exigé par le B.A.E.L 91.

La masse volumique du béton armé est de 2500 kg/m³.

- **Résistance de béton :**

➤ **Résistance à la compression :**

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton a l'âge de 28 jours par des essais aux éprouvettes cylindriques ($\Phi = 16 \text{ cm}$; $h = 32 \text{ cm}$).

La résistance à la compression est de :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad (\text{II.1})$$

➤ **Résistance de béton à la traction :**

On peut déduire la résistance de béton à la traction directement de celle à la compression d'après la relation suivante : $f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$. (II.2)

➤ **Contraintes limites :**

Etat limite ultime (E.L.U) :

• $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} \longrightarrow$ Situation durable ($\gamma = 1,5$). (II.3)

• $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 18,48 \text{ MPa} \longrightarrow$ Situation accidentelle ($\gamma = 1,15$). (II.4)

• Module de déformation E: $\begin{cases} E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \\ E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \end{cases}$ (II.5)

• $\nu = 0$.

Etat limite de service (E.L.S) :

• $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (II.6)

• $\nu = 0,2$.

II.3.2. Acier :

L'acier doit être conforme aux normes AFNOR, avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

• Acier doux : FeE235 $\longrightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$; $\epsilon_{es} = 1,175\%$; $f_{rp} = 410 \text{ MPa}$.

• Acier HA : FeE400 $\longrightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$; $\epsilon_{es} = 2,5\%$; $f_{rp} = 550 \text{ MPa}$.

Etat limite ultime (E.L.U) :

• $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa} \longrightarrow$ Situation général ($\gamma_s = 1,15$). (II.7)

• $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow$ Situation accidentelle ($\gamma_s = 1$). (II.8)

Etat limite de service (E.L.S) :

• Fissuration non préjudiciable : Aucune vérification à faire.

• Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$ (II.9)

• Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$ (II.10)

Avec :

$$\eta = \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta = 1,6 \longrightarrow \text{HA} \\ \eta = 1 \longrightarrow \text{RL} \end{cases} \quad (\text{II.11})$$

II.3.3. Fibre de carbone :

Procédé de renforcement d'éléments de structures, consistant à coller sur la surface des éléments visés un tissu de fibres de carbone à l'aide d'une résine époxyde synthétique à deux composants. Ce procédé est destiné à augmenter la capacité portante des éléments concernés, par fonctionnement mécanique conjoint élément-tissu, grâce à l'adhérence conférée par la résine après son durcissement entre les deux matériaux.

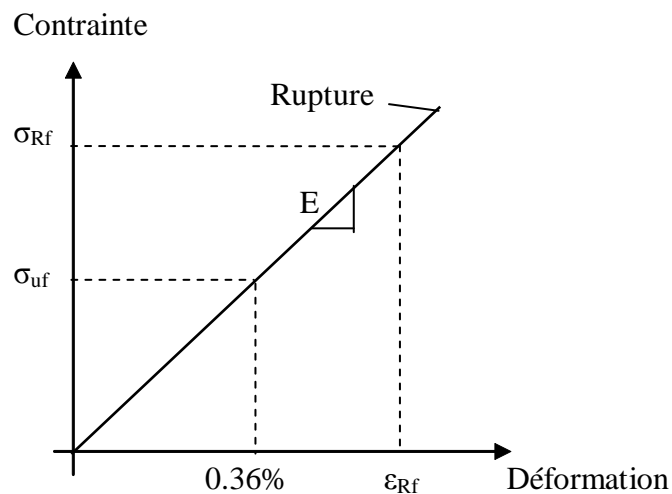


Figure II.1 : Loi de comportement du TFC

Tableau II.1 : Caractéristiques mécaniques du composite

Résistance garantie à la rupture (σ_{Rf})	1700 MPa
Contrainte de traction à l'ELU (σ_{uf})	913 MPa
Contrainte de traction à l'ELS (σ_{sf})	550 MPa
Déformation de rupture garantie (ε_{Rf})	0,68%
Module de Young E	250000 MPa
Poids volumique (γ)	18 KN/m ³
Epaisseur moyenne (e_p)	0,43 mm

Chapitre III :

Les matériaux composites en tissus de fibre de carbone

III.1. Introduction:

Le terme matériau composite est généralement employé pour désigner les matériaux en fibre synthétique tels que la fibre de verre, la fibre de carbone et l'aramide enchâssée dans une résine (résine époxyde).

Le béton armé est constitué d'un liant qui est le béton, et barres d'aciers, par contre les matériaux composites sont constitués de deux éléments complémentaires d'un liant qui est la **matrice** et un **renfort de fibres longues** qu'ils peuvent se mélanger de façon hétérogène.

La matrice à pour but de :

- Assurer la distribution de la charge sur toutes les fibres.
- Protéger les fibres contre les effets de l'environnement.
- Assurer la liaison avec le support à renforcer.

Ainsi les fibres longues apportent les meilleures propriétés physiques, statiques et dynamiques. Ces matériaux présentent une contrainte de rupture très élevée pour une densité cinq fois moins que celle de l'acier.

III.2. Les différents types des matériaux composites:

Les matériaux composites sont de plus en plus utilisés dans l'industrie aéronautique et spatiale et dans la Formule 1, et grâce aux recherches menées, l'utilisation de ces matériaux a été introduite dans le domaine de génie civil et en particulier dans le bâtiment.

On trouve plusieurs variétés des matériaux composites [3] avec des caractéristiques différentes qui sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Les différents matériaux composites avec leurs caractéristiques

Caractéristiques	Tissu avec fibre de verre	Tissu avec fibre d'aramide	Tissu avec fibre de carbone
Résistance à la traction	Très bonne	Très bonne	Très bonne
Résistance à la compression	Bonne	Faible	Bonne
Raideur	Faible	Grande	Très grande
Résistance à la fatigue statique	Faible	Bonne	Excellente
Résistance à la fatigue cyclique	Assez bonne	Bonne	Excellente
Densité	Assez faible	Très faible	Faible
Résistance aux produits chimiques	Faible	Bonne	Très bonne
Coût	Bon	Assez cher	Cher

Malgré le cout élevé des tissus de fibres de carbones, ils sont souvent retenue pour la confection d'un composite.

Ses caractéristiques mécaniques comparativement aux autres tissus de fibres sont d'autre part confortées par une excellente résistance à la fatigue et aux sollicitations dynamique.

III.3. Définition du procédé TFC:

Le tissu de fibre en carbone est constitué d'environ 40% de tissu et 60% de résine, ces proportions peuvent changer en fonction de l'état du support à renforcer et les conditions d'applications in situ.

Le TFC est un tissu bidirectionnel constitué de 70% de fibres dans le sens de la chaine et 30% dans le sens de trame afin d'avoir une résistance privilégiée.[9]

Le renforcement à base des tissus de fibres de carbones peut s'avérer en pratique plus compétitif que les procédés classiques, du fait d'une mise en œuvre plus simple.

Le procédé est basé sur le principe d'un placage de matériau résistant aux efforts de traction et collé sur les zones tendues de la pièce à renforcer, et essentiellement un rôle de renforcement structural aux efforts engendrés par les effets de flexion comme d'efforts tranchants.

Le TFC est un composite à base de fibre de carbone matricées dans un liant synthétique appliqué à froid dans le but d'être intégré par adhérence au support pour équilibrer les tractions induites dans la section.

De nombreuses utilisations découlent de ce principe, nous pouvons citer dans le domaine des bâtiments et des travaux publics, la remise en état ou la mise en conformité d'ouvrage d'art, des planchers, et des murs de contreventement qui est le cas de notre projet.

On montre dans quelques photos des modèles de TFC :



Figure III.1 : Mise en œuvre du TFC

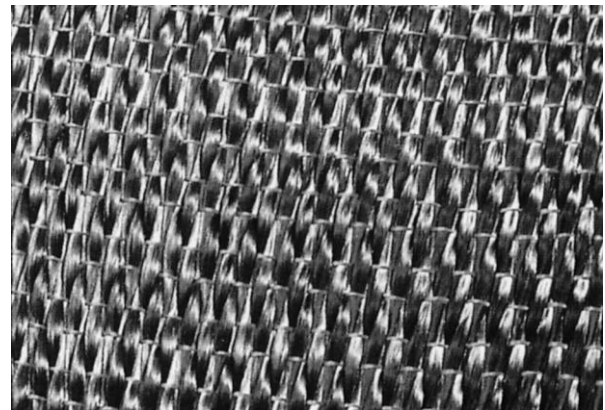


Figure III.2 : Echantillon du TFC

III.4. Technique de renforcement:

La technique qui consiste à renforcer les fibres en enveloppant un élément de tôles de composite de fibres est un processus relativement simple, bien que l'installation du système

de renforcement du composite varie d'un fabricant ou d'un installateur à l'autre, le processus passe généralement par les étapes suivantes:

- 1) Inspecter la condition de surface de l'élément de structure à renforcer.
- 2) Réparer les fissures et les surfaces effritées avec une injection d'époxyde et du mortier à résine époxydique.
- 3) Préparer la surface de l'élément de structure (avec des meules à main et du sablage humide au besoin) en éliminant les saillies et en s'assurant que le profil est adéquat.
- 4) Appliquer une couche d'apprêt puis du mastic de vitrier afin d'assurer l'adhérence des feuilles de fibres.
- 5) Appliquer une première couche d'agent d'imprégnation.
- 6) Appliquer les feuilles de fibres sur la surface, comme s'il s'agissait de papier peint.
- 7) Appliquer une deuxième couche d'agent d'imprégnation, une fois que les feuilles auront bien durci, généralement au bout d'une heure.
- 8) Répéter les étapes 6 et 7, jusqu'à ce que toutes les couches de fibres soient installées.



Figure III.3 : Procédé de réfection TFC.

III.5. Amélioration de la résistance des éléments structuraux à l'aide de matériaux :

Durant les années précédentes différentes techniques d'utilisation du TFC ont été mise en œuvre afin d'améliorer la résistance des bâtiments existants. Et grâce aux recherches et tentatives menées ce matériau a fait preuve de réussite dans plusieurs éléments de la structure. Les composites de fibres en tant que matériau d'adaptation des bâtiments aux normes sismiques ont initialement été employés sur des poutres et des poteaux, au milieu des années quatre vingt, l'Allemagne et la Suisse ont réhabilité les poutres et les poteaux de leurs structures de bâtiments à l'aide de composites de fibres.

Des tôles de polymère renforcé de fibres (PRF), liaisonnées à l'extérieur, ont été utilisées pour remplacer les tôles d'acier et renforcer les poutres et les poteaux en béton armé. Depuis lors, ils ont fabriqué plusieurs types de composite de fibres et développer de nouvelles techniques de renforcement des poutres en béton. En plus des tôles de PRF, ils ont également employé des feuilles de PRF flexibles pour envelopper ces deux éléments.

Les études sur le renforcement des assemblages poteau-poutre à l'aide de feuilles de PRF sont très rares. Tout récemment, Pantelis et coll. (2000) ont communiqué les résultats d'une étude expérimentale qu'ils ont effectuée à l'université d'Utah, Salt Lake City.

Des charges cycliques inversées ont été appliquées à deux spécimens de demi-grandeur, représentatifs des constructions des années 60, c'est-à-dire avec une résistance insuffisante. Ainsi des essais ont été effectués sur un spécimen non modifié et un spécimen renforcé avec un composite de PRF afin d'évaluer l'efficacité du polymère vis-à-vis la résistance au cisaillement.

Pour le premier spécimen, il n'y a pas de renforcement transversal à la base de l'assemblage, et les barres longitudinales de la poutre ne sont pas proprement ancrées à la connexion. Durant l'essai de chargement, le poteau était soumis à une charge longitudinale visant à simuler la charge produite par la gravité, tandis qu'une charge cyclique inversée était appliquée à l'extrémité libre de la poutre.

La figure III.4 montre le deuxième spécimen qui a été renforcé à l'aide de feuilles de PRF afin d'améliorer la résistance au cisaillement et la ductilité de l'assemblage.

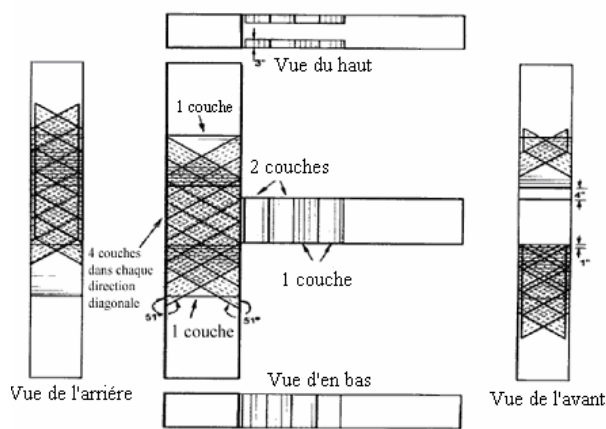


Figure III.4 : Plan de renforcement par TFC [5].

L'étude préliminaire sur l'usage des composites de fibres pour le renforcement parasismique des murs de contreventement en béton armé a été effectuée à l'université de Carleton et au ministère fédéral de Travaux publics et Services gouvernementaux du Canada. Quatre séries d'essais ont été effectuées sur des spécimens de murs de contreventement en béton armé de demi-grandeur, y compris un mur de contrôle, un mur réparé (réparation du mur de contrôle qui a été précédemment testé et endommagé), ainsi que deux murs renforcés. Le premier renforcement de mur consistait à appliquer à la verticale une couche de fibres de carbone sur les deux côtés du mur [5].

Le second renforcement de mur consistait à appliquer une feuille horizontale et deux feuilles verticales de fibres de carbone sur les deux côtés du mur. Tous les spécimens de mur avaient les mêmes dimensions (2,0 x 1,5 x 0,1 m), les mêmes détails conceptuels et les mêmes propriétés de matériau.

La figure III.5 montre comment l'essai a été mené, et la figure III.6 illustre le système d'ancrage des feuilles de fibres de carbone à la base des spécimens.

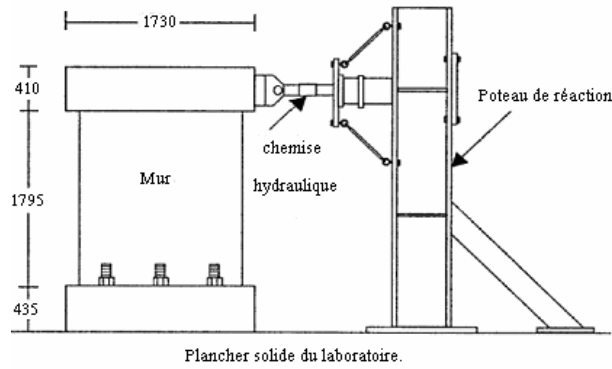


Figure III.5 : Mise en place des essais sur un mur de contreventement.[3]

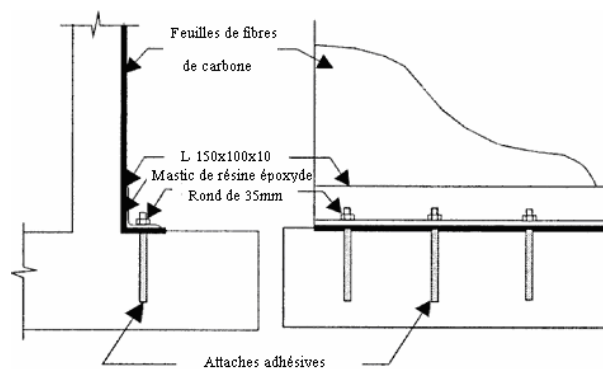


Figure III.6 : Système d'ancrage du TFC à la base du mur.[3]

D'autres procédés ont été développés pour le renforcement, ce qui a fait l'objet des travaux de thèse de VARASTHEPOUR en 1996 et DAVID en 1999 qui ont procédé à la technique de renforcement par placage extérieur du composite sur une poutre en béton armé sous flexion. Le renforcement permet d'augmenter à la fois la rigidité et les charges après plastification des aciers grâce à la réduction de la courbure ultime, (Figure III.7). P_0 et P_1 sont respectivement la poutre témoin et la poutre renforcée.[3]

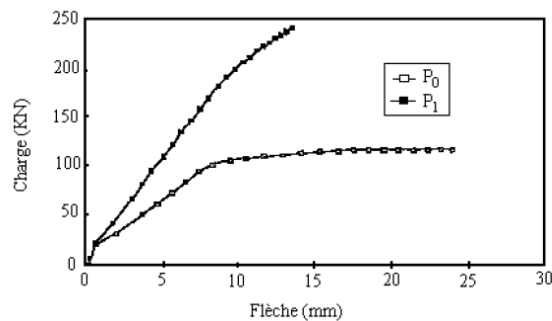


Figure III.7 : Courbe charge/flèche (poutre B A non renforcée et renforcée).[3]

Afin de proposer une réglementation, des modélisations élément fini et des développements de modèles numériques ont vu le jour. Des résultats en matière de modélisation concernant le renforcement des colonnes ont été publiés récemment par KOWN

et d'une façon expérimentale par MORTAZAVI. Cette technique de plaquage d'une enveloppe composite qui permet de restaurer et souvent d'augmenter la capacité portante des structures en béton armé, principalement les poutres et les poteaux, est depuis, bien admise puisque des réglementations ont vu le jour au Japon en Suisse en Norvège aux USA et en France.

Chapitre IV :

Méthode de push over

IV.1.Introduction:

L'analyse de push over ou bien dite l'analyse statique non linéaire est une procédure dans laquelle on applique à la structure une distribution des forces latérales incrémentales, jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître.[10]

Cette analyse est représentée sous forme de courbe de capacité, cette dernière fournit une relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet.

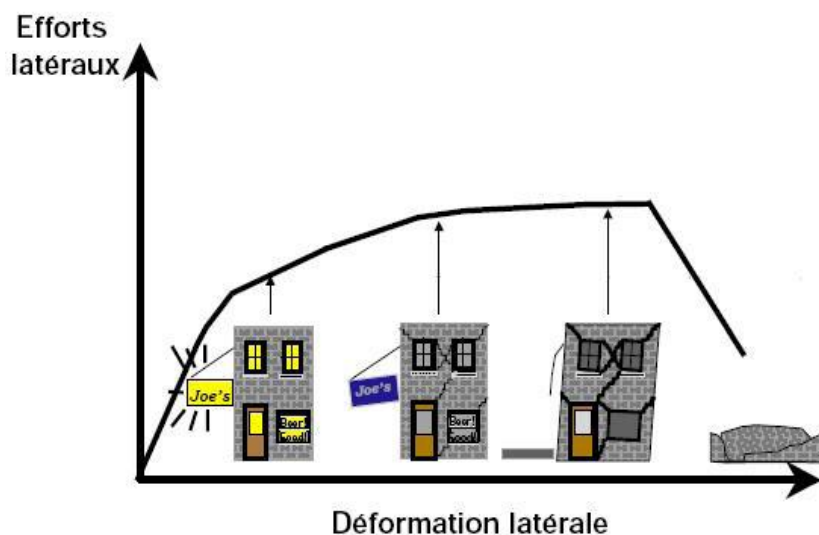


Figure IV.1 : Endommagement correspondant.[10]

D'après cette courbe on constate que notre structure passe par quatre niveaux :

- **Niveau 1 :** Notre structure est dans le domaine élastique, elle est conçue par le règlement parasismique algérien. La structure peut subir des endommagements très petits.
- **Niveau 2 :** Les endommagements sont susceptibles de se développer, mais la structure reste encore en dehors du danger.
- **Niveau 3 :** La structure présente un endommagement avancé, elle n'a aucune capacité de résistance, et sa stabilité étant en danger.
- **Niveau 4 :** Effondrement totale de la structure.

IV.2.Origine de l'analyse push over :

L'analyse push over se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté.[5]

Cette hypothèse donne de bon résultat si la participation des masses modales est supérieure à 80% de la masse totale de la structure dans le mode 1 suivant la direction X, et le mode 2 suivant la direction Y.

IV.3.But de l'analyse push over :

Le but d'une analyse push over est d'évaluer la performance attendue d'une structure en estimant ses demandes en résistance et en déformation lors d'un séisme par l'intermédiaire

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

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

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

Le dernier point peut être le plus important, pourvu que le modèle analytique contient tous les éléments, aussi bien structuraux que non structuraux, qui contribuent d'une manière significative à la distribution des charges latérales. Par exemple, le transfert des charges à travers les connections entre les éléments ductiles peut être vérifié avec des forces réalistes. Il est clair que ces bénéfices vont de pair avec un effort supplémentaire d'analyse qui requiert la prise en compte de tous les éléments importants, la modélisation de leurs caractéristiques

anélastiques et l'analyse incrémentale non linéaire en utilisant si possible un modèle tri dimensionnel.

IV.4. Principes théoriques du calcul Push over :

La méthode Push over est une méthode de calcul qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser (figure IV.2). Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement.

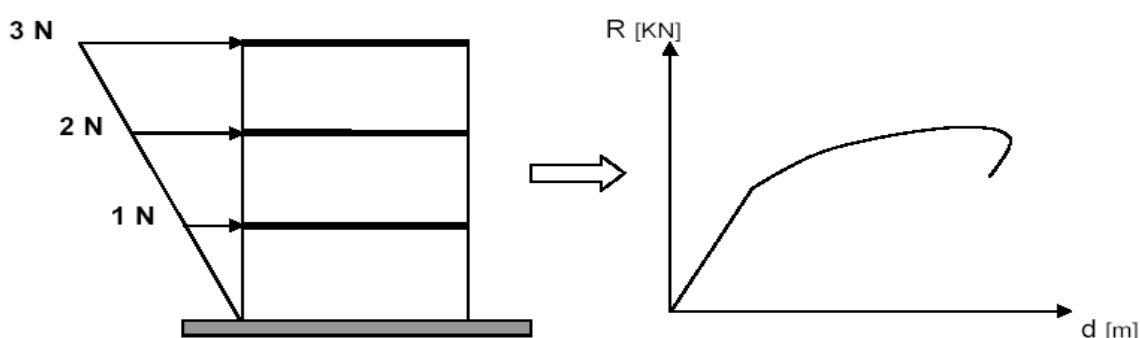


Figure IV.2 : Calcul Push over et courbe de capacité.

L'exécution d'un calcul Push over a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels.

Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme.

Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le Push over représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

IV.4.1. Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort tranchant à la base du bâtiment en fonction du déplacement au sommet. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture. La rupture est identifiable par une chute de

l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

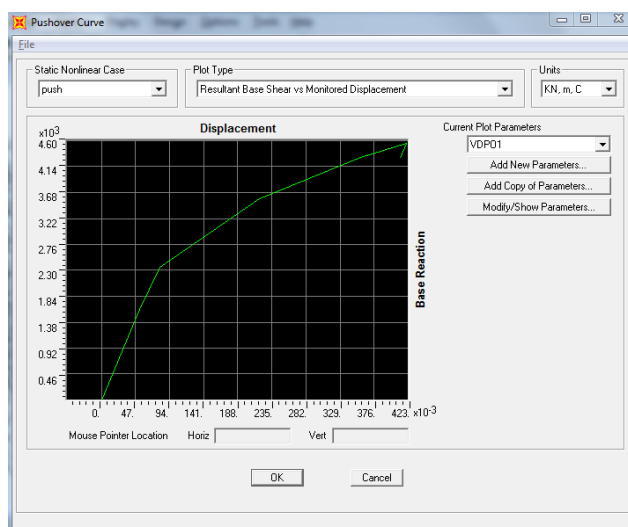


Figure IV.3 : Courbe de capacité.

IV.4.2. Point de performance :

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

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

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

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

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

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

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

IV.4.3. Rotules plastiques :

Les Propriétés des rotules en plastique ont été utilisées pour exécuter l'analyse de Push over. Pour définir les propriétés de rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination du moment-courbure. Dans cette procédure, on assume que le moment varie

linéairement le long des poutres et des poteaux avec un point d'inflexion se dirigeant au milieu des éléments. Sur la base de cette hypothèse, la relation entre la courbure et la rotation d'écoulement est obtenue comme suit :

$$\theta_y = L \times \frac{\varphi_y}{6} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

L: longueur de l'élément

φ_y : Courbure à l'écoulement

θ_y : Rotation à l'écoulement

La capacité rotule de rotation en plastique des éléments est estimée en utilisant l'équation suivante proposée par l'**ATC-40** et la valeur de rotation au moment ultime est obtenue en ajoutant de rotation plastique à la rotation du l'écoulement.

$$\theta_y = (\varphi_{ult} - \varphi_y) \times l_p \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

l_p : longueur de rotule plastique

φ_{ult} : Courbure ultime

θ_p : rotation plastique

ATC-40 suggère que longueur de la rotule en plastique est égale à la moitié de la profondeur de coupe dans le sens de chargement est une valeur acceptable, qui donne généralement des résultats conservatrice.

En **SAP2000**, le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est représenté par l'attribution concentrée des rotules en plastique aux extrémités des éléments là où on assume que le rendement par flexion se produit. Les caractéristiques de flexion des poutres sont définies par des relations moment-rotation assignées comme rotules de moment aux extrémités des poutres.

IV.5. Conclusion :

L'analyse push over est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir d'une analyse push over en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure.

Chapitre V :

Pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment

V.1. Introduction :

Cette partie a pour but de pré dimensionner les différentes éléments de la structures, suivants les règlements exigés tel que : DTRB.2.2, BAEL91, RPA99V2003.

V.2. Pré dimensionnement des planchers et descentes de charges :

V.2.1. Dalle en corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la plus grande partie des poutrelles. On va utiliser la formule ci-dessous pour le pré dimensionnement afin de limiter la flèche.

➤ Evaluation des charges :

- Plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau V.1 : Charge permanente de plancher terrasse.

Couche	Epaisseur (cm)	P (KN/m ²)
Protection de gravier	4	0,80
Etanchéité multicouche	2	0,12
Forme de pente 1%	/	1,98
Isolation thermique	/	0,10
Corps creux	16+5	2,97
Enduit en plâtre	1	0,10
		G = 6,07
		Q = 1,00

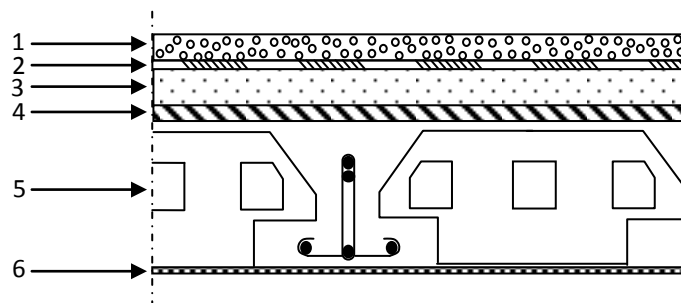


Figure V.1 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

• Plancher étage courant:

Tableau V.2 : Charge permanente de plancher étage courant.

Couche	Epaisseur (cm)	P (KN/m ²)
Cloison en brique creuses	10	0,90
Revêtement en carrelage	2	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Corps creux	16+5	2,97
Enduit en plâtre	1	0,10
		G = 4,77
		Q = 1,50

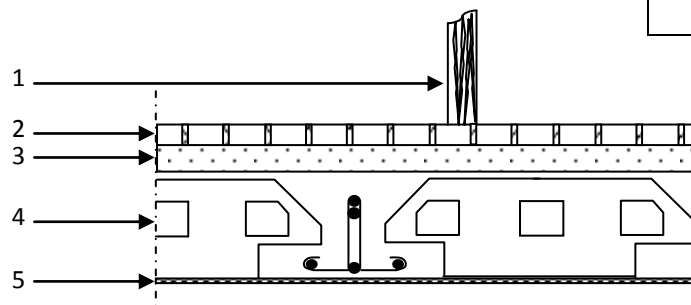


Figure V.2 : Détail des constituants du plancher d'étage courant.

V.2.2. Dalle pleine :

Pour les dalles permettant l'accès aux ascenseurs on va adopter une dalle pleine. L'épaisseur à adopter sera plus grande que les deux conditions suivantes :

- Condition de résistance:

$$\frac{l_x}{l_y} = 0,89 \longrightarrow 0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \quad (V.1)$$

Donc on a une dalle portante dans deux sens $\longrightarrow h \geq \frac{l_x}{40}$ à $\frac{l_x}{45}$ (V.2)

$$\longrightarrow h \geq 7,7 \text{ à } 6,8$$

Donc on prend : $h = 10$ cm.

- Condition de résistance au feu:

$e = 7$ cm \longrightarrow pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ cm \longrightarrow pour deux heures de coupe-feu.

On va considérer une dalles de : $e = 15$ cm.

V.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments de type barre, leur rôle est la transmission des charges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux.

V.3.1. Poutre principale:

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \longrightarrow 0,34 \leq h \leq 0,50 \longrightarrow h = 45\text{cm.} \quad (\text{V.3})$$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \longrightarrow 0,09 \leq b \leq 0,22 \longrightarrow b : \text{dépend de la largeur du poteaux.} \quad (\text{V.4})$$

Donc on obtient une poutre de : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

V.3.2. Poutre secondaire:

$$\frac{4,74}{15} \leq h \leq \frac{4,74}{10} \longrightarrow 0,32 \leq h \leq 0,47 \longrightarrow h = 35\text{cm}$$

Donc on obtient une poutre de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

V.4. Pré dimensionnement des poteaux :

V.4.1. Critère de résistance:

$$\text{Selon BAEL91} \longrightarrow B_r \geq \frac{K \times B \times N_u}{e \times \frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \times \frac{A}{B_r} \times f_c} \quad (\text{V.5})$$

Tel que :

- $K = 1$: Facteur correcteur, les charges étant appliquée généralement après 90jours.

- β : Coefficient qui dépend de l'élancement du poteau.

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{avec : } \lambda = 35 \longrightarrow \beta = 1,2 \quad (\text{V.6})$$

- $N_u = 1,35N_g + 1,5N_q$ (V.7)

- θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta = 1$)

- $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,15 \text{ MPa.}$ (V.8)

- $\frac{A}{B_r} = 1\%$ (V.9)

- $f_c = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa.}$ (V.10)

- B_r : section réduite du béton $\longrightarrow B_r \geq 0,064 N_u$

V.4.2. Critère de stabilité: $\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$ (V.11)

Avec :

$$\bullet L_f = 0,7 \times l_0 \quad (V.12)$$

$$\bullet i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (V.13)$$

•• I : Moment d'inertie de la section du poteau.

•• A : Section du béton.

➤ **Les prescriptions du RPA2003 :**

$$\bullet \min(a ; b) \geq 25\text{cm} \quad (V.14)$$

$$\bullet \min(a ; b) \geq \frac{l_0}{20} \quad (V.15)$$

$$\bullet 1,4 < \frac{b}{a} < 4 \quad (V.16)$$

V.4.3. Lois de comportement:

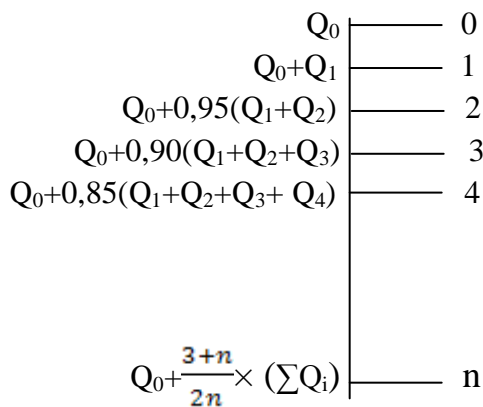


Tableau V.3 : Dégression des surcharges d'exploitation.

		Q (KN/m ²)
La terrasse	Q_0	1,00
10 ^{ème} étage	Q_0+Q_1	2,50
09 ^{ème} étage	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
08 ^{ème} étage	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
07 ^{ème} étage	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4)$	6,10
06 ^{ème} étage	$Q_0+0,80 \times (\sum Q_i)$	7,00
05 ^{ème} étage	$Q_0+0,75 \times (\sum Q_i)$	7,75
04 ^{ème} étage	$Q_0+0,71 \times (\sum Q_i)$	8,50
03 ^{ème} étage	$Q_0+0,68 \times (\sum Q_i)$	9,25
02 ^{ème} étage	$Q_0+0,66 \times (\sum Q_i)$	10,00
01 ^{er} étage	$Q_0+0,65 \times (\sum Q_i)$	10,75
RDC	$Q_0+0,63 \times (\sum Q_i)$	11 ,50

➤ **Poteau central :**

✓ **Poteau du 10^{ème} étage:**

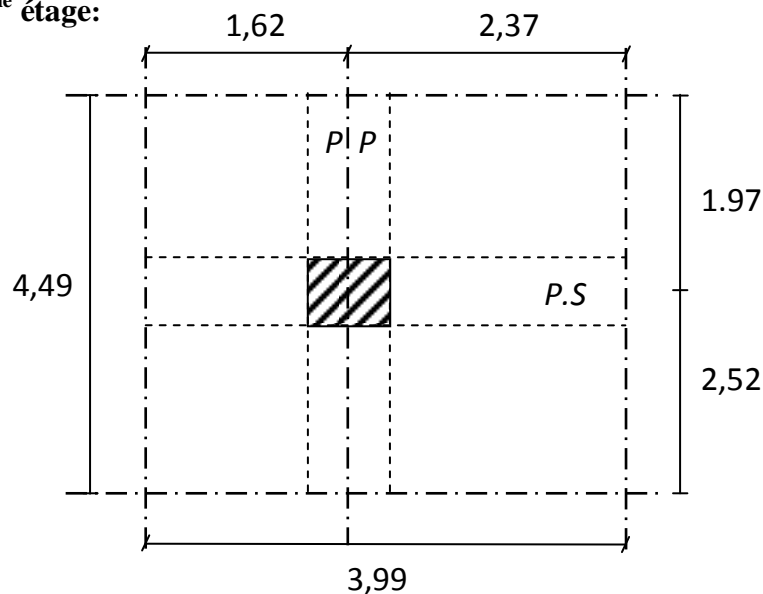


Figure V.3 : Section afférente d'un poteau centrale sollicité.

Tableau V.4 : Evaluation des charges.

Types	Poids(KN)	Poids(KN)
Poids du plancher terrasse	$6,07 \times 4,49 \times 3,99$	108,74
Poids des poutres principales	$25 \times 0,3 \times 0,45 \times 3,99$	13,47
Poids des poutres secondaire	$25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,49$	9,16
Poids du poteau	$25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,06$	6,88
		$N_g = 138,25$
		$N_q = 17,91$

• $N_u = 1,35N_g + 1,5N_q = 1,35 \times 138,25 + 1,5 \times 17,91 = 213,50 \text{ KN}$

➔ **$B_r \geq 0,0136$**

Donc on obtient un poteau de : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

✓ **Poteau du 09^{ème} étage:**

$N_g = 114,96 \text{ KN}$

$N_q = 26,87 \text{ KN}$

$N_{gT} = 253,21 \text{ KN}$

$N_{qT} = 44,78 \text{ KN}$

➔ **$B_r \geq 0,026$**

Donc on obtient un poteau de : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

A la fin on résume dans le tableau ci-dessous les dimensions pris en compte pour les différents étages de l'ouvrage.

Tableau V.5 : Section des poteaux des différents étages.

Niveaux	Section des poteaux (cm ²)
RDC	50×50
01 ^{ère} étage	50×50
02 ^{ème} étage	45×45
03 ^{ème} étage	45×45
04 ^{ème} étage	40×40
05 ^{ème} étage	40×40
06 ^{ème} étage	35×35
07 ^{ème} étage	35×35
08 ^{ème} étage	30×30
09 ^{ème} étage	30×30
10 ^{ème} étage	30×30

V.4.4. Vérification:

a. Poteau:

- Critère de flambement:

RDC: • $L_f = 0,7 \times (3,57) \longrightarrow L_f = 2,50\text{m}$

• $i = \sqrt{\frac{I}{B}} \longrightarrow i = 0,144$

• $\lambda = \frac{L_f}{i} = 17,32 < 35$

Tableau V.6 : Vérification des poteaux au flambement.

Niveau	(a×b)cm ²	L ₀ (m)	L _f (m)	B(m ²)	i	λ	Vérification
Poteau du RDC	50×50	3,57	2,50	0,25	0,14	17,32	√
Poteau du 1 ^{er} étage	50×50	3,06	2,14	0,25	0,14	14,86	√
Poteau du (2, 3 ^{ème})étage	45×45	3,06	2,14	0,20	0,13	16,46	√
Poteau du (4, 5 ^{ème})étage	40×40	3,06	2,14	0,16	0,11	18,53	√
Poteau du (6, 7 ^{ème})étage	35×35	3,06	2,14	0,12	0,10	21,18	√
Poteau du (8, 9,10 ^{ème})étage	30×30	3,06	2,14	0,09	0,08	26,75	√

• Vérification suivant RPA:

On vérifie avec la section la plus petite :

- $\min (30 \times 30) \geq 25\text{cm} \longrightarrow \text{C.V}$
- $\min (30 \times 30) \geq \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \longrightarrow \text{C.V}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \longrightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \longrightarrow \text{C.V}$

b. Poutre:

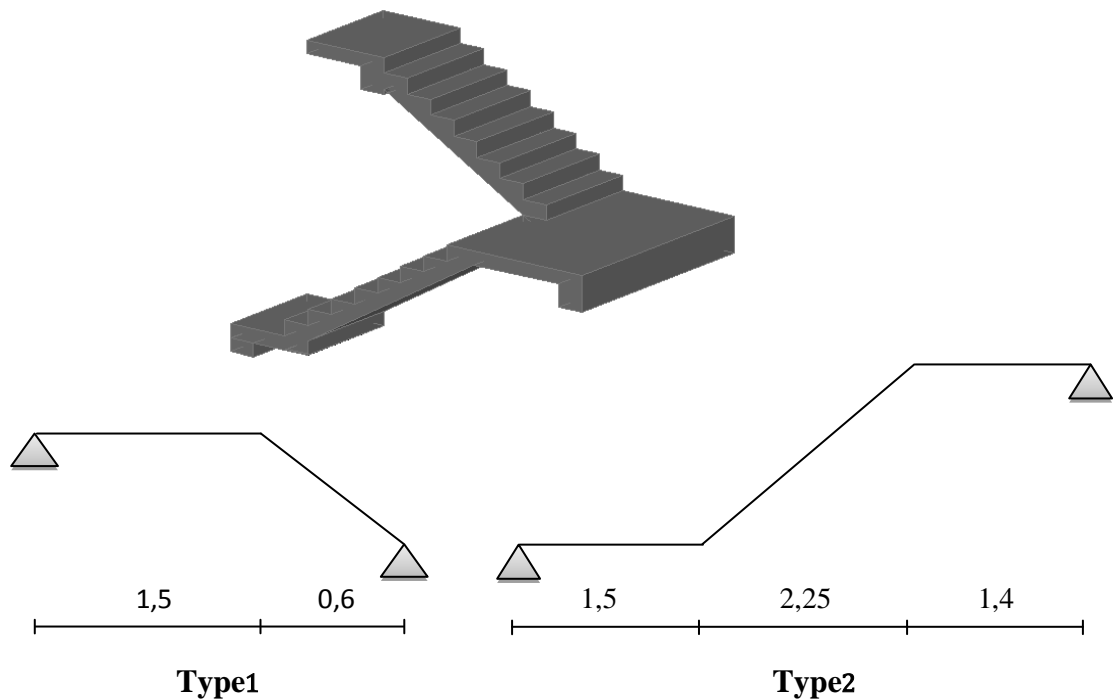
- $h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \longrightarrow \text{C.V}$
- $b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \longrightarrow \text{C.V}$
- $\frac{b}{a} = 0,85 < 4 \longrightarrow \text{C.V}$

V.5. Les escaliers :

V.5.1. Type d'escalier:

Dans notre structure on a 2 types d'escalier :

Figure V.4 : Types d'escalier



V.5.2. Pré dimensionnement:

- h : Hauteur de la contre marche.
- H : Hauteur d'un demi-étage.
- g : Largeur de la marche (le giron).
- n : Nombre de contre marche.
- $n-1$: Nombre de marche.
- L : Projection horizontale de longueur du volée.

Avec :

- $H = \frac{306}{2} = 153\text{cm}$
- $h = 17\text{cm}$
- $n = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.
- $n-1 = 8$ marches.
- $L = g \times (n-1) \longrightarrow g \approx 30\text{cm}$.

a. Vérification de la formule de Blondel:

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \longrightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \longrightarrow \text{C.V} \quad (\text{V.17})$$

b. L'angle d'inclinaison:

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \longrightarrow \alpha = 29,53^\circ \Leftrightarrow \cos\alpha = 0,87$$

c. L'épaisseur de la pailasse:

$$\frac{1}{20} \leq e_p \leq \frac{1}{15} \quad (\text{V.18})$$

$$\text{Avec : } l = \frac{1}{\cos\alpha} = \frac{225}{0,87} \longrightarrow l = 259\text{cm} \longrightarrow 12,95 \leq e_p \leq 17,95$$

Donc on prend : $e_p = 15\text{cm}$

d. L'épaisseur du palier:

$$\frac{1}{20} \leq e_p \leq \frac{1}{15} \longrightarrow 7,5 \leq e_p \leq 10$$

Donc on prend : $e_p = 15\text{cm}$

e. Descente de charge:

- La volée:

Tableau V.7 : Descente de charge (volée).

Couche	Epaisseur (cm)	P (KN/m ²)
Carrelage horizontale	0,22 × 2	0,44
Mortier de ciment horizontal	0,20 × 2	0,40
Lit de sable fin	18 × 0,02	0,36
Carrelage vertical	0,22 × 2 × (h/g)	0,25
Mortier de ciment vertical	0,20 × 2 × (h/g)	0,23
Marche en B.A	25 × (h/2)	2,12
Paillasse en B.A	25 × (e _p /cosα)	4,31
Enduit sous volée	0,02/ cosα	0,23
Garde-corps	/	1
		G = 9,13
		Q = 2,50

- Le palier:

Tableau V.8 : Descente de charge (palier).

Couche	Epaisseur (cm)	P (KN/m ²)
Revêtement a carrelage	0,22 × 2	0,44
Dalle pleine en B.A	0,15 × 25	3,75
Enduit sous palier	0,02 × 20	0,40
Mortier de pose	0,20 × 2	0,40
Lit de sable fin	18 × 0,02	0,36
		G = 5,35
		Q = 2,50

V.6. Les voiles de contreventement :

- $a \geq \frac{h_e}{20}$

(V.19)

Avec :

h_e : Hauteur libre entre deux étages.

$$\longrightarrow a \geq \frac{397}{20} \longrightarrow a \geq 17,85$$

On prend : $a = 20\text{cm}$.

Chapitre VI :

Calcul des planchers et leur ferrailage

VI.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales pour chaque niveau, puis ils les transmettent aux éléments porteurs verticaux qui sont les poutres principales. Ainsi leurs rôles sont d'isoler les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

VI.2. Planchers à corps creux :

VI.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

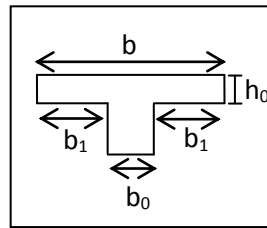


Figure VI.1 : Section en T (poutrelle)

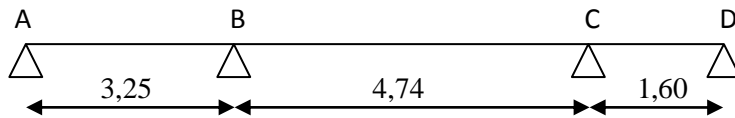
- $h_t = 21\text{cm}$ → $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 5\text{cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$
- $b_0 = 12\text{cm}$
- $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24\text{cm.}$

(VI.1)

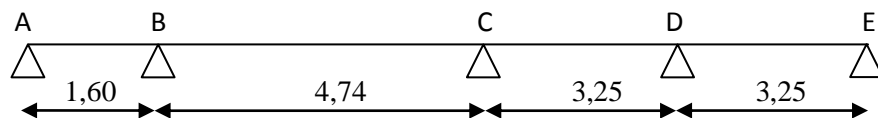
VI.2.2. Types des poutrelles :

Dans notre structure on adoptera trois types de poutrelles :

✓ Type 1:



✓ Type 2:



✓ Type 3:

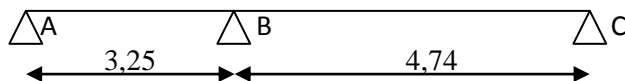


Figure VI.2 : Schéma statique des poutrelles.

VI.2.3. Méthode de calcul :

Pour l'utilisation de la méthode forfaitaire on doit vérifier les conditions suivantes :

- $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$; $G_{\text{terrasse}} = 6,07 \text{ KN/m}^2$
 $Q_{\text{E.C}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$; $G_{\text{E.C}} = 4,77 \text{ KN/m}^2$
 $\rightarrow Q \leq 2G$ et $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{C.V}$
- L'inertie des différentes travées est constante $\rightarrow \text{C.V}$
- La fissuration est non préjudiciable $\rightarrow \text{C.N.V}$
- Le rapport entre les travées $0,8 \leq X \leq 1,25 \rightarrow \text{C.N.V}$

La troisième et la quatrième condition ne sont pas vérifiables, donc on ne peut pas utiliser cette méthode. Et pour cela on appliquera la méthode des trois moments.

VI.2.4. Combinaison de charges :

a. Combinaisons d'action :

- E.L.U $\rightarrow 1,35G + 1,5Q$
- E.L.S $\rightarrow G + Q$

b. Les charges revenantes :

- E.L.U $\rightarrow b \times (1,35G + 1,5 Q)$
- E.L.S $\rightarrow b \times (G+Q)$

Tableau VI.1: Combinaison de charges

	G KN/m ²	Q KN/m ²	Combinaison de charge KN/m ²		Charge revenante KN/ml	
			<u>E.L.U</u>	<u>E.L.S</u>	<u>E.L.U</u>	<u>E.L.S</u>
Plancher terrasse	6,07	1	9,69	7,07	5,82	4,24
Étage courant	4,77	1,5	8,49	6,27	5,21	3,76

VI.2.5. Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Pour la détermination de ces sollicitations, on utilisera deux cas de charge pour chaque combinaison afin d'obtenir le cas le plus défavorable.

➤ **Plancher terrasse :**

✓ Type 1 :

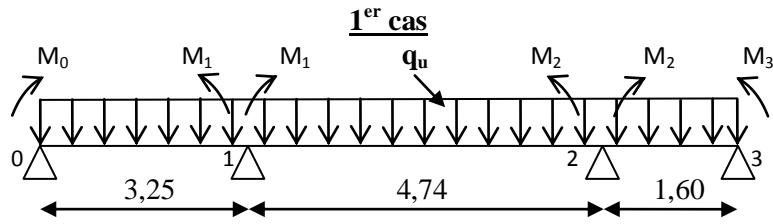


Figure VI.3: Chargement de la poutrelle

$q_u = 5,82 \text{KN/ml}$

▪ Degré d'hyperstaticité : $d = r - 2 = 2$ (VI.1)

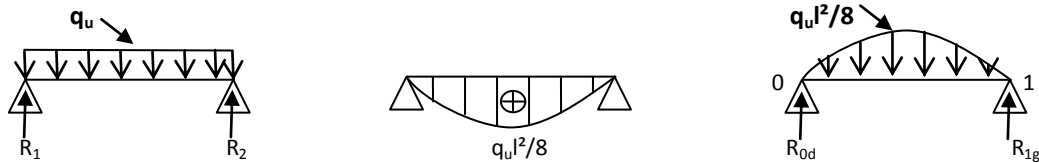
▪ Equations : Nœud 1 : $3,25M_0 + 2(7,99)M_1 + 4,74M_2 + 6A_1 = 0$ (VI.2)

Nœud 2 : $4,74M_1 + 2(6,34)M_2 + 1,6M_3 + 6A_2 = 0$ (VI.3)

$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$ (VI.4)

Travée 1 :

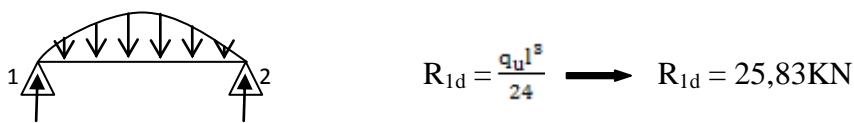
$R_{1g} = ?$



$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow R_{1g} \cdot 1 - \frac{2}{3} \cdot 1 \left(\frac{q_u l^2}{8} \right) \left(\frac{1}{2} \right) = 0 \rightarrow R_{1g} = \frac{q_u l^3}{24} \rightarrow R_{1g} = 8,32 \text{KN}$

Travée 2 :

$R_{1d} = ?$



$R_{1d} = \frac{q_u l^3}{24} \rightarrow R_{1d} = 25,83 \text{KN}$

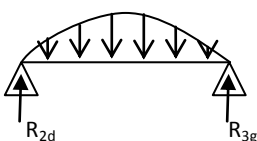
$A_1 = 8,32 + 25,83 \rightarrow A_1 = 34,15 \text{KN}$

$R_{2g} = ?$

$R_{2g} = R_{1d} = 25,83 \text{KN}$

Travée 3 :

$R_{2d} = ?$



$R_{2d} = \frac{q_u l^3}{24} \rightarrow R_{2d} = 0,99 \text{KN}$

$$A_2 = 25,83 + 0,99 \longrightarrow A_2 = 26,82\text{KN}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} 15,98M_1 + 4,74M_2 + 204,90 = 0 \\ 4,74M_1 + 12,68M_2 + 160,94 = 0 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = -10,19\text{KN.m} \\ M_2 = -8,88\text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau VI.2 : Calcul des sollicitations

	Travée 1 (L=3,25m)	Travée 2 (L=4,74m)	Travée 3 (L=1,60m)
Réactions	$V_0 = 6,32\text{KN}$	$V_1 = 14,07\text{KN}$	$V_1'' = 10,21\text{KN}$
Sollicitations	<ul style="list-style-type: none"> $T(0) = 6,32\text{KN}$ $T(3,25) = -12,59\text{KN}$ $M(0) = 0$ $M(1,08) = 3,39\text{KN.m}$ $M(3,25) = -10,19\text{KN.m}$ 	<ul style="list-style-type: none"> $T(0) = 14,07\text{KN}$ $T(4,74) = -13,51\text{KN}$ $M(0) = -10,19\text{KN.m}$ $M(2,42) = 6,82\text{KN.m}$ $M(4,74) = -8,88\text{KN.m}$ 	<ul style="list-style-type: none"> $T(0) = 10,21\text{KN}$ $T(1,6) = 0,89\text{KN}$ $M(0) = -8,88\text{KN.m}$ $M(1,6) = 0$
Diagrammes des sollicitations			

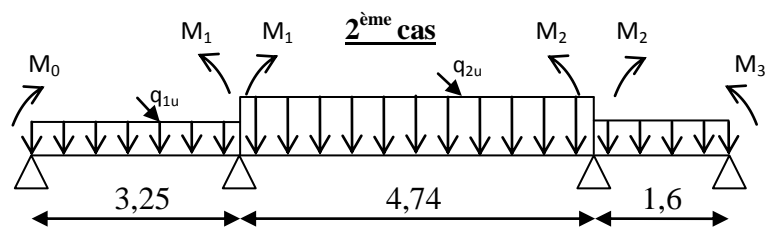


Figure VI.4 : Chargement de la poutrelle

$$q_{1u} = 1,35g = 1,35(6,07)(0,6) \longrightarrow q_{1u} = 4,92\text{KN/ml}$$

$$q_{2u} = 5,82\text{KN/ml}$$

- $R_{1g} = 7,04\text{KN}$
 - $R_{1d} = 25,83\text{KN}$
 - $R_{2g} = 25,83\text{KN}$
 - $R_{2d} = 0,84\text{KN}$
- $$\left. \begin{array}{l} R_{1g} = 7,04\text{KN} \\ R_{1d} = 25,83\text{KN} \end{array} \right\} A_1 = 32,87\text{KN}$$
- $$\left. \begin{array}{l} R_{2g} = 25,83\text{KN} \\ R_{2d} = 0,84\text{KN} \end{array} \right\} A_2 = 26,67\text{KN}$$

$$\begin{cases} 15,98M_1 + 4,74M_2 + 197,22 = 0 \\ 4,74M_1 + 12,68M_2 + 160,02 = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = -9,67\text{KN.m} \\ M_2 = -9\text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau VI.3 : Calcul des sollicitations

	Travée 1 (L=3,25m)	Travée 2 (L=4,74m)	Travée 3 (L=1,60m)
Réactions	$V_0 = 5,02\text{KN}$	$V_1 = 13,93\text{KN}$	$V_1'' = 9,56\text{KN}$
Sollicitations	<ul style="list-style-type: none"> $T(0) = 5,02\text{KN}$ $T(3,25) = -10,97\text{KN}$ $M(0) = 0$ $M(1,02) = 2,56\text{KN.m}$ $M(3,25) = -9,67\text{KN.m}$ 	<ul style="list-style-type: none"> $T(0) = 13,93\text{KN}$ $T(4,74) = -13,65\text{KN}$ $M(0) = -9,67\text{KN.m}$ $M(2,42) = 7\text{KN.m}$ $M(4,74) = -9\text{KN.m}$ 	<ul style="list-style-type: none"> $T(0) = 9,56\text{KN}$ $T(1,6) = 1,69\text{KN}$ $M(0) = -9\text{KN.m}$ $M(1,6) = 0$
Diagrammes des sollicitations			

Les diagrammes enveloppent :

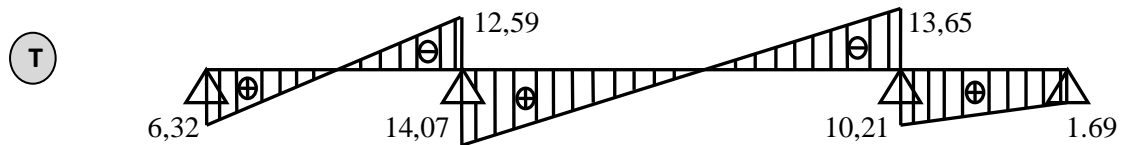


Figure VI.5 : Diagramme des efforts tranchants, T [KN]

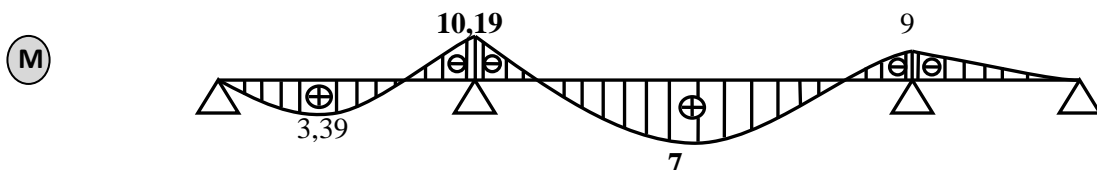


Figure VI.6 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Pour la détermination des sollicitations des autres types et des étages courants, on utilisera le logiciel sap2000.

Tableau VI.4 : Sollicitations récapitulatifs

		<i>Diagrammes des sollicitations</i>	
Plancher terrasse	Type 01	E.L.U	<p>6.32 12.55 14.067 10.17 13.46 0.87</p>
		E.L.S	<p>3.36 10.17 6.83 8.75</p>
Type 02	E.L.U	<p>1.16 13.86 10.41 10.50 13.67 11.09 8.35 7.75</p>	
	E.L.S	<p>0.84 10.11 7.63 7.66 10 8.11 6.09 5.63</p>	

Type 03	E.L.U	
	E.L.S	
Etage courant	E.L.U	
Type 01	E.L.S	
	E.L.U	
Type 02	E.L.U	

	E.L.S	
Type 03	E.L.U	
	E.L.S	

VI.2.6. Détermination du ferrailage :

➤ **Ferrailage longitudinal :**

• Calcul du ferrailage en travée :

✓ $M_u = 0,0072 \text{ MN.m}$

✓ M_t : Moment équilibré par la table.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \tag{VI.5}$$

➔ $M_t = 0,0139 \text{ MN.m}$

$M_u < M_t$ ➔ ferrailage d'une section rectangulaire.

✓ $\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$ (VI.6)

$\mu_u = 0,115 < \mu_R$ ➔ section à simple armature : $A_{sc} = 0$

✓ $A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$ (VI.7)

$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$ avec : $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$ (VI.8)

$A_{st} = 1,08 \text{ cm}^2$ on prend $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$ qui à un ferrailage de **2T12**.

• Calcul du ferrailage en appuis :

✓ $M_u = 0,01017\text{MN.m}$

✓ $\mu_u = 0,033 < \mu_R \implies$ section à simple armature : $A_{sc}=0$

✓ $A_{st} = 1,57\text{cm}^2$ on prend $A_{st} = 2,26\text{cm}^2$ qui à un ferrailage de **2T12**

▪ **Vérification à l'E.L.S :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \implies \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{VI.9})$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s (d-x)}{I} \implies \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) \quad (\text{VI.10})$$

On suppose que l'axe neutre est dans la table :

$$\bullet \frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) + nA_{sc}(x-d') = 0 \quad (\text{VI.11})$$

$$\bullet I = \frac{bx_s^3}{3} + nA_{sc}(x-d')^2 + nA_{st}(d-x)^2 \quad (\text{VI.12})$$

❖ En travée : $M_s = 0,00526\text{MN.m}$

$x = 4,09\text{cm}$

$I = 8803,85\text{cm}^2$

• $\sigma_{bc} = 2,44\text{MPa}$

• $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{C.V}$$

• $\sigma_{st} = 132,72\text{MPa}$

• $\bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa}$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies \text{C.V}$$

Chapitre VII :

Calcul des éléments non structuraux

VII.1.Acrotère:

VII.1.1.Introduction :

L'acrotère est un rebord périphérique placé au dernier niveau d'un bâtiment au-dessus de la terrasse. Il est réalisé en maçonnerie ou en béton armé. Il est considéré comme étant une console encastrée dans le plancher terrasse, soumise à son poids propre et une force horizontale.

On considère dans nos calculs une bande de 1m.

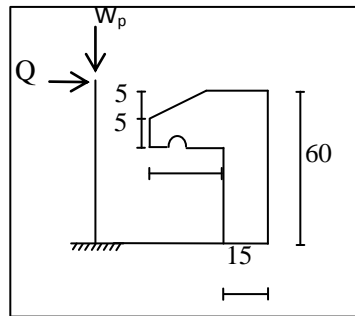


Figure VII.1 : Coupe de l'acrotère.

VII.1.2. Evaluation des charges :

➤ Poids propre de l'acrotère:

$$W_p = S \times 25 \quad (VII.1)$$

$$\bullet S = (0,6 \times 0,15) + (0,005 \times 0,005) + \left(\frac{0,005 \times 0,005}{2} \right) \longrightarrow S = 0,09 \text{ m}^2 \quad (VII.2)$$

$$\bullet W_p = 0,09 \times 25 \longrightarrow W_p = 2,25 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge d'exploitation:

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

VII.1.3. Calcul des sollicitations :

➤ Efforts normaux:

$$\text{E.L.U} : N_u = 1,35 \times W_p \longrightarrow N_u = 3,037 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : N_s = 1,00 \times W_p \longrightarrow N_s = 2,250 \text{ KN/ml}$$

➤ Moment d'encastrement:

$$\text{E.L.U} : M_u = 1,5 \times Q \times h \longrightarrow M_u = 0,9 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : M_s = Q \times h \longrightarrow M_s = 0,6 \text{ KN/ml}$$

➤ **Excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \longrightarrow e_0 = 0,296 \text{ m} \quad (\text{VII.3})$$

$$h_0 = 50 \text{ cm} \longrightarrow \frac{h_0}{6} = 0,083 \text{ m} \quad (\text{VII.4})$$

Donc : $e_0 > \frac{h_0}{6}$ ➡ La section est partiellement comprimée parce que le centre de Pression est appliquée à l'extérieur de noyau central.

VII.1.4. Détermination des ferrillages :

Moment de flexion fictif (MA) : $MA = M_u + N_u \times (d \times \frac{h_0}{2})$ (VII.5)

• $\mu_u = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bc}} \longrightarrow \mu_u = 0,0058 < \mu_R \longrightarrow$ Section à simple armature. (VII.6)

• $A_{st} = \frac{MA}{z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = 0,224 \text{ cm}^2$. (VII.7)

On prend $A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2$ qui a un ferrillage de **4T6**.

➤ **Le ferrillage de répartition :**

• $A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{1,13}{4} \longrightarrow A_r = 0,282 \text{ cm}^2$. (VII.8)

On prend $A_r = 0,85 \text{ cm}^2$ qui a un ferrillage de **3T6**.

VII.1.5. Vérification du ferrillage :

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

Tableau VII.1 : Vérification de l'effort tranchant.

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ (VII.9)	$\tau_u = 0,1 \text{ MPa}$.
Contrainte tangente limite	$\text{Min} (0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$ (VII.10)	2,5 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min} (0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$ (VII.11)	$0,1 < 2,5 \longrightarrow \text{C.V}$

VII.2. Etude des escaliers :

VII.2.1. Introduction :

L'escalier est considéré comme un élément essentiel qui permet la circulation entre différents niveaux d'une structure, comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

L'escalier se compose d'un certain nombre de marche dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marche qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier.

VII.2.2. Combinaison d'action :

a. Le palier :

$$\text{E.L.U} : q_u = (1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \quad \longrightarrow \quad q_u = 10,97 \text{KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = (5,35 + 2,5) \times 1 \quad \longrightarrow \quad q_s = 7,85 \text{KN/ml}$$

b. La volée :

$$\text{E.L.U} : q_u = (1,35 \times 9,13 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \quad \longrightarrow \quad q_u = 16,07 \text{KN/m}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = (9,13 + 2,5) \times 1 \quad \longrightarrow \quad q_s = 11,63 \text{KN/ml}$$

VII.2.3. Calcul des sollicitations :

E.L.U :

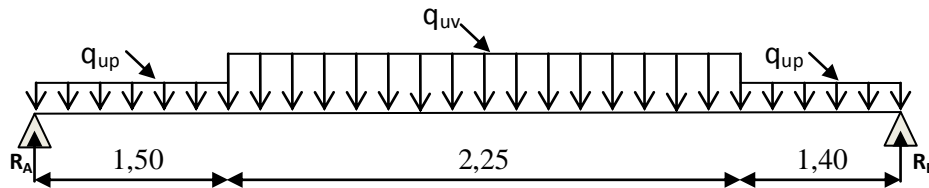


Figure VII.2 : Schéma statique de l'escalier à deux volées(E.L.U).

Tableaux VII.2 : Diagrammes des sollicitations à l'E.L.U.

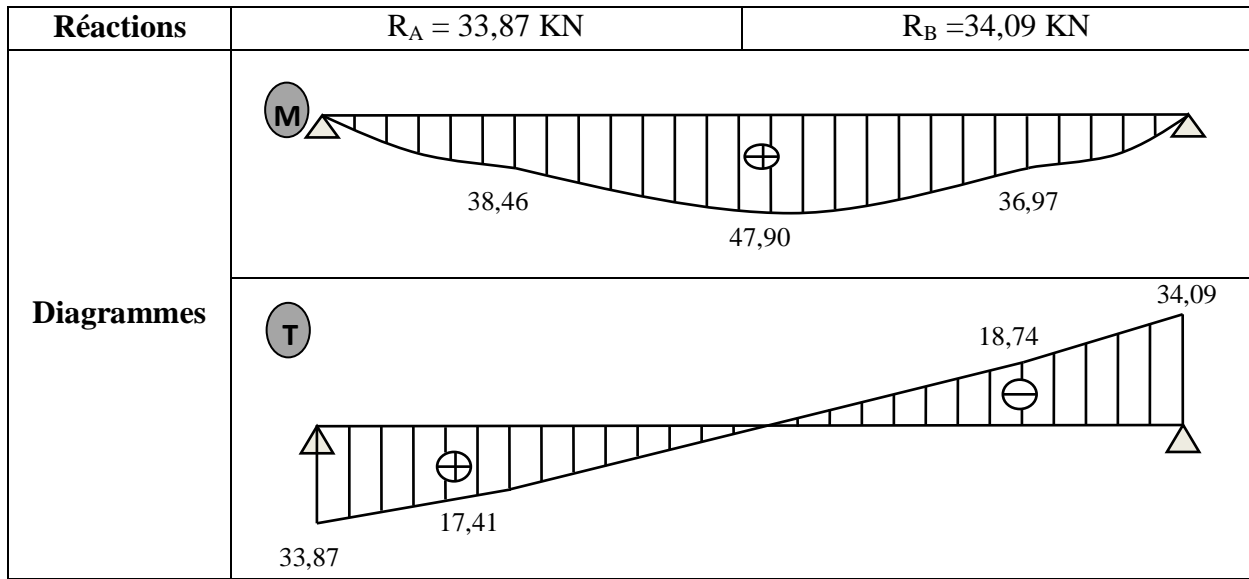


Tableau VII.3 : Calcul des sollicitations (E.L.U)

X (m)	Réaction (KN)	T (KN)	M_f (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis	Moment sur travée
0	33,87	33,87	0	34,09	47,90	$M_a=0,3M_0$	$M_t=0,8M_0$
1,5	/	17,41	38,46			14,37	38,32
2,58	/	0	47,90				
3,75	/	-18,74	36,97				
5,15	34,09	34,09	0				

E.L.S:

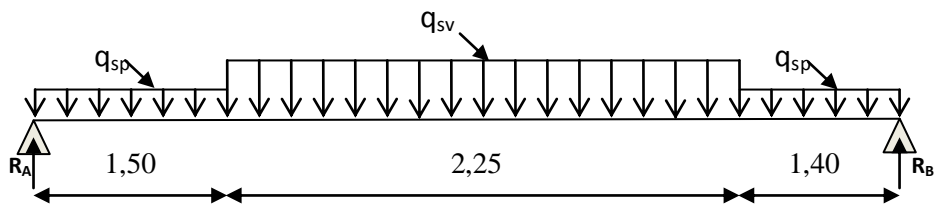


Figure VII.3 : Schéma statique de l'escalier à deux volées(E.L.S).

Tableau VII.4 : Diagrammes des sollicitations à l'E.L.S.

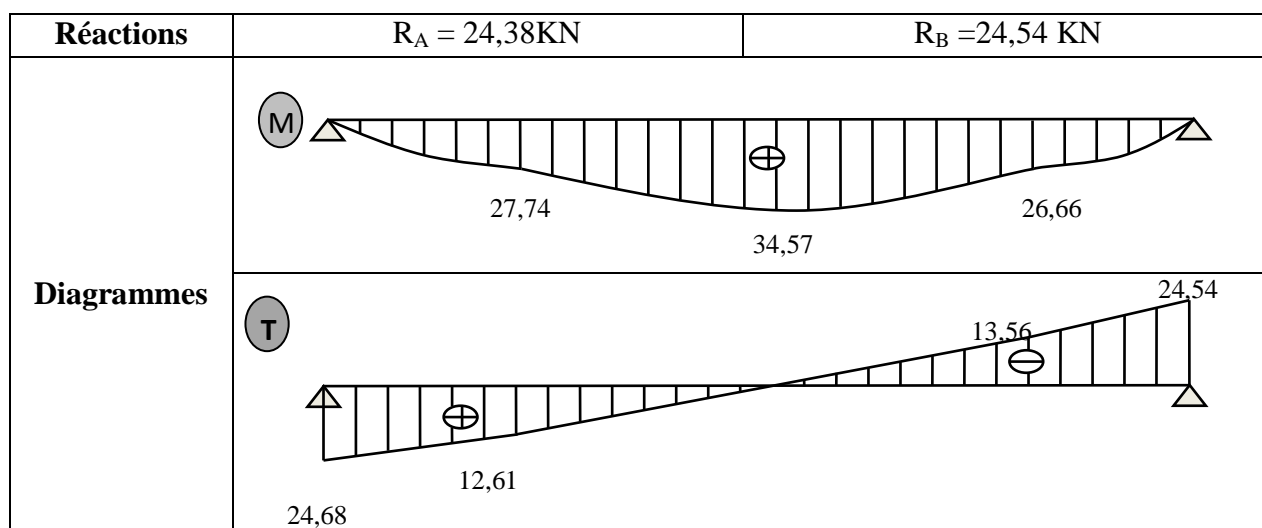


Tableau VII.5 : Calcul des sollicitations (E.L.S)

X (m)	Réaction (KN)	T (KN)	M _f (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis	Moment sur travée
0	24,38	24,38	0	24,54	34,57	$M_a = 0,3M_0$	$M_t = 0,8M_0$
1,5	/	12,61	27,74			10,37	27,66
2,58	/	0	34,57				
3,75	/	-13,56	26,66				
5,15	24,54	24,54	0				

VII.2.4. Calcul du ferrillage :

E.L.U :

Tableau VII.6 : Calcul du ferrillage.

		Travée	Appuis
Moment ultime	M_u	$M_t = 0,038\text{MN.m}$	$M_a = 0,01437\text{MN.m}$
Moment réduit ultime	$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$ (VII.2.1)	$\mu_u = 0,148$	$\mu_u = 0,055$
Système d'armatures retenues	$\mu_u < \mu_R$ (VII.2.2)	Section à simple armatures	Section à simple armatures
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$ (VII.2.3)	$\alpha = 0,201$	$\alpha = 0,07$
Bras de levier du couple interne	$Z = d(1 - 0,4\alpha)$ (VII.2.4)	$Z = 0,124\text{m}$	$Z = 0,133\text{m}$

Section théorique des aciers filants	$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$ (VII.2.5)	$A_{st} = 8,87\text{cm}^2$	$A_{st} = 3,15\text{cm}^2$
Choix des sections	Tableau des aciers	$A_{st} = 9,24\text{cm}^2$ 6T14	$A_{st} = 3,39\text{cm}^2$ 3T12
Espacement des armatures filantes	$e_{pf} < \min(3h_t; 33\text{cm})$ (VII.2.6)	$17\text{cm} < 33\text{ cm}$	$17\text{cm} < 33\text{ cm}$
Section théorique des aciers de répartitions	$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4}$ (VII.2.7)	$A_{rep} = 2,31\text{cm}^2$	$A_{rep} = 0,85\text{cm}^2$
Choix des sections	Tableau des aciers	$A_{rep} = 3,14\text{cm}^2$ 4T10	$A_{rep} = 1,01\text{cm}^2$ 2T8
Espacement des armatures de répartitions	$e_{pr} < \min(4h_t; 45\text{cm})$ (VII.2.8)	$25\text{ cm} < 45\text{ cm}$	$25\text{ cm} < 45\text{ cm}$

VII.2.5. Vérification du ferrailage :

➤ Vérification à l'E.L.S :

- Fissuration peu préjudiciable
- Flexion simple.
- Section rectangulaire
- FE400

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Fissuration peu préjudiciable} \\ \bullet \text{ Flexion simple.} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire} \\ \bullet \text{ FE400} \end{array} \right\} \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad (\text{VII.2.9})$$

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{38,32}{27,66} \longrightarrow \gamma = 1,38 \quad (\text{VII.2.10})$$

$$\alpha = 0,201 < 0,44 \longrightarrow \text{C.V}$$

Donc les armatures à l'E.L.U conviennent l'E.L.S.

✓ En appuis :

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{0,03409}{0,135} \longrightarrow \tau = 0,25 \text{ MPa.} \quad (\text{VII.2.11})$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa.} \quad (\text{VII.2.12})$$

} → C.V

Donc le ferrailage calculé est vérifié.

VII.3. Etude de l'ascenseur :

VII.3.1. Introduction :

C'est un appareil destiné à faire monter et descendre des personnes et les équipements afin de faciliter la circulation entre les différents étages. L'utilisation de ce dernier est prévu pour les structures de cinq étage et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué de :

- La dalle en béton armé d'épaisseur $e = 20$ cm supporte la machine.
- La vitesse adoptée pour l'ascenseur $v = 0,63$ m/s.
- Notre bâtiment comporte deux ascenseurs identiques.

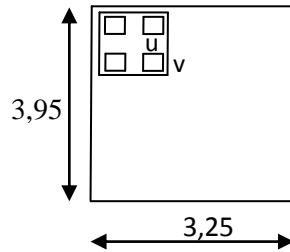


Figure VII.4 : Dalle d'ascenseur.

On adoptera une dalle pleine d'épaisseur : $h=15$ cm

VII.3.2. Evaluation des charges :

Notre dalle pleine va supportée deux catégories de charge :

Catégorie 1 : Une charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle.

Catégorie 2 : Une charge uniformément répartie sur une surface concentrique à la dalle.

VII.3.3. Etude de la dalle sous la charge répartie :

a. Charge permanente :

$$G = 0,8 + 0,12 + 1,98 + 0,1 + 0,1 + (25 \times 0,15) \longrightarrow G = 6,85 \text{ KN/m}^2$$

b. Charge d'exploitation :

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

c. Combinaison de charge :

$$\text{E.L.U : } q_u = (1,35 \times 6,85 + 1,5 \times 1) \longrightarrow q_u = 10,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_s = (6,85 + 1) \longrightarrow q_s = 7,85 \text{ KN/m}^2$$

d. Calcul des sollicitations :

Notre dalle est portante dans deux sens :
$$\begin{cases} M_X = \mu_X \times P \times l_X^2 & \text{(VII.1)} \\ M_Y = M_X \times \mu_Y & \text{(VII.2)} \end{cases}$$

Tableau VII.7 : Calcul des sollicitations M_X, M_Y

	P	l_X	l_Y	v	ρ	μ_X	μ_Y	M_X	M_Y
E.L.U	10,75	3,25	3,95	0	0,82	0,0539	0,6313	6,12	3,86
E.L.S	7,85	3,25	3,95	0,2	0,82	0,0607	0,7381	5,03	3,71

VII.3.4. Etude de la dalle sous la charge concentrique :

a. Charge permanente :

$G = 29,05 \text{ KN.}$

$Q = 4 \text{ KN.}$

b. Combinaison de charge :

E.L.U : $Q_u = 45,22 \text{ KN}$

E.L.S : $Q_s = 33,03 \text{ KN}$

c. Calcul des sollicitations :

On utilisera la méthode Pigeaud pour le calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{Q_u}{4} \quad \text{(VII.3)}$$

$$M_X = (M_1 + v \times M_2) \times P \times S \quad \text{(VII.4)}$$

$$M_Y = (M_2 + v \times M_1) \times P \times S \quad \text{(VII.5)}$$

$$S = P \times u \times v \quad \text{(VII.6)}$$

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4 \quad \text{(VII.7)}$$

E.L.U :

$v = 0.$

$M_{Xu} = M_1 \times P \times S.$

$M_{Yu} = M_2 \times P \times S.$

➤ $\rho = l_X / l_Y = 3,25 / 3,95 = 0,822.$

➤ $P = q_U / (u \times v) = 11,305 / (0,3 \times 0,3) = 125,55 \text{ KN/m}^2.$

Tableau VII.8 : Calcul des sollicitations à l'E.L.U

Rectangle	u / lx	v / ly	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0,846	0,924	0,058	0,033	10,040	1260,61	73,110	41,600
2	0,661	0,924	0,066	0,038	7,850	985,650	65,050	37,450
3	0,846	0,772	0,063	0,040	8,390	1053,45	66,370	42,140
4	0,661	0,772	0,075	0,045	6,560	823,360	61,750	37,050

➡ M_{XU} = **3,44 KN.m**

➡ M_{YU} = **- 0,94 KN.m**

E.L.S:

v = 0,2.

M_{XS} = (M₁ + 0,2×M₂) × p × S.

M_{YS} = (M₂ + 0,2×M₁) × p × S.

➤ q_S = 33,053 / 4 = 8,263.

➤ P = q_S / (u × v) = 8,263 / (0,3 × 0,3) = 91,814 KN/ m².

Tableau VII.9 : Calcul des sollicitations à l'E.L.S

Rectangle	u / lx	v / ly	M ₁ + 0.2×M ₂	M ₂ + 0.2×M ₁	P × S	M _{XS}	M _{YS}
1	0,846	0,924	0,065	0,045	921,37	59,890	41,460
2	0,661	0,924	0,074	0,051	720,39	53,310	36,740
3	0,846	0,772	0,071	0,053	769,95	54,670	40,810
4	0,661	0,772	0,084	0,060	602,01	50,570	36,120

➡ M_{XS} = **2,48 KN.m**

➡ M_{YS} = **0,03 KN.m**

Donc par superposition des deux moments, on obtient :

- Moments de la dalle en **ELU** :

M_{XU} = 3,44 + 6,12 = 9,56 KN.m.

M_{YU} = -0,94 + 3,86 = 2,92 KN.m.

- Moments de la dalle en **ELS** :

M_{XS} = 2,48 + 5,03 = 7,51 KN.m.

M_{YS} = 0,03 + 3,71 = 3,74 KN.m.

VII.3.5. Ferrailage de la dalle d'ascenseur :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions.

✓ **En travée** : $M_{TX} = 0,85 \times M_{XU}$ (VII.8)

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 347,82 \text{ MPa}$

Tableau VII.10 : Calcul du ferrailage en travée

M_{tx} (KN.m)	μ_u	A_{sc} (cm ²)	α	Z	A_{st} (calculée)	Choix	A_s adoptée
8,13	0,012	0	0,035	0,133	1,75	2T12	2,26

✓ **En appuis** : $M_{AX} = 0,85 \times M_{XU}$

Tableau VII.11 : Calcul du ferrailage en appuie

M_{tx} (KN.m)	μ_u	A_{sc} (cm ²)	α	Z	A_{st} (calculée)	choix	A_s adoptée
2,87	0,011	0	0,014	0,134	0,61	2T12	2,26

Espacement : $\begin{cases} e_x \leq \min(2h ; 22\text{cm}) = \min(30 ; 22) \longrightarrow e_x = 22\text{cm.} & \text{(VII.9)} \\ e_y \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) \longrightarrow e_y = 33\text{cm.} & \text{(VII.10)} \end{cases}$

VII.3.6. Vérification de la dalle d'ascenseur au poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appui prend le carre de la charge totale.

$Q_{Uappuis} = \frac{Q_u}{4} = 11,305 \text{ KN}$

$\tau_u \leq 0,045 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (VII.11)

$\tau_u = \frac{Q_{ua}}{U_c \times h}$ (VII.12)

Avec :

$\begin{cases} U_c = 0,3 \times 4 = 1,20\text{m} \\ h = 0,15\text{m} \end{cases}$ (VII.13)

$\tau_u = \frac{11,305 \times 10^{-3}}{1,20 \times 0,2} = 0,047 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,047 \leq 0,045 \times \frac{25}{1,5} = 0,750 \longrightarrow \text{Donc la dalle résiste au poinçonnement.}$$

VII.3.7. Vérification à l'E.L.S :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{(\gamma-1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \quad (\text{VII.14})$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad (\text{VII.15})$$

- Dans le sens XX : $\gamma = 1,273 \longrightarrow \frac{(1,273-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,3865 > \alpha = 0,035$
- Dans le sens YY : $\gamma = 0,781 \longrightarrow \frac{(0,781-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,140 > \alpha = 0,035$

VII.3.8. Vérification de l'effort tranchant :

En prend la même valeur de l'effort tranchant pour les deux cotés de la dalle :

$$T_{\max} = \frac{Q_u}{2 \times l_x + l_y} = \frac{11,305}{2 \times 3,25 + 3,95} = 1,08 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{1,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 8 \times 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\longrightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

C.V

Chapitre VIII :

Etude sismique

VIII.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord algérien sont les tremblements de terre, ces derniers ont le plus grand effet destructeurs dans la plus part des ouvrages.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importance prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économique et techniquement cohérent.

VIII.2. Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel SAP2000V14, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 11 niveaux (RDC+10 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, acrotère, murs périphériques).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et dalles par un élément de type SHELL.

La participation massique des charges est donnée comme suit :

$$W = G + (\beta \times Q)$$

Avec : G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, avec : $\beta = 0,2$ (Bâtiment d'habitation).

• Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes. Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.

- Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

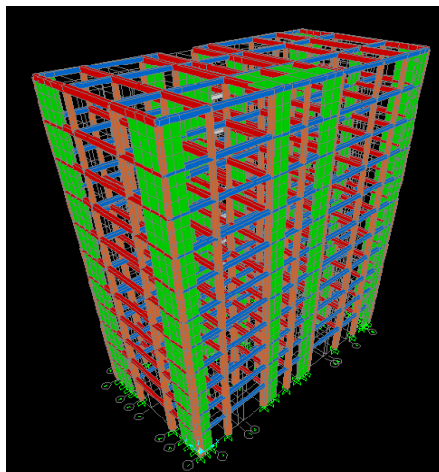


Figure VIII.1 : Modèle 3D de la structure.

VIII.3. Méthode applicable selon RPA99 V2003 :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Dans notre structure, la méthode statique équivalente n'est pas applicable car certaines conditions ne sont pas vérifiées :

✓ Régularité en plan n'est pas vérifiée selon le sens longitudinal.

Dans notre cas, on utilisera la méthode dynamique spectrale.

VIII.4. Méthode dynamique modale spectrale :

VIII.4.1. Principe :

Cette méthode donne le maximum de chaque mode de rotation, des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul du RPA.

VIII.4.2. Modélisation :

Notre structure comporte des planchers rigides. Elle est présentée par un système en brochette encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque plancher, avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation).

VIII.4.3. Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) (\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}} (\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases} \quad (\text{VIII.1})$$

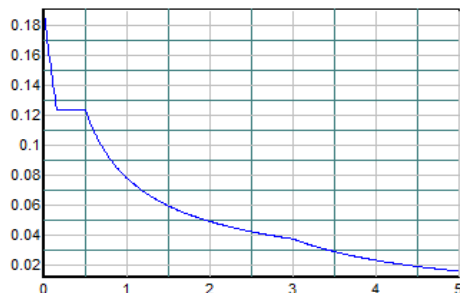


Figure VIII.2 : Spectre de réponse de calcul.

- A: Coefficient d'accélération de zone $\longrightarrow A = 0,15$ (zone IIa, groupe 2).
- η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ avec : $\xi = 7\%$ (VIII.2)
 $\longrightarrow \eta = 0,8819 \geq 0,7$
- R : Coefficient du comportement de la structure $\longrightarrow R = 4$
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
 $T_1 = 0,15s$
 $T_2 = 0,50s$
- Q : Facteur de qualité

Tableau VIII.1 : Facteur de pénalité P_q

Critère Q	P_q	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	✓	
Redondance en plan	✓	
Régularité en plan		✓
Régularité en élévation	✓	
Contrôle de la qualité des matériaux		✓
Contrôle de la qualité de l'exécution		✓

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \tag{VIII.3}$$

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.10) \longrightarrow Q = 1,20$$

a. Estimation de la période fondamentale empirique :

- $T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$ (VIII.4)

Avec :

h_N : La hauteur totale du bâtiment.

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement et de type de remplissage.

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{array}{l} h_N = 34,17\text{m} \\ C_T = 0,05 \end{array} \right\} \longrightarrow T = 0,706 \text{ sec} \\
 & \bullet T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{(VIII.5)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Suivant x-x : } L_x = 25,73\text{m} \longrightarrow T_x = \frac{0,09 \times 34,17}{\sqrt{25,73}} \longrightarrow T_x = 0,606 \text{ sec.}$$

$$\text{Suivant y-y : } L_y = 13,35\text{m} \longrightarrow T_y = \frac{0,09 \times 34,17}{\sqrt{13,35}} \longrightarrow T_y = 0,840 \text{ sec.}$$

$$\blacklozenge T_x = \min(0,606 ; 0,706) \longrightarrow T_x = \mathbf{0,606 \text{ sec.}}$$

$$\blacklozenge T_y = \min(0,840 ; 0,706) \longrightarrow T_y = \mathbf{0,706 \text{ sec.}}$$

b. Facteur d'amplification dynamique :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3\text{sec} \end{cases} \quad \text{(VIII.6)}$$

$$\bullet T_x = 0,606 \text{ sec} \longrightarrow T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ sec} \longrightarrow 0,5 \leq 0,6 \leq 3 \text{ sec}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D_x = 1,948}$$

$$\bullet T_y = 0,706 \text{ sec} \longrightarrow T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ sec} \longrightarrow 0,5 \leq 0,706 \leq 3 \text{ sec}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D_y = 1,75}$$

VIII.5. Résultat de différentes dispositions des voiles:

Pour le choix de la disposition optimale des voiles on fait une vérification de la reprise des voiles de la charge verticale. Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, plus de 20% de la charge verticale.

$$\frac{V_v - V_s}{V_v} \times 100 > 20\% \quad \text{(VIII.7)}$$

V_v : Effort repris par les voiles.

V_s : Effort repris par la structure sans voile.

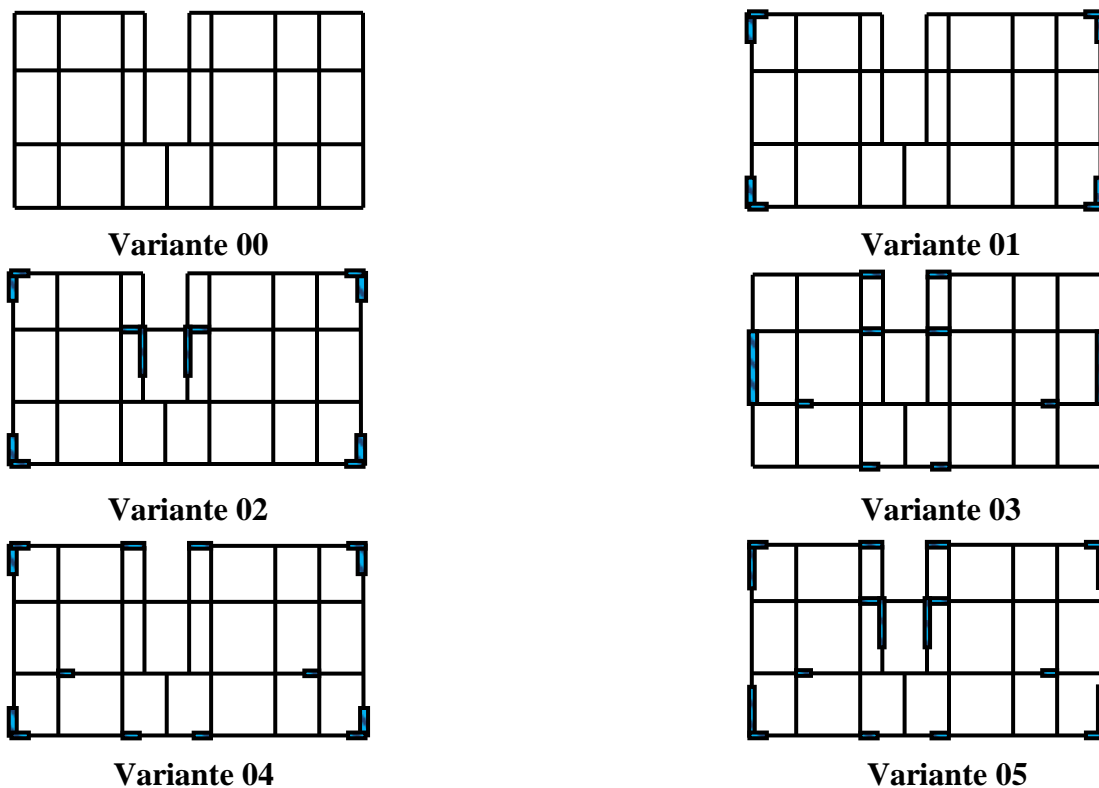


Figure VIII.3 : Disposition des voiles.

Tableau VIII.2 : Résultats de l'analyse des variantes.

Variante	T(s)	V _v (KN)	V _s (KN)	$\frac{V_v - V_s}{V_v} \times 100\%$	Vérification
Variante 01	T ₁ = 1,33	41401,12	38279,48	7,54	C.N.V
	T ₂ = 1,20				
Variante 02	T ₁ = 1,24	43410,61	38279,48	11,82	C.N.V
	T ₂ = 1,13				
Variante 03	T ₁ = 1,16	46192,20	38279,48	17,13	C.N.V
	T ₂ = 0,84				
Variante 04	T ₁ = 1,21	44839,49	38279,48	14,63	C.N.V
	T ₂ = 1,12				
Variante 05	T ₁ = 0,98	49456,24	38279,48	22,59	C.V
	T ₂ = 0,91				

La variante 05 est apte pour la vérification des conditions du RPA, et pour les analyses approfondies.

VIII.6. Vérification des conditions du RPA :

VIII.6.1. Vérification des modes :

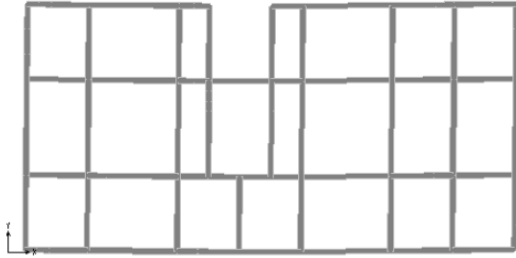


Figure VIII.4 : Translation selon X (mode 1)

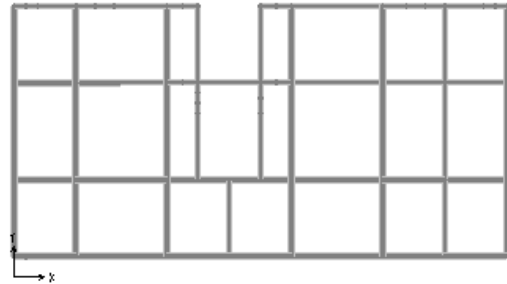


Figure VIII.5 : Translation selon Y (mode 2)

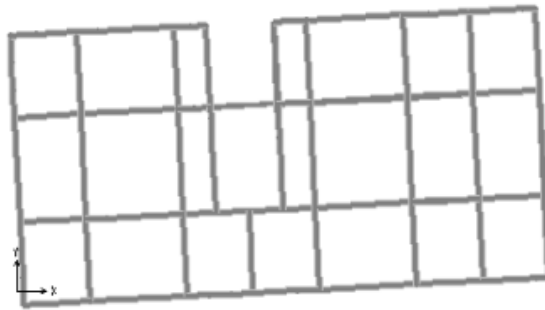


Figure VIII.6 : Rotation selon Z (mode 3)

VIII.6.2. Effet de la torsion accidentelle :

a. Calcule de centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$X_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad Y_{CR} = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}} \quad (\text{VIII.8})$$

Avec :

X_{CR} ; Y_{CR} : Les coordonnées du centre de torsion.

X_i ; Y_i : Les coordonnées du centre de torsion de chaque élément.

I_{xi} : Moment d'inertie de chaque élément /axe X.

I_{yi} : Moment d'inertie de chaque élément /axe Y.

b. Calcule du centre de masse :

Les centres de masses (X_G , Y_G) des différentes étages sont obtenues par le logiciel SAP 2000.

c. Evaluation des excentricités :

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_{CR}| \tag{VIII.9}$$

$$e_y = |Y_G - Y_{CR}| \tag{VIII.10}$$

- Excentricité accidentelle :

$$e_{xa} = 0,05 \times L_x \tag{VIII.11}$$

$$e_{ya} = 0,05 \times L_y \tag{VIII.12}$$

Avec :

L_x : La dimension longitudinal de la structure.

L_y : La dimension transversale de la structure.

La vérification de l'excentricité est déterminée dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Caractéristiques géométriques

Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Vérification	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
12,90	6,90	12,11	6,65	0,79	0,25	1,31	0,67	C.V	C.V

VIII.6.3. Calcul du poids total de la structure :

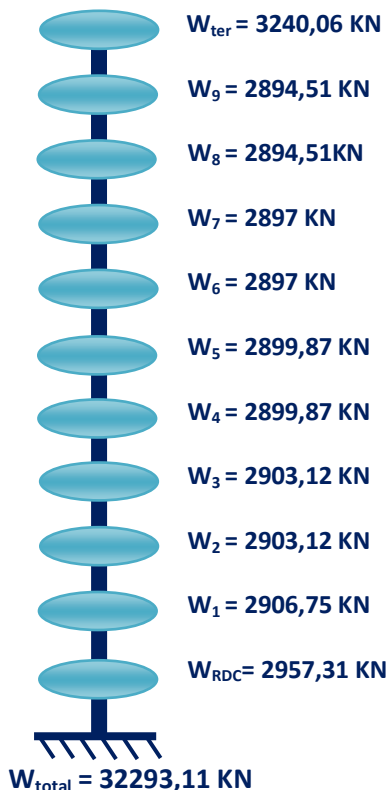


Figure VIII.7: Modélisation en masses concentrées.

VIII.6.4. Participation des masses modales :

Tableau VIII.4 Vérification de la participation des masses modales

Mode	% cumulé des masses modales Suivant X	% cumulé des masses modales Suivant Y	Mode	% cumulé des masses modales Suivant X	% cumulé des masses modales Suivant Y
1	69,32	37E-5	5	84,90	85,84
2	69,32	68,87	6	85,00	85,85
3	69,94	68,91	7	91,30	85,85
4	84,90	68,91	8	91,30	92,20

VIII.6.5. Résultante des forces sismiques de calcul :

- Résultante des forces sismiques obtenue par SAP : V_t

Suivant X-X : $V_{tx} = 2832,79$ KN

Suivant Y-Y : $V_{ty} = 2875,48$ KN

- Résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente : V

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{(VIII.13)}$$

Suivant X-X : $V_x = \frac{0,15 \times 1,95 \times 1,20}{4} \times 32293,11 \longrightarrow V_x = 2833,72$ KN

Suivant Y-Y : $V_y = \frac{0,15 \times 1,75 \times 1,20}{4} \times 32293,11 \longrightarrow V_y = 2543,08$ KN

- $V_{tx} > 0,8 \times V_x \longrightarrow \text{C.V}$
- $V_{ty} > 0,8 \times V_y \longrightarrow \text{C.V}$

VIII.6.6. Vérification de la reprise des voiles des forces sismiques :

$V_{tx} = 2832,79$ KN

$V_{ty} = 2875,48$ KN

- L'effort repris par les voiles :

$V_{XX} = 2724,69$ KN

$V_{YY} = 2693,38$ KN

- $\frac{V_{XX}}{V_{tx}} = 0,96 > 0,9 \longrightarrow \text{C.V}$
- $\frac{V_{YY}}{V_{ty}} = 0,93 > 0,9 \longrightarrow \text{C.V}$

VIII.6.7. Vérification des déplacements :

Selon le RPA99V2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \times \Delta_K < 0,01 \times h_e \quad (\text{VIII.14})$$

Avec :

- Δ_K : Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».
 $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ (VIII.15)
- R : Coefficient de comportement
- h_e : Hauteur de l'étage.

Les résultats des déplacements sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.5 Vérification des déplacements

Niveau	$\delta_K(\text{cm})$		$\Delta_K(\text{cm})$		$R \times \Delta_K(\text{cm})$		$0,01h_e$	Vérification
	δ_{Kx}	δ_{Ky}	Δ_{Kx}	Δ_{Ky}	$R \times \Delta_{Kx}$	$R \times \Delta_{Ky}$		
Terrasse	3,22	2,52	0,28	0,24	1,12	0,96	3,06	C.V
9	2,94	2,28	0,30	0,25	1,20	1,00	3,06	C.V
8	2,64	2,03	0,33	0,27	1,32	1,08	3,06	C.V
7	2,31	1,76	0,35	0,27	1,40	1,08	3,06	C.V
6	1,96	1,49	0,35	0,28	1,40	1,12	3,06	C.V
5	1,61	1,21	0,36	0,27	1,44	1,08	3,06	C.V
4	1,25	0,94	0,35	0,26	1,40	1,04	3,06	C.V
3	0,90	0,68	0,32	0,24	1,28	0,96	3,06	C.V
2	0,58	0,44	0,28	0,20	1,12	0,80	3,06	C.V
1	0,30	0,24	0,20	0,16	0,80	0,64	3,06	C.V
RDC	0,10	0,08	0,10	0,08	0,40	0,32	3,57	C.V

VIII.6.8. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P- Δ , peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_{KK} \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{VIII.16})$$

Avec :

- P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K ».

- V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i \quad (\text{VIII.17})$$

- Δ_K : Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

$$\Delta_K = (\delta_K - \delta_{K-1}) \times R \quad (\text{VIII.18})$$

- h_K : Hauteur de l'étage « K ».

Tableau VIII.6 Justification vis-à-vis l'effet P-Δ

Etage	h_K	P_K	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_K	V_K	θ_K	Δ_K	V_K	θ_K
10	3,06	3240,06	1,12	248,32	0,047	0,96	255,15	0,039
9	3,06	6134,57	1,20	538,32	0,044	1,00	483,09	0,041
8	3,06	9029,08	1,32	792,32	0,049	1,08	711,03	0,044
7	3,06	11926,08	1,40	1046,53	0,052	1,08	939,17	0,044
6	3,06	14823,08	1,40	1300,74	0,052	1,12	1167,31	0,046
5	3,06	17722,95	1,44	1555,20	0,053	1,08	1395,67	0,044
4	3,06	20622,82	1,40	1809,66	0,052	1,04	1624,03	0,043
3	3,06	23525,94	1,28	2064,41	0,047	0,96	1852,65	0,039
2	3,06	26429,06	1,12	2319,16	0,041	0,80	2081,27	0,033
1	3,06	29335,81	0,80	2574,23	0,029	0,64	2310,17	0,026
RDC	3,57	32293,12	0,40	2833,72	0,012	0,32	2543,08	0,011

La condition : $\theta = \frac{P_{KK} \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$ est vérifiable dans le tableau ci-dessus, donc l'effet P-Δ est négligeable dans notre structure.

Chapitre IX :

Calcul des éléments structuraux

IX.1. Introduction:

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel SAP2000V14, nous entamons dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

- Les règles C.B.A ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes de calculs, et de vérification des structures en béton armé.
- Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique, et on adoptant les combinaisons d'actions qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des sections.
- Les règles RPA « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour objet de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis les actions sismiques.

IX.2. Ferrailage des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux, leurs rôles sont de transmettre les charges aux fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux « N », et des moments de flexion « M » dans les deux sens, d'où ils sont sollicités à la flexion composée.

IX.2.1. Combinaison des charges :

Tableau IX.1 : Combinaisons des charges.

C.B.A93	Combinaison fondamentale	1,35G + 1,5Q
		G + Q
R.P.A	Combinaison accidentelle	G + Q + 1,2E
		0,8G ± E

IX.2.2. Recommandation de l'RPA :

Le R.P.A recommande des armatures longitudinales avec des aciers à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- Leur pourcentage minimal sera de :

$$A_{\min} = A_s > 0,8\% b.h \quad (\text{IX.1})$$

- Leur pourcentage maximal sera de :

$$A_{\max} = A_s < 4\% b.h \text{ en zone courante} \quad (\text{IX.2})$$

$$A_{\max} = A_s < 6\% b.h \text{ en zone recouvrement} \quad (\text{IX.3})$$

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- ✓ La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 25cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

IX.2.3. Les résultats des sollicitations données par SAP :

Pour la conception de nos poteaux, nous avons cinq types de poteaux à ferrailer, on aura donc les zones suivantes :

- Zones 01 : RDC, 1^{er} étage \longrightarrow poteaux (50×50) cm².
- Zones 02 : 2^{ème}, 3^{ème} étage \longrightarrow poteaux (45×45) cm².
- Zones 03 : 4^{ème}, 5^{ème} étage \longrightarrow poteaux (40×40) cm².
- Zones 04 : 6^{ème}, 7^{ème} étage \longrightarrow poteaux (35×35) cm².
- Zones 05 : 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage \longrightarrow poteaux (30×30) cm².

Les résultats des sollicitations des poteaux sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.2 : Sollicitations des poteaux sous différents combinaisons

Combinaison	Sollicitations	Poteaux (50×50) cm ²	Poteaux (45×45) cm ²	Poteaux (40×40) cm ²	Poteaux (35×35) cm ²	Poteaux (30×30) cm ²
1,35G+1,5Q	N_{max}(KN)	1955,47	1535,49	1157,27	810,49	487
	M_{cor}(KN.m)	11,28	16,50	17,26	15,84	12,30
	T(KN)	4,63	10,15	10,74	9,95	7,81
G+Q+1,2E	N_{cor}(KN)	604,97	440,41	310,27	177,70	33,05
	M_{max}(KN.m)	24,16	27,98	27,71	29,28	29,47
	T(KN)	15,60	17,43	18,96	18,49	17,93

IX.3. Ferrailage du poteau (50*50) cm² :

IX.3.1. Armatures longitudinales :

- 1^{ere} Combinaison : 1,35G + 1,5Q (IX.4)

$$N = 1955,47 \text{ KN}$$

$$M = 11,28 \text{ KN.m}$$

a. Calcul de l'excentricité :

- $e = \frac{M}{N} = \frac{11,28}{1955,47} \longrightarrow e = 0,57 \text{ cm.}$ (IX.5)

$$e < \frac{h}{12} \longrightarrow \text{La section est soumise à la compression simple.}$$

b. Longueur de flambement et élancement :

• $L_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times (357) = 249,90 \text{cm.}$ (IX.6)

• $\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}}$ (IX.7)

• $i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{B}} = \sqrt{\frac{a^4}{12a^2}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = 14,43$ (IX.8)

$\lambda = \frac{249,90}{14,43} = 17,32 < 50$
 $\longrightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \longrightarrow \alpha = 0,81$ (IX.9)

$A_{sc} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \times \frac{1,15}{400}$ (IX.10)

$\longrightarrow A \geq \left[\frac{1,955}{0,81} - \frac{0,23 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \longrightarrow A = 0$

c. Armatures minimales :

$A_{\min} = 0,8\% B = \frac{0,8}{100} \times 50 \times 50 = 20 \text{cm}^2$

d. Armatures maximales :

$A_{\max} = 4\% B = 100 \text{cm}^2$ en zone courante.

$A_{\max} = 6\% B = 150 \text{cm}^2$ en zone recouvrement.

e. Ferrailage adopté :

$A_{\text{ado}} = 20 \text{cm}^2$ on prend : $A = 20,61 \text{cm}^2$ qui à un ferrailage de 4T20 + 4T16.

IX.4. Vérification de l'effort tranchant :

$T = 4,63 \text{ KN}$
 $\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{4,63 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,45} = 0,02 \text{ MPa.}$ (IX.11)

$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 f_{28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$
 $\bar{\tau} = (0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$ } \longrightarrow $\tau < \bar{\tau}$ C.V (IX.12)

IX.4.1 Armatures transversale :

$A_t = \frac{t \times \rho \times T_u}{h_L \times f_e} \longrightarrow [\text{RPA}]$ (IX.13)

Avec: $\begin{cases} t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm}) & \text{zone nodale.} \\ t' \leq 15\phi_1 & \text{zone courante.} \end{cases}$ (IX.14)

• $\phi_1 = 16 \text{ mm.}$

$\longrightarrow \begin{cases} t \leq \min(16; 15) \text{ cm} \\ t' \leq 24\text{cm.} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} t = 10\text{cm} \longrightarrow \text{zone nodale.} \\ t' = 20\text{cm} \longrightarrow \text{zone courante.} \end{cases}$

• ρ : est en fonction λ_g .

Avec :

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{249,90}{50} \longrightarrow \lambda_g = 5$

Donc : $\rho = 2,5$

• $T_U = 15,60 \text{ KN.}$

• $f_c = 235\text{MPa.}$

Donc : $A_t = \frac{0,2 \times 2,5 \times 4,63 \times 10^{-3}}{0,5 \times 235} \longrightarrow A_t = 0,6\text{cm}^2.$

IX.4.2. Tableau récapitulatif :

Tableau IX.3 : Résultats récapitulatifs du ferrailage des poteaux.

Poteaux (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)	Section choisi	A _{tran} (cm ²)	Section adoptée	t(cm)	t'(cm)
50×50	20	20,61	4T20+4T16	1,01	2Φ8	10	20
45×45	16,2	18,73	4T20+4T16	1,01	2Φ8	10	20
40×40	12,8	16,08	8T16	1,01	2Φ8	10	20
35×35	9,8	10,68	4T14+4T12	1,01	2Φ8	10	20
30×30	7,2	9,03	8T12	1,01	2Φ8	10	20

IX.5. Ferrailage des poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux, leurs rôles sont de transmettre les charges aux poteaux. Elles sont soumises à la flexion simple.

IX.5.1. Combinaison de charges :

Tableau IX.4 : Combinaisons des charges.

C.B.A93	Combinaison fondamentale	1,35G + 1,5Q
		G + Q
R.P.A	Combinaison accidentelle	G + Q ± E
		0,8G ± E

IX.5.2. Recommandation de l’RPA :

a. Armatures longitudinales :

- Leurs pourcentages minimale est de :
 $\checkmark A_{st} = 0,5\% b \times h$ (IX.16)
- Leurs pourcentages maximales est de :
 $\checkmark A_{st} = 4\% b \times h \longrightarrow$ zone nodale. (IX.17)
 $\checkmark A_{st} = 6\% b \times h \longrightarrow$ zone de recouvrement. (IX.18)
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 $\checkmark L_t = 40\Phi$ (IX.19)

b. Armatures transversale :

- Leurs pourcentage minimale est de :
 $\checkmark A_t = 0,3\% S \times h$ (IX.20)
- L’espacement
 $\checkmark S$: L’espacement entre les cadres dans la zone nodale.
 $\longrightarrow S \leq (\frac{b}{4}; 12\Phi; 30\text{cm})$. (IX.21)
 $\checkmark S'$: L’espacement entre les cadres dans la zone courante.
 $\longrightarrow S' \leq \frac{h}{2}$ (IX.22)

IX.6. Les résultats des sollicitations sont donnés par S.A.P :

Le ferrailage sera obtenu sous l’effet des sollicitations les plus défavorables qui est l’état limite ultime.

Tableau IX.5 : Sollicitations des poutres (E.L.U, E.L.S).

Section (cm ²)	Moment fléchissant M(KN.m)				Effort tranchant T(KN)
	En travée		En appuie		
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S	
P.P(30×45)	59,10	43,10	126,16	92,89	127,14
P.S(30×35)	16,21	11,89	44,62	32,59	37,60

IX.6.1. Poutre principale :

a. Ferrailage longitudinale :

➤ En travée : $M_u = 59,10 \text{ KN.m}$

✓ BAEL91:

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{59,10 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} \longrightarrow \mu_u = 0,08 < \mu_R \longrightarrow \text{Section à simple armature.}$$

(IX.23)

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{59,10 \times 10^{-3}}{0,387 \times 347,826} \longrightarrow A_{st} = 4,39 \text{ cm}^2.$$

(IX.24)

✓ SAP :

$$A_{st} = 0,5\% \ b \times h \longrightarrow A_{st} = 5,08 \text{ cm}^2$$

(IX.25)

$$\longrightarrow A_{st} = \max(A_{st \text{ BAEL}}; A_{st \text{ SAP}}) \longrightarrow A_{st} = 5,08 \text{ cm}^2.$$

(IX.26)

Donc on prend $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$ qui a un ferrailage de **5T12**.

❖ Vérification à l'E.L.S :

$$\bullet \sigma_{bc} = \frac{M_g \times x}{I} \quad (IX.27)$$

$$\bullet \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{28} \quad (IX.28)$$

$$\bullet \sigma_{st} = n \times \frac{M_g \times (d-x)}{I} \quad (IX.29)$$

$$\bullet \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_s; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right) \quad (IX.30)$$

$$\text{Avec: } I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_{sc} (x - d')^2 + n \times A_{st} (d - x)^2 \quad (IX.31)$$

$$x = ? \longrightarrow \frac{b \times x^3}{2} + n \times A_{sc} (x - d') - n \times A_{st} (d - x) = 0 \quad (IX.32)$$

$$\longrightarrow \begin{cases} x = 13,60 \text{ cm.} \\ I = 99831,11 \text{ cm}^4. \end{cases}$$

D'ou:

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \sigma_{bc} = 5,87 \text{ MPa} \\ \bullet \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \longrightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ C.V}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \sigma_{st} = 174,20 \text{ MPa} \\ \bullet \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \longrightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ C.V}$$

➤ En appuis : $M_u = 126,16 \text{ KN.m}$

✓ BAEL91 :

$$\bullet \mu_u = 0,18 < \mu_R \longrightarrow \text{Section à simple armature.}$$

$$\bullet A_{st} = 9,95 \text{ cm}^2$$

✓ SAP :

$$\bullet A_{st} = 9,18 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_{st} = 10,05 \text{ cm}^2$ qui a un ferrailage de **5T16**.

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

- $M_u = 92,89 \text{ KN.m}$
- $x = 15,76 \text{ cm}$
- $I = 131413,50 \text{ cm}^4$

D'où :

<ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_{bc} = 11,14 \text{ MPa}$ • $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ 	} →	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$
<ul style="list-style-type: none"> • $\sigma_{st} = 262,31 \text{ MPa}$ • $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ 	} →	$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.N.V}$

Donc on augmente le ferrailage et on prend $A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$ qui a un ferrailage de **6T16**.

❖ **Vérification à l'effort tranchant:**

$T_{max} = 127,14 \text{ KN}$.

<ul style="list-style-type: none"> • $\tau = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{127,14 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 1,04 \text{ MPa}$ 	} →	$\tau < \bar{\tau} \quad \text{C.V}$	(IX.33)
<ul style="list-style-type: none"> • $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{28}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$ 			(IX.34)

b. Ferrailage transversale :

$A_t = 0,3\% S \times h = 0,3\% 30 \times 45 = 4,05 \text{ cm}^2$. (IX.35)

➤ **Espacement des armatures transversales :**

• $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow S \leq \min(11,25; 19,2; 30) \text{ cm}$. (IX.36)

→ $S = 10 \text{ cm}$ → en zone nodale.

• $S' \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S' \leq \frac{45}{2} \longrightarrow S' = 15 \text{ cm}$ → en zone courante. (IX.37)

$A_t = 0,3\% 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$.

Donc on prend $A_{st} = 9,36 \text{ cm}^2$ qui a un ferrailage de **3φ10**.

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

$L_f = 40\phi \longrightarrow L_f = 40 \times 1,6 \longrightarrow L_f = 64 \text{ cm}$. (IX.38)

➤ **Calcul de l'ancrage :**

$L_s = \frac{\phi}{b} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_s}$ (IX.39)

Avec : $\bar{\tau} = 0,6 \times (\Psi)^2 \times f_{t28}$ et $\Psi = 1,5$ (IX.40)

→ $L_s = 56,34\text{cm}$.

On résume dans le tableau ci-dessous le calcul du ferrailage des poutres principales:

Tableau IX.6 : Résultats récapitulatifs du ferrailage des poutres principales.

Type		A_{st} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Disposition	A_t (cm^2)	Disposition	S (cm) Zone nodale	S (cm) Zone courante
Poutre principale	Travée	6,75	6,88	3T14+2T12	2,36	3 ϕ 10	10	15
	Appui	9,95	12,06	6T16	2,36	3 ϕ 10	10	15

X.6.2. Poutre secondaire :

Tableau IX.7 : Résultats récapitulatifs du ferrailage des poutres secondaires.

Type		A_{st} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Disposition	A_t (cm^2)	Disposition	S (cm) Zone nodale	S (cm) Zone courante
Poutre secondaire	Travée	5,25	5,65	5T12	2,36	3 ϕ 10	10	15
	Appui	4,62	4,62	3T14	2,36	3 ϕ 10	10	15

IX.7. Ferrailage des voiles :

IX.7.1. Introduction :

Notre structure est contreventée par des voiles en béton armé qui sont sollicitées par des moments fléchissant, efforts tranchants, et des efforts normaux.

La disposition des voiles sera menée de la manière suivante :

- Armatures longitudinales.
- Armatures transversales.

a. Ferrailage longitudinale :

On utilise la méthode de NAVIER :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \quad (\text{IX.41})$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué.
- M : Moment fléchissant du voile.
- A : Section transversale du voile.
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

- I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue trois cas :

1^{er} cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \longrightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A.

$$A_{\min} = 0,20\% a \times L \quad (\text{IX.42})$$

2^{ème} cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0 \longrightarrow$ La section du voile est entièrement tendue.

La section d'armature verticale est de :

$$A_V = \frac{f_t}{f_e} f_t : \text{Le volume des contraintes de traction.} \quad (\text{IX.43})$$

On compare A_V avec la section minimale :

- Si : $A_V \leq A_{\min} = 0,15\% a \times L \longrightarrow$ On ferraille avec la section minimale. (IX.44)
- Si : $A_V > A_{\min} \longrightarrow$ On ferraille avec A_V .

3^{ème} cas : (σ_1, σ_2) sont de signes opposés \longrightarrow La section du voile est partiellement comprimée.

IX.7.2. Calcul du ferrillage :

a. Caractéristiques du voile :

$$A = 1,09 \text{ m}^2$$

$$y_G = 0,14 \text{ m}$$

$$I_G = 0,0116 \text{ m}^4$$

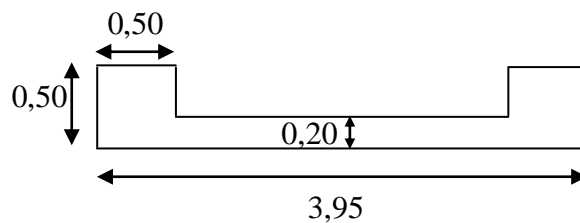


Figure IX.1 : Coupe transversale du voile.

b. Combinaisons de charges :

Tableau IX.8 : Sollicitations des voiles.

Combinaisons	F_{11} (KN)	M_{11} (KN.m)	F_{22} (KN)	M_{22} (KN.m)
1,35G + 1,5Q	250,90	15,30	/	/
G + Q + 1,2E_x	71,68	11,14	914,70	53,58
G + Q + 1,2E_y	161,55	9,95	914,70	53,58

c. Calcul des contraintes :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{914,70}{1,09} + \frac{53,58 \times 0,14}{0,0116} \longrightarrow \sigma_1 = 1,48 \text{ MPa.} \\ \sigma_2 &= \frac{914,70}{1,09} - \frac{53,58 \times 0,14}{0,0116} \longrightarrow \sigma_2 = 0,19 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 > 0$$

La section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A.

d. Calcul des armatures longitudinales :

$$A_{\min} = 0,20\% a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m.

$$A_{\min} = 0,20\% \times 0,20 \times 1 \longrightarrow A_{\min} = 4 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Diamètre :**

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \longrightarrow D \leq \frac{1}{10} \times 200 \longrightarrow D \leq 20\text{mm} \quad (\text{IX.45})$$

On prend : $D = 12\text{mm.}$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min (1,5a; 30\text{cm}) \longrightarrow [\text{RPA}] \quad (\text{IX.46})$$

$$S_t \leq \min (2a; 33\text{cm}) \longrightarrow [\text{BAEL}] \quad (\text{IX.47})$$

$$S_t \leq \min (S_{t\text{RPA}}; S_{t\text{BAEL}}) \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm.} \quad (\text{IX.48})$$

▪ On adopte un espacement de **20cm.**

On choisi $A_1 = 5,65\text{cm}^2$ qui à un ferrailage de **5T12.**

e. Calcul des armatures transversales :

Selon R.P.A on a :

$$\tau_b \leq 0,025 \times f_{c28} \longrightarrow A_t \geq 0,15\% b \times s \quad (\text{IX.49})$$

$$\tau_b > 0,025 \times f_{c28} \longrightarrow A_t \geq 0,25\% b \times s \quad (\text{IX.50})$$

Avec : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{aligned} \bar{V} &= 1,4 \times V_{\text{cal}} \end{aligned} \right. \quad (\text{IX.51})$$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{aligned} b_0 &: \text{Epaisseur du voile.} \\ d &: \text{Hauteur utile} = 0,9 \times h. \end{aligned} \right. \quad (\text{IX.52})$$

$$\longrightarrow \left\{ \begin{aligned} h &: \text{Hauteur totale de la section brute.} \end{aligned} \right.$$

$$\longrightarrow \bullet \tau_b = \frac{1,4 \times 68 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 3,57} \longrightarrow \tau_b = 0,148 \text{ MPa.}$$

$$\bullet 0,025 \times f_{c28} = 0,625 \text{ MPa.} \quad (\text{IX.53})$$

$\tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}$ \Rightarrow On ferraille avec $A_t \geq 0,15\% b \times s$
 $A_t \geq 0,15\% \times 100 \times 20 \Rightarrow A_t \geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Diamètre :**

$$D = 12\text{mm}$$

• **Espacement :**

$$e = 20\text{cm}$$

On choisi $A_t = 5,65\text{cm}^2$ qui à un ferrailage de **5T12**.

IX.7.3. Dessin du ferrailage :

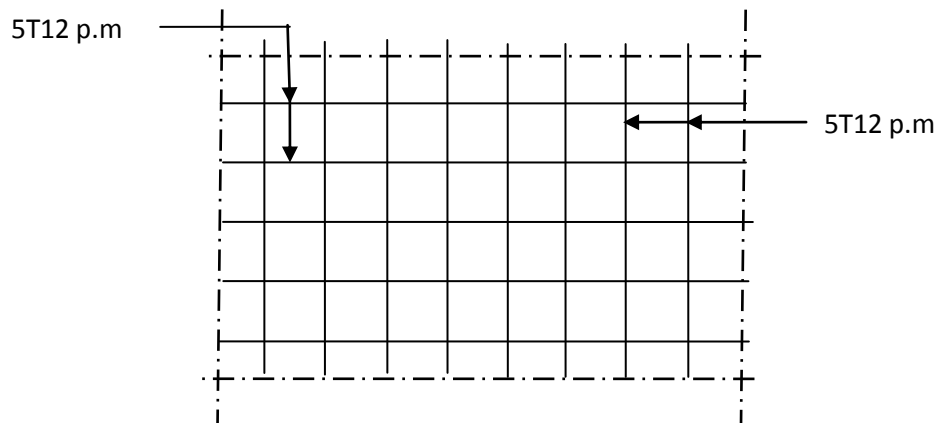


Figure IX.2 disposition du ferrailage transversale du voile.

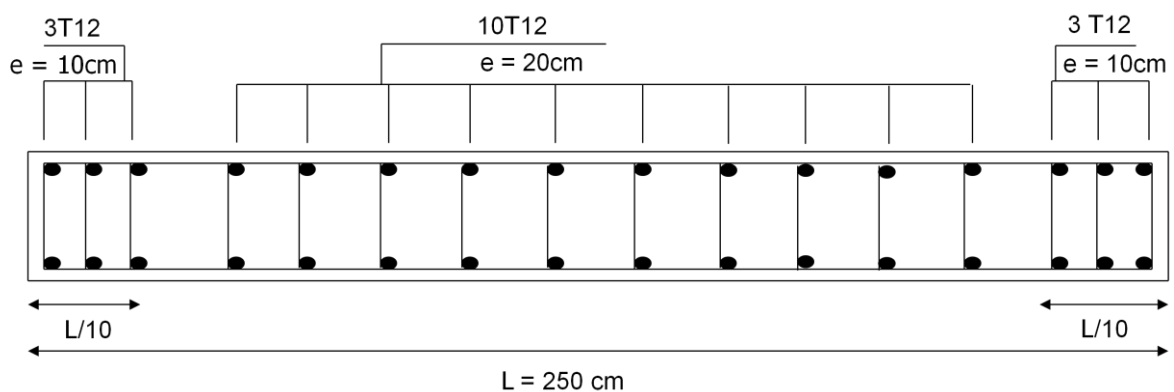
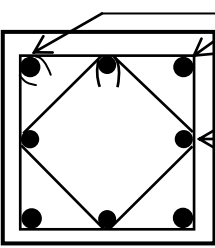
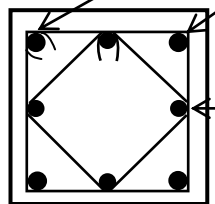
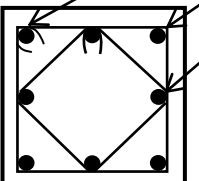
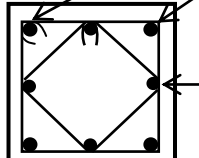
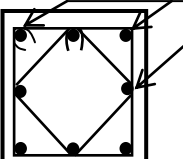
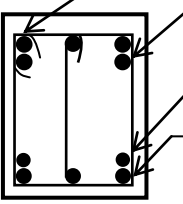
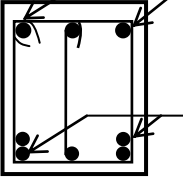


Figure IX.3 disposition du ferrailage longitudinale du voile.

Tableau IX.9 : Dessin du ferrailage des poteaux-poutres.

Poteaux	
Poteaux (50×50)	 <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 4T20 4T16 </div>
Poteaux (45×45)	 <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 4T20 4T16 </div>
Poteaux (40×40)	 <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 8T16 </div>
Poteaux (35×35)	 <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 4T14 4T12 </div>
Poteaux (30×30)	 <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 8T12 </div>
Poutre	
Poutre principale (30×45)	 <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 5T16 2T12 3T12 </div>
Poutre secondaire (30×35)	 <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> 3T14 5T12 </div>

Chapitre X :

Etude comparative

X.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à faire une étude comparative entre trois modèles non contreventée, contreventée par des voiles en béton armé et par murs en matériaux composites (TFC). L'analyse des résultats a été scindée en deux parties :

- Partie 1 : Analyse dans le domaine linéaire entre les trois types de structures (structure auto stable, structure contreventée par des voiles en béton armé, structure contreventée par des murs en matériaux composite).
- Partie 2 : Analyse dans le domaine non linéaire par la méthode de push over.

X.2 Estimation des périodes et facteurs de participation modale :

Tableau X.1 : Périodes et facteurs de participation modale

Structure	Mode	Période (s)	PM (%)
Auto stable	Mode 1	1,54	75,06
	Mode 2	1,38	74,81
Contreventée par voile en BA	Mode 1	0,98	69,32
	Mode 2	0,91	68,87
Contreventée par TFC	Mode 1	0,89	70,48
	Mode 2	0,78	70,28

X.3. Analyse dans le domaine linéaire :

X.3.1. Variation du déplacement et accélération en fonction du temps :

Les résultats obtenus après calculs au SAP2000 pour la réponse des différents modèles en déplacements et accélérations en fonction du temps sont montrés dans les figures (Figure X.1 ; Figure X.2).

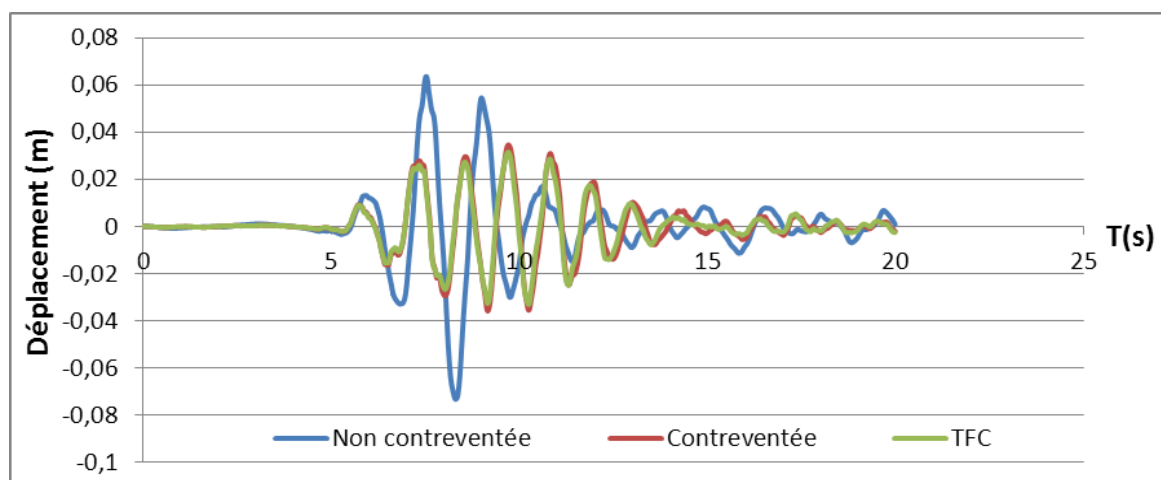


Figure X.1 : Réponse temporelle en déplacements des trois modèles

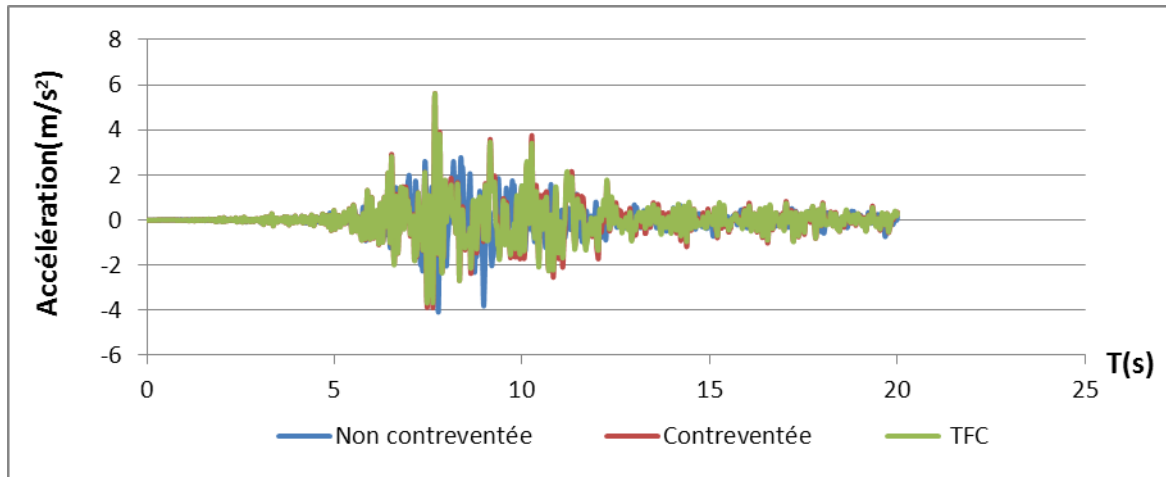


Figure X.2 : Réponse temporelle en accélération des trois modèles

➤ **Commentaire :**

Les déplacements maximaux aux sommets des deux types de contreventement sont comparés à celle du modèle non renforcée.

L'analyse de la (Figure X.1) montre un décroissement de la valeur maximale en déplacement des deux modèles non contreventée et contreventée par TFC de **55%** qui est du au rapport de rigidité des éléments composites. Et la (Figure X.2) montre une comparaison de ces modèles en termes d'accélération, après l'analyse on constate que l'accélération du modèle TFC a augmenté de **16%** par rapport au modèle non contreventée c'est du au supplément de rigidité qu'apporte le matériau composite.

Par contre les résultats entre les modèles contreventés par voiles et TFC sont très voisins avec un léger avantage pour le TFC. N'oublions pas que les épaisseurs utilisées dans le béton sont 10 fois plus grands que le TFC.

X.3.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

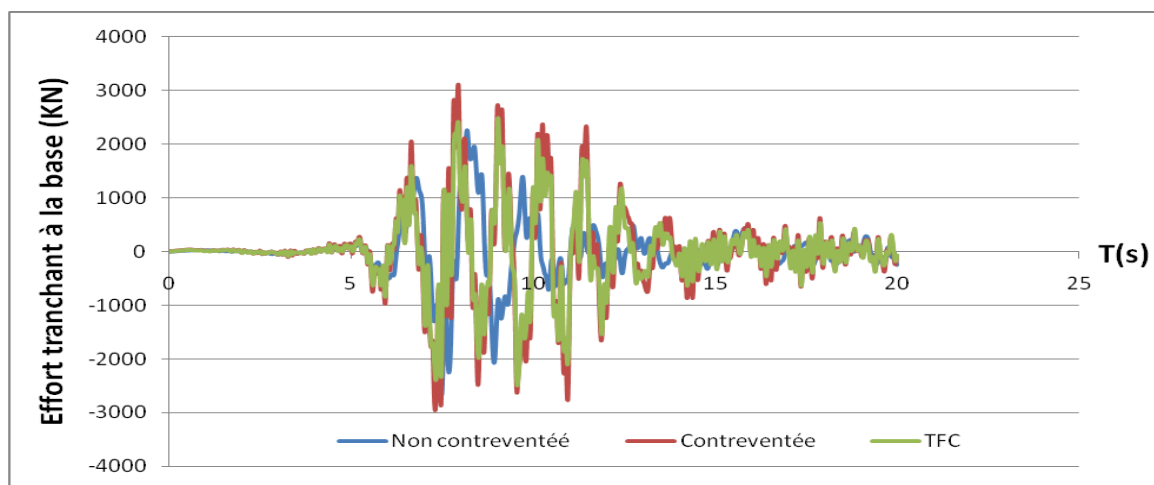


Figure X.3 : Réponse temporelle en effort tranchant à la base des trois modèles

➤ **Commentaire :**

L'analyse de la (Figure X.3) montre l'efficacité du TFC par rapport au voile en béton armé dans la réduction de l'effort tranchant à la base, elle est de l'ordre de 20%. Cette réduction est proportionnelle à la légèreté que rapporte le TFC.

X.3.3. Variation des sollicitations en fonction du temps :

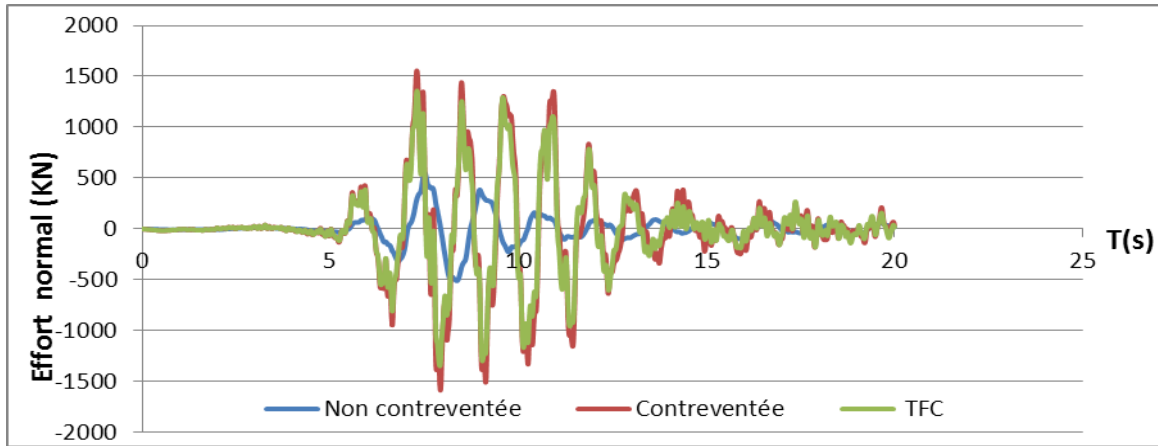


Figure X.4 : Réponse temporelle en effort normal des trois modèles

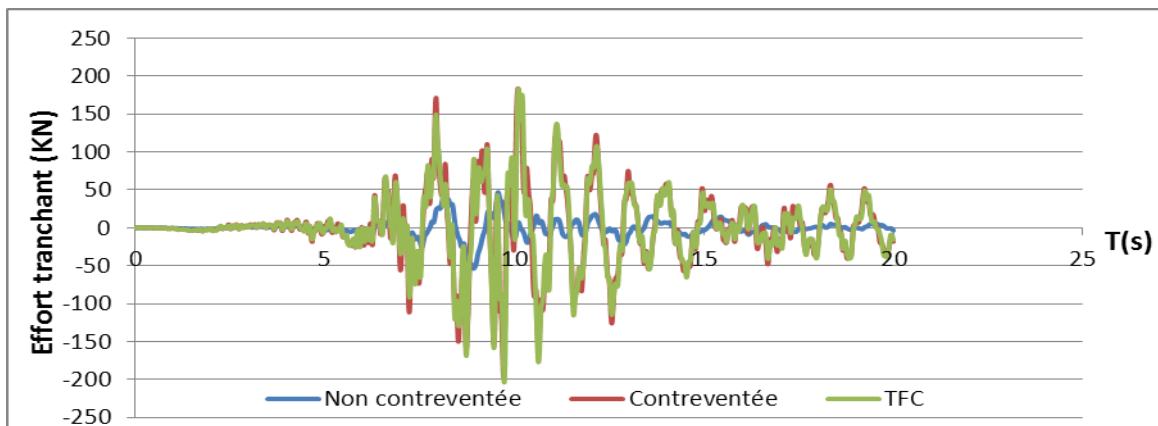


Figure X.5 : Réponse temporelle en effort tranchant des trois modèles

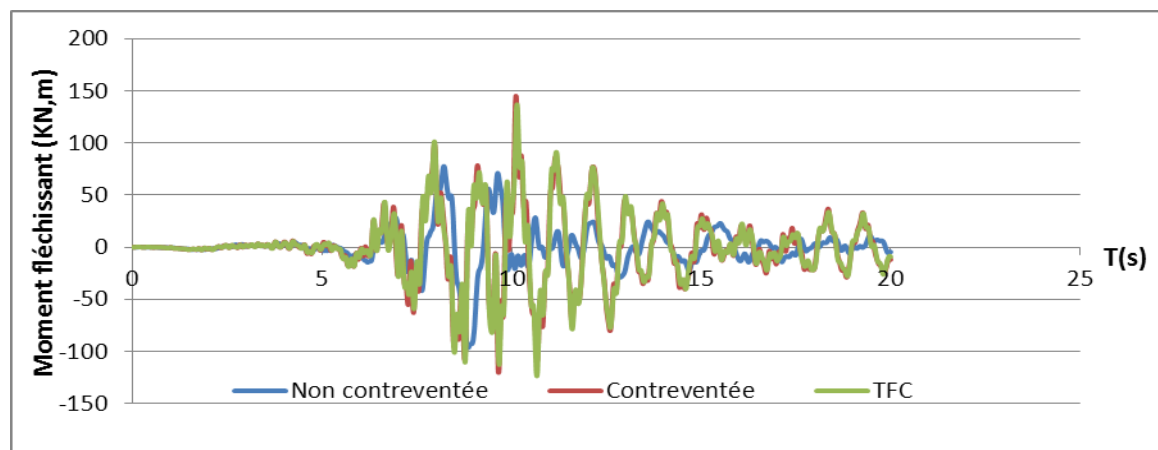


Figure X.6 : Réponse temporelle en moment fléchissant des trois modèles

➤ **Commentaire :**

Les sollicitations maximales dans les éléments les plus sollicités pour les deux types de contreventement sont comparés à celle du modèle non renforcée.

L'analyse de la (Figure X.3) montre un accroissement de la valeur maximale de l'effort normal des deux modèles non contreventée et contreventée par TFC de 60% qui nous donne un résultats similaire celle du contreventement par des voiles avec un poids plus léger.

L'analyse de la (Figure X.4) montre une variation de la valeur maximale en effort tranchant des deux modèles de **74%** qui est du au rapport de rigidité des éléments composites.

Et en dernier lieu la (Figure X.5) donne un rapport de 30% en termes de moment fléchissant.

X.3.4. Etude paramétrique :

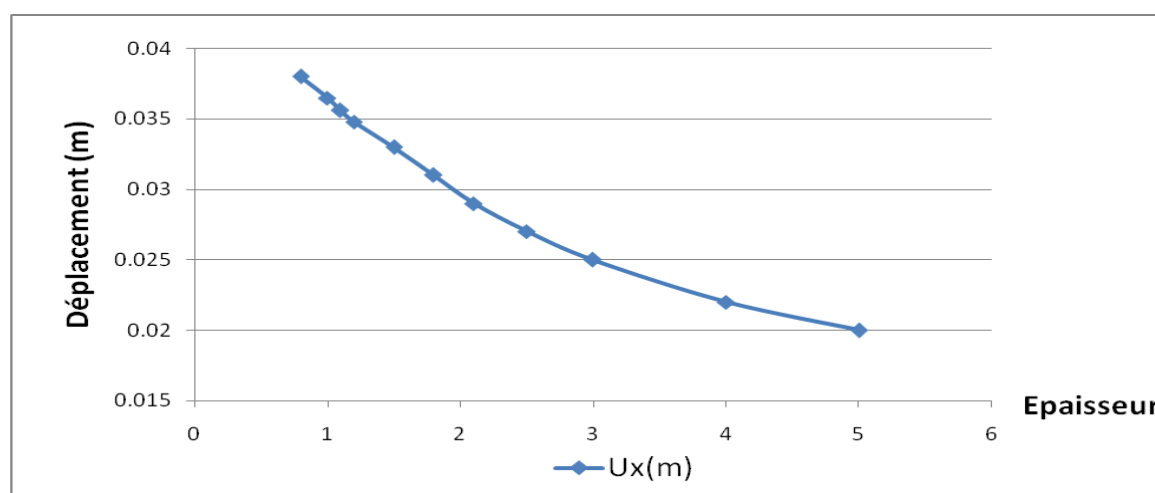


Figure X.7 : Etude paramétrique par rapport aux déplacements

➤ **Commentaire :**

Une étude paramétrique par rapport aux déplacements en fonctions des épaisseurs a été faite (Figure X.6). Les résultats montrent que la relation déplacement max – épaisseur est inversement proportionnelle c'est-à-dire quand augmentant les épaisseurs le déplacement diminue.

X.3.5. Conclusion :

L'intérêt principal de la présente analyse est d'étudier l'effet du contreventement par des murs en matériaux composites TFC sur la réponse sismique du bâtiment.

En effet, la structure a été analysée sous trois paramètres (Structure auto stable, Structure contreventée par des voiles en béton armé, Structure contreventée par TFC).

Les résultats obtenus étaient satisfaisants, pour une plaque de 1,5cm en TFC a donné des résultats similaire de la résistance que rapporte un voile de 20cm en béton armé.

X.4. Analyse dans le domaine non linéaire :

X.4.1. Définition du comportement non linéaire des poteaux poutres :

Les poteaux et poutres sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques «Plastic Hinge » aux niveaux des sections susceptibles à se plastifier.

Pour notre modèle de calcul, nous allons introduire aux niveaux des poteaux et poutres des rotules plastiques avec des lois de comportements définies d'une façon automatique par le SAP comme suit :

- ❖ Poteaux : Rotules de flexion (Auto M3).
- ❖ Poutres : Rotules de flexion (Auto M3).

Le comportement non linéaire des rotules est représenté par une courbe : (Force – Déformation).

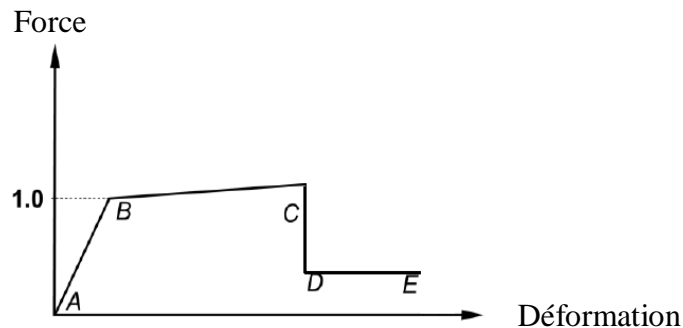


Figure X.8 : Loi de comportement.

- Segment A-B : Représente le domaine élastique de la section.
- Segment B-C : Représente la progression des dommages.
- Point C : Représente la capacité ultime de la section de résister.
- Segment C-D : Chute brusque de la résistance.
- Point E : Correspond à la ruine de la section.

a. Niveaux de dommages :

Le graphe ci-dessous représente trois points de l'état de dégradation de la section ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

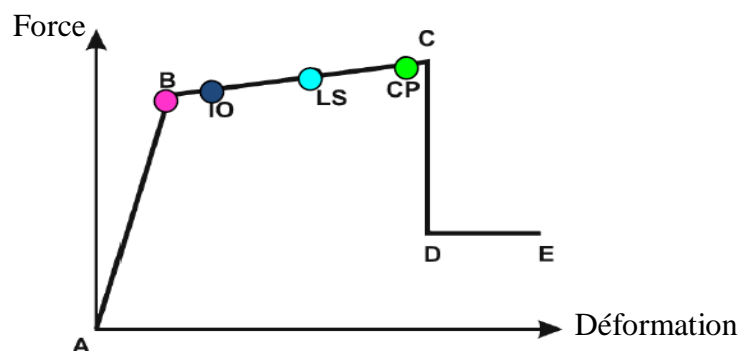


Figure X.9 : Loi de comportement (Force – Déplacement) et niveaux de dommages.

- Niveau IO (Immediate Occupancy) : La section a subi des dommages relativement faibles, ainsi qu'elle garde un pourcentage relativement élevé de sa raideur initiale.
- Niveau LS (Life Safety) : Les dommages sont relativement importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- Niveau CP (Collapse Prevention) : La section se trouve à la limite de la résistance, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

b. Insertion des rotules plastiques :

- **Poteaux** : Les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit :

Sélection des poteaux → Assign → Frame → Hinges

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure X.8), pour chaque type de rotule on choisit "Hinge Property", et on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent respectivement aux nœuds origines et extrémités de chaque poteau.

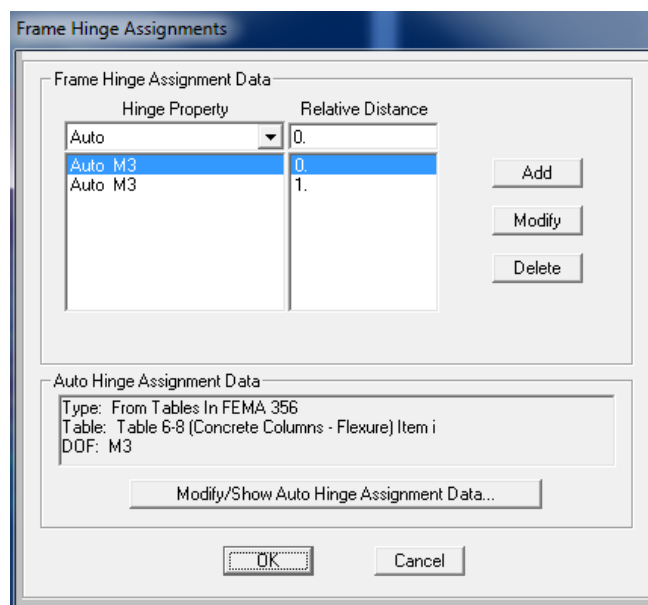


Figure X.10 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.

- **Poutres** : Les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

Sélection des poutres → Assign → Frame → Hinges

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure X.9), pour chaque type de rotule on choisit "Hinge Property", et on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent respectivement aux nœuds origines et extrémités de chaque poutre.

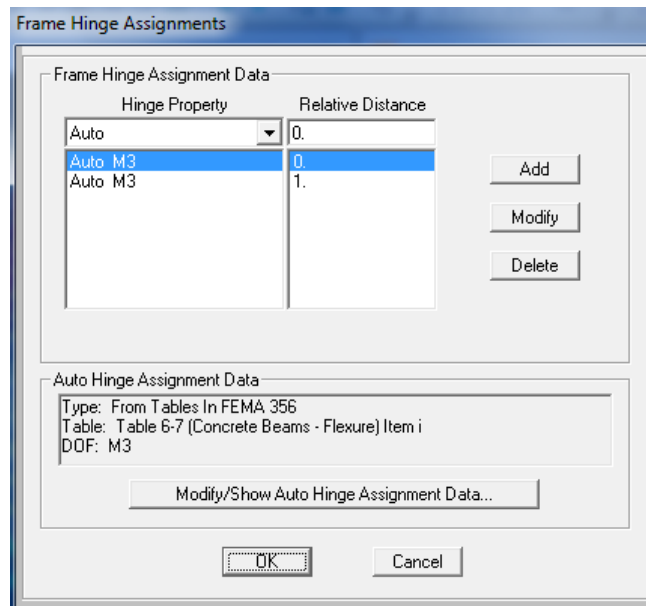


Figure X.11 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

X.4.2. Définition du chargement de l'analyse push over :

Après la définition du comportement non linéaire et l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des poteaux et poutres, on passe à la définition du chargement de l'analyse push over.

Pour notre étude on adoptera une analyse en mode "Déplacement contrôlé" c'est-à-dire la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

a. Définition de l'analyse sous charges gravitaires:

Cette procédure consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire (Figure X.10).

Et pour cela on clique sur :

Define \longrightarrow Load case \longrightarrow Dead(Modify) \longrightarrow Static non linear

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA99V2003 pour la détermination des charges sismiques ($G+0,2Q$). (X.1)

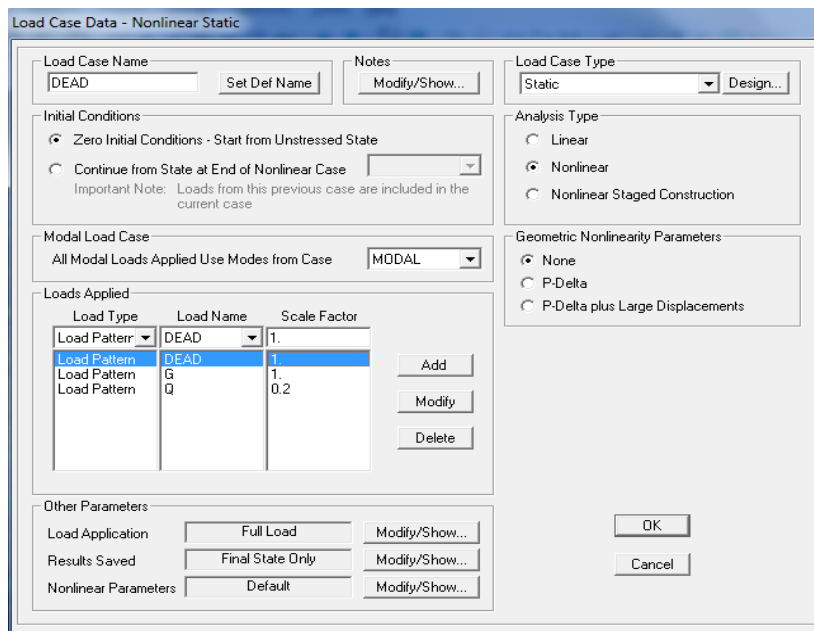


Figure X.12 : Définition du chargement de l'analyse Push over sous charges verticales

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

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales (Figure X.11).

Et pour cela on clique sur :

Define → Load case → Add new load case → PUSH (Static non linear).

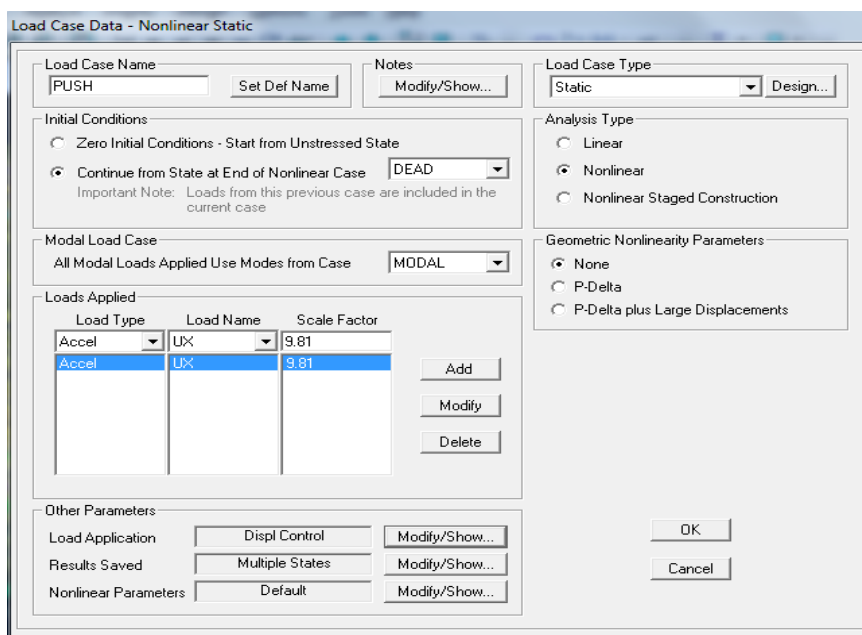


Figure X.13 : Définition du chargement de l'analyse Push over sous charge horizontale

Comme montre la (Figure X.11), on choisi dans la case "Load Application" la commande "Displacement control" (FigureX.12), Ainsi on choisit le nœud de contrôle.

La valeur de déplacement du point moniteur est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage.

$$D = \frac{h}{25} = \frac{34,17}{25} \longrightarrow D = 1,3668m \quad (X.2)$$

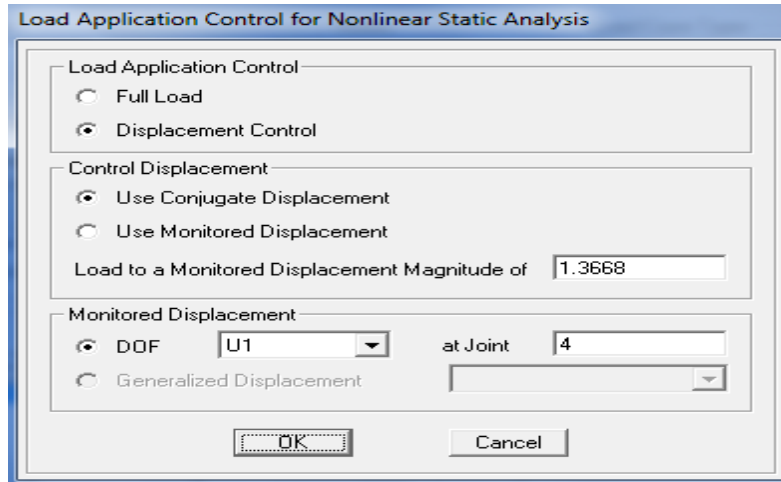


Figure X.14 : Détermination du nœud de contrôle

Quand au chargement push over, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boite "Loads Applied" en choisissant le mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique dans la direction XX.

X.4.3. Résultats de l'analyse push over :

a. Détermination de la courbe de capacité :

La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comporte en abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base V.

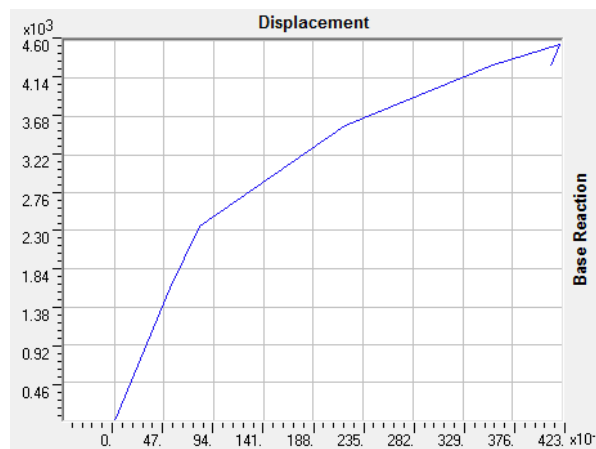


Figure X.15 : Courbe de capacité de la structure.

b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) :

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré d'évaluation dans le domaine plastique. Ce point est déterminé en superposant deux courbes une représente la capacité résistance d'une structure et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse.[8]

Dans notre étude, nous utiliserons l'approche qui est déterminée par la norme américaine ATC40, cette approche est basée sur l'utilisation de plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

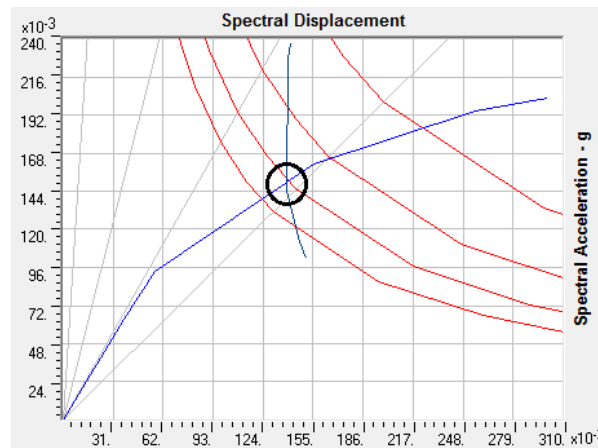


Figure X.16 : Détermination du point de performance.

c. Demande en ductilité (μ_D) :

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique, cette demande est définie par :

$$\mu_D = \frac{D_p}{D_e} \quad (X.3)$$

A mesure que le facteur (μ_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique est important.

d. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :

Les indices K_p , I_d permet de mesurer l'état de dégradation de la structure après l'introduction de la structure dans le domaine plastique.

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} \quad (X.3)$$

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e} \quad (X.4)$$

e. Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments :

Cette étape consiste à visualiser le développement et la distribution des rotules plastiques dans la structure après chaque étape de chargement de l'analyse push over.

Des indicateurs de couleurs apparaissent aux niveaux des zones susceptibles à se plastifier (figure), ces indicateurs montrent l'état de pénétration d'une section dans le domaine plastique.

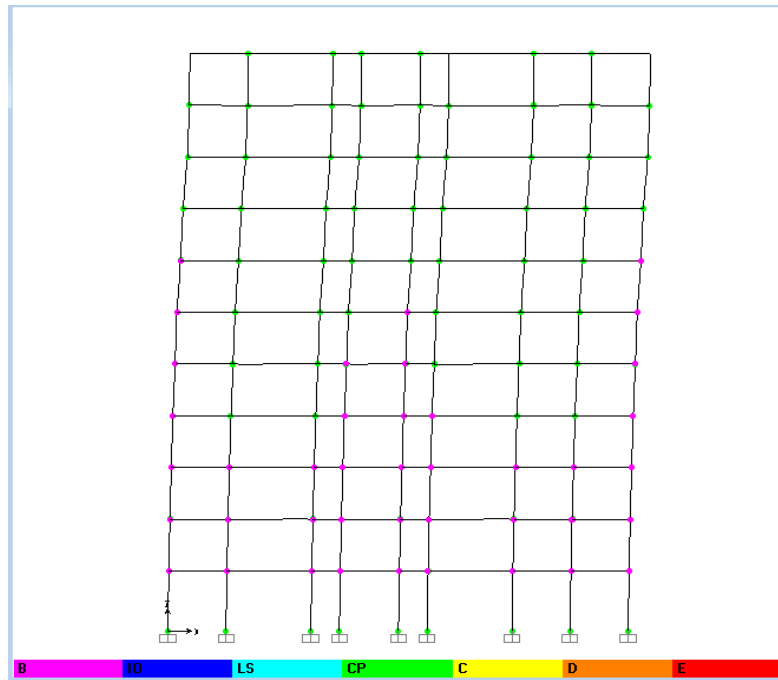


Figure X.17 : Formation des rotules plastiques sens(x)

X.4.4. Etude comparative des résultats :

Deux analyses sont à effectuer, une avec la structure qui n'est pas contreventée et l'autre avec la structure qui est contreventée par des murs en matériaux composites (TFC). Pour chaque critère de comparaison, on procédera à une analyse comparative des résultats.

a. Détermination des points de performances des structures (V_p , D_p) :

Tableau X.2 : Résultats du point de performance.

Structure	V_p (KN)	D_p (cm)
Sans voile	3368,10	19,5
Renforcé	7156,64	13,8

➤ Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus, on constate que lorsque l'effort tranchant à la base augmente le déplacement au sommet diminue. Cette variance est due à la rigidité rapportée par le TFC.

b. Demande en ductilité (μ_D) :

Tableau X.3 : Résultats de la demande en ductilité

Structure	D_p (cm)	D_e (cm)	μ_D
Sans voile	19,5	7,30	2,67
Renforcé	13,8	3,30	4,18

➤ Analyse des résultats :

En analysant les résultats, on remarque que la demande en ductilité de la structure renforcée est importante de **36%** par rapport de la structure non contreventée, c'est-à-dire que le degré de pénétration de la structure renforcée dans le domaine plastique est important.

c. Raideur initiale de la structure (K_e) :Tableau X.4 : Résultats de la raideur K_e

Structure	V_y (KN)	D_e (m)	K_e (KN/m)
Sans voile	1710,85	0,073	24436,30
Renforcé	2076,55	0,033	69218,33

➤ Analyse des résultats :

La raideur initiale (K_e) traduit le comportement de la structure dans le domaine élastique, on constate que la rigidité de la structure renforcée est importante par rapport à la structure non renforcée de **65%**.

d. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :Tableau X.5 : Résultats de la raideur K_p , Indice de dégradation I_d

Structure	V_p (KN)	D_p (m)	K_p (KN/m)	I_d (%)
Sans voile	3368,10	0,195	17272,30	29,31
Renforcé	7156,64	0,138	51859,71	25

➤ Analyse des résultats :

On constate que la raideur (K_p) de la structure renforcée a augmenté de 72% par rapport à la structure non renforcée. Cela peut s'expliquer par un meilleur comportement non linéaire de la structure renforcée qui se plastifie avec une perte de résistance moins importante de l'autre structure.

e. Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments :

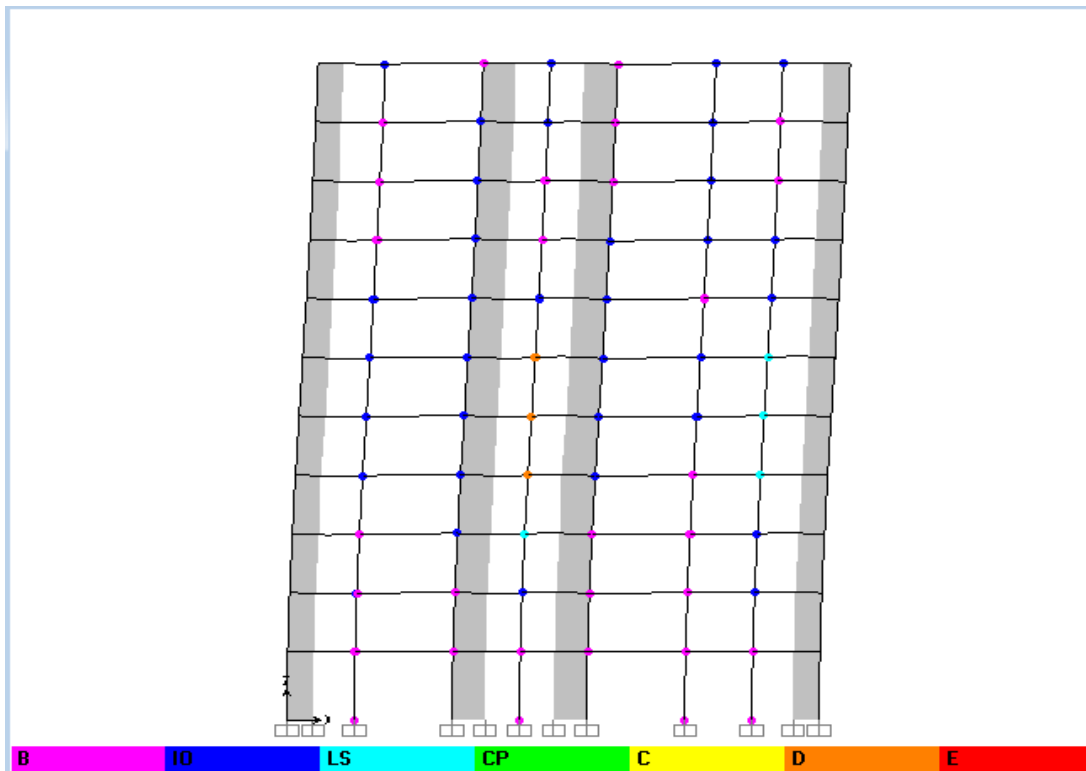


Figure X.18 : Formation des rotules plastiques au portique en TFC sens (x)

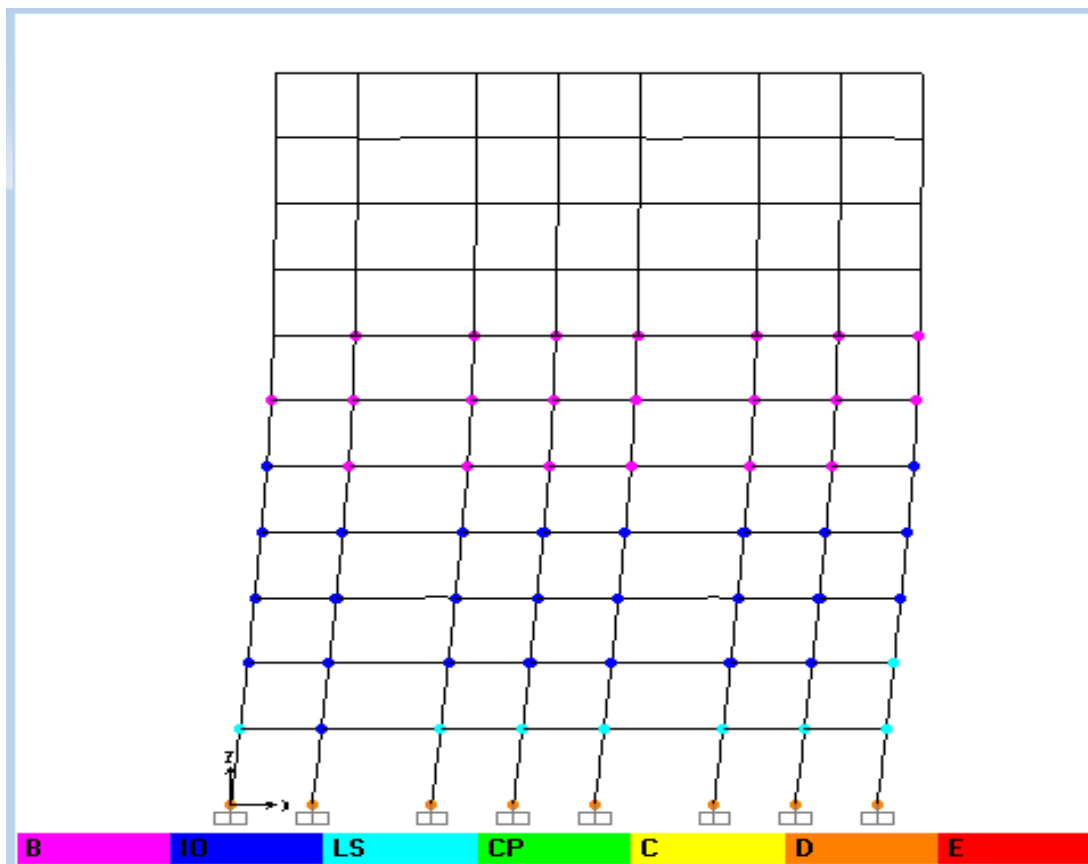


Figure X.19 : Formation des rotules plastiques au portique non contreventée sens (x)

➤ Analyse des résultats :

Le logiciel SAP2000 nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques à n'importe quel point de la structure.

Après visualisation de la distribution des rotules dans les deux types de structures après chaque étape de l'analyse de chargement, on constate que la structure non contreventée développe aux niveaux des pieds de poteaux du RDC des rotules de type D, par contre aux mêmes endroits de la structure renforcée ces éléments subissent des dommages relativement limités (Rotules de type "B-IO").

X.4.5. Conclusion :

L'application de la méthode Push over nous a permis de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique, et cela en suivant l'histoire de formation des rotules plastiques dès son apparition à n'importe quels éléments structurel.

Chapitre XI :

Conclusion générale

XI. Conclusion générale:

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer. Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, car aucun article du règlement parasismique algérien (RPA 99v2003) ne tient compte du paramètre de choix de la disposition optimale des voiles.

La disposition des voiles dans les structures est essentielle pour avoir une conception adéquate, elle permet une exploitation optimale de la rigidité de la structure, à l'inverse, une mauvaise disposition peut engendrer des dommages locaux importants, voir la ruine de l'ouvrage.

Par la suite, on a réalisé l'étude des différents matériaux constituant ces voiles, ce qui nous a mené à une étude comparative entre les voiles en béton armé et les voiles en matériaux composites (TFC). On a pu conclure que ces derniers offrent sensiblement une résistance meilleure que les voiles en béton armé en plus de la diminution considérée en poids de la structure.

Et ensuite nous avons évalué le comportement réel de la structure qui est déterminé par la méthode de « Push over » basée sur le code américain ATC40.

Cette méthode consiste à déterminer la courbe de capacité de la structure afin d'extraire le point de performance ainsi que le développement des rotules plastiques.

Dans le but d'évaluer la performance sismique, on s'est basé sur deux modèles de structure :

- Structure auto stable.
- Structure contreventée par des murs en matériaux composites(TFC).

Pour cela, on utilise dans chaque modèle des différents critères pour faire la comparaison entre eux :

- Point de performance.
- Demande en ductilité (μ_d).
- Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation globale de la structure (I_d).

L'analyse comparative des différents critères de comparaisons a mis en évidence l'excellent comportement non linéaire de ces structures renforcées.

Au terme de cette étude nous recommandons pour les promotions à venir de traiter le problème sur un autre angle c'est-à-dire de considérer des bâtiments existants au lieu d'étudier une structure neuve.

Références bibliographiques:

- [1] Secrétariat de la commission des Avis Techniques, Eléments de structure renforcés par un procédé de collage de fibres de carbone, Avis technique ed., Vélizy-Villacoublay, 29 mai 2008.
- [2] J. LUYCKX, "Composites à fibres de carbone dans le génie civil," *Usages structureaux des composites à base de fibres de carbone*, vol. AM 5 620, p. 9.
- [3] Z. DRAIRI, *RENFORCEMENT ET REPARATION DES COQUES METALLIQUES PAR MATERIAUX COMPOSITES*, 2005.
- [4] Dr.ZENDAGUI, "Mesure des mouvements sismique," *Cours de sismologie*, pp. 1-39, 2011-2012.
- [5] D. Karima, "Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP," 2010.
- [6] R. Yeghnef, "ETUDE DE REPOSE SISMIQUE DES MURS DE CONTREVENTEMENT EN BETON ARME REHABILITES PAR DES MATERIAUX COMPOSITES," p. 10.
- [7] FREYSSINET, "RENFORCEMENT DE STRUCTURES PAR COLLAGE D'UN TISSU DE FIBRES DE CARBONE".
- [8] B. M. AGHILES, "INFLUENCE DE LA DISPOSITION DES VOILES SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DES BATIMENTS," 2012.
- [9] AVIS TECHNIQUE CSTB, "PLAT PULTRUDE EN FIBRES IMPREGNEES DE RESINE EPOXY," 2008.
- [10] H. KADA, "L'UTILISATION DES MATERIAUX COMPOSITES DANS LA REHABILITATION DES STRUCTURES," *DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL U.S.T.O.MB*, p. 15, 2008.
- [11] CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUE EN GENIE PARASISMIQUE ALGERIE, "REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNE RPA 99V2003".

Annexe :

Paramètre des lois de comportements non linéaires des poutres et des poteaux, définis par le règlement **FEMA 273**.

Tableau 1 : paramètres (a, b, c) des lois de comportement définis pour les poutres et niveaux de dommage. [8]

Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
						Performance Level				
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01

