

17/624.800

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE 8 MAI 1945 GUELMA  
FACULTE DES SCIENCES et SCIENCES DE L'INGENIERIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE



## Mémoire de Master

Domaine : Sciences et Technologie

Spécialité : "Génie Civil ", Option : " Conception et Calcul des Constructions "



Thème :

Quel coefficient de comportement adopte-t-on pour  
les systèmes de contreventement « 4a », « 4b » dans les  
Règlements Parasismiques Algériennes (RPA 99)

Présenté par :

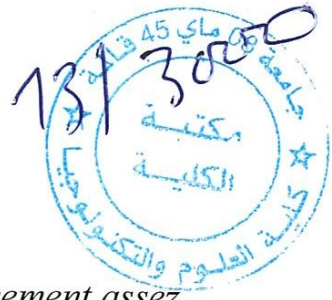
- AISSAOUI Amina
- ZIOU Hassina

Devant le jury composé de :

Président : M. BENMARCE A /Aziz.  
Examineur : M. MADI Rafik.  
Examineur : M. BOUTELDJA Fathe.  
Encadreur: M. LAFIFI brahim.

Juin 2013

# Remerciement



*Ce travail, a été réalisé dans des conditions relativement assez particulières. C'est pourquoi, nous remercions sincèrement, Dieu le tout puissant qui nous a donné la volonté, et la force pendant toutes les années d'étude, et sur tout pour terminer ces années.*

*Nous adressons mes sincères remerciements à notre enseignant et directeur de mémoire Monsieur 'LAFIFI BRAHIM', qui grâce à sa disponibilité et son sérieux permis de réaliser ce mémoire.*

*Nous tenons à remercier les membres de jury qui me font l'honneur de juger notre travail.*

*Nous remercions tous nos enseignants qui nous ont donnés le bonheur durant tout le cursus universitaire.*

*Nous remercions mes amis qui nous ont soutenaient surtout dans les moments pénibles, et tout le personnel du département de génie civil et hydraulique.*

*Merci enfin à mes parents et mes frères, qui nous ont toujours accordé, pour leur encouragements et leur soutient de tous les instants. Merci pour leur entière implication et leur curiosité qu'ils nous ont également transmise.*

*Merci à tous qui nous ont donné le courage dont nous avons besoin pour avancer plus loin.*



## SOMMAIRE

Remerciements	
Liste des tableaux	
Liste des Figures	
Résumé	
Introduction	

### I- Partie théorique

#### CHAPITRE I : La ductilité des structures

I -1. Introduction .....	1
I -2. Notion de base sur la ductilité .....	1
I -2-1. Relation déformabilité – ductilité .....	1
I -2-2. Ductilité – Facteur de ductilité .....	5
I -2-3. Facteurs influençant la ductilité .....	5
I -3. Définition de la ductilité .....	6
I-4. Demande de ductilité .....	7
I-5. Les manières de quantification de la ductilité dans une structure .....	8
I-6. Différents types de ductilité .....	9
I-6-1. Ductilité de déformation .....	9
I-6-2. Ductilité de courbure .....	9
I-6-3. Ductilité de déplacement .....	9
I-7. Critères requis pour les structures ductiles dans différents règlements .....	10

#### CHAPITRE II : Différents types de systèmes de contreventement

II-1. Introduction .....	11
II-2. Comportement des bâtiments avec voiles en béton armé .....	11
II-3. Les systèmes de contreventements .....	13
II-3-1. Le contreventement par portiques .....	14
II-3-1-1. Définition .....	14
II-3-1-2. Types de portiques .....	15

A-Classification selon le type de nœud .....	15
B- Classification selon la composition .....	15
B-1.Portiques simples .....	15
B-2. Portiques multiples.....	16
II-3-1-3. Distribution des efforts horizontaux .....	17
II-3-1-4.La position du centre de torsion.....	18
II-3-2. Contreventement par voiles.....	18
II-3-2-1.Définition.....	19
II-3-2-2.Les types de contreventement par voiles .....	19
II-3-2-3.Contreventement par éléments ne présentant pas de rigidité à la torsion .....	21
A-Contreventement par refends parallèles (une seule direction) ..	21
II-3-3. Contreventement par noyaux .....	22
II-3-3-1.Définition .....	22
II-3-3-2.Rigidité de torsion .....	23

### **CHAPITRE III : Coefficient de comportement**

III-1. Pourquoi un coefficient de comportement ?.....	26
III-2. Contenu du coefficient de comportement .....	32
III-3. Coefficients de comportement des structures en béton armé.....	36

### **CHAPITRE IV : Présentation du logiciel de modélisation ROBOT**

#### **BAT**

IV-1.Généralités .....	44
IV-2.Définition des problèmes d'ingénierie.....	46
IV-3.Système de bureaux .....	47
IV-4.Notes de calculs .....	48
IV-5. Présentation des données et résultats.....	49

IV-6. Zoom dynamique .....	50
IV-7. Outils d'aide .....	50

## II- Partie pratique

### Chapitre V Exemples de modélisation

V-1. Introduction .....	53
V-2. Présentation de la structure .....	53
V-2-1. Caractéristiques géométriques de la construction.....	53
V-2-2. Description du système structurel.....	54
V-2-3. Dimensions des éléments porteurs.....	54
V-2-4. Evaluation des charges et des surcharges.....	54
V-3. Modélisation.....	55
V-3-1. Méthodologie de calcul .....	55
V-4. Résultats .....	56
V-4-1. Tableaux des réactions .....	57
V-4-2. Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey) .....	59
V-4-3. Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey) .....	64
V-4-4. Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey) .....	69
V-4-5. Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey) .....	72
V-5. Etude parasismique .....	74
V-5-1. Influence de la zone sismique : (zone III) .....	74
V-5-1-1. Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey) .....	75
V-5-1-2. Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey) .....	77
V-5-2. Influence de la hauteur : R+10.....	80
V-5-2-1. Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey) .....	81
V-5-2-2. Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey) .....	84
V-5-3. influence de la hauteur et la zone au même temps (R+10, zone III).....	87
V-5-3-1. Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey) .....	87

Conclusions et perspectives

Liste bibliographique



## Liste des tableaux

N° des Tableaux :	Titre :	Page :
N°. II-1	Coefficient correcteur dépendant de la forme	24
N°. III-1	Coefficient de comportement (q) pour des bâtiments avec des structures en béton armé	37
N°. III-2	Coefficient de comportement (q) pour des bâtiments dont $H < 28$ m	38
N°. V-1	effort tranchant dans le voile 1	57
N°. V-2	effort tranchant dans le voile 2	57
N°. V-3	effort tranchant dans le voile 3	57
N°. V-4	effort tranchant dans le voile 4	57
N°. V-5	effort tranchant par étage dans le portique 3	61
N°. V-6	effort tranchant par étage dans le portique 8	63
N°. V-7	effort tranchant par étage dans le portique 3	66
N°. V-8	effort tranchant par étage dans le portique 3	70
N°. V-9	effort tranchant par étage dans le portique 3	73
N°. V-10	effort tranchant par étage dans le portique 3	77
N°. V-11	effort tranchant par étage dans le portique 3	79
N°. V-12	effort tranchant par étage dans le portique 3	83
N°. V-13	effort tranchant par étage dans le portique 3	86
N°. V-14	effort tranchant par étage dans le portique 3	89

## Liste des figures

N° des figures :	Le titre :	Page :
N°. I-1	Courbe charge – déformation « Relation déformabilité –Ductilité »	04
N°. I-2	Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé	04
N°. I-3	Comportement d'un élément ductile et fragile	04
N°. I-4	Types de ductilité	08
N°. II-1	Bâtiment en cours de construction avec voiles en béton armé	12
N°. II-2	Détail de bâtiment en cours de Construction avec voiles en B.A	12
N°. II-3	Bâtiments construits environ en 1960 Avec grands panneaux préfabriqués	13
N°. II-4	Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est dû à la présence des cages d'ascenseur en voile en BA	13
N°. II-5	Structure à ossature poteaux poutres avec remplissage en maçonnerie.	13
N°. II-6	Portique à deux étages	14
N°. II-7	portique a nœud déplaçable	15
N°. II-8	Exemples de portiques simples	15
N°. II-9	Exemple de portique multiple	16
N°. II-10	Exemple de portique avec remplissage en maçonnerie	16
N°. II-11	Décomposition d'une structure en plan de contreventement	17
N°. II-12	Emplacement du centre de torsion	18
N°. II-13	Coupe transversal d'un bâtiment avec voiles en façade	18
N°. II-14	Voiles intérieurs cages d'escalier, d'ascenseur, noyau central. Externe : Voiles de façades (Pignon)	20
N°. II-15	les types de voiles	20
N°. II-16	Formes de voiles	20
N°. II-17	Coupe longitudinal et Coupe transversal d'un bâtiment sous l'effet du vent	21
N°. II-18	Façade soumise à une charge uniforme de vent et appuyé sur deux refends	21
N°. II-19	Coupe transversal d'un bâtiment comportant une cage d'escalier	22
N°. II-20	la mise en flexion des voiles	23



N°. III -1	Diminution des accélérations en cas d'utilisation des appuis parasismiques par distorsion et par distorsion-glisement	26
N°. III -2	Diagrammes force-déformation. a) Matériau fragile	27
N°. III -3	Réponse d'un oscillateur simple (d'après Park et Paulay)	29
N°. III -4	Contreventement et coefficients de comportement	39
N°. III -5	Cohérence dans le choix des coefficients de comportement	41
N°. III -6	validation de coefficient de comportement q	42
N°. IV-1	Différentes applications du logiciel Robot Bat	44
N°. IV-2	Interface graphique du logiciel Robot Bat	48
N°. IV-3	Génération automatique des notes de calculs	49
N°. IV-4	Représentation graphique des résultats	50
N°. IV-5	Visualisation d'une structure avec le zoom dynamique	51
N°. IV-6	Rubrique d'aide du logiciel	51
N°. V-1	Paramètres de calcul de l'action sismique	56
N°. V-2	Vue en 3D de la structure	58
N°. V-3	Vue en 2D de la structure	59
N°. V-4	position des deux portiques	59
<b>4voile(R=4)</b>		
<b>Portique 3 :</b>		
N°. V-5	diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)	59
N°. V-6	diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)	59
N°. V-7	diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)	60
N°. V-8	diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)	60
N°. V-9	diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)	60
N°. V-10	diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.9m)	60
N°. V-11	variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages(R=4, portique3)	61
<b>Portique 8 :</b>		
N°. V-12	diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)	61
N°. V-13	diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)	62
N°. V-14	diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)	62



N°. V-15	diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)	62
N°. V-16	diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)	62
N°. V-17	diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.9m)	63
N°. V-18	variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages (R=4, portique8)	63
<b>4voile(R=5)</b>		
<b>Portique 3 :</b>		
N°. V-19	diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)	64
N°. V-20	diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)	64
N°. V-21	diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)	65
N°. V-22	diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)	65
N°. V-23	diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)	65
N°. V-24	diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.9m)	65
N°. V-25	variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages (R=5, portique3)	66
N°. V-26	Vue en 3D de la structure	68
N°. V-27	Vue en 2D de la structure	68
<b>6voiles(R=5)</b>		
<b>*Portique 3 :</b>		
N°. V-28	diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)	69
N°. V-29	diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)	69
N°. V-30	diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)	69
N°. V-31	diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)	69
N°. V-32	diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)	70
N°. V-33	diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.9m)	70
N°. V-34	variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages (R=5, portique3)	71
<b>6voiles(R=4)</b>		
<b>Portique 3 :</b>		
N°. V-35	diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)	72
N°. V-36	diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)	72

N°. V-37	diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)	72
N°. V-38	diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)	72
N°. V-39	diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)	72
N°. V-40	diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.9m)	72
N°. V-41	variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages (R=4, portique3)	74
N°. V-42	Vue en 2D de la structure	75
N°. V-43	vue des deux portiques	75
<p>➤ <b>Influence de la zone sismique, (zone III)</b></p> <p><b>4voile(R=4)</b></p> <p><b>*Portique 3 :</b></p>		
N°. V-44	diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)	75
N°. V-45	diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)	75
N°. V-46	diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)	76
N°. V-47	diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)	76
N°. V-48	diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)	76
N°. V-49	diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.9m)	76
N°. V-50	variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages (R=4, portique3)	77
<p><b>6voile(R=5)</b></p> <p><b>Portique 3 :</b></p>		
N°. V-51	diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)	78
N°. V-52	diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)	78
N°. V-53	diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)	78
N°. V-54	diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)	78
N°. V-55	diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)	79
N°. V-56	diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.9m)	79
N°. V-57	variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages (R=5, portique3)	80
<p>➤ <b>Influence de la hauteur : R+10</b></p> <p><b>6voile(R=5)</b></p>		



<b>*Portique 3 :</b>		
N°. V-58	diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)	81
N°. V-59	diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)	81
N°. V-60	diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)	81
N°. V-61	diagramme d'effort tranchant (Niveau 22.05m)	82
N°. V-62	diagramme d'effort tranchant (Niveau 28.35m)	82
N°. V-63	diagramme d'effort tranchant (Niveau 34.60m)	82
N°. V-64	variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages (R=5, portique3)	83
<b>6voile(R=4)</b>		
<b>Portique 3 :</b>		
N°. V-65	diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)	84
N°. V-66	diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)	84
N°. V-67	diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)	84
N°. V-68	diagramme d'effort tranchant (Niveau 22.05m)	84
N°. V-69	diagramme d'effort tranchant (Niveau 28.35m)	84
N°. V-70	diagramme d'effort tranchant (Niveau 34.60m)	84
N°. V-71	variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages (R=4, portique3)	86
N°. V-72	diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)	87
N°. V-73	diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)	87
N°. V-74	diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)	88
N°. V-75	diagramme d'effort tranchant (Niveau 22.05m)	88
N°. V-76	diagramme d'effort tranchant (Niveau 28.35m)	88
N°. V-77	diagramme d'effort tranchant (Niveau 34.60m)	88
N°. V-78	variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages (R=5, portique3)	89



## Résumé

Le coefficient de comportement traduit la non-linéarité des matériaux, c'est-à-dire lorsque les matériaux rentrent dans leurs comportements plastiques ils absorbent l'énergie transmis par le séisme.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Dans ce mémoire, on s'intéresse à la fixation de la valeur du coefficient de comportement, et nous devons intégrer ce dernier dans nos calculs pour des constructions en béton armé avec deux systèmes de contreventement (4a, 4b), en se basant dans nos calculs sur les catégories données par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 Version 2003)

La modélisation des structures, et le calcul des efforts tranchants seront effectués par le logiciel Robot Bat. Enfin une comparaison sera faite pour déterminer l'influence de la zone et la hauteur des structures sur le coefficient de comportement R.

**Mots clés :** coefficient de comportement-la ductilité-système de contreventement-RPA 99 version 2003-logiciel Robot Bat- modélisation.

# ***Introduction***

## **Introduction :**

Le dimensionnement des structures de génie civil prend en compte de manière très approximative le comportement non linéaire de la structure par le biais d'un coefficient appelé "coefficient de comportement". Les actions sismiques agissant sur une structure réelle sont déduites de celles appliquées sur la structure idéalement élastique associée en les divisant par ce coefficient  $R$ .

Mais en réalité le coefficient de comportement est une fonction complexe d'un grand nombre de paramètres est dont l'expression ne peut se résumer à une simple constante.

L'objectif de notre travail, consiste en une compréhension et une simulation numérique du comportement des structures en béton armé en tenant compte de plusieurs paramètres à savoir: la zone sismique, la variation de la hauteur du bâtiment. Pour avoir des valeurs plus correctes du coefficient de comportement  $R$ , un modèle numérique a été présenté.

Dans le premier chapitre, on définit la ductilité et les facteurs qui influent sur cette dernière et on a regroupé les différents types de ductilité, nous terminons ce chapitre par les critères requis pour les structures ductiles dans les différents règlements.

Le deuxième chapitre de ce mémoire, regroupe quelques définitions concernant les différents types des systèmes de contreventement.

Le troisième chapitre débute par une brève synthèse sur le coefficient de comportement, ainsi leur contenu et les valeurs de ce dernier, ont été rappelés pour les différents types de structures en béton armé.

Dans le chapitre quatre, on présente brièvement le logiciel de calcul par éléments finis Robot Bat, avec le quel on va réaliser nos modélisations, ainsi les fonctionnalités et les outils de calculs offerts par ce logiciel.

Dans Le cinquième chapitre, nous entamons les modélisations des structures en béton armé avec différents types de contreventement, il s'agit de la modélisation



d'un bâtiment fictif à usage d'habitation (R+5). Après chaque phase de modélisation, nous calculons les sollicitations importantes sur les structures (les efforts tranchants), en utilisant les combinaisons données par le règlement parasismique Algérien (RPA 2003).

L'objet du dernier chapitre est d'étudier plusieurs modélisations, en premier lieu, nous étudions l'influence du nombre des voiles, après l'influence de la hauteur de la structure, ainsi l'influence de la zone sismique sur le coefficient de comportement. Enfin, nous terminons ce chapitre par des comparaisons et des conclusions sur l'influence des paramètres étudiés.

# ***Etude bibliographique***

***Chapitre I :***  
***La ductilité des***  
***structures***



## **I-1. Introduction :**

La forme des bâtiments est l'un des paramètres architecturaux les plus importants, car elle influence d'une manière très sensible la réponse globale du bâtiment aux actions sismiques. Pour un bon comportement vis-à-vis du séisme, les règlements parasismiques en vigueur préconisent de tendre vers des formes simples, compactes et régulières, tant en plan qu'en élévation. Mais, souvent pour des raisons architecturales ou esthétiques, certains édifices comportent un ou plusieurs décrochements en élévation qui se traduisent par une répartition irrégulière des masses, ou de la rigidité, provoquant une répartition irrégulière du chargement sismique horizontal qui peut engendrer de sérieuses concentrations de contraintes précisément au droit des changements structuraux où leur capacité à stocker et à dissiper de l'énergie se trouve très réduite. Plusieurs investigations ont identifiés des écarts significatifs entre les réponses sismiques des structures à profil régulier et celles des structures à profil irrégulier. La plupart de ces études ont mis en principe une nette augmentation des déplacements relatifs inter-étages et des demandes de ductilité au niveau de la zone de discontinuité, ainsi qu'une forte contribution des modes supérieurs aux efforts de cisaillements.

## **I-2. Notion de base sur la ductilité : [4]**

### **I-2-1. Relation déformabilité – ductilité :**

La déformabilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de la structure ou d'une structure entière de se déformer avant l'effondrement; par contre, la ductilité est la capacité de subir une déformation après la fin de la phase élastique jusqu' avant la ruine [4], comme le montre la figure (I-1).

Il est à noter qu'une structure peut avoir une grande déformabilité, alors qu'elle est moins ductile, où on constate que les murs en béton armé (voile) possèdent une faible déformation alors qu'ils sont plus ductiles comparativement aux portiques qui sont plus déformables et moins ductiles [4].

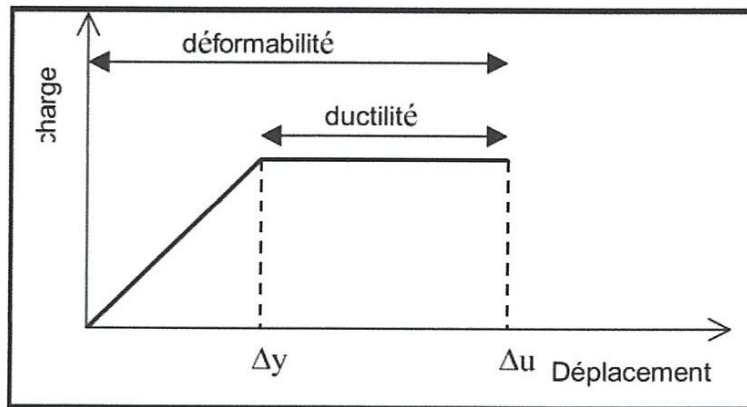


Figure I-1: Courbe charge – déformation « Relation déformabilité –Ductilité »

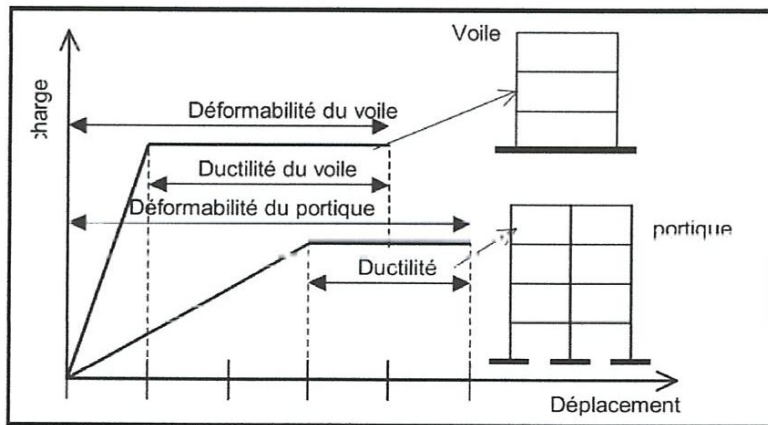


Figure I-2: Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé

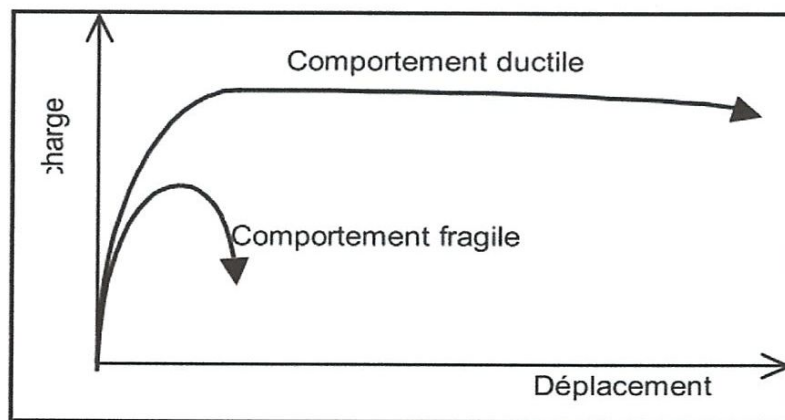


Figure I-3: Comportement d'un élément ductile et fragile [5].

Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de non linéarité (plasticité) est long, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsque le palier de non linéarité est court, on dit que l'élément est fragile (figure I-2). Un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est sous armé (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est armé en excès, l'élément est dit rigide [5].

### I-2-2. Ductilité – Facteur de ductilité :

La ductilité est l'aptitude de la structure, l'élément de la structure où la section de l'élément de ce déformé après la fin de la phase élastique jusqu' avant la ruine avec une dégradation signifiante de la rigidité [3].

La mesure de la ductilité est exprimée par le facteur de la ductilité définie par la relation (figure I-2).

$$\mu = \Delta u / \Delta y \dots \dots \dots (I-1)$$

Où  $\Delta u$  est la déformation ultime disponible et  $\Delta y$  la déformation à la fin de la phase élastique.

La déformation peut être exprimée soit par le déplacement ( $\Delta$ ), la rotation ( $\varphi$ ) où la courbure ( $\phi$ ). Lorsqu'on détermine le facteur de ductilité globale de la construction, on utilise le rapport des déplacements ( $\Delta u / \Delta y$ ), mesuré à l'aide de la réponse enregistrée par l'accélérographe sismique. Quand on parle de la ductilité de l'élément, on utilise le rapport des rotations ( $\theta u / \theta y$ ), déterminé analytiquement par des méthodes de résistance des matériaux ou expérimentalement en laboratoire. Pour l'étude du comportement post élastique des éléments fléchis le rapport des courbures ( $\phi u / \phi y$ ), qui constitue une mesure préférable, est appelé le facteur de ductilité de courbure des sections [3].

### I-2-3. Facteurs influençant la ductilité :

La ductilité de la structure permet d'apprécier le niveau de la résistance de la construction en phase élastique et les dégradations dues aux déformations dans le domaine élastoplastique qu'elle peut subir sous l'effet des charges sismiques où



accidentelles qui entraînent le plus souvent des rotules plastiques dans certains points de la structure.

Un grand nombre de recherches expérimentales et analytiques [7, 8, 9, 10], a été conduit pour l'amélioration de la capacité des rotules plastiques de l'absorption et la dissipation de l'énergie sismique. Or, cette amélioration dépend de plusieurs facteurs intrinsèques qui influent sur la ductilité et la portance des rotules plastiques. Parmi ces facteurs, on cite:

- la résistance à la compression du béton;
- le confinement transversal des éléments;
- les pourcentages des armatures tendues et comprimées
- la limite élastique des armatures
- l'effort normale dans les poteaux.
- la résistance élevée des armatures tendues

L'analyse des travaux [7, 8, 9, 10], a montré que certain facteurs ont un effet défavorable sur la ductilité comme la résistance élevée des armatures tendues et l'effort normal dans les éléments. Par ailleurs, les autres facteurs ont un effet favorable sur la ductilité à savoir la résistance élevée de la compression du béton et le pourcentage élevé des armatures comprimées. Ainsi, particulièrement le confinement transversal des éléments en béton armé par des cadres ou par des spirales.

### **I-3. Définition de la ductilité :**

Avant 1960 la notion de ductilité a été utilisé seulement pour la caractérisation du comportement du matériau, après les études de Baker dans la conception plastique et les travaux de recherches dans les problèmes sismiques de Housner, ce concept s'est étendue au niveau de la structure et est associé avec les notions de résistance et de rigidité de la structure globale [1].

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité? Le terme "ductilité" définit la capacité d'une structure et de différents

éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement (subir des déformations irréversibles) avant rupture et sans perte excessive de résistance sous sollicitations alternées et de raideur. Il n'y a pas qu'une seule manière d'évaluer la ductilité.

Les divers éléments structuraux doivent présenter une ductilité suffisante pour conserver leur résistance de calcul sous les déformations qu'ils sont exposés à subir au cours du mouvement sismique. A défaut d'autres justifications, cette condition est réputée satisfaite si, l'ouvrage étant calculé conformément aux présentes règles, les dispositions techniques définies dans le présent document pour les différents matériaux sont respectées.

#### **I-4. Demande de ductilité :**

Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer. La ductilité ou « la capacité de déformation » est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique et est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures. Dans la présente étude, le rapport de ductilité a été choisi comme un indicateur pour quantifier la capacité de ductilité. Par conséquent, les déformations inélastiques des éléments sont mesurées en termes de rapport de ductilité d'élément.

Le rapport de ductilité d'élément est défini comme étant le rapport de la rotation totale maximale de l'extrémité de l'élément à la rotation limite élastique de l'extrémité de l'élément à chaque niveau de la structure.

Pour mieux visualiser le concept de demande de ductilité, considérons un portique à  $r$  niveaux soumis à un chargement monotone croissant. L'approche rationnelle consiste à :

- choisir le mécanisme de déformation post-élastique favorisant un comportement flexionnel approprié,
- garantir un mode de plastification conforme à la manière préconçue tout en évitant l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence,

➤ fournir une certaine capacité de résistance à ces structures (exigences réglementaires).

**I-5. Les manières de quantification de la ductilité dans une structure : [2]**

- On distingue 3 manières de quantifier la ductilité dans une structure :

La ductilité de déformation, la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement.

La première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure.

On visualise ces trois manières de quantifier la ductilité dans la figure (I-4) :

Types de ductilité :	Types de ductilité :	Définition :
Ductilité de déformation		$\mu_{\epsilon} = \epsilon_u / \epsilon_y$
Ductilité de courbure		$\mu_{\phi} = \Phi_u / \Phi_y$
Ductilité de déplacement		$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$

Figure I-4 : Types de ductilité [2]



## I-6. Différents types de ductilité : [2]

### I-6-1. Ductilité de déformation :

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte, voir figure (I-4). La ductilité de déformation est exprimée par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique :

$$\mu\varepsilon = \varepsilon^u / \varepsilon_y \dots\dots\dots (I-2)$$

Il est évident que le béton non confiné est très peu ductile en compression. Un confinement adapté peut considérablement améliorer la ductilité.

### I-6-2. Ductilité de courbure :

Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique, voir figure (I-4)

$$\mu\Phi = \Phi^u / \Phi_y \dots\dots\dots (I-3)$$

Elle caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en termes de rotation ou de déplacement.

### I-6-3. Ductilité de déplacement :

La ductilité de déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique, voir figure (I-4):

$$\mu\Delta = \Delta^u / \Delta_y \dots\dots\dots (I-4)$$

Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, voir impossible de déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper l'énergie.

Dans ce cas le rapport  $\Delta\mu$  est baptisé coefficient de comportement (= R selon le RPA); celui-ci dépend naturellement des ductilités locales. Ainsi la dissipation d'énergie dans une structure soumise à une action sismique a pour effet de réduire les charges sismiques.

Cependant, quel niveau de ductilité doit-on adopter pour une certaine catégorie de structure. Une simple réponse à cette question est quasi impossible vu

---

Quel coefficient de comportement adopte-t-on pour les systèmes de contreventement « 4a », « 4b » dans les RPA 99

la grande diversité dans les formes de structures et le grand nombre d'incertitudes impliqués.

Néanmoins, les études ont montré qu'on peut d'ores et déjà établir des relations simplifiées selon l'intensité de la période naturelle de la structure.

### **I-7.Critères requis pour les structures ductiles dans différents règlements:**

Le niveau de sécurité optimal est assuré à travers un comportement élastique lors d'un séisme modéré, l'endurance des déformations post-élastiques lors d'un séisme sévère, sans jamais mettre en danger les vies humaines et la préservation de l'intégrité structurelle.

Ainsi dans les différents règlements courants, le critère de calcul de la force sismique pour des structures ductiles a été établi sur la base que ces dernières seraient aptes à résister à des séismes modérés sans dommages structurels et aptes à résister à des séismes sévères sans s'effondrer mais subissant éventuellement des dommages structurels et non structurels. Il devient donc nécessaire de définir au préalable le niveau ou la demande de ductilité [6].

***Chapitre II :***  
***Les types de***  
***contreventement***



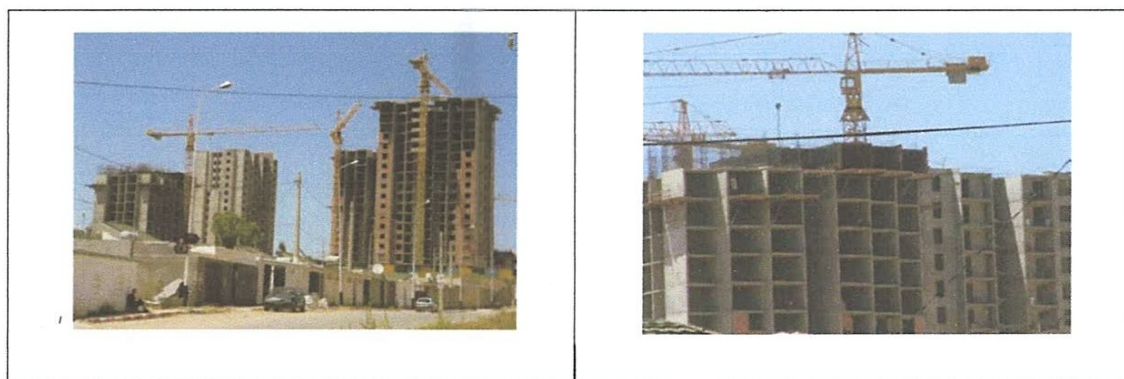
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation des nœuds des portiques,
- Elles permettent de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas de panneaux de remplissage.

En conclusion, de multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation de ces structures en zone sismique.

Les images suivantes montrent l'excellent comportement des bâtiments comportant des voiles en béton armé dans la zone sinistrée suite au séisme de Boumerdes du 21 mai 2003



**Figure II-1.** Bâtiment en cours de construction avec voiles en béton armé,  
*Très bonne résistance à l'action sismique [11]*



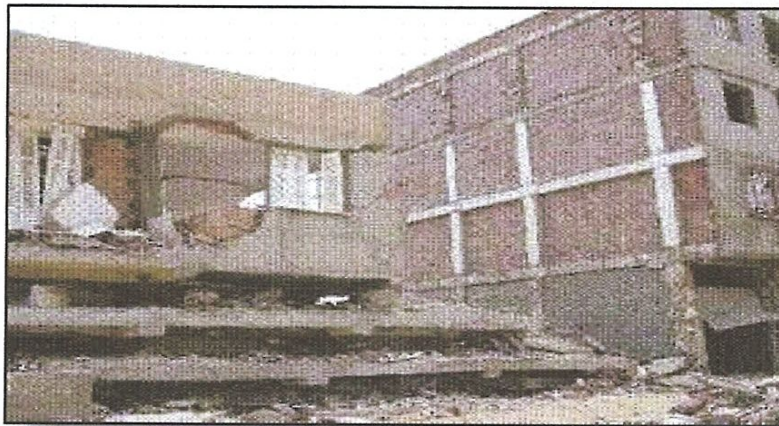
**Figure II-2.** Détail de bâtiment en cours de Construction avec voiles en béton armé [11]



**Figure II-3.** Bâtiments construits environ en 1960 avec grands panneaux préfabriqués. Bonne résistance à l'action sismique.



**Figure II-4.** Bâtiment en cours de construction dont la sauvegarde est due à la présence des cages d'ascenseur en voile en RA.



**Figure II-5.** Structure à ossature poteaux poutres avec remplissage en maçonnerie. Cisaillement des poteaux du rez-de-chaussée transparent et effondrement en mille-feuilles.

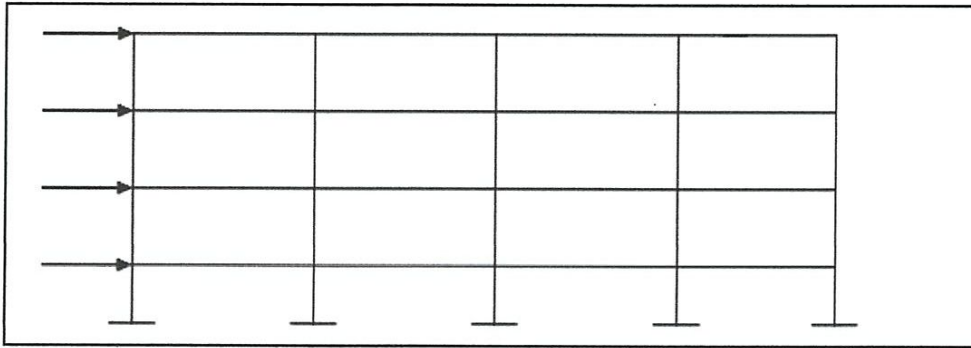
### II-3. Les systèmes de contreventements:

Le contreventement d'une construction est constitué de l'ensemble des éléments structuraux qui concourent à sa résistance aux actions autres que gravitaires, principalement horizontales telles que le vent, les séismes, la poussée des terres. [A]



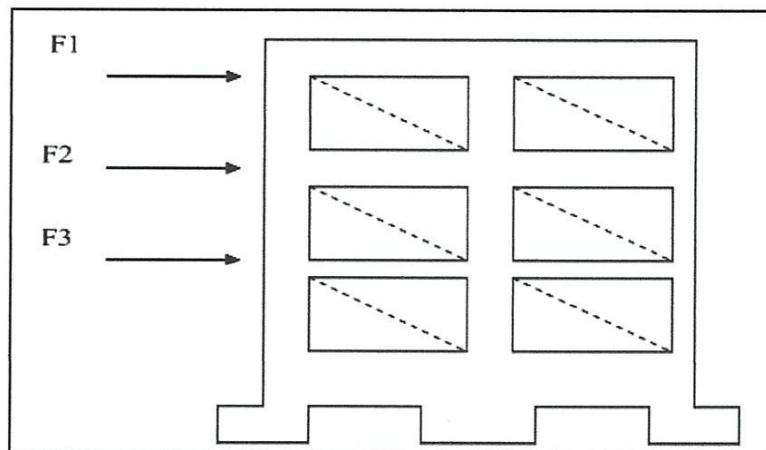
### B-2. Portiques multiples :

Contrairement au portique simples les portiques multiples se composent de plusieurs étages et on les décompose en plusieurs portiques élémentaires pour déduire la partie de l'effort repris par chacun d'entre eux.



*Figure II-9. Exemple de portique multiple*

Dans les conditions, où la solution portique est onéreuse, on constitue souvent des pans verticaux de contreventement dont la rigidité est assurée par des triangulations ou des remplissages.



*Figure II-10. Exemple de portique avec remplissage en maçonnerie*

Figure II-10 qui représente un bâtiment à trois étages et dans laquelle on a placé des remplissages en maçonnerie.

On a alors on ce qui concerne les forces horizontales, un système triangulé dont les diagonales comprimées sont constituées par des bielles de maçonnerie.



**II-3-1-3. Distribution des efforts horizontaux : [A]**

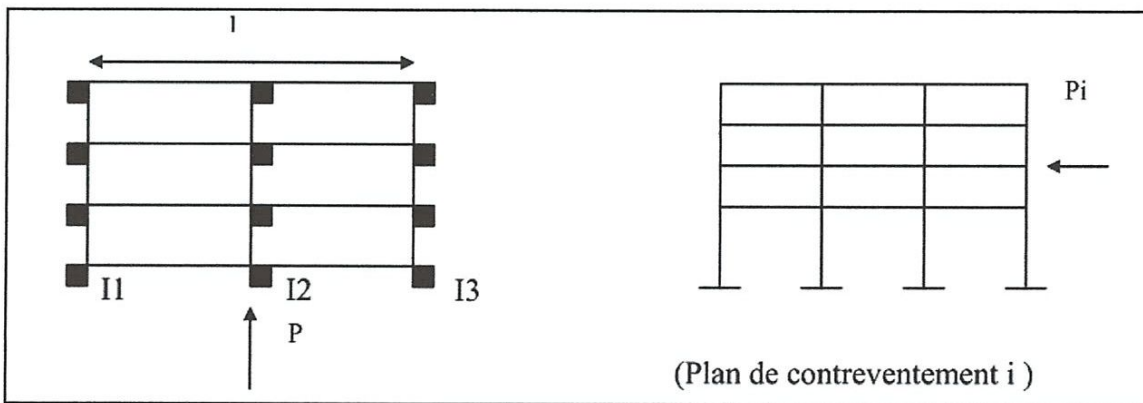
**✚ Décomposition d'un bâtiment en plusieurs portiques élémentaires :**

Un bâtiment est composé de plusieurs portiques dans l'espace appelée portiques élémentaires. Chaque portique est étudié comme un système à deux dimensions et on se retrouve avec des portiques de rives et des portiques intermédiaires.

**✚ les efforts repris par chaque portique élémentaire :**

Les portiques élémentaires sont parallèles entre eux et suivant la direction de l'effort horizontal considéré.

En admettant l'hypothèse de l'indéformabilité des planchers chaque portique élémentaire subit le même déplacement. De ce fait chaque portique ou plan de contreventement reprendra un effort proportionnel à son inertie.



*Figure II-11. Décomposition d'une structure en plan de contreventement*

Soit la structure représenté dans la Figure II-11. Les efforts horizontaux seront repris par les portiques 1, 2 et 3 (avec I1, I2 et I3 les inerties de ces portiques).

On note par Pi l'effort repris par chaque plan de portique :

$$p_i = \frac{T \cdot I_j}{\sum_j^n I_j} \dots\dots\dots (II-1)$$

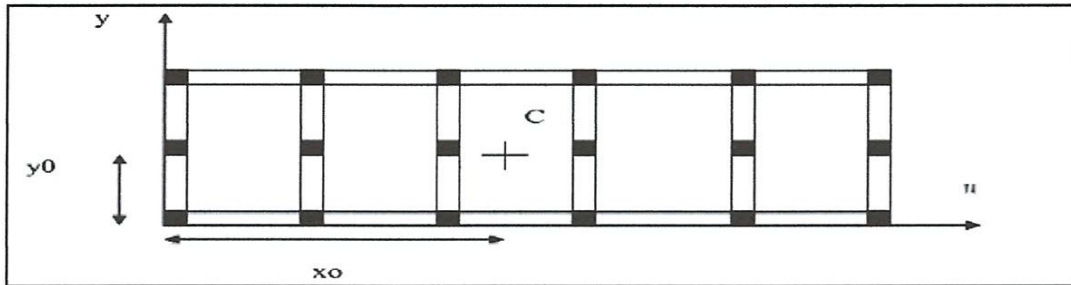
Avec n le nombre de plans de contreventement.

Dans le cas de la figure II-11 et si on suppose que I1=I3=I2/2 on a :

$$P_1 = P_3 = \frac{p * I_1}{I_1 + I_2 + I_3} = \frac{p}{4} \dots \dots \dots (II - 2)$$

$$P_2 = \frac{p * 12}{I_1 + I_2 + I_3} = \frac{p}{2} \dots \dots \dots (II - 3)$$

**II-3-1-4. La position du centre de torsion : [A]**



*Figure II-12. Emplacement du centre de torsion*

X<sub>0</sub> et y<sub>0</sub> sont les coordonnées du centre de torsion C dans le repère OXY dans

l'équation suivante :

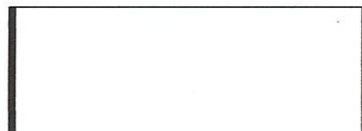
$$X_0 = \frac{\sum_{i=1}^n I_{xi} * x_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi}} \dots \dots \dots (II - 4)$$

$$y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n I_{yi} * y_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi}} \dots \dots \dots (II - 5)$$

I<sub>xi</sub> et I<sub>yi</sub> représentent les inerties des divers poteaux par rapport à un axe parallèle à xx et yy et passant par le centre de gravité de l'élément.

**II-3-2. Le contreventement par voiles :**

Il est généralement très rigide ce qui présente l'avantage de limiter des valeurs très petites les déformations imposées aux éléments non structuraux (remplissages, cloisons, fenêtres...).



*Figure II-13. Coupe transversal d'un bâtiment avec voiles en façade*

### II-3-2-1. Définition :

Vus en plan, les murs en béton ont la plupart du temps une géométrie basée sur des assemblages de panneaux rectilignes. Par exemple, un mur en forme de L (en plan) est constitué de deux panneaux rectilignes solidaires au niveau de l'arête du L.

Généralement, un voile est fondé en pied de bâtiment et monte verticalement dans le bâtiment, avec éventuellement des changements de section à certains niveaux.

Les cas de chargements possibles sont :

- Compression sans flexion
- Une charge verticale dans le plan du voile en plus de l'action du vent perpendiculaire à sa surface (flexion verticale, flexion horizontale).

Les refends pleins transmettent également les charges verticales aux fondations. Dans la pratique, compte tenu de l'hypothèse de l'élasticité linéaire, les différents effets de flexion, torsion, compression sont étudiés séparément.

L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité et un calcul plus fin, tenant compte des différentes phases de la construction (fluage, retrait), ne s'impose qu'au niveau de l'exécution pour des structures exceptionnelles.

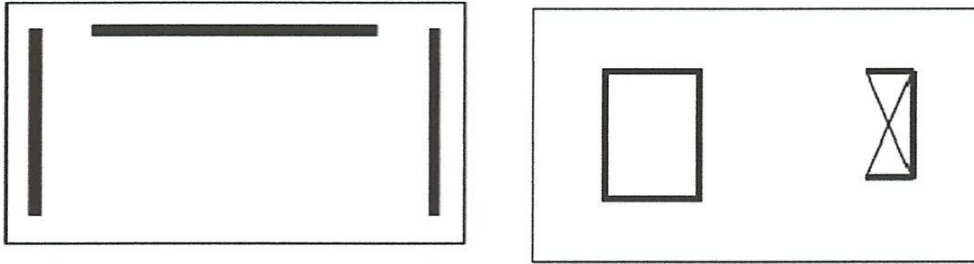
En ce qui concerne les sollicitations horizontales, le problème est le suivant : connaissant les efforts extérieurs, déterminer leur répartition entre les différents éléments de contreventement qui peuvent être étudiés comme des systèmes isolés. Les contraintes sont obtenues par les formules habituelles de la résistance de matériaux.

### II-3-2-2. Les types de contreventement par voiles :

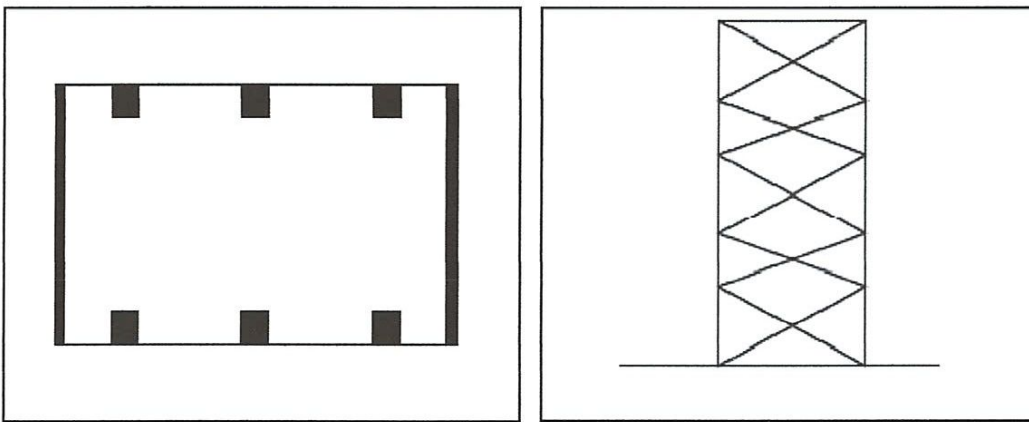
Le contreventement par voiles peut être :

Interne : refends internes, cage escaliers, noyau central





**Figure II-14.** Voiles intérieurs cages d'escalier, d'ascenseur, noyau central Externe :  
Voiles de façades (Pignon)



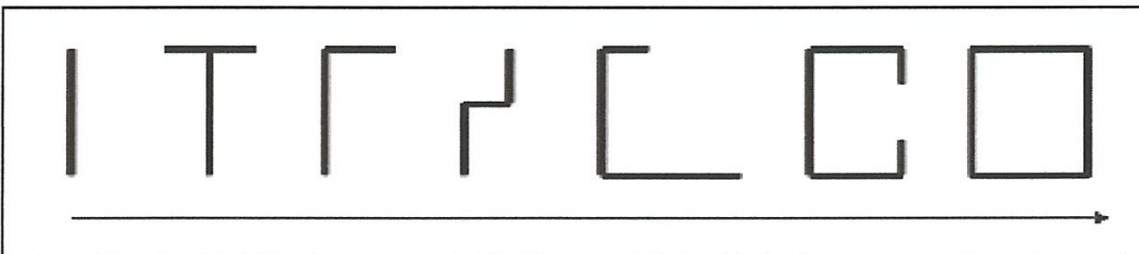
**a)** Voiles de pignon (coupe horizontale)

**b)** Contreventement en X

**Figure II-15.** les types de voiles

On peut considérer deux types de voiles :

- ✓ Voiles simples rectangulaires (droit ou en I) d'épaisseurs  $e$  et de hauteur  $h$
- ✓ Refends composés de plusieurs voiles simples en forme de T U L H Z assemblé de façon à former un ensemble rigide.

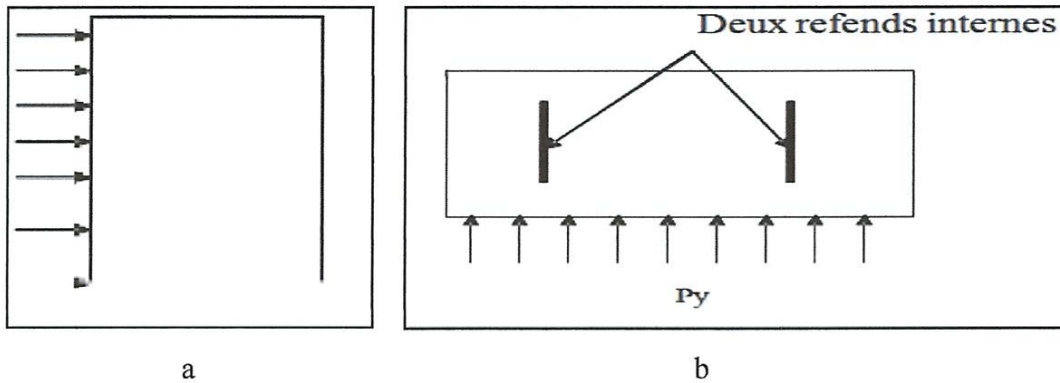


**Figure II-16.** Formes de voiles

### II-3-2-3. Contreventement par éléments ne présentant pas de rigidité à la torsion :

#### A-Contreventement par refends parallèles (une seule direction) :

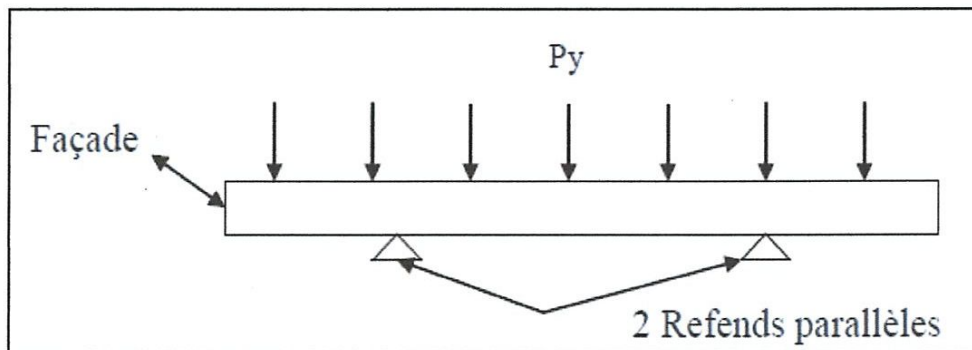
##### ✚ Modélisation du problème :



**Figure II-17.** a) Coupe longitudinale d'un bâtiment sous l'effet du vent,  
b) Coupe transversal

Ce cas se rencontre fréquemment dans les bâtiments d'habitation d'une dizaine d'étages. Le déplacement de l'ensemble est constitué d'une rotation et d'une translation si la force extérieure  $w$  n'est pas appliquée une demi-distance des 2 voiles. On peut négliger la rigidité à la torsion des voiles.

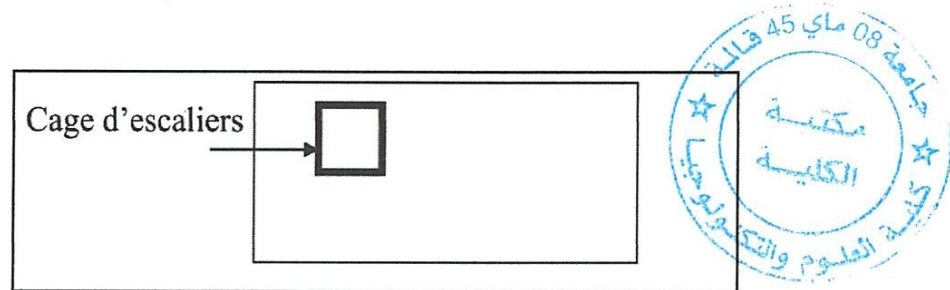
On peut modéliser le schéma de la figure II-17 et on se retrouve en présence d'une poutre horizontale (la façade) sur deux appuis élastique (les deux voiles), soumise à une charge répartie  $P_y$ .



**Figure II-18.** Façade soumise à une charge uniforme de vent et appuyée sur deux refends

### II-3-3. Le contreventement par noyaux :

Il est souvent utilisé pour les immeubles de grande hauteur. Les noyaux qui correspondent aux cages d'escaliers ou d'ascenseurs peuvent être combinés avec des éléments de contreventement situés en façade.



*Figure II-19. Coupe transversal d'un bâtiment comportant une cage d'escalier*

Les systèmes de contreventement doivent être conçus pour résister, non seulement aux efforts horizontaux, mais aussi aux moments de torsion qui sont dus à :

- Les excentricités « théoriques », c'est-à-dire les écarts entre centre d'inertie et le centre de torsion aux différents niveaux du bâtiment
- Les excentricités « accidentelles » résultant, par exemple, de la dégradation de certaines raideurs pour les éléments dont le comportement devient inélastique ou d'une distribution particulière de surcharges.
- Les déphasages dans l'excitation sur l'étendue de la fondation du bâtiment pour les ondes sismiques dont la longueur d'ondes sont comparables aux dimensions de la fondation.

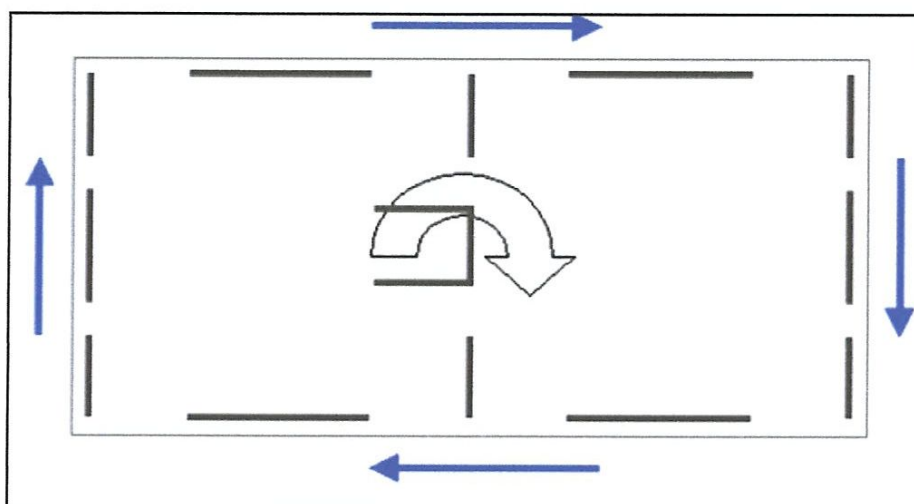
#### II-3-3-1. Définition :

Plus on s'éloigne des refends simples plus on se retrouve avec des éléments présentant une résistance à la torsion importante (la forme en L, en U, etc.).

Généralement dans les bâtiments, les éléments qui présentent une résistance à la torsion importante c'est les cages d'ascenseur et les cages d'escaliers.

Du fait de la torsion du bâtiment, chaque plancher d'étage subit une rotation dans le plan horizontal, qui provoque la mise en flexion des voiles (particulièrement des voiles périphériques) autour de la zone centrale du bâtiment :





*Figure II-20. La mise en flexion des voiles*

Lorsque ce voile est soumis à une torsion, ses panneaux constitutifs fléchissent : le voile oppose ainsi une résistance propre à la torsion, due à la flexion de ses panneaux constitutifs.

Cette résistance propre à la torsion est renforcée par le fait que les panneaux du voile sont liaisonnés entre eux à leurs extrémités : ils s'appuient les uns sur les autres dans leur mouvement de flexion.

### II-3-3-2. Rigidité à la torsion :

Dans les cas traités précédemment la rigidité à la torsion pure a été négligée. Les éléments soumis à la torsion sont généralement circulaires (axe pleins ou tube à paroi minces) dans les systèmes mécaniques et prismatiques dans le cas des structures.

#### ➤ Section ouverte à paroi mince :

En fait, pour les contreventements à profil ouvert, elle a pour expression :

$$K = k/3 L e^3 \dots \dots \dots (II - 6)$$

Avec :

L = longueur développée de la torsion

e = épaisseur

k = coefficient correcteur dépendant de la forme

k	Type de profilé
1	Cornières
1.1	Fer en U et T
1.25	Double T

*Tableau II-1. Coefficient correcteur dépendant de la forme*

➤ **Remarque :**

- ❖ En ce qui concerne l'action du vent, il faut utiliser avec prudence la notion de construction abritée par une autre construction, car cette dernière peut être démolie.
- ❖ Rechercher une structure de contreventement dont l'excentricité soit la plus faible possible et essayer de respecter la symétrie.
- ❖ Pour le calcul au séisme il faut rester dans le cadre des bâtiments réguliers si non on va se retrouver avec le centre de torsion en dehors du bâtiment ce qui est vivement déconseillé en calcul parasismique.
- ❖ On préférera les tubes fermés, cages d'escaliers ou d'ascenseurs avec linteaux au droit des ouvertures.
- ❖ On évitera de disposer des éléments rigides aux extrémités du bâtiment pour limiter la contraintes de traction due au retrait.
- ❖ Dans le cas des voiles tout concourant la résistance à la torsion est nulle même si le centre de torsion est situé au point de concours des voiles, l'équilibre est instable.
- ❖ Les formes complexes de bâtiment (s'il y a une droite joignant 2 points quelconques du bâtiment coupe le contour extérieure), sont à éviter parce qu'ils peuvent engendrer des moments de torsion non négligeables en plus ça coûte chère.
- ❖ Si on se retrouve devant l'obligation de choisir un bâtiment de forme complexe, Il convient de le transformer en forme simple en prévoyant des joints de ruptures.
- ❖ Les bâtiments courants ne sont pas réguliers, Les voiles changent de section, ils sont reliés par des linteaux, etc. Le comportement des bâtiments courants,

Soumis à des actions de vent ou des séismes, est complexe, mais les notions vues précédemment continuent à être utiles pour comprendre leur fonctionnement.

- ❖ Les éléments de stabilité verticaux sensible à la torsion, doivent être disposés suivant deux directions non parallèles et dans trois plans au moins.

Dans la mesure du possible on doit veiller à une répartition homogène à chaque niveau, au moins trois contreventement autour du bâtiment. Ainsi les efforts agissant suivant les deux axes principaux du bâtiment peuvent être repris (direction x et y) par 2 éléments : le troisième crée avec l'un des deux premiers un couple résistant à la torsion.

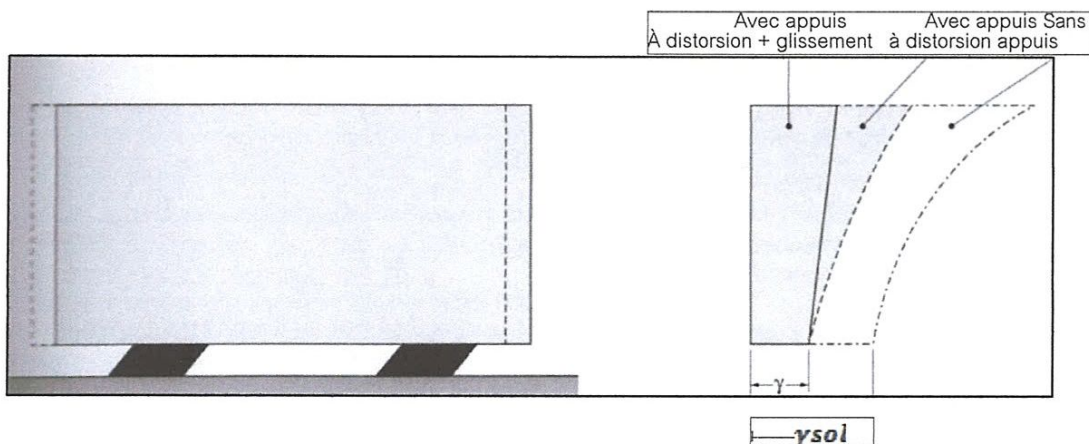


***Chapitre III :***  
***Le coefficient de***  
***comportement***

### III-1. Pourquoi un coefficient de comportement ?

Il est connu que les accélérations produites sur les constructions pendant les séismes majeurs sont de l'ordre de 0,3g à 0,8g plutôt que 0,1g à 0,3g imposé par les règlements. Comment expliquer la résistance de ces constructions ?

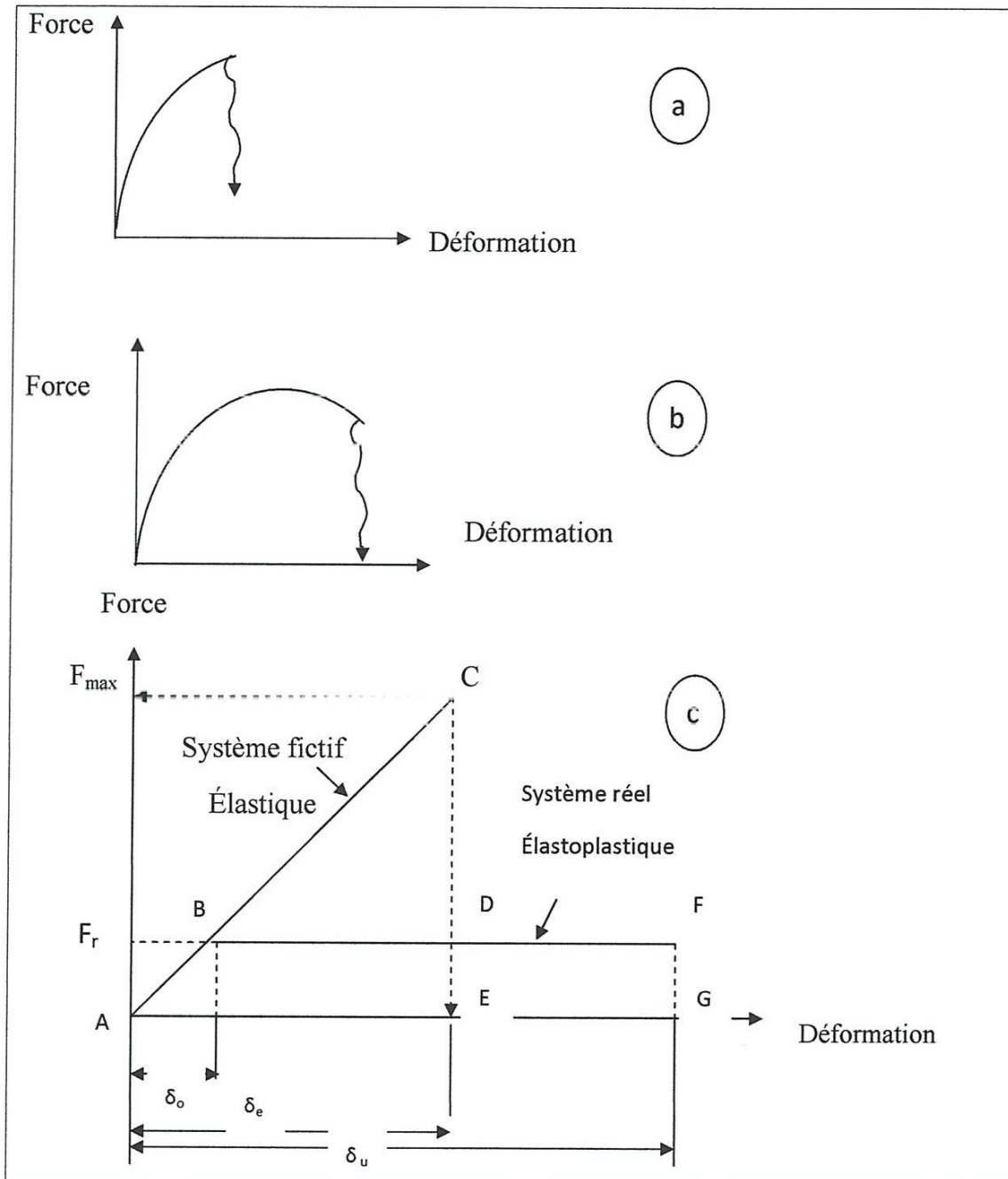
Les déformations subies par la structure en phase post élastique ont pour effet de diminuer les forces agissant sur la structure et interviennent de ce fait comme des limiteurs d'efforts, en contrepartie les déformations sont considérablement amplifiées par rapport à celles que la structure subirait, sous ces mêmes forces, en phase élastique. [13]



*Figure III-1. Diminution des accélérations en cas d'utilisation des appuis parasismiques par distorsion et par distorsion-glisement*

Les sollicitations sismiques sont essentiellement du type déformation imposée, ce qui entraîne que le mode de ruine est généralement associé à une limite de déformation qui détermine la sécurité des constructions.

Les forces d'inertie qui apparaissent du fait des actions sismiques dans un élément donnée résultent des actions transmises par les liaisons de cet élément avec le reste de la structure.



**Figure III-2.** Diagrammes force-déformation. a) Matériau fragile

b) Matériau ductile ; c) Équivalence des diagrammes élastique et élastoplastique

Ces forces d'inertie ne peuvent donc excéder la capacité de résistance, en termes de forces, de ces liaisons. Les déformations qui leur correspondent peuvent



par contre atteindre un niveau inacceptable par instabilité plastique (le cas le plus fréquent) ou instabilité de forme. [13]

La plupart des matériaux présentant une capacité importante de déformation plastique avant rupture, il est donc possible d'obtenir une sécurité acceptable en autorisant des incursions significatives dans le domaine plastique (post élastique). Cette propriété fondamentale est appelée ductilité (figure III-2).

Ainsi, pour un séisme majeur, on n'est pas obligé d'exiger une résistance maximale sous l'action de  $F_{el}$  (figure III-2.c) mais une résistance considérablement plus faible  $F_r$  (figure III-2.c), pourvu que le système dispose d'une ductilité suffisante. Les déplacements imposés par le séisme dépassent vite la limite du comportement linéaire (point C). Le système ne peut développer une réaction supérieure à  $F_r$  et il continue sa déformation plastique sans atteindre la ruine de la structure à condition que sa capacité de déformation plastique ne soit pas encore épuisée.

D'après (la figure III-2.c), on peut comparer les efforts correspondant à la même émerger potentielle à l'élongation maximale, soit  $F_{max}$  (diagramme a) et  $F_r$  (diagramme b).

La figure III-3, établie pour un oscillateur simple soumise à une accélération horizontale, montre l'évaluation de la déformation : pour un oscillateur « élastique » (diagramme a), pour un oscillateur élastoplastique avec une rotule plastique formé à la base (diagramme b).

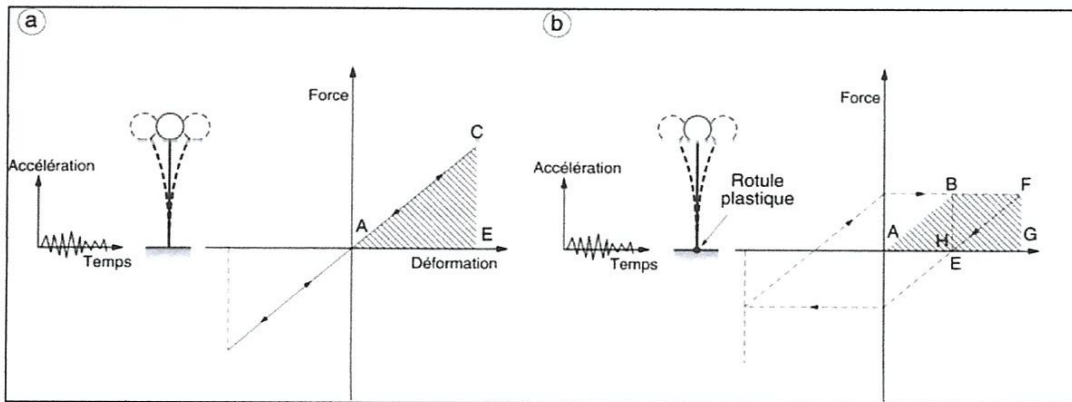
L'effet de l'amortissement n'est pas en compte. Il est toutefois possible de traduire l'effet de la ductilité par une augmentation de l'amortissement mais ceci ne rend pas compte de l'augmentation des déplacements.

La déformation au-delà de la limite élastique Figure (III-3), éesnée par la branche B-F du diagramme (b), rend compte des possibilités de ductilité de la structure correspondant à un effort constant. L'énergie potentielle de l'oscillateur est représentée par les aires hachurées.

L'échange total entre l'énergie potentielle et l'énergie cinétique n'existe que dans le cas élastique (a)

L'oscillateur élastoplastique (b) absorbe de l'énergie, ce qui explique la résistance des constructions à des accélérations importantes.

Le problème qui se pose en génie parasismique est qu'il n'est pas réaliste, en dehors des ouvrages à risque spécial, de considérer que le comportement des structures reste dans le domaine linéaire pour des séismes de forte intensité. Il faut donc donner au calculateur, qui ne dispose que des résultats d'un calcul linéaire, le moyen de déterminer à partir de ces résultats le niveau de déformation qui correspondrait à la réalité (comportement non linéaire).



**Figure III-3.** Réponse d'un oscillateur simple (d'après Park et Paulay) : a) Élastique ;  
b) Elastoplastique.

L'option retenue par les règles PS 92 est d'admettre que les déformations réelles (avec comportement non linéaire) sont sensiblement égales à celles que l'on calcule sur un modèle linéaire correspondant à l'état initial (non fissuré) de la structure. Ce choix est généralement vérifié pour des oscillateurs simples dont la déformée suit une loi élastique parfaitement plastique (figure III-3.b), à condition que la période des oscillations élastiques (figure III-3.a) soit supérieure à la période dominante du signal sismique.



Il en résulte alors que :

$$\text{Effort dans le modèle élastoplastique} = \frac{\text{Effort dans le modèle élastique}}{\text{coefficient } \mu \text{ de ductilité}}$$

Le « coefficient de ductilité » est défini comme (figure III-2.c) comme le rapport du déplacement ultime (maximal) de l'oscillateur la partie élastique de ce même déplacement :

$$\mu = \frac{\delta u}{\delta 0} \dots \dots \dots (III -1)$$

L'analyse de la réponse d'oscillateurs présentant des fonctions force-déformation de type élastoplastique (III-3.b) montre qu'à fréquence propre égale :

-pour les basses fréquences propres les déplacements relatifs sont les mêmes pour l'oscillateur élastique et l'oscillateur élastoplastique : critère d'égalité des déplacements ;

-pour des fréquences propres intermédiaires situées entre 2 et 8 Hz (cas des constructions usuelles), l'énergie totale absorbée est la même pour l'oscillateur élastique et l'oscillateur élastoplastique : critère d'égalité des énergies ;

-pour les hautes fréquences propres au-delà de 25 à 33 Hz. les efforts sont les mêmes pour l'oscillateur élastique et l'oscillateur élastoplastique : critère d'égalité des accélérations du sol et de la structure.

Par analogie avec le cas de l'oscillateur élastique parfaitement plastique, il est admis dans les règles **PS 92** que les efforts réels dans une structure peuvent être obtenus à partir des efforts calculés sur le modèle linéaire correspondant à l'état non dégradé en les divisant par un coefficient  $q_s$  dit de comportement.

En effet, les difficultés et les incertitudes de calcul dans le domaine post élastique conduisent à se contenter, en pratique, de méthodes plus simples de caractère pragmatique, méthodes de calcul linéaire équivalent pour le calcul dynamique (analyse modale) ou calcul chronologique ou, pour le calcul statique équivalent, basées sur la prise en considération d'un modèle élastique (**PS 92/6.3.2**):



- Dans ces méthodes où l'on ne s'intéresse qu'aux maximaux des sollicitations sur la structure, l'action sismique est introduite sous forme de spectres de réponse;

-La structure est supposée à réponse linéaire, le modèle est considéré comme étant élastique (appelé aussi « modèle linéaire équivalent ») et doit tenir compte du degré de plastification (acier) ou de fissuration (béton) auquel on peut s'attendre, suivant le niveau de l'action sismique ;

-On postule que la structure possède un coefficient de comportement  $q$ , unique pour toute la structure ;

-Dans la méthode de dimensionnement dite « calcul linéaire équivalent », il y a lieu de diviser les sollicitations résultant d'un calcul élastique effectué à partir d'un spectre de dimensionnement par le coefficient de comportement  $q$  (fonction du type de la structure résistante) pour obtenir des sollicitations de dimensionnement aux états limites ultimes propres à conférer à la structure, au niveau d'agression considéré et avec toute fiabilité requise, un comportement satisfaisant.

Il convient de remarquer que :

-cette façon de faire correspond à un calcul quasi statique en ce sens qu'on ne prend pas en considération les conséquences dues à l'alternance d'efforts ;

-le calcul spectral, qu'il s'agisse de méthodes simplifiées ou d'une analyse modale, ne donne que des valeurs de dimensionnement qui risquent d'être individuellement dépassées, et surtout qui n'ont aucune chance d'être atteintes simultanément ;

-en fait, le coefficient de comportement est une fonction de la période du mode fondamental et pour conserver à ( $q$ ) son caractère de coefficient constant, c'est le spectre de dimensionnement qui est modifié et transformé en spectre de calcul par la prolongation du plateau de la zone amplifiée jusqu'au point de période nulle et le relèvement de la branche descendante;

Il existe une difficulté dans le choix et dans la validation du coefficient de comportement ( $q$ ), qui peut avoir plusieurs valeurs pour le même bâtiment ; toutefois, un coefficient de comportement global doit être retenu pour le calcul dans les deux directions horizontales principales et sur toute la hauteur du bâtiment ; dans la direction verticale, la ductilité est beaucoup plus faible et le coefficient de

comportement est alors réduit. Il est à noter que la démarche des règles PS 92 pour valider la valeur retenue pour le coefficient de comportement est basée sur les critères d'égalités de déplacements ou d'énergies ;

-le coefficient de comportement n'est relié qu'à la non-linéarité de la loi de comportement. En réalité, il dépend aussi de la variation de l'amortissement et de la modification de la distribution des forces sur la hauteur du bâtiment, dans le comportement dynamique réel par rapport au comportement élastique linéaire ;

-normalement, le coefficient de comportement dépend aussi du niveau de l'action sismique, car pour un séisme de faible niveau la structure reste dans un état élastique ( $q = 1$ ). [13]

### III-2. Contenu du coefficient de comportement : [13]

La protection face à l'action sismique autorise, dans la plupart des ouvrages à risque normal, des incursions dans le domaine plastique, donc des valeurs du coefficient de comportement  $q > 1$ , qui ne peuvent être utilisées qu'associées à un spectre de dimensionnement.

En ce qui concerne les installations classées et plus généralement les ouvrages à risque spécial, l'exigence de rester dans le domaine élastique impose un coefficient de comportement de  $q = 1$ , éventuellement légèrement supérieure à 1, auquel cas il faut apporter les justifications nécessaires.

Le choix des valeurs des coefficients de comportement fait par les règles PS 92 tient compte de ses multiples fonctions telles que définies par J. Despeyroux (**PS AFPS 90/C.6.3.3**) :

- En association avec le spectre de dimension coefficient de comportement s'efforce de rendre réductions de sollicitations résultant en phase p -de l'utilisation des réserves de ductilité (limitation sollicitations et « transformation » des sollicitations déformations) ;
- et de l'accroissement correspondant d'énergie.
- Il rend compte de la dégradation des rigidités et incidences sur la réponse ainsi que de la dégradation résistances aux états limites ultimes ; la structure -devient moins



sensible aux excitations à haute fréquence (faibles périodes) habituellement à plus forte accélération, de même qu'à toute « pointe » spectrale à laquelle la structure peut échapper par diminution de raideur des parties les plus sollicitées.

- L'attention est également attirée sur le fait que l'état élastique de la structure (domaine des petites oscillations) est pris comme état de référence auquel sont rapportés le spectre de dimensionnement et le coefficient ( $q$ ). Il en résulte, indépendamment de toute autre considération, que l'introduction dans l'évaluation des caractéristiques dynamiques de la structure (périodes, amortissement) de valeurs basées sur la considération de rigidités dégradées (par exemple par la fissuration sous la répétition de cycles) n'est pas justifiable.

- Il intègre d'une façon générale l'évolution du système au cours du mouvement, par exemple le fait que les rotules plastiques ne se forment pas simultanément mais dans un ordre que l'analyse modale ne peut déterminer, ou encore la destruction d'éléments non structuraux de rigidité non négligeable. Dans le cas réel inélastique, les rotules plastiques qui se forment les premières subissent l'essentiel des cyclages du fait de leur souplesse accrue.

Ces rotules ne sont pas prises en compte dans le calcul élastique classique multimodal.

- Il remédie à l'arbitraire du calcul élastique de référence aussi bien pour l'analyse modale que pour les simplifiées :

- omission ou prise en compte de l'interaction structure ; les calculs habituels (modèles à bases encastrees) ne prennent pas en compte l'interaction sol-structure, qui apporte une souplesse à la base, généralement favorable ;

- excitation unidimensionnelle d'un modèle le plus souvent plan ;

- évaluation approximative des sollicitations de torsion

- Il couvre les approximations et incertitudes propres au calcul des structures en situation sismique:

- les petites non-linéarités géométriques lorsque leur prise en compte explicite n'est pas exigée ;



-l'influence de la variabilité des propriétés des matériaux sur les propriétés dynamiques de la structure, sur la réponse post élastique, et surtout sur la réponse post élastique ; les déformations hystérétiques donnent habituellement des taux d'amortissement équivalent plus forts que les 5 % pris en compte pour le spectre de dimensionnement ;

-l'aspect chronologique de l'action sismique ;

-le type de mouvement : composante horizontale ou verticale du séisme ;

-l'usage du principe de superposition alors que, dans le système réel, ce principe cesse rapidement d'être applicable.

•Il tient compte de particularités aux conséquences difficiles à appréhender :

- irrégularités, grandes ou petites, étages transparents ;

-situation de « pendule inversée » ;

-présence ou absence d'une « deuxième ligne de résistance», la redondance du système.

Plutôt que de se préoccuper des détériorations de chaque élément et des incertitudes propres au calcul, l'objectif principale est d'obtenir une sécurité globale pour éviter un effondrement partiel ou total, ceci en vue d'assurer la sécurité des personnes et de limiter les dommages d'ordre économique (**PS 92/1.1**). C'est le cas notamment des constructions « à risque normal » au sens du décret du 14 mai et de l'arrêté du 29 mai 1997.

Bien entendu, un comportement purement élastique doit être obtenu par les constructions « à risque spécial », celles – ci comprenant les bâtiments et les installations pour lesquels les effets des dommages, même mineurs, sur les personnes. Les biens et l'environnement ne peuvent être circonscrits au voisinage immédiat.

Si l'on suppose que les propriétés dynamiques de la structure (rigidité, périodes, etc.) sont fixées, le niveau des forces sismiques ne dépend pratiquement plus que des niveaux de plastification des différents éléments. Il pourrait donc être fixé par le calculateur dans la mesure où celui-ci est maître choix (**AFPS 90/11.122.1**).

Dans la pratique, suivant la nature et l'importance des dispositions constructives, l'Eurocode 8 et les recommandations (**AFPS 90/11.131**) proposent trois niveaux de ductilité :

**Niveau I**: les dispositions constructives n'améliorent que dans une proportion très faible la ductilité de l'ensemble de la structure ;

**Niveau II**: les dispositions constructives ont pour objet de mettre la structure en état de supporter quelques cycles de déformation post élastique répétée ou alternée, d'amplitude relativement modérée ;

**Niveau III**: les dispositions constructives visent à mettre la structure en état de dissiper d'importantes quantités d'énergie sous plusieurs cycles de déformation.

Si au contraire, la rigidité de l'ouvrage n'est pas imposée, dans le cas de structures à faible ductilité on aura un coefficient de comportement réduit et les forces sismiques seront importantes. À l'opposé, pour un niveau de ductilité élevé, le coefficient de comportement sera également élevé, les forces sismiques étant alors réduites.

Les règles PS 92 ont retenu un niveau de ductilité unique se rapproche du niveau II.

Les valeurs numériques données ci-après sont donc essentiellement tirées de l'observation in situ des performances de bâtiments pendant les séismes récents et de la discussion des résultats de calculs que l'on peut faire pour s'en rendre compte. A noter que l'observation in situ ne permet de valider que les valeurs globales qui ont été réajustées au fur et à mesure.

Le coefficient de comportement ( $q$ ) ne s'applique qu'aux sollicitations et aux forces. Il s'ensuit que lorsque, au lieu d'être déterminés directement, les déplacements et déformations sont calculés à partir des forces de calcul par les méthodes de calcul élastique classiques, les résultats doivent être multipliés par ( $q$ ) pour fournir la valeur correcte (**AFPS 90/C.6.33**).

Le coefficient de comportement relatif à la composante verticale du séisme doit être pris égal à (**PS 92/6.3.3**) :

$$\text{Max} (1 ; q/2) \dots \dots \dots \text{(III -2)}$$

### III-3. Coefficients de comportement des structures en béton armé : [13]

Les valeurs du coefficient de comportement ( $q$ ) sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement, tableau (III-1), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Les types de structures concernés sont essentiellement (PS 92/11.7) :

- **les structures en portiques** : ossatures constituées uniquement de poutres et poteaux capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales ;

- **les structures à murs porteurs** : la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sont reprises uniquement par des voiles ;

- **les structures en portiques et à murs porteurs (systèmes mixtes)** ; plusieurs cas sont envisageables :

- la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, les charges verticales sont reprises par les portiques et en partie par les voiles,

- la sollicitation horizontale est reprise par les portiques et les voiles,

- la sollicitation horizontale est reprise dans une direction par une ossature en portiques et dans la direction orthogonale par une structure à murs porteurs.

Les valeurs des coefficients de comportement ( $q$ ) sont modulées en fonction de la régularité du bâtiment (tableau III-1). On distingue des bâtiments réguliers ou moyennement réguliers répondant aux critères et des bâtiments irréguliers.



Contreventement	Bâtiments réguliers $q_i$		Bâtiments moyennement réguliers; $0,85 q_i$		Bâtiments irrégulier $0,70 q_i$	
	$q_H$	$q_V$	$q_H$	$q_V$	$q_H$	$q_V$
Voile : Le coefficient de comportement doit faire l'objet de la vérification de la compatibilité de déformation, sauf pour les bâtiments dont la hauteur $H < 28$ m (voir tableau 2)	3,5	1,75	2,98	1,49	2,45	1,23
Portiques seuls sans aucun remplissage, même pas des allèges	5	2,5	4,25	2,13	3,5	1,75
Portiques seuls si la formation de rotules plastiques dans les éléments comprimés porteurs est admise ou s'il existe des articulations dans ces éléments	3,76	1,88	3,20	1,60	2,63	1,32
Structures comportant des transparences : Le coefficient de comportement doit faire l'objet de la vérification de la compatibilité de déformation	1,5		1	1,28	1à1,5	1à2,5
Voiles et portiques : Les voiles et les portiques sont disposés dans le même plan ou dans des plans parallèles.  Dans le cas où les deux types de structures sont superposés, la valeur du coefficient $q$ sera obtenue à partir de (la formule4).	$\frac{1}{q} = \sqrt{\frac{\sum \left(\frac{V_i}{q_i}\right)}{\sum V_i^2}}$		$V$ : fraction de l'effort tranchant équilibré, en pourcentage, par les voiles			

**Tableau III-1.** Coefficient de comportement ( $q$ ) pour des bâtiments avec des structures en béton armé

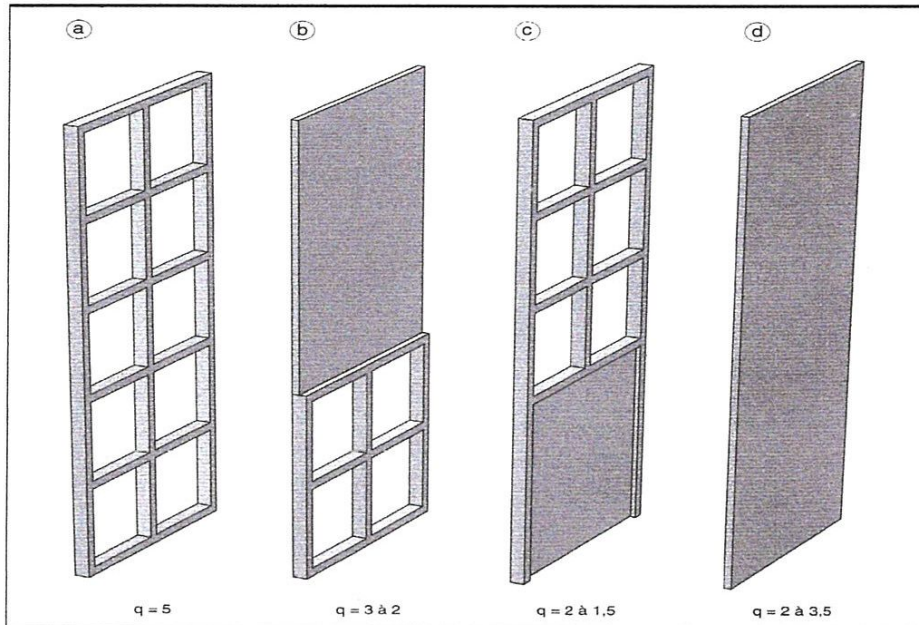
Pour les bâtiments dont la hauteur au-dessus du sol n'excède pas 28 m, les règles PS 92 permettent de ne pas effectuer la vérification de compatibilité de déformation si l'on retient, pour les structures dont le contreventement est assuré uniquement par des voiles, des valeurs du coefficient (q) plus faibles (tableau III-1) que celles données par le tableau(III-2) (PS 92/11.8.2.3).

Evidemment du choix de la valeur du coefficient de comportement dépend l'économie du projet, d'où la tentation de choisir la valeur la plus grande pour ce coefficient. Il ne faut pas perdre de vue que pour les bâtiments contreventés par des voiles de plus de 28 m de hauteur ou dans le cas des transparences on se doit de valider la valeur retenue du coefficient de compo Dans le cas d'un contreventement composé de superposées de nature différente (fig. III-4), la valeur du coefficient (q<sub>i</sub>) sera obtenue par interpolation, par exempt la valeur (q<sub>1</sub>) attribuée au portique et (q<sub>2</sub>) attribuée ai Cette interpolation sera basée sur la valeur des énergie élastiques E<sub>1</sub> et E<sub>2</sub> correspondant au portique et au voile :

$$q = \frac{q_1 E_1 + q_2 E_2}{E_1 + E_2} \dots \dots \dots (III -3)$$

Contreventement Assuré uniquement Par des voiles H<28m		Bâtiments réguliers :		Bâtiments moyennement réguliers :		Bâtiments irréguliers :	
		q <sub>i</sub>		0.85q <sub>i</sub>		0.70q <sub>i</sub>	
		q <sub>h</sub>	q <sub>v</sub>	q <sub>h</sub>	q <sub>v</sub>	q <sub>h</sub>	q <sub>v</sub>
	H/B ≥ 2	3	1.5	2.55	1.28	2.1	1.05
	1 < H/B < 2	1 + H/B	0.5x (1 + H/B)	0.5x (1 + H/B)	1	0.7x (1 + H/B)	1
	H/B < 1	2	1	1.7	1	1.4	1

**Tableau III-2.** Coefficient de comportement (q) pour des bâtiments dont H < 28 m



**Figure III-4.** Contreventement et coefficients de comportement

- a) Portique sans remplissage :  $q = 5$  ;
- b) Transparence + voile :  $q = 3 \text{ à } 2$  ;
- c) Voile + portique avec remplissage :  $q = 2 \text{ à } 1,5$
- d) Voile :  $q = 2 \text{ à } 3,5$ .

Il faut, par ailleurs, veiller à la cohérence entre le coefficient de comportement et la distribution des forces horizontales. Car les errements habituels sont de calculer, à partir du spectre de dimensionnement ( $q = 1$ ), la force  $F$  élastique totale, de la diviser par le coefficient de comportement  $q$  ( $q \neq 1$ ) puis de dimensionner les divers éléments de contreventement sans tenir compte de la redistribution. La méthode écrête les efforts sismiques dans toute la structure en les ramenant à la fraction ( $1/q$ ) de ceux issus d'une analyse élastique pure. Cette absence de cohérence a les conséquences suivantes:

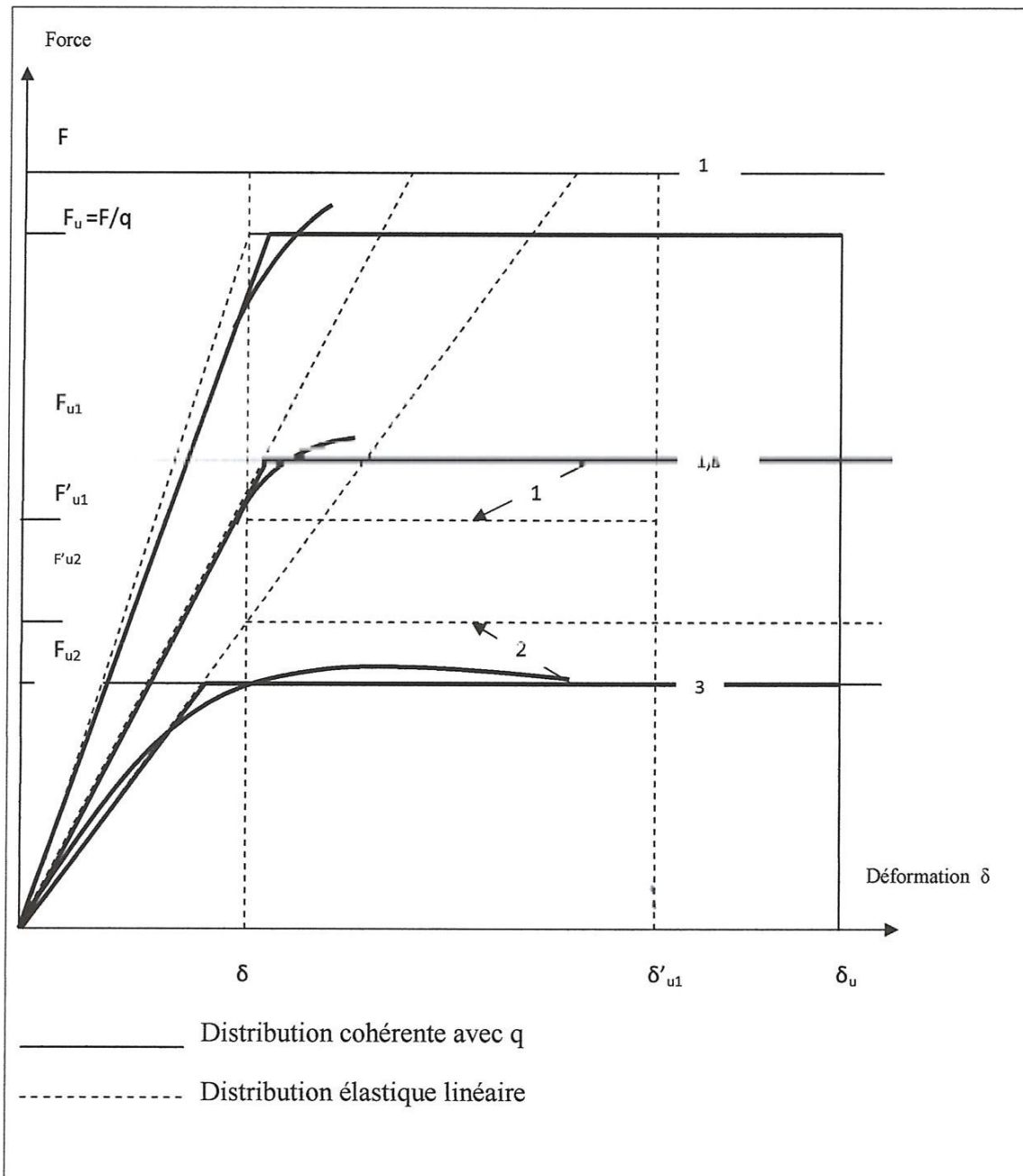
- comme les divers contreventements atteindront simultanément leur limite du domaine linéaire (figure III-5), le contreventement le moins ductile sera sous-dimensionné ( $F'_{u1}$ ) ; l'autre sera surdimensionné ( $F'_{u2}$ ) ;
- si les ductilités sont conservées, seul le contreventement le moins ductile atteindra son déplacement limite  $\delta'_{u}$  ; l'autre n'épuisera pas sa capacité de ductilité. L'énergie



de déformation non linéaire sera inférieure à celle prise en compte dans la détermination de  $q$ , ce qui n'est pas dans le sens de la sécurité. On court le risque d'amorces de « Rupture inattendue » ou, au mieux, de voir migrer les rotules plastiques effectives hors des zones critiques.

La vérification de la compatibilité (la validation) du coefficient de comportement suppose la connaissance des déformations de la structure à l'état limite ultime on procède comme suit (figure III-6):

- 1) on se fixe a priori une valeur du coefficient de comportement ( $q$ ) en fonction du matériau et du type de (tableau III-1) ;
- 2) on effectue une analyse sismique élastique à spectre de réponse (d'accélération) et on détermine les déplacements et les efforts ;
- 3) on effectue la réduction des efforts en divisant par coefficient de comportement ( $q$ )
- 4) on dimensionne les sections d'armatures longitudinales et on détermine l'inertie fissurée et la flèche à l'état ultime au sommet du bâtiment ;
- 5) on vérifie la valeur des cisaillements dans la section critique (rotules), c'est-à-dire qu'il n'y a pas de rupture fragile par effort tranchant. Dans le cas où les efforts tranchants sont trop importants, il convient de redimensionner les sections de béton et le calcul reprend au niveau de l'analyse élastique ;



**Figure III-5.** Cohérence dans le choix des coefficients de comportement

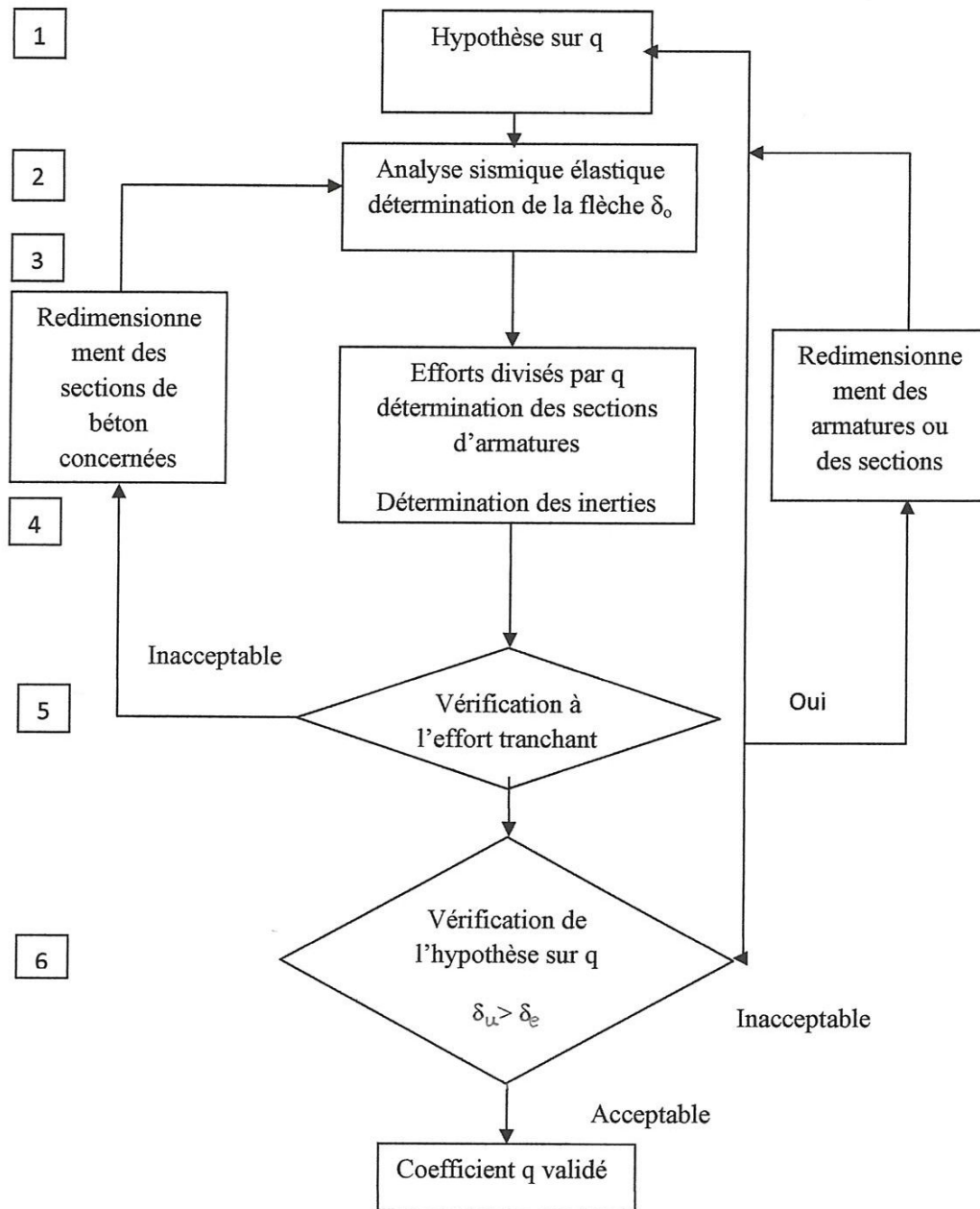


Figure III-6. validation de coefficient de comportement q



6) le coefficient de comportement est supposé valider si par exemple le déplacement ultime  $\delta_u$  (étape 4 ci-dessus) est supérieur à la partie élastique  $\delta_e$  (étape 2 ci-dessus) de ce même déplacement. Cette formulation peut conduire à surestimer le coefficient de comportement dans le cas où les rotules n'apparaissent pas simultanément. Une définition plus conservative est de prendre la moyenne des coefficients de comportement obtenus aux différents niveaux de la structure. Si les résultats sont acceptables, le calcul est fini, sinon on réitère le calcul avec un coefficient ( $q$ ) réduit. La validation (critère de cohérence) est d'autant plus contraignante que la valeur de l'accélération nominale ( $a_N$ ) est faible.

La valeur choisie pour ( $q$ ) est considérée comme satisfaisante si l'énergie emmagasinée dans le comportement béton armé est au moins égale à celle emmagasinée dans le comportement élastique (fig. III.2.c).

Le calcul d'une structure doit être fait pour chaque sens de chargement et pour chaque direction. Pour l'ensemble de la structure, on a un coefficient de comportement unique et on retient donc la valeur la plus faible du coefficient de comportement ( $q$ ).

Pour les structures parfaitement symétriques (bâtiments réguliers) dans les deux directions horizontales, donc avec modes découplés, on peut très bien prendre un coefficient de comportement différent pour chaque direction, par exemple :

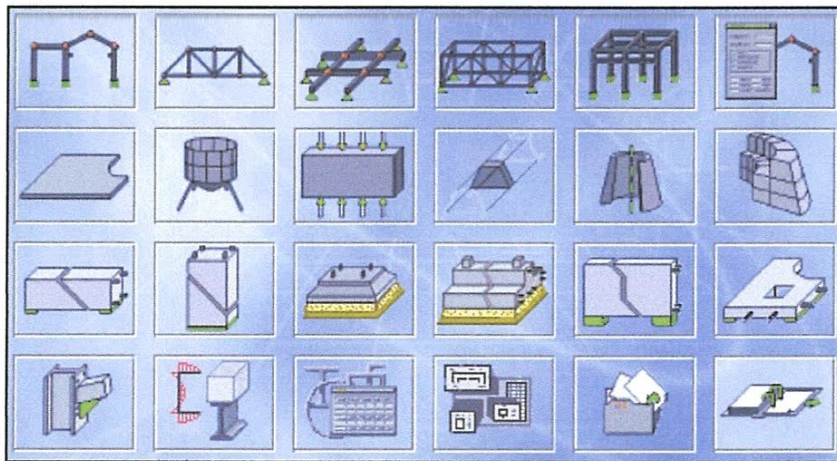
- voiles dans le sens transversal :  $q = 2$  ;
- portiques sans remplissage dans le sens longitudinal :  $q = 5$ .

***Chapitre IV :***  
***Présentation du logiciel***  
***Robot Bat***

### IV-1.Généralités :

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. [12]

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :



*Figure IV-1. Différentes applications du logiciel Robot Bat*

- Treillis.
- Portiques.
- Structures mixtes.
- Grillages de poutres.
- Plaques.
- Coques.
- Contraintes planes.
- Déformations planes.
- Éléments axisymétriques.



- Eléments Volumiques.
- ROBOT Millenium peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).
- ROBOT Millenium permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires.
- ROBOT Millenium est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois (traditionnelles, lamellé-collé, kerto, ..), en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.
- ROBOT Millenium a été conçu spécialement pour l'environnement Windows 2000/NT/XP. Lors de la création de ROBOT Millenium, ses concepteurs ont utilisé les techniques modernes de l'étude des structures et de la programmation orientée objet profitant des outils performants de la société Microsoft : Compilateur Visual C++, Bibliothèques MFC, ou encore Objective Grid (société Sting ray).

Tous ces facteurs garantissent une très haute fiabilité du code généré et la facilité d'ajouter à ROBOT Millenium de nouvelles fonctionnalités et de nouveaux modules. Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.).
- possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).
- possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.

➤ possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

Le système Robot regroupe plusieurs parties (modules) spécialisées dans chacun des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calculs de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

#### **IV-2. Définition des problèmes d'ingénierie :**

Afin de faciliter le travail de l'utilisateur, ROBOT Millenium dispose d'un vaste ensemble d'outils simplifiant l'étude des structures :

- ❖ La notion d'objets : dans ROBOT Millenium, la création du modèle de la structure s'effectue avec des objets de construction typiques : poutres, poteaux, contreventements, planchers, murs. Grâce à cela, lors de cette étape de l'étude, les éléments de la structure prennent des attributs spécifiques qui leur sont propres (y compris les attributs réglementaires); ainsi, à l'étape de définition du modèle, tous les paramètres réglementaires de la structure sont définis, ce qui permet de passer à l'analyse réglementaire immédiatement après les calculs statiques. Il en est de même avec les nœuds. La notion de nœuds a perdu sa signification traditionnelle puisqu'ils sont automatiquement définis lors de la création des différents objets.
- ❖ Des lignes de construction peuvent être utilisées comme support à la modélisation.
- ❖ Une large gamme d'outils d'édition : symétrie par plan, translation, rotation, miroir horizontal et vertical, division pour une barre spécifique ou pour un groupe de barres, intersection, etc.
- ❖ Des outils de sélection performants : sélection avec le pointeur de la souris, par attribut (section, épaisseur, ..), par fenêtre, par capture, par plan, etc.
- ❖ Possibilité de définir des attributs de l'affichage personnalisés : menus, barres d'outils, couleurs, polices, vues, disposition des fenêtres.
- ❖ Ajouts de cotations au modèle de la structure.
- ❖ Vérification automatique de la cohérence du modèle étudié : par exemple, recherche des instabilités, appuis absents, barres et nœuds isolés, etc.
- ❖ Utilisation de bibliothèques de structures types paramétrables.



- ❖ Possibilité de libeller de façon automatique les composants de la structure.
- ❖ Possibilité de créer et d'archiver des paramètres tels que : matériau quelconque, appuis élastiques, charges quelconques.
- ❖ Fonction rapide de saisie pour la création des charges climatiques de neige et vent et des pondérations automatiques.
- ❖ Le multifenêtrage.
- ❖ ROBOT Millenium permet d'ouvrir plusieurs fenêtres du même type, ce qui permet, par exemple, dans la zone graphique, de consulter simultanément des objets différents, même très éloignés, en utilisant des fenêtres différentes avec leurs propres paramètres d'affichage (zoom, projection etc.),
- ❖ Les zones de travail : à chaque étape de l'étude de la structure, la fenêtre du logiciel peut comporter trois zones de travail différentes :
  - ✚ Zone de définition graphique (avec la souris),
  - ✚ Zone des boîtes de dialogue de définition (à partir du clavier),
  - ✚ Zone des feuilles de calculs contenant tous les objets définis jusqu'alors pour la classe donnée. [12]

### IV-3. Système de bureaux :

Afin de faciliter au calculateur l'utilisation du logiciel, un système de bureaux a été implémenté.

Pour chaque étape importante de l'étude de la structure (par exemple la définition du modèle géométrique de la structure, application des charges, analyse des résultats, calculs réglementaires, etc.), un bureau correspondant a été créé.

L'utilisateur n'est pas obligé de rechercher les commandes qu'il doit activer pour effectuer une action spécifique nécessaire lors de l'étude de la structure : il suffit de sélectionner le bureau approprié, par conséquent le logiciel affichera toutes les fenêtres nécessaires afin de mener à bon terme l'action voulue. [12]



#### IV-4. Notes de calculs :

ROBOT Millenium propose des outils très évolués pour la génération de la note de calcul. Ainsi, lors de l'étude de la structure, la capture du contenu de l'écran graphique ou du tableau actif peut être effectuée à tout moment. Toutes les captures d'écran effectuées et enregistrées sous un nom défini par l'utilisateur peuvent être insérées dans la note de calcul. Grâce à cette option, il est possible, par exemple, d'imprimer le tableau des appuis avec le plan de la structure avec les appuis mis en évidence. [12]

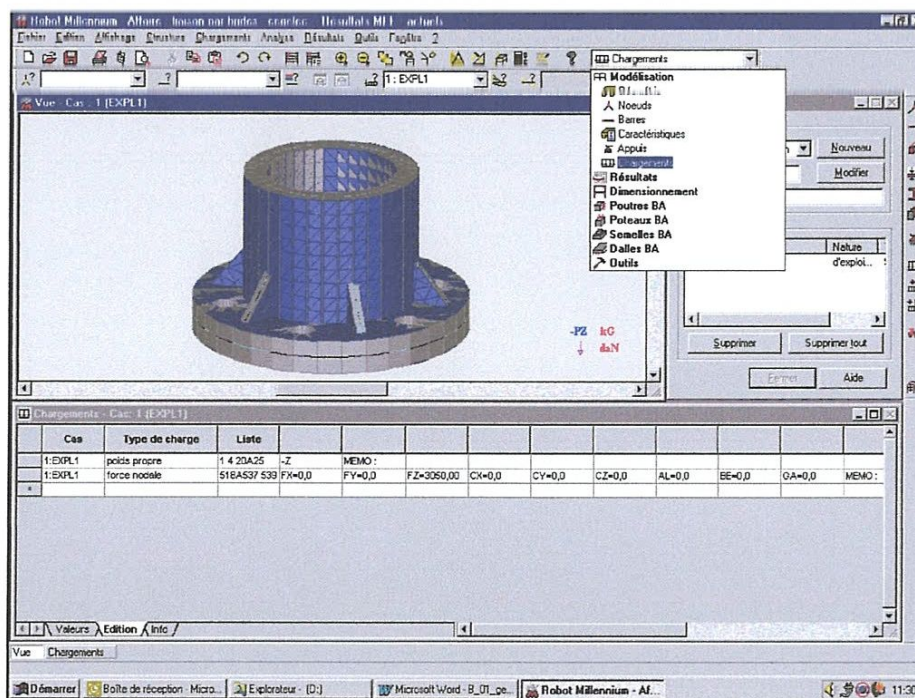


Figure IV-2. Interface graphique du logiciel Robot Bat [12]

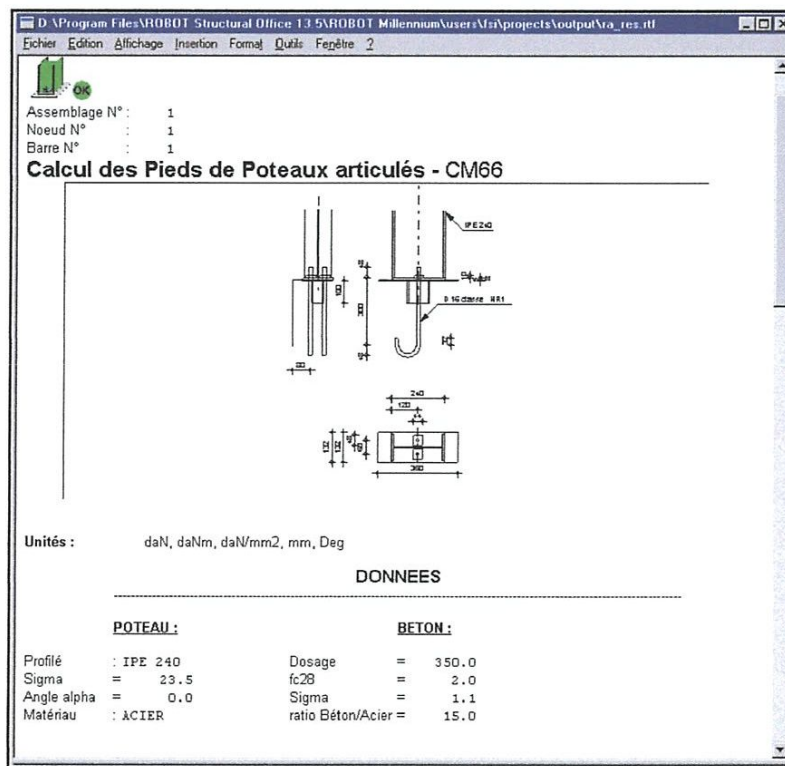
L'option Composition de l'impression disponible dans ROBOT Millenium permet à l'utilisateur de composer librement la forme et le contenu la note de calcul, à savoir :

- Une composition libre des pages de garde, des en-têtes et des pieds de page (y compris l'insertion des graphismes),
- La définition de l'ordre des éléments des documents à imprimer,
- La composition de l'aspect de chaque page et de chaque tableau, et cela, même à partir de l'aperçu avant impression.

### IV-5. Présentation des données et résultats :

Les données et les résultats peuvent être présentés en mode graphique et en mode texte :

- vues sur le modèle de la structure avec les numéros des nœuds et des barres, symboles des appuis, diagrammes des charges avec les valeurs, descriptions des sections utilisées dans la structure, dessins de la structure respectant la forme et les dimensions des sections, diagrammes des efforts internes, déformées de la structure, cartographies des contraintes, déplacements et déformation pour les éléments surfaciques.
- tableaux des descriptions du modèle.
- tableaux des résultats.



*Figure IV-3. Génération automatique des notes de calculs*



### IV-6. Zoom dynamique :

Le zoom dynamique utilise une nouvelle technologie graphique Open GL. Elle permet de manipuler librement la vue de la structure dans l'espace 3D, ce qui facilite la vérification de la géométrie du modèle et l'analyse des résultats. Le zoom dynamique permet également de représenter la vue réelle de la structure tout en prenant en compte les dimensions des profilés, l'épaisseur des panneaux et les types de matériaux. La vue en perspective permet la simulation de l'illumination et de l'ombre qu'elle jette. Cette vue vous emmènera dans la réalité virtuelle de votre modèle. [12]

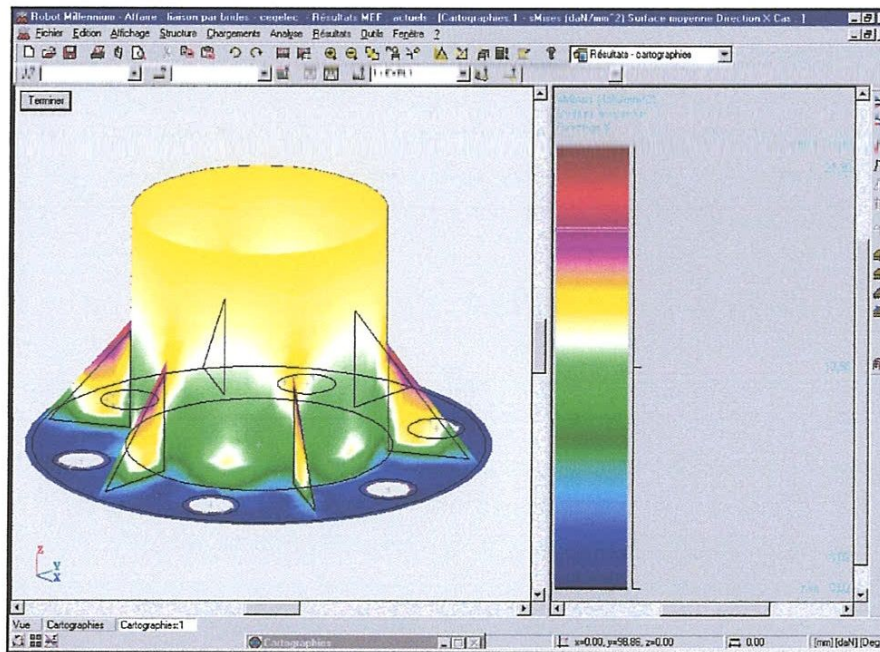


Figure IV-4. Représentation graphique des résultats

### IV-7. Outils d'aide :

Un point particulièrement important pour un logiciel aussi puissant que ROBOT Millennium, est un système d'aide facilitant à l'utilisateur la maîtrise du système. Aussi un effort important a été réalisé dans l'objectif de proposer des outils d'aide performants, à savoir :

- ✓ Aide contextuelle sur toutes les commandes des menus et pour chaque objet affiché dans les boîtes de dialogue et les feuilles de calcul.
- ✓ Index des rubriques d'aide accessibles,



- ✓ Accès hiérarchique aux informations sur le sujet donné,
- ✓ Les descriptions des icônes et des commandes du menu sont affichées dans la barre d'état en bas de l'écran,
- ✓ Les info-bulles affichent les noms des icônes sur lesquelles vous placez le pointeur de la souris. [12]

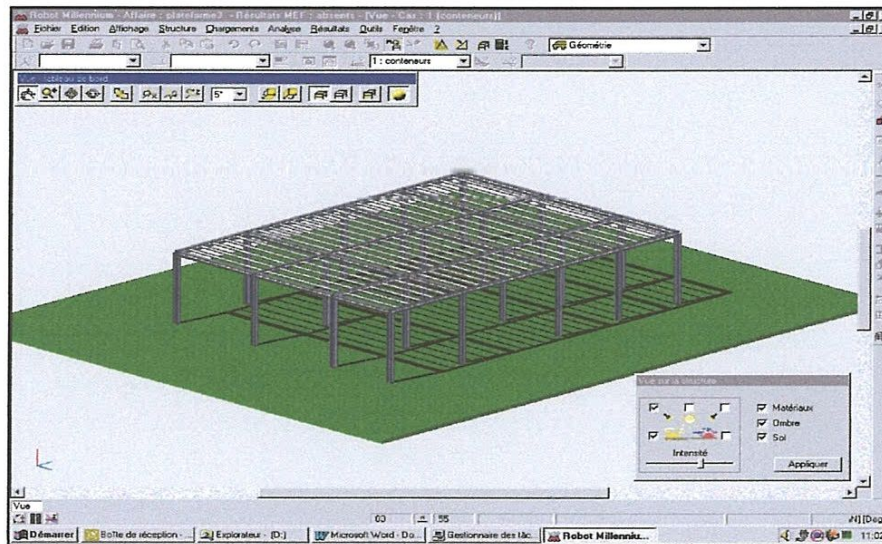


Figure IV-5. Visualisation d'une structure avec le zoom dynamique [12]

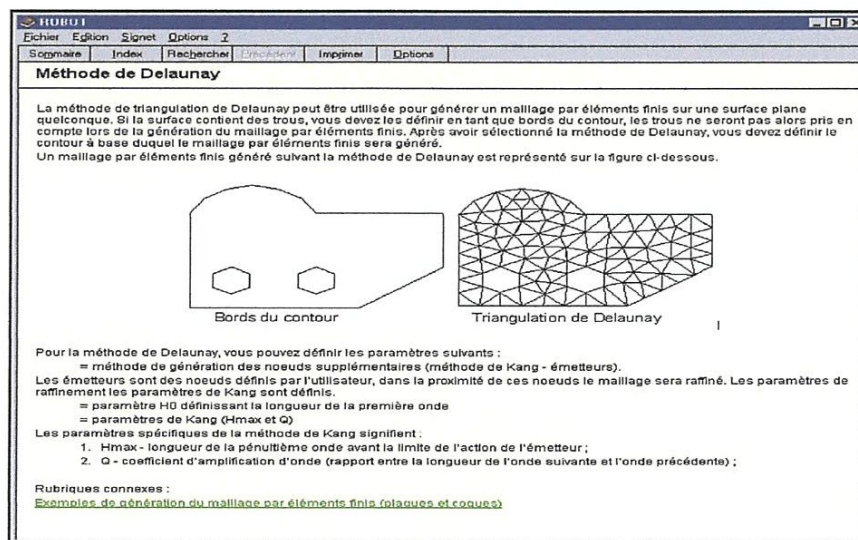


Figure IV-6. Rubrique d'aide du logiciel

- ✓ Des info-bulles semblables accompagnent le pointeur de la souris lors de la saisie graphique des éléments de la structure. Leur fonction est d'informer l'utilisateur de l'effet que peut produire un clic sur le bouton gauche de la souris (par exemple la saisie de l'origine ou de l'extrémité de la barre),
- ✓ Le cd-rom contient le "Manuel d'utilisation" complet et le "Guide de prise en main rapide" qui présente pas à pas la procédure de définition de différentes structures (avec commentaires).

# ***Etude pratique***



***Chapitre V :***  
***Exemples de***  
***modélisation***

### V-1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous entamons les modélisations des structures en béton armé avec différents types de contreventement, il s'agit de la modélisation d'un bâtiment fictif à usage d'habitation (R+5). Après chaque phase de modélisation, nous calculons les sollicitations importantes sur les structures (les efforts tranchants), en utilisant les combinaisons données par le règlement parasismique Algérien (RPA 2003).

Plusieurs modélisations seront présentées, en premier lieu, nous étudions l'influence du nombre des voiles après l'influence du nombre d'étages sur le coefficient de comportement. Enfin, nous terminons ce chapitre par des comparaisons et des conclusions sur l'influence des paramètres étudiés.

### V-2. Présentation de la structure :

La structure objet de la modélisation est un bâtiment fictif à usage d'habitation, implantée dans la Wilaya de Guelma, classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA 99 version 2003. Le bâtiment est composé d'un rez de chaussée plus 5 étages et terrasse inaccessible.

#### V-2-1. Caractéristiques géométriques de la construction :

➤ Longueur de l'ouvrage	22.7 m
➤ Largeur de l'ouvrage	13.5 m
➤ Étages courants ont une hauteur	3.15 m
➤ Hauteur de RDC	3.15 m
➤ La hauteur totale de l'ouvrage	18.9 m

Le bâtiment a une forme rectangulaire.

**V-2-2. Description du système structurel :**

Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux d'une épaisseur de 16+4 cm. L'ossature est constituée de poteaux, poutres et de chaînages.

Les fondations sont constituées par des semelles isolées sous poteaux.

**V-2-3. Dimensions des éléments porteurs :**

Poteaux	30x40 cm <sup>2</sup>
Poutres principales	30x40 cm <sup>2</sup>
Poutres secondaires	30x35 cm <sup>2</sup>

**V-2-4. Evaluation des charges et des surcharges :**

## A- Charges permanente « G »

- Planchers Etage Courant	$G = 5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher terrasse inaccessible	$G = 6 \text{ KN/m}^2$
- Les murs extérieurs	$G = 13 \text{ KN/m}^2$
- les escaliers	$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{Palier}} = 5 \text{ KN/m}^2 \\ G_{\text{palliasse}} = 7 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$
- l'acrotère	$G = 2.25 \text{ KN/m}^2$

Les murs extérieurs sont exécutés en double parois (15cm+10cm) séparant par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur. Les murs intérieurs (cloisons) sont exécutés par une brique de 10cm d'épaisseur.

## B- Surcharges d'exploitation « Q »

- Planchers Etage Courant	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Planchers terrasses inaccessibles	$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$
- les escaliers	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$



### V-3. Modélisation :

En utilisant le logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis 'RoboBat', le modèle de calcul a été établi comme suit :

- Les poteaux et les poutres sont assimilés à des éléments barres.
- La structure est supposée encastree au niveau bas ;
- Les charges et surcharges ont été appliquées sur les poutres porteuses, qui à leurs tours cheminent les efforts aux poteaux.

#### V-3-1. Méthodologie de calcul :

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel RoboBat;
- Définition des différentes charges statiques G et Q.
- L'analyse statique permet de vérifier les éléments de la structure sous l'effet des charges statiques, telles que, la charge permanente G et la charge d'exploitation Q. Ainsi la vérification de l'effort tranchant à l'état limite de service ELS sous la combinaison G + Q.
- Pour le calcul dynamique, la méthode d'analyse dynamique utilisée est celle exigée par le RPA2003, qui est la méthode d'analyse spectrale modale.

Cette méthode est basée sur la superposition modale, elle combine le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques pour obtenir la réponse de la structure

- Calculs et vérifications selon le RPA.2003.

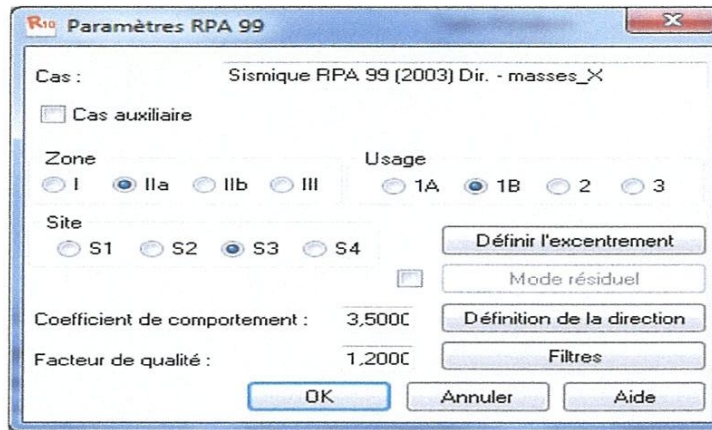


Figure V-1. Paramètres de calcul de l'action sismique

#### V-4. Résultats :

Nous étudions la comparaison entre l'application de l'action sismique à 100% pour une structure contreventée par voiles, et la même structure contreventée par portique avec 25% de l'action sismique.

- Selon RPA :

#### ✚ 4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage [13].

#### ➤ 4voiles(R=4) :

Au sens des RPA, la première étape c'est de vérifier la portance des voiles par rapport aux charges verticales et voir si ça dépasse les 20% ou pas.

**V-4-1. Tableaux des réactions :**

Cas: 7 (ELS) voile 1:

Noeud/Cas	FZ [kN]
9929/ 7 (C)	154,16
9930/ 7 (C)	148,57
9931/ 7 (C)	146,44
9932/ 7 (C)	145,10
9933/ 7 (C)	143,97
9934/ 7 (C)	142,83
9935/ 7 (C)	141,74
9936/ 7 (C)	142,14
FZt(KN)	<b>1164.95</b>
Cas 7 (C)	ELS
Somme totale	27035,25
Somme reactions	27035,25
Somme efforts	-27035,25
Verification	-0,00
Precision	7,85171e-007

Cas: 7 (ELS) voile 2:

Noeud/Cas	FZ [kN]
9859/ 7 (C)	140,20
9860/ 7 (C)	138,61
9861/ 7 (C)	140,19
9862/ 7 (C)	142,51
9863/ 7 (C)	145,02
9864/ 7 (C)	147,55
9865/ 7 (C)	150,17
9866/ 7 (C)	154,55
FZt(KN)	<b>1158.8</b>
Cas 7 (C)	ELS
Somme totale	27035,25
Somme reactions	27035,25
Somme efforts	-27035,25
Verification	-0,00
Precision	7,85171e-007

*Tableau V-1. effort tranchant dans le voile1    Tableau V-2. effort tranchant dans le voile2*

Cas: 7 (ELS) voile 3:

Noeud/Cas	FZ [kN]
9089/ 7 (C)	139,46
9090/ 7 (C)	138,66
9091/ 7 (C)	140,54
9092/ 7 (C)	142,96
9093/ 7 (C)	145,53
9094/ 7 (C)	148,20
9095/ 7 (C)	151,20
9096/ 7 (C)	156,48
FZt(KN)	<b>1163.03</b>
Cas 7 (C)	ELS
Somme totale	27035,25
Somme reactions	27035,25
Somme efforts	-27035,25
Verification	-0,00
Precision	7,85171e-007

Cas: 7 (ELS) voile 4:

Noeud/Cas	FZ [kN]
9019/ 7 (C)	156,83
9020/ 7 (C)	149,80
9021/ 7 (C)	146,89
9022/ 7 (C)	145,06
9023/ 7 (C)	143,51
9024/ 7 (C)	141,89
9025/ 7 (C)	140,03
9026/ 7 (C)	138,97
FZt(KN)	<b>1162.98</b>
Cas 7 (C)	ELS
Somme totale	27035,25
Somme reactions	27035,25
Somme efforts	-27035,25
Verification	-0,00
Precision	7,85171e-007

*Tableau V-3. effort tranchant dans le voile3    Tableau V-4. effort tranchant dans le voile4*



### ❖ La vérification:

$$FZ(v1) = 1164,95 \text{ KN};$$

$$FZ(v2) = 1158,8 \text{ KN};$$

$$FZ(v3) = 1163,03 \text{ KN};$$

$$FZ(v4) = 1162,98 \text{ KN};$$

$$FZ(\text{total}) = 1164,95 + 1158,8 + 1163,03 + 1162,98 = 4649,76 \text{ KN}.$$

$$\text{Somme totale} = 27035,25 \text{ KN}.$$

$$\frac{FZ(\text{total})}{\text{Somme totale}} = \frac{4649,76}{27035,25} = 0,17 < 0,2. \text{ alors on prend } R=4.$$

### ❖ Exploitation du fichier résultat :

Nous faisons varier, le coefficient de comportement on prend une fois  $R=4$ , et une autre fois  $R=5$ . La comparaison entre une augmentation et / ou une diminution des efforts tranchants par étage sera présentée.

### ❖ Vue d'ensemble

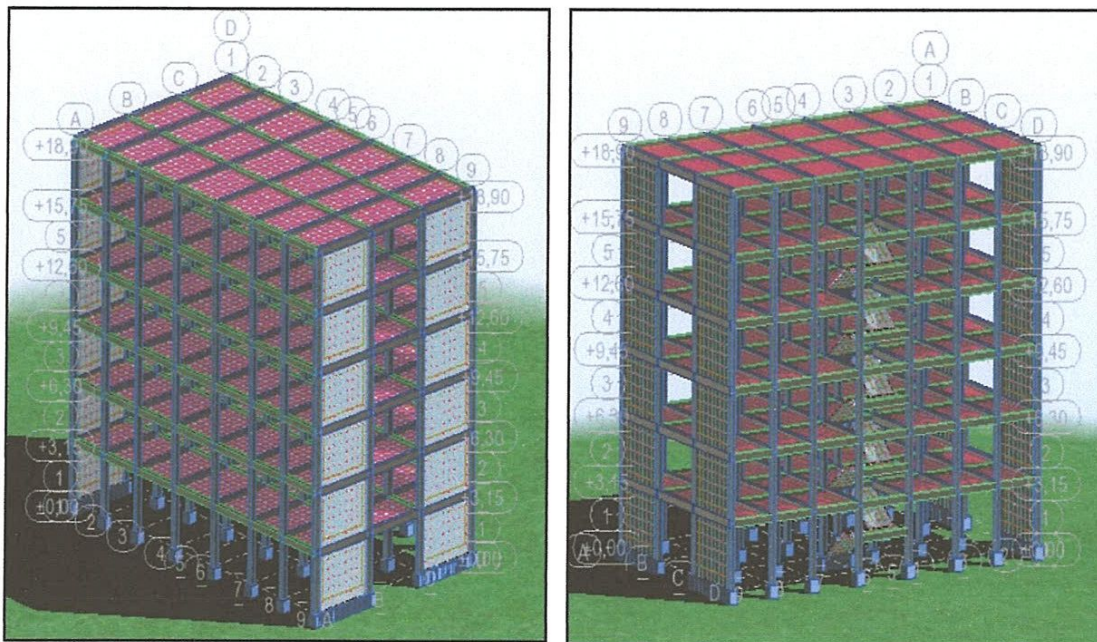


Figure V-2. Vue en 3D de la structure

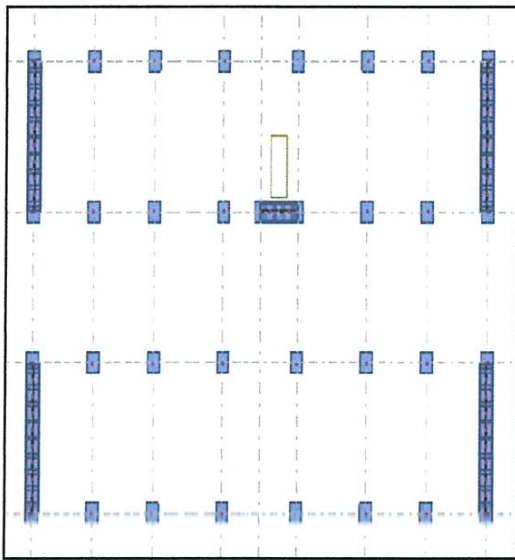


Figure V-3. Vue en 2D de la structure

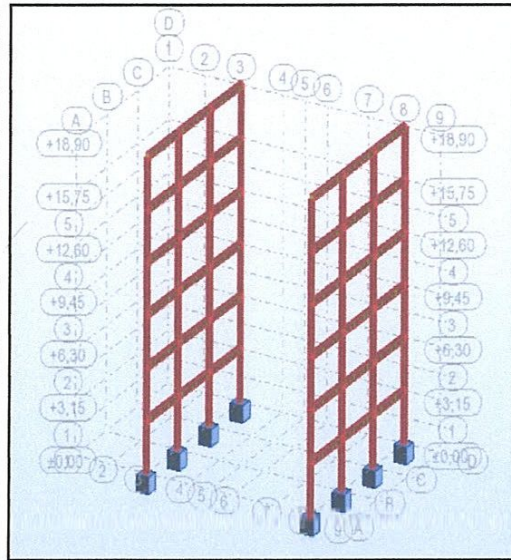


Figure V-4. position des deux portiques

V-4-2. Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey)

➤ Portique 3:

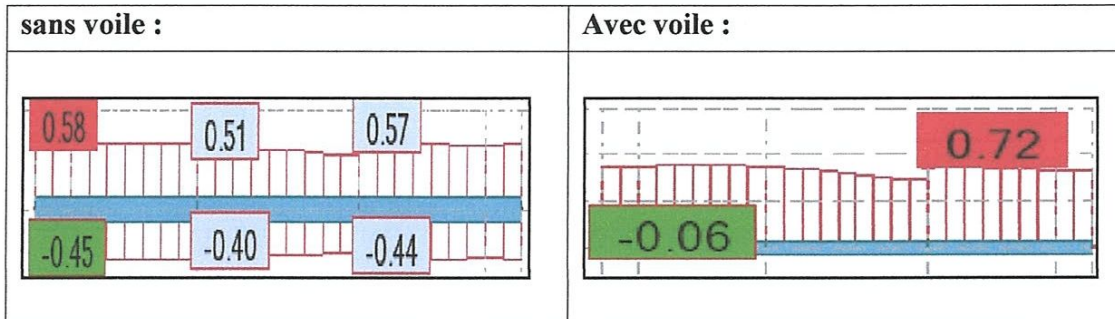


Figure V-5. diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)

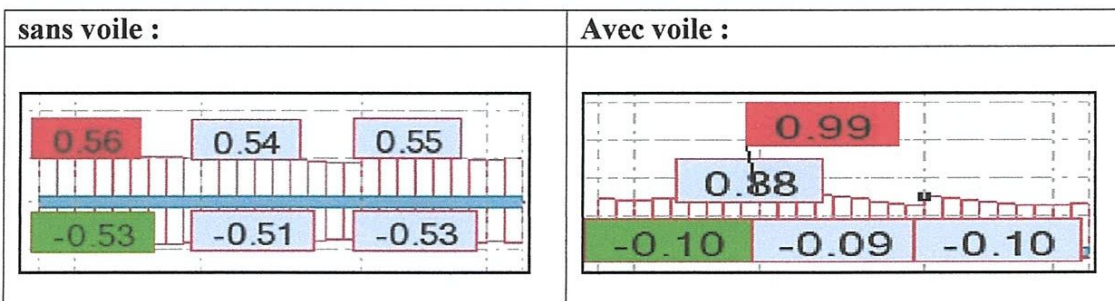


Figure V-6. diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)



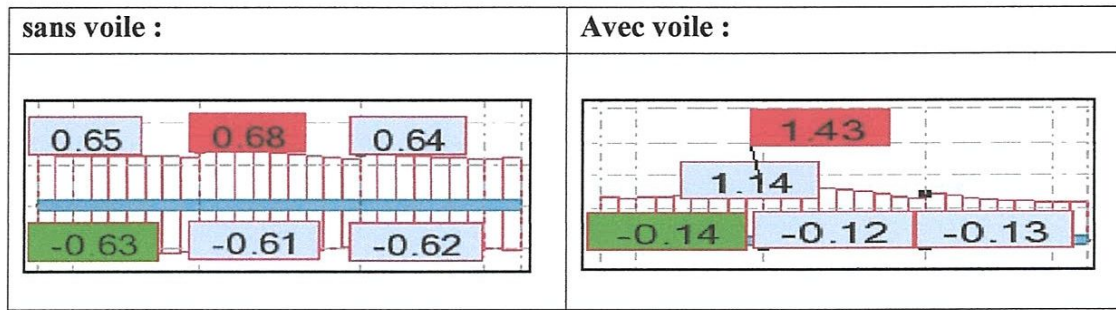


Figure V-7. diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)

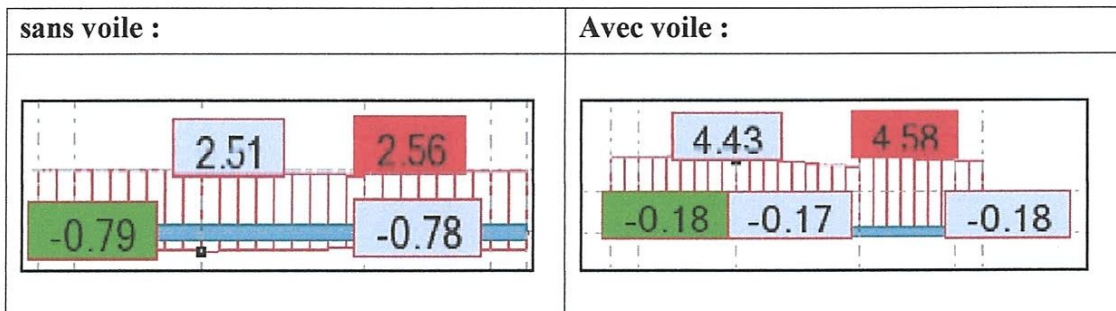


Figure V-8. diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)

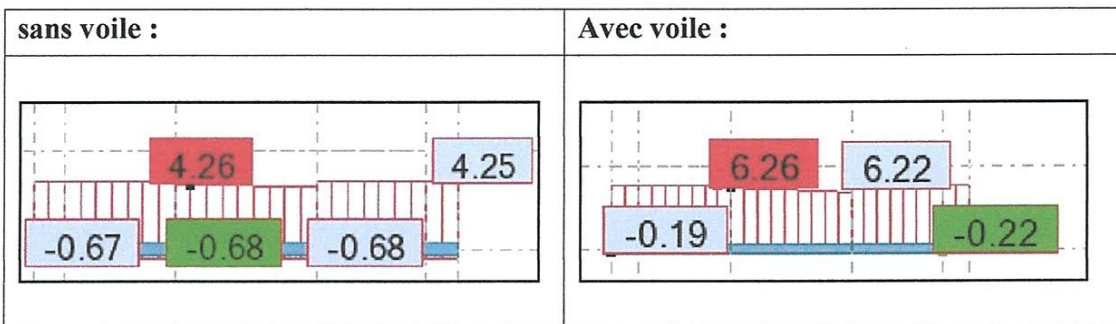


Figure V-9. diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)

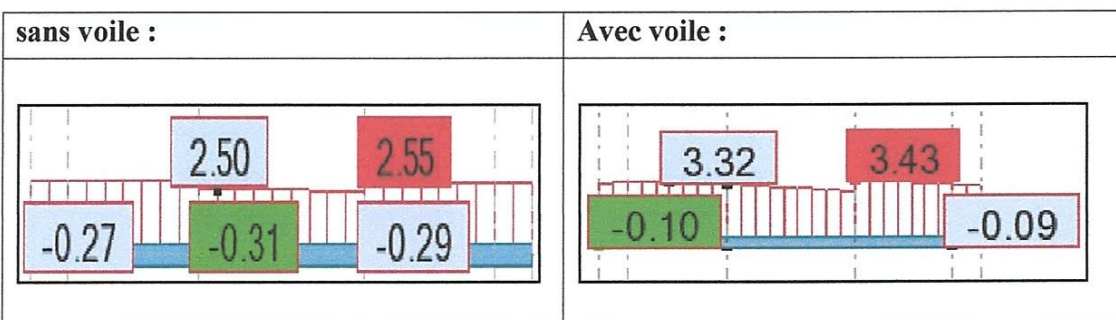


Figure V-10. diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.9m)



**Axe 3 :**

Etage :	sans voiles :	avec voiles :
1	0,58	0,72
2	0,56	0,99
3	0,68	1,43
4	2,56	4,58
5	4,26	6,26
6	2,55	3,43

Tableau V-5. effort tranchant par étage dans le portique 3

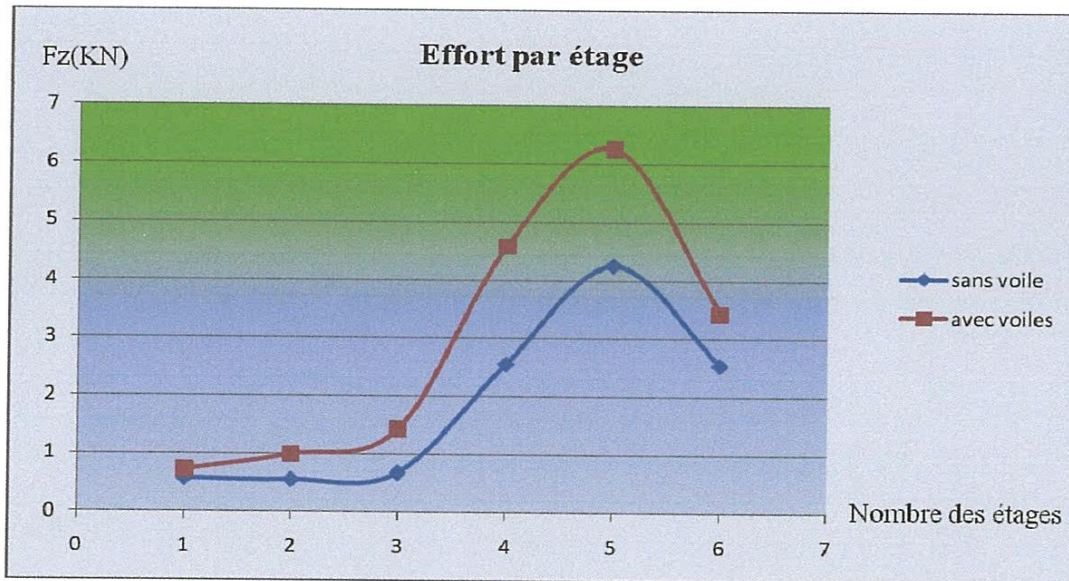


Figure V-11. variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages

(R=4, portique3)

➤ **Portique 8 :**

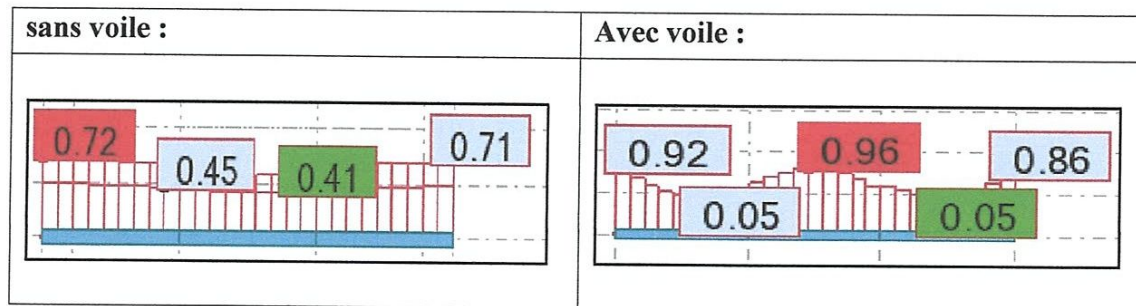


Figure V-12. diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)

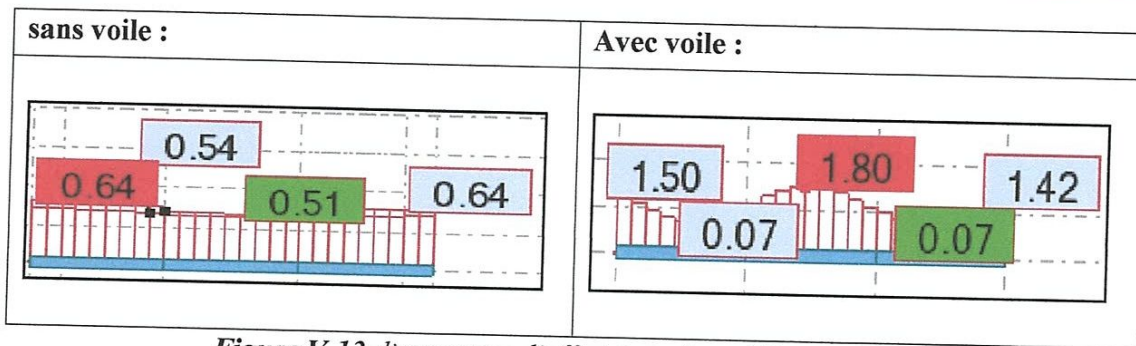


Figure V-13. diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)

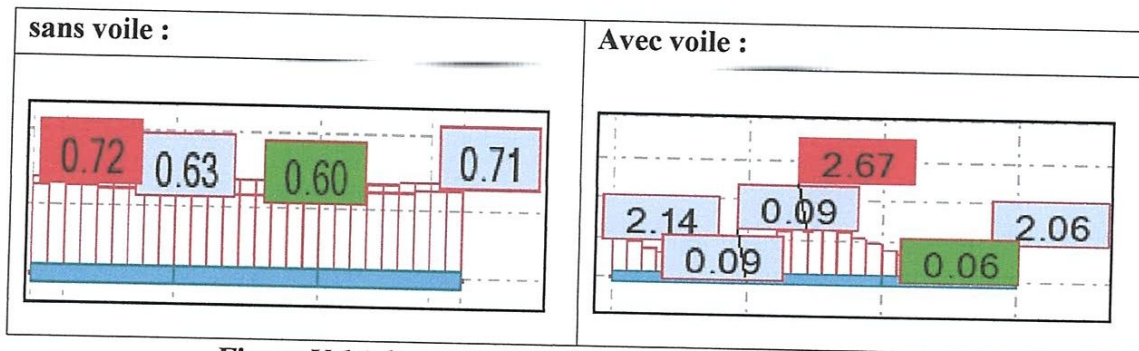


Figure V-14. diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)

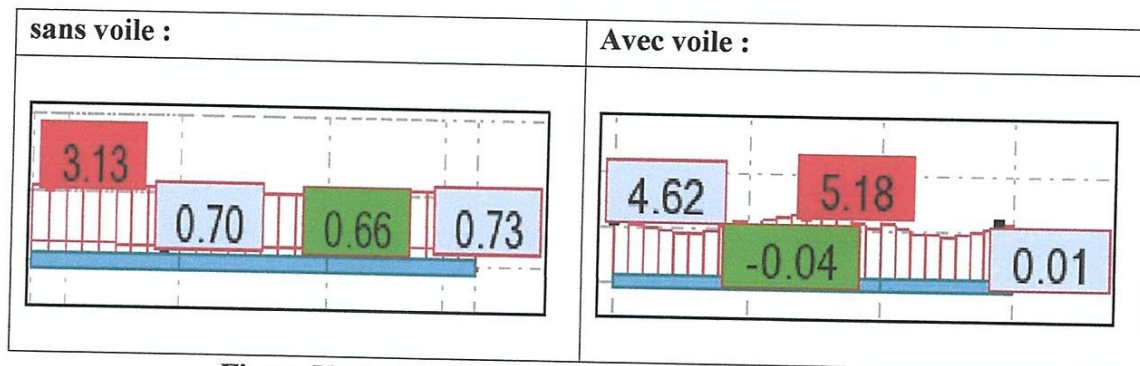


Figure V-15. diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.6m)

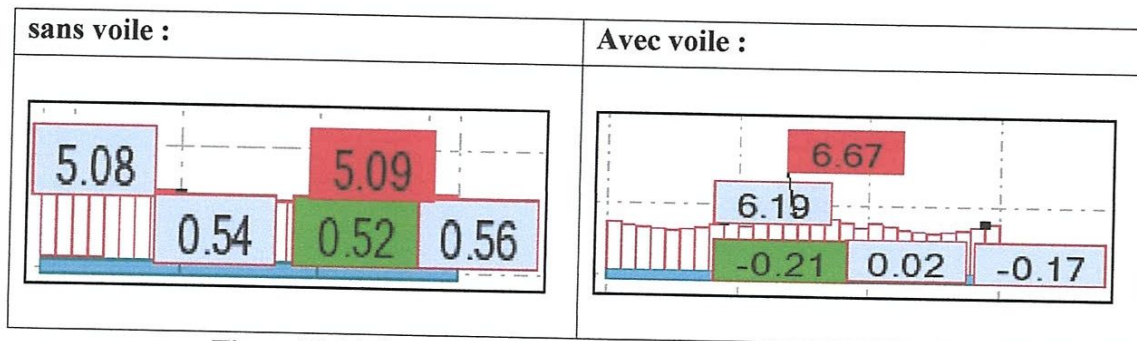


Figure V-16. diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)

Quel coefficient de comportement adopte-t-on pour les systèmes de contreventement « 4a », « 4b » dans les RPA 99



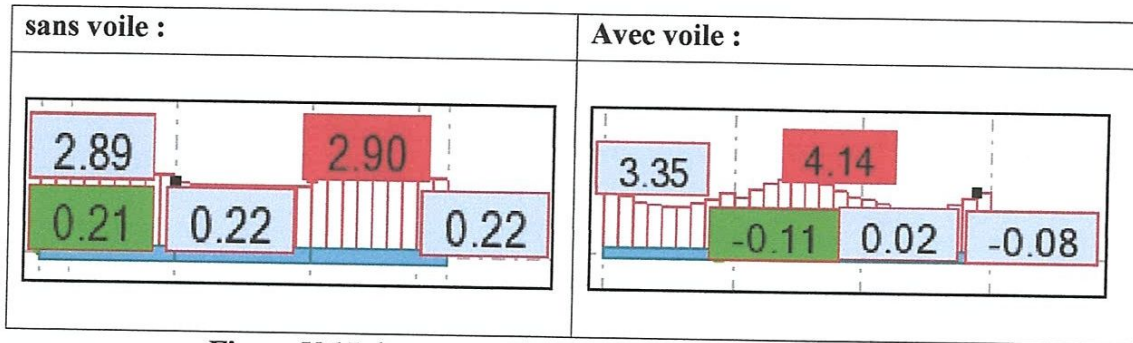


Figure V-17. diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.90m)

Axe 8 :

Etage :	sans voiles :	avec voiles :
1	0,58	0,96
2	0,56	1,8
3	0,68	2,67
4	2,56	5,18
5	4,26	6,67
6	2,55	4,14

Tableau V-6. effort tranchant par étage dans le portique 8

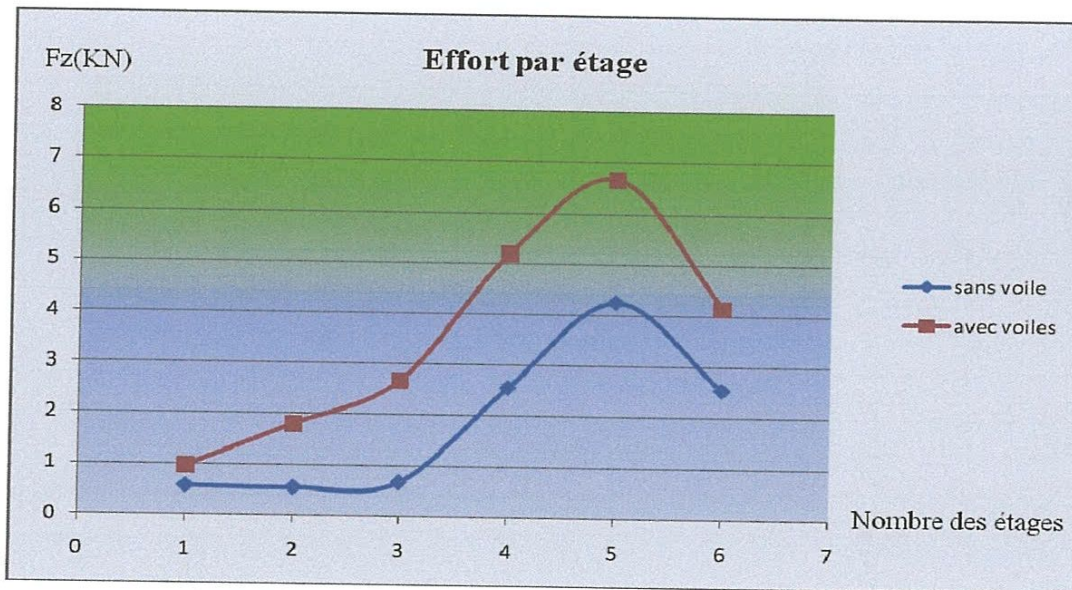


Figure V-18. variation d'effort tranchant par rapport du nombre d'étages

(R=4, portique8)



### ❖ Interprétation des courbes :

On remarque que les efforts tranchants ( $F_z$ ) restent presque parallèles et constantes dans les trois premiers étages (dans les deux courbes), après ils varient d'une façon croissante jusqu'à une certaine valeur (étage 5), enfin ils diminuent.

### 4 voiles (R=5) :

Maintenant, on considère que  $R=5$ .

### V-4-3.Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey)

#### ➤ Portique 3:

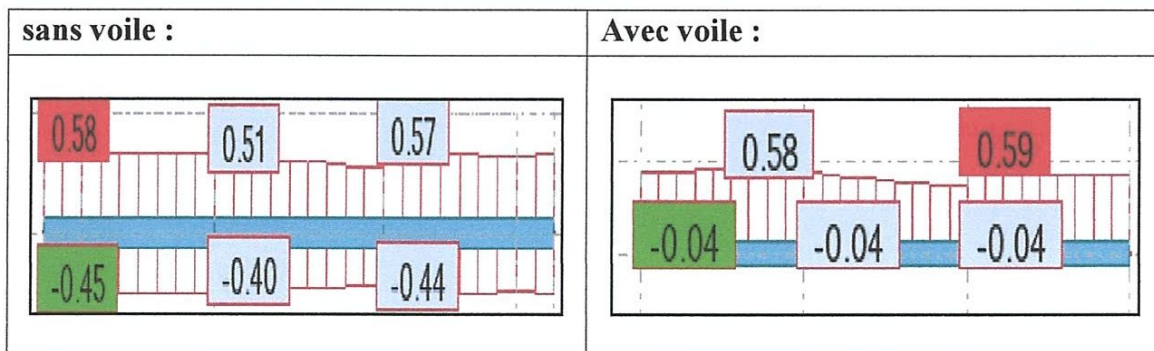


Figure V-19. diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)

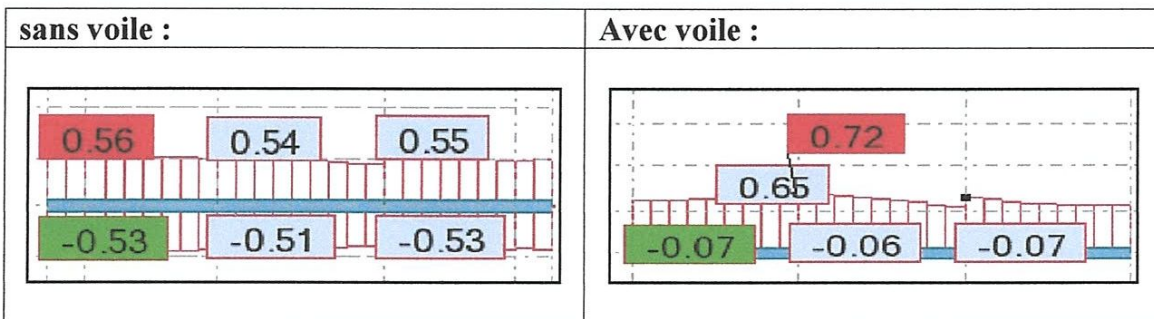


Figure V-20. diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)

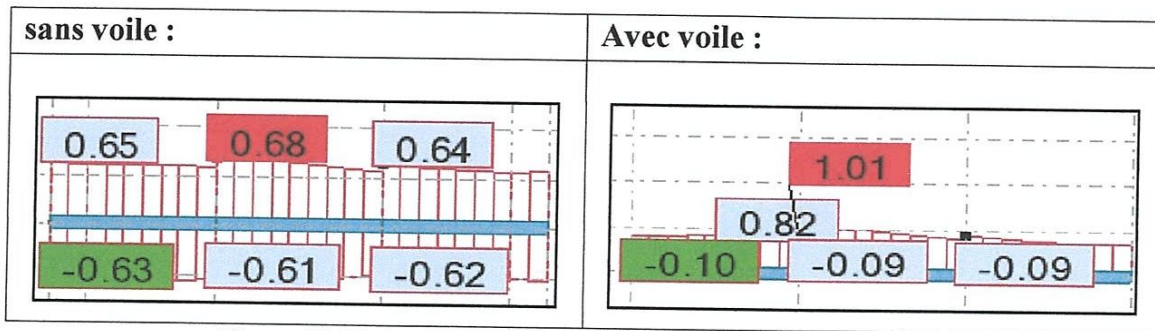


Figure V-21. diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)

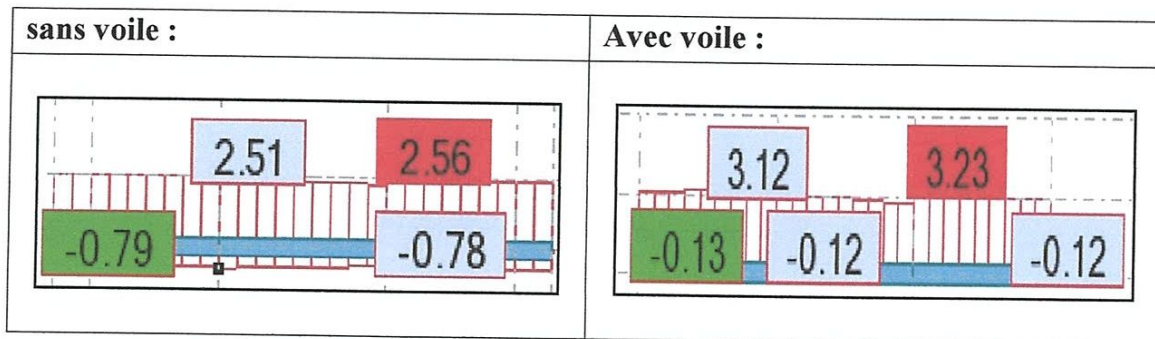


Figure V-22. diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.6m)

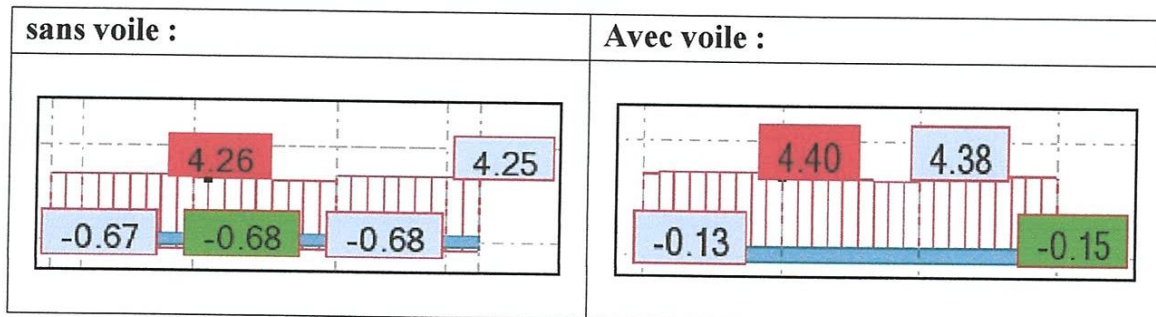


Figure V-23. diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)

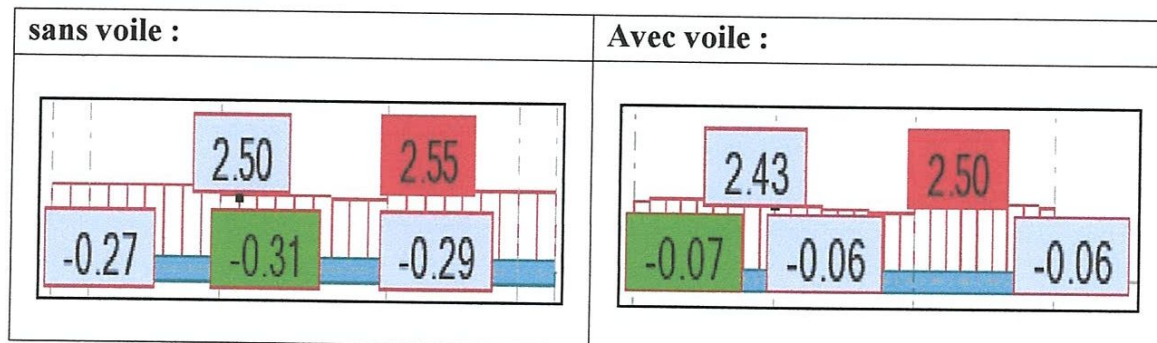


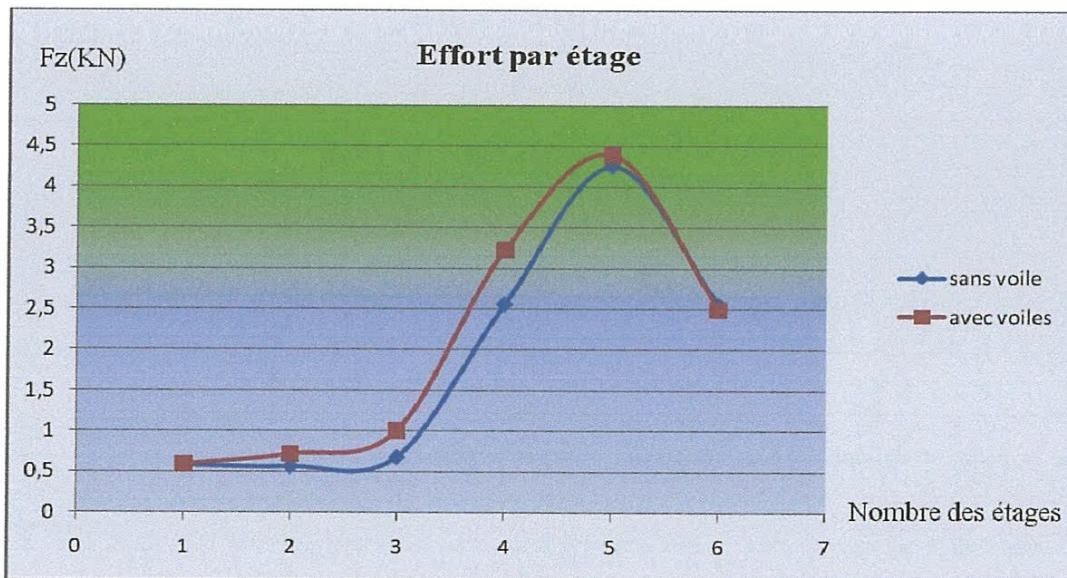
Figure V-24. diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.90m)



**Axe 3 :**

Étage :	sans voiles :	avec voiles :
1	0,58	0,59
2	0,56	0,72
3	0,68	1,01
4	2,56	3,23
5	4,26	4,4
6	2,55	2,5

*Tableau V-7. effort tranchant par étage dans le portique 3*



*Figure V-25. variation d'effort tranchant par rapport du nombre des étages  
(R=5, portique3)*

❖ **Interprétation des courbes :**

**Sans voiles :** On remarque que les efforts tranchants ( $F_z$ ) sont constants dans les trois premiers étages, après ils varient d'une façon croissante jusqu'à une certaine valeur (étage 5), enfin ils diminuent.

**Avec voiles :** on remarque une augmentation des efforts tranchants ( $F_z$ ) plus importante comparant à la première courbe (sans voiles); jusqu'à certain valeur (étage 5), après ils abaissent.



#### ✚ 4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé :

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum [13].

##### ➤ 6voiles(R=5):

Au sens des RPA, la première étape c'est de vérifier la portance des voiles par rapport aux charges verticales et voir si ça dépasse les 20% ou pas.

##### ❖ La vérification:

FZ (v1) = 2420, 41KN;

FZ (v2) = 2399, 25KN;

FZ (v3) = 285, 24KN;

FZ (v4) = 1744, 08KN;

FZ (v5) = 2405, 86KN;

FZ (v6) = 2415, 16KN;

FZ (total) = 2420, 41 + 2399, 25 + 285, 24 + 1744, 08 + 2405, 86 + 2415, 16 = 11670 KN.

Somme totale = 51392, 64 KN.

$$\frac{\text{FZ (total)}}{\text{Somme totale}} = \frac{11670 \text{ KN}}{51392,64 \text{ KN}} = 0.23 > 0.2. \text{ donc on prend } R=5.$$

### ❖ Exploitation du fichier résultat :

Nous faisons varier, le coefficient de comportement on prend une fois  $R=5$ , et une autre fois  $R=4$ . La comparaison entre une augmentation et / ou une diminution des efforts tranchants par étage.

### ❖ Vue d'ensemble :

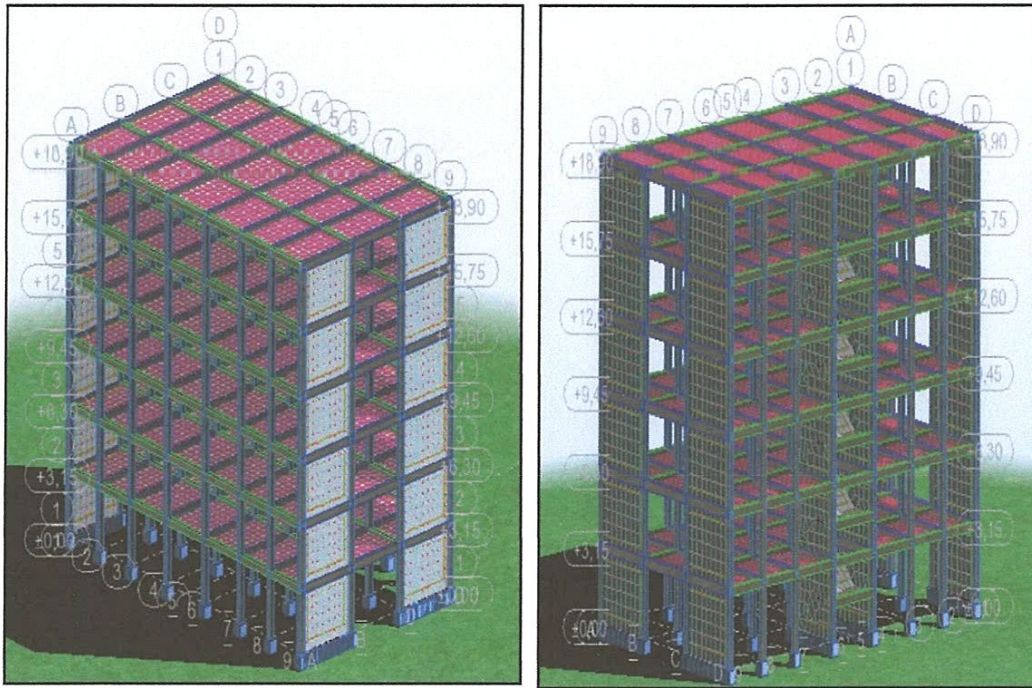


Figure V-26. Vue en 3D de la structure

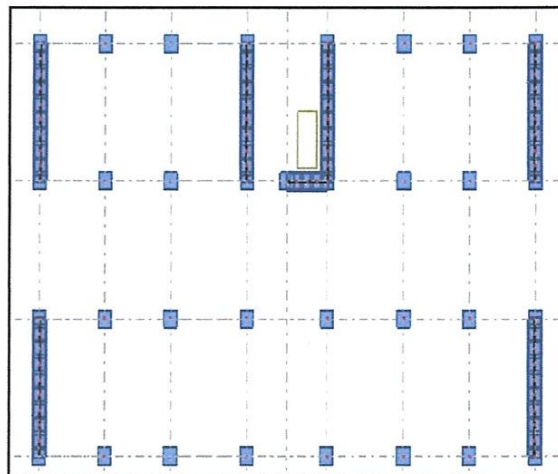


Figure V-27. Vue en 2D de la structure



V-4-4.Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey)

➤ Portique 3 :

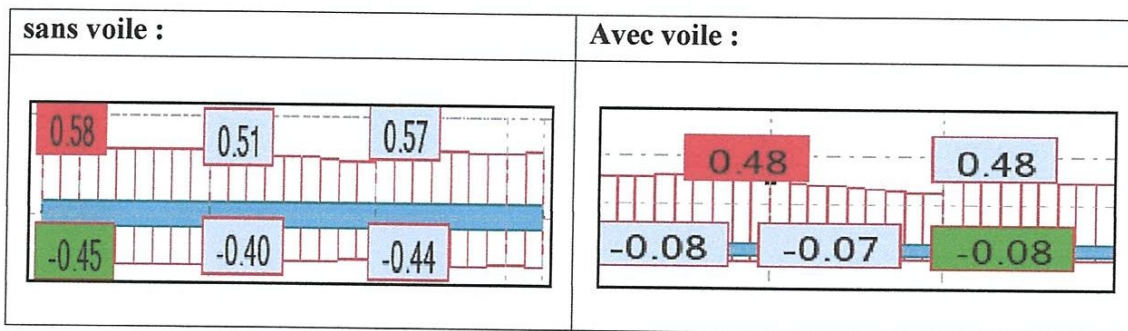


Figure V-28.diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)

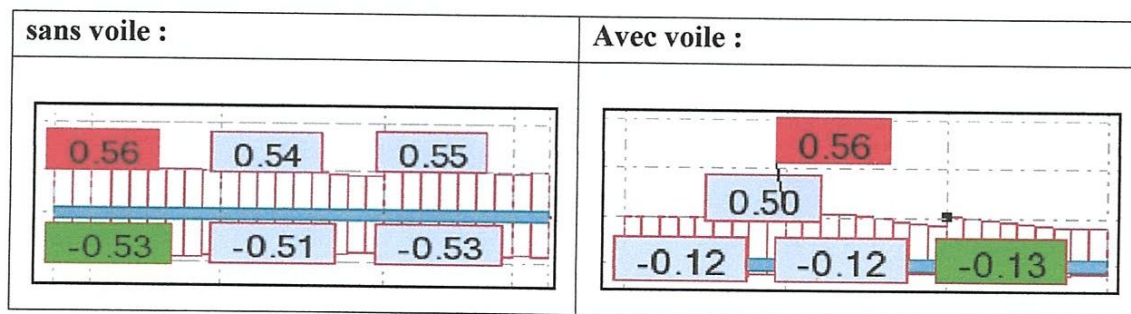


Figure V-29.diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)

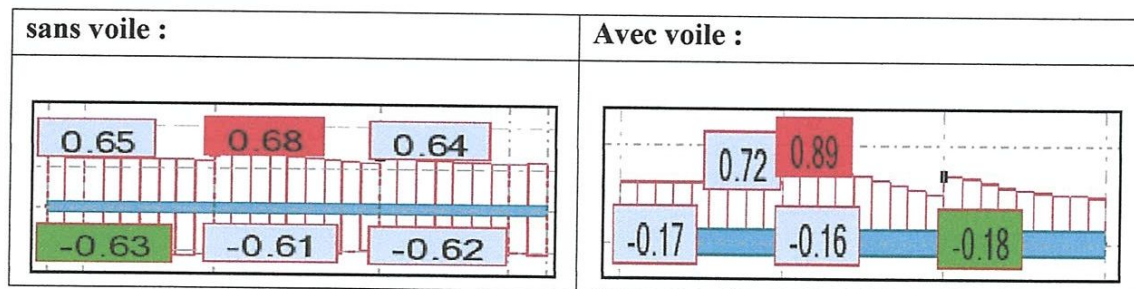


Figure V-30.diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)

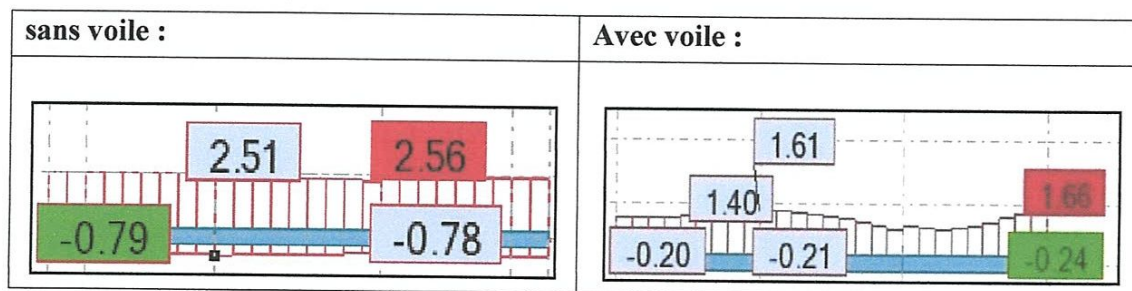


Figure V-31.diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)

Quel coefficient de comportement adopte-t-on pour les systèmes de contreventement « 4a », « 4b » dans les RPA 99



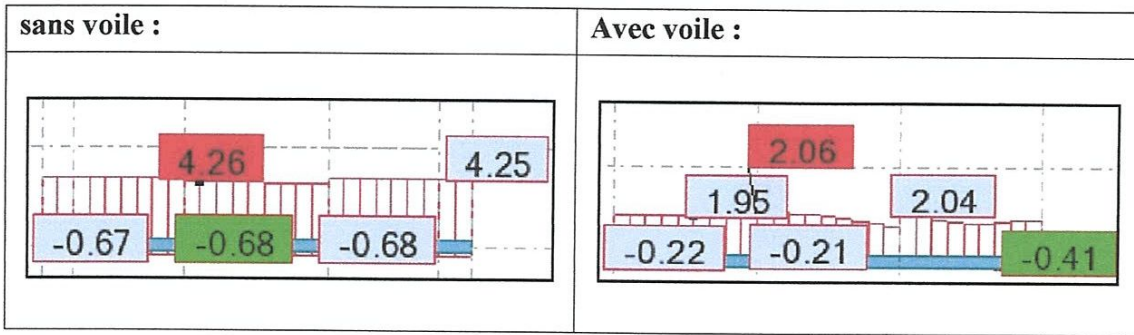


Figure V-32. diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)

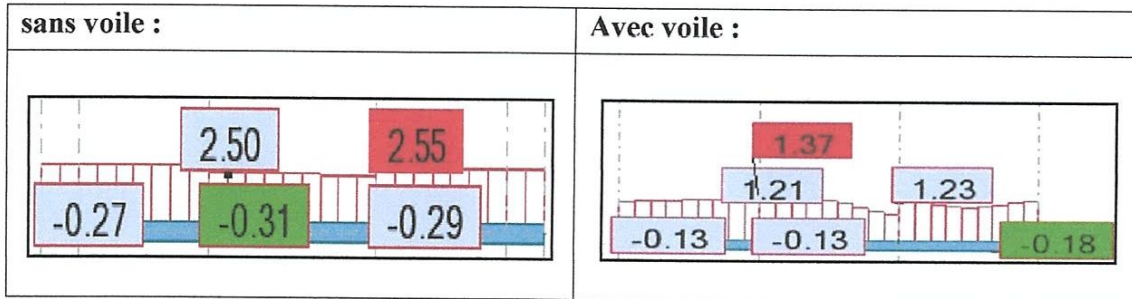
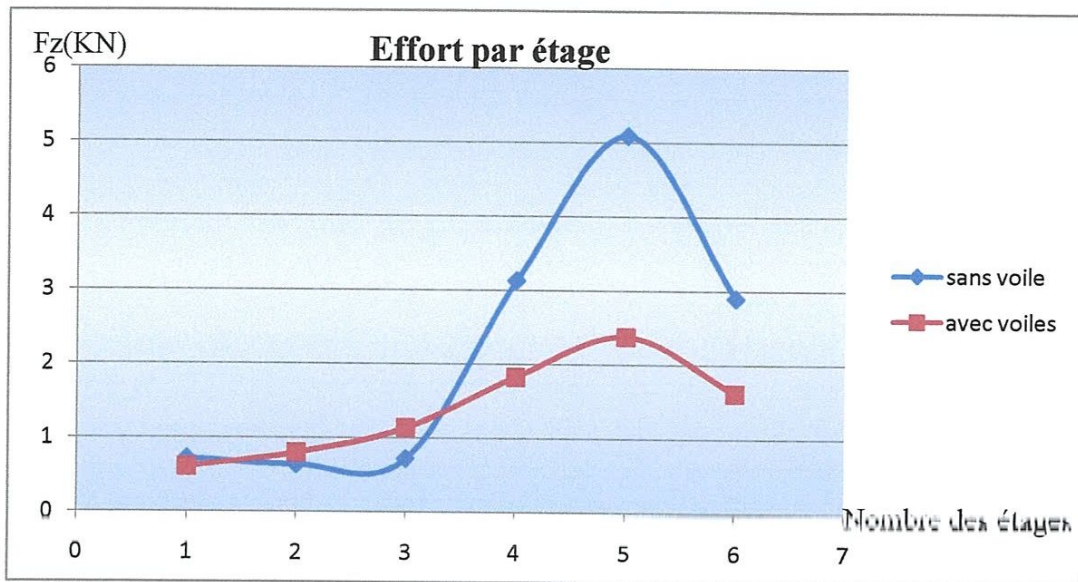


Figure V-33. diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.90m)

**Axe 3 :**

Etage :	sans voiles :	avec voiles :
1	0,58	0,48
2	0,56	0,56
3	0,68	0,89
4	2,56	1,66
5	4,26	2,06
6	2,55	1,37

Tableau V-8. effort tranchant par étage dans le portique 3



*Figure V-34. variation d'effort tranchant par rapport du nombre des étages  
( $R=5$ , portique3)*

#### ❖ Interprétation des courbes :

**Sans voiles :** On remarque que les efforts tranchants ( $F_z$ ) sont constants dans les trois premiers étages, après ils varient d'une façon croissante jusqu'à une certaine valeur (étage 5), enfin ils diminuent.

**Avec voiles :** on remarque une augmentation des efforts tranchants ( $F_z$ ) moins importante comparant à la première courbe (sans voiles); jusqu'à certain valeur (étage 5), après ils abaissent.

➤ 6voiles (R=4) :

V-4-5.Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey)

➤ Portique 3 :

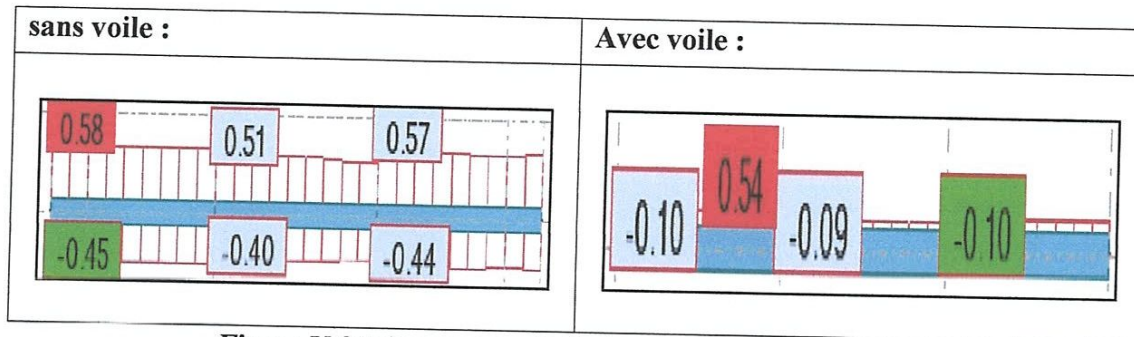


Figure V-35.diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)

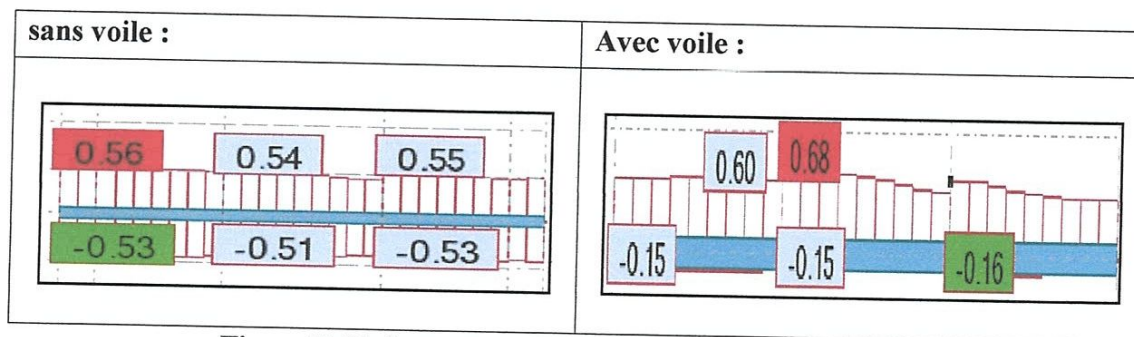


Figure V-36.diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)

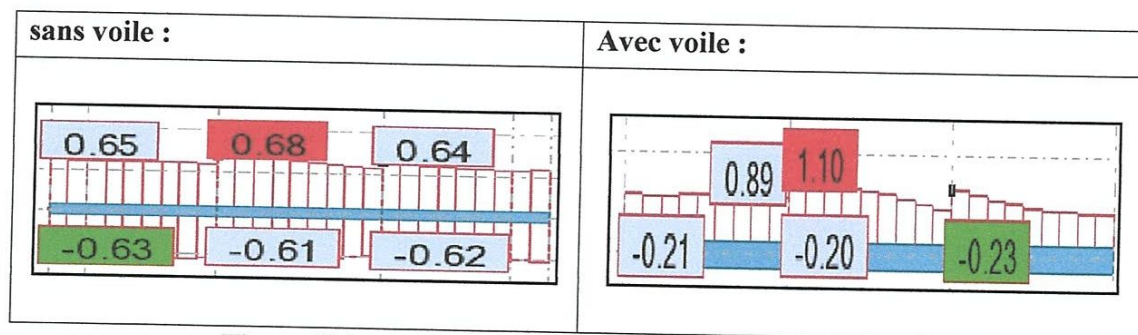


Figure V-37.diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)



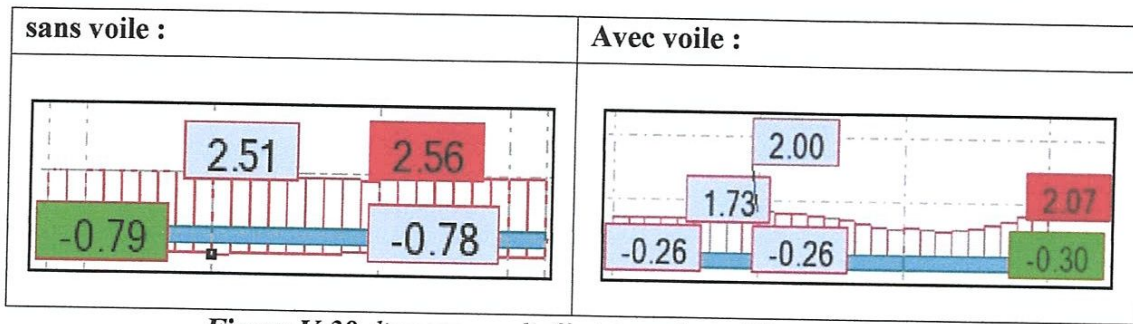


Figure V-38. diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)

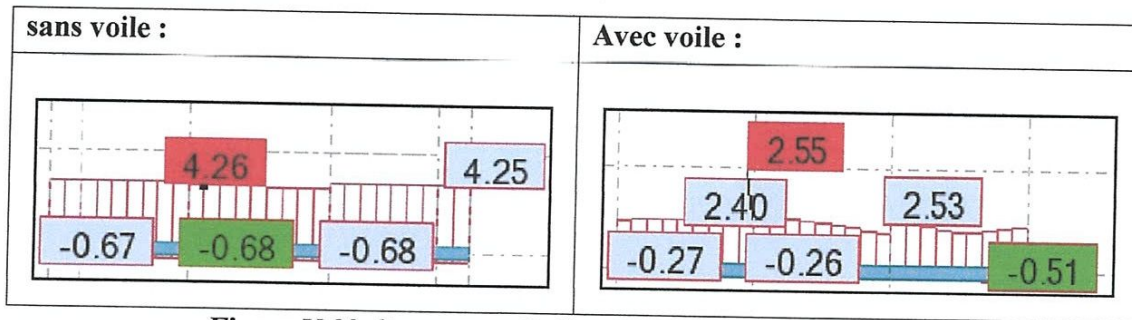


Figure V-39. diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)

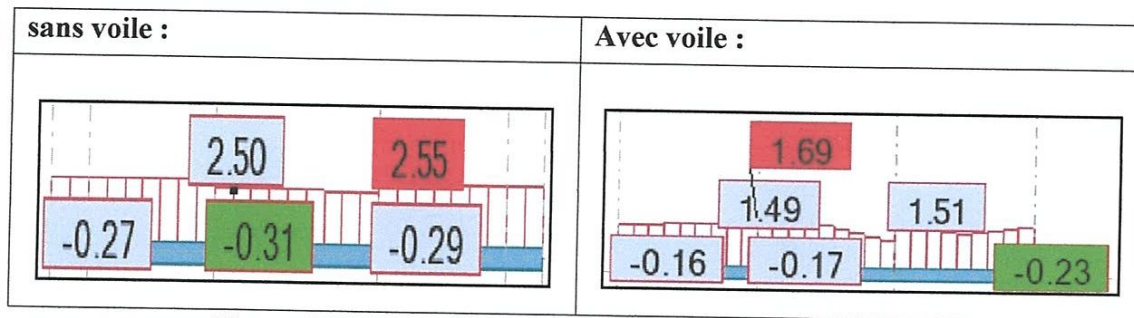
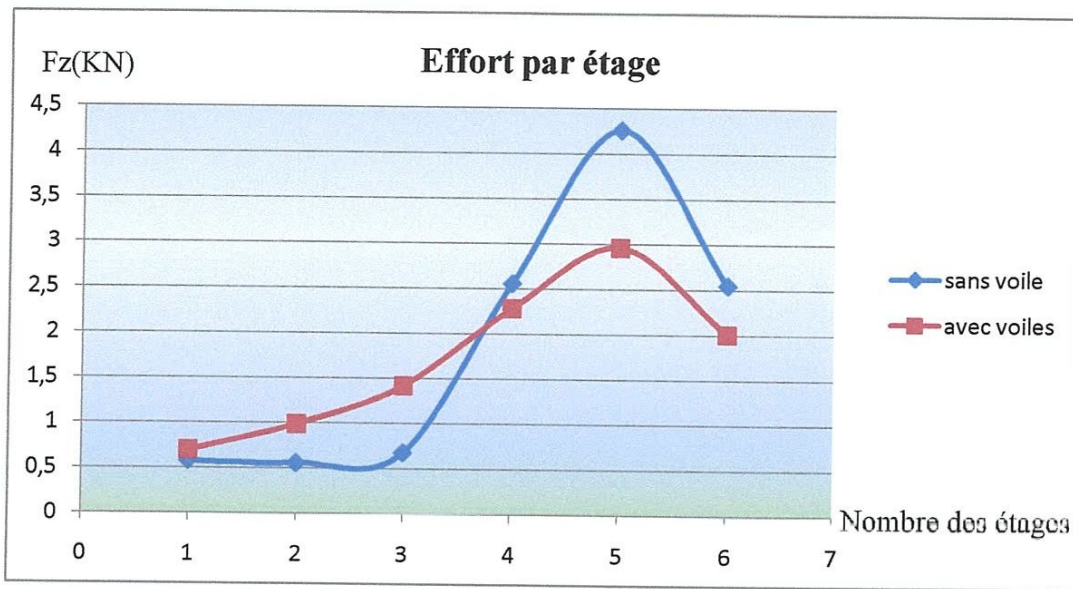


Figure V-40. diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.90m)

**Axe 3 :**

Etage :	sans voiles :	avec voiles :
1	0,58	0,54
2	0,56	0,68
3	0,68	1,1
4	2,56	2,07
5	4,26	2,55
6	2,55	1,69

Tableau V-9. effort tranchant par étage dans le portique 3



*Figure V-41. variation d'effort tranchant par rapport du nombre des étages  
( $R=4$ , portique3)*

#### ❖ Interprétation des courbes :

**Sans voiles :** On remarque que les efforts tranchants ( $F_z$ ) doivent constantes dans les trois premiers étages, après ils varient d'une façon croissante jusqu'à une certaine valeur (étage 5), enfin ils diminuent.

**Avec voiles :** on remarque une augmentation des efforts tranchants ( $F_z$ ) moins importante comparant à la première courbe (sans voiles); jusqu'à certain valeur (étage 5), après ils abaissent.

#### V-5. Etude parasismique :

##### V-5-1. Influence de la zone sismique : (zone III)

###### ➤ 4voiles( $R=4$ ) :

Maintenant, on doit changer la zone sismique (III) pour voir est ce que la zone sismique à une influence sur le coefficient de comportement ou non.



❖ **Vue d'ensemble :**

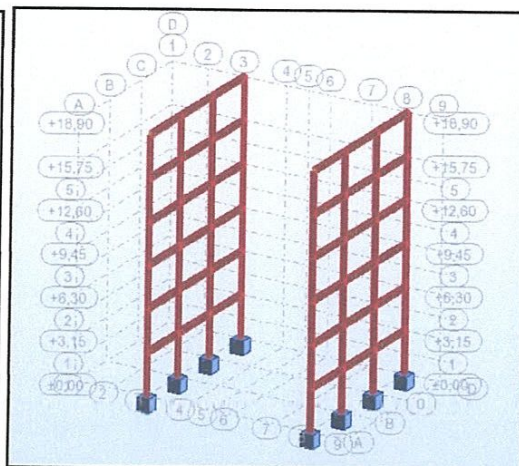
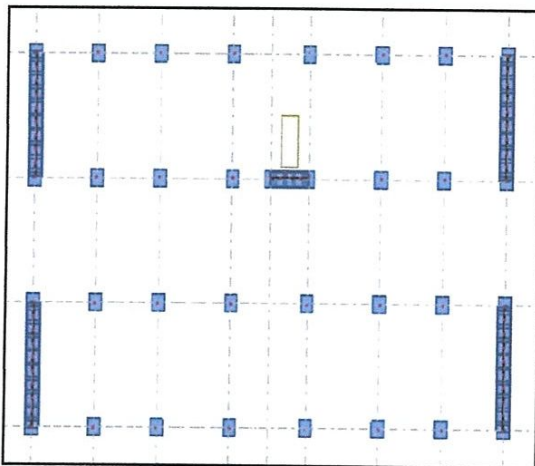


Figure V-42 .Vue en 2D de la structure

Figure V-43.vue des deux portiques

**V-5-1-1.Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey)**

➤ **Portique 3:**

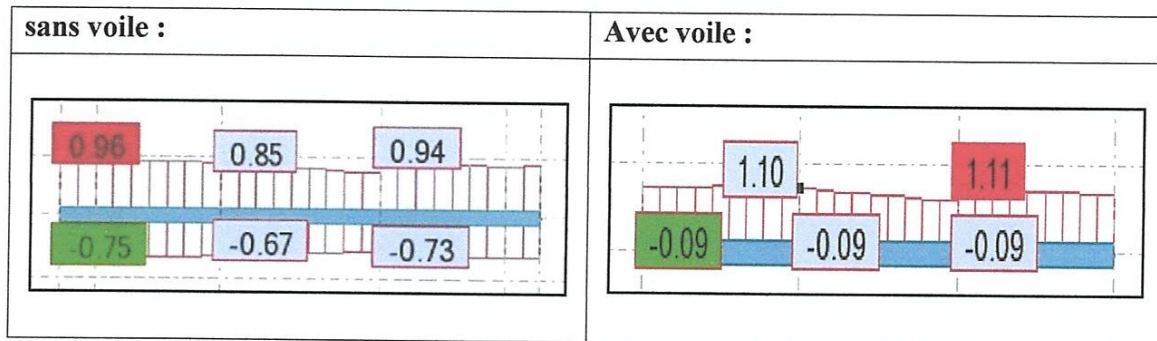


Figure V-44.diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)

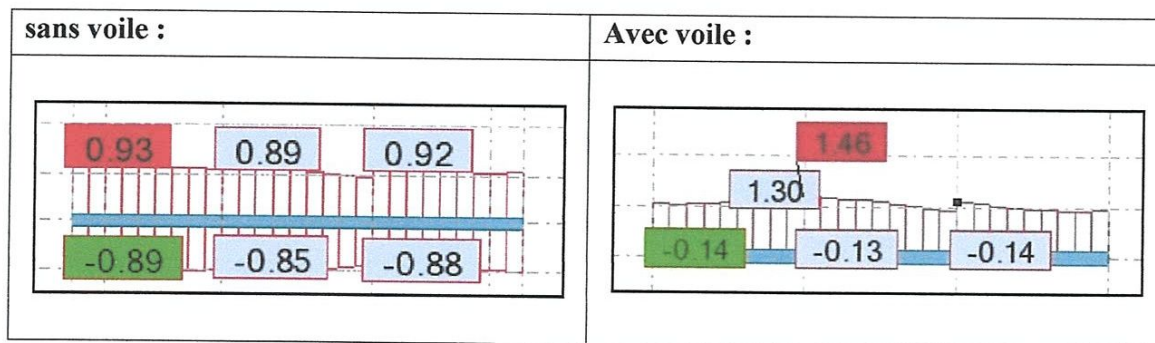


Figure V-45diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)



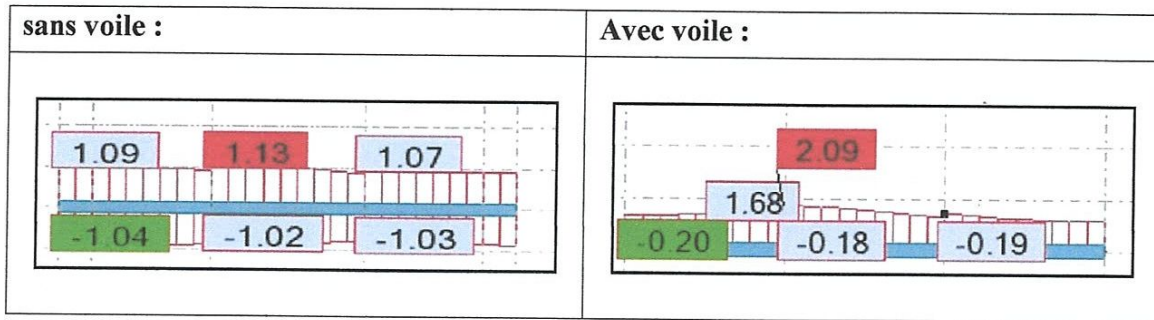


Figure V-46. diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)

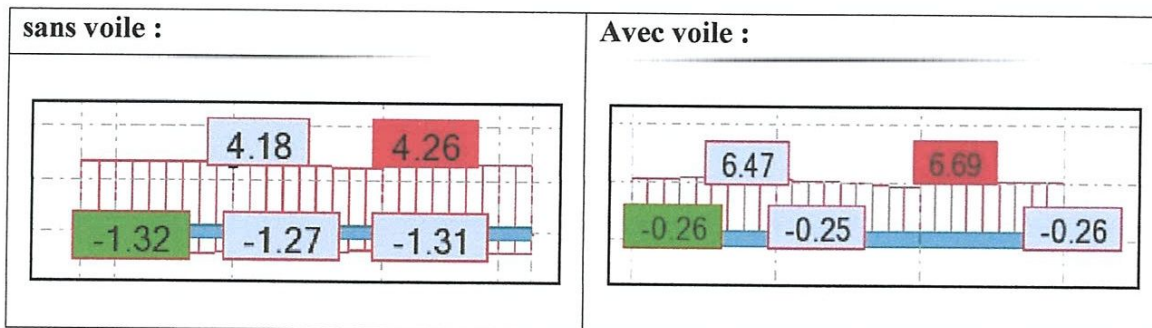


Figure V-47. diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)

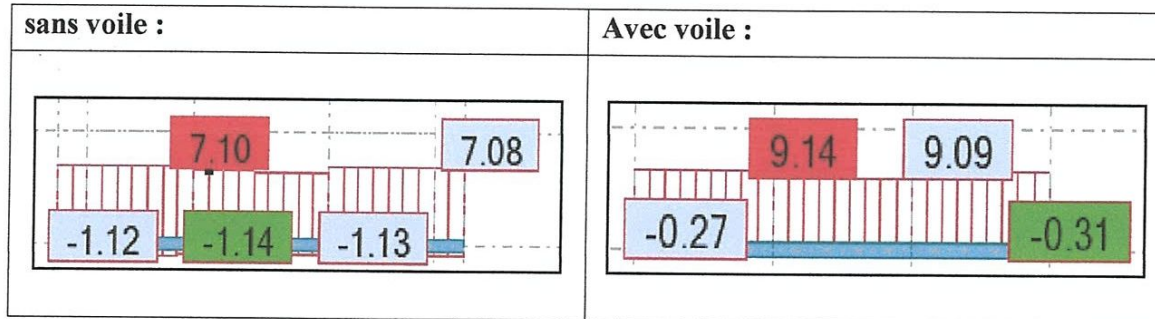


Figure V-48. diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)

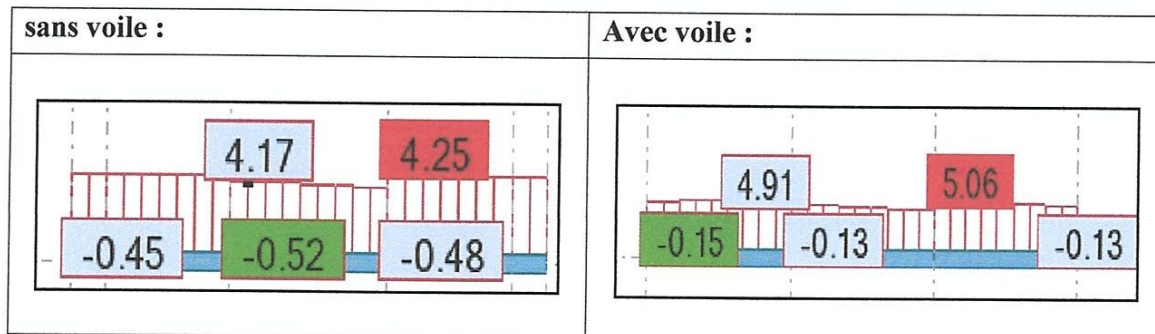


Figure V-49. diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.90m)

**Axe 3 :**

Etage :	sans voiles :	avec voiles :
1	0,96	1,11
2	0,93	1,46
3	1,13	2,09
4	4,26	6,69
5	7,1	9,14
6	4,25	5,06

Tableau V-10. effort tranchant par étage dans le portique 3

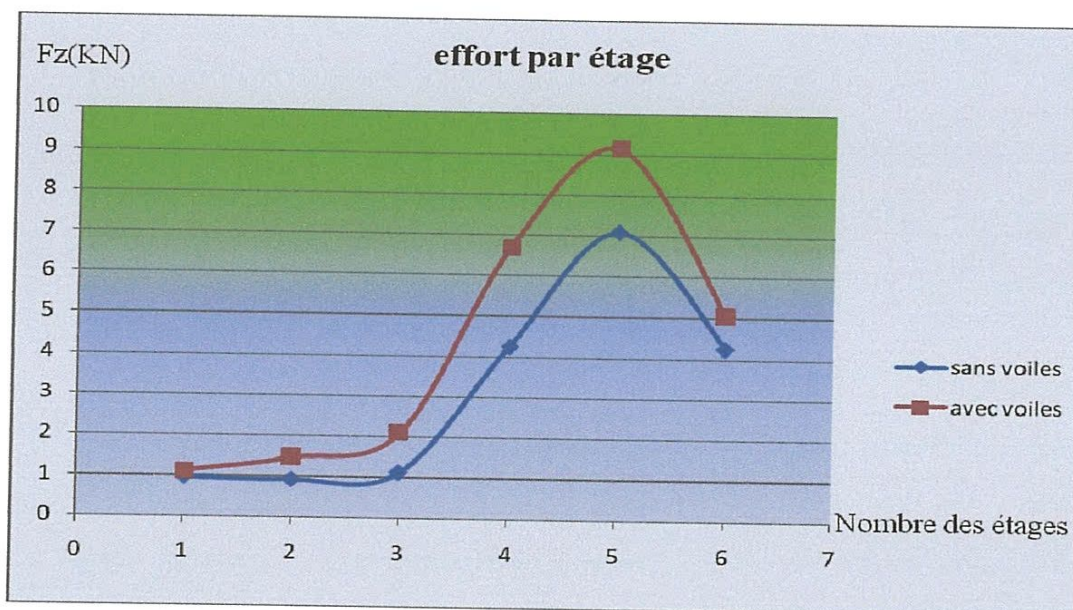


Figure V-50. variation d'effort tranchant par rapport du nombre des étages

( $R=4$ , portique 3)

❖ **Interprétation des courbes :**

On remarque que les efforts tranchants ( $F_z$ ) restent presque parallèles et constantes dans les trois premiers étages (dans les deux courbes), après ils varient d'une façon croissante jusqu'à une certaine valeur (étage 5), enfin ils diminuent.

➤ **6voiles( $R=5$ ) :**

**V-5-1-2. Effort tranchant FZ; Cas : 5 ( $E_y$ )**



➤ Portique 3:

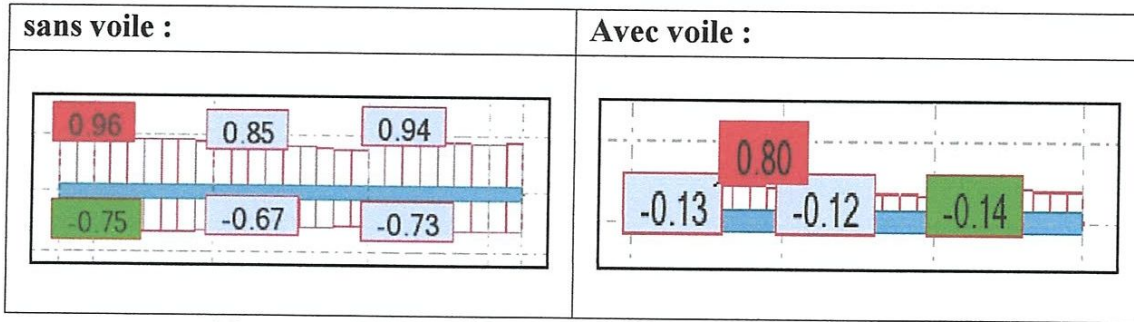


Figure V-51. diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)

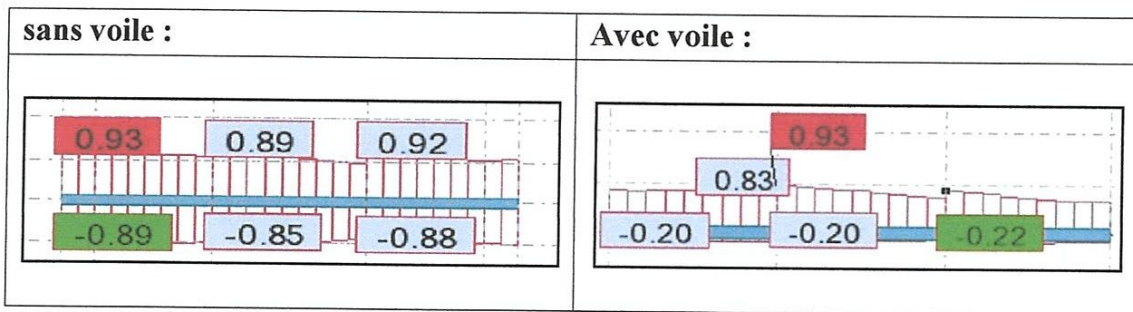


Figure V-52. diagramme d'effort tranchant (Niveau 6.30m)

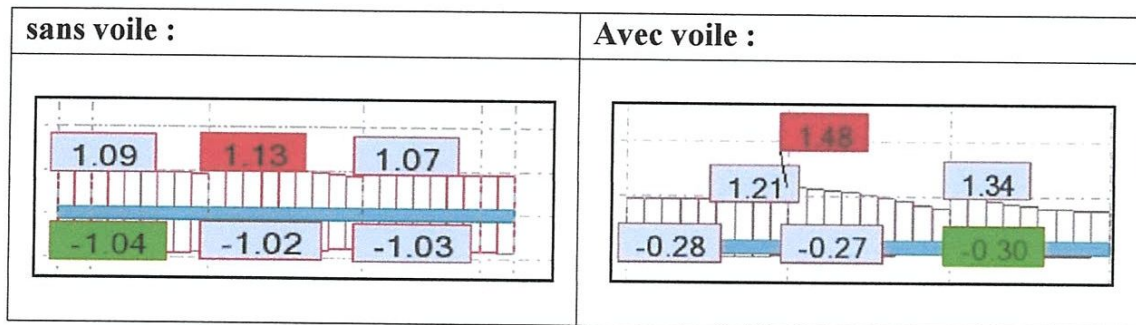


Figure V-53. diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)

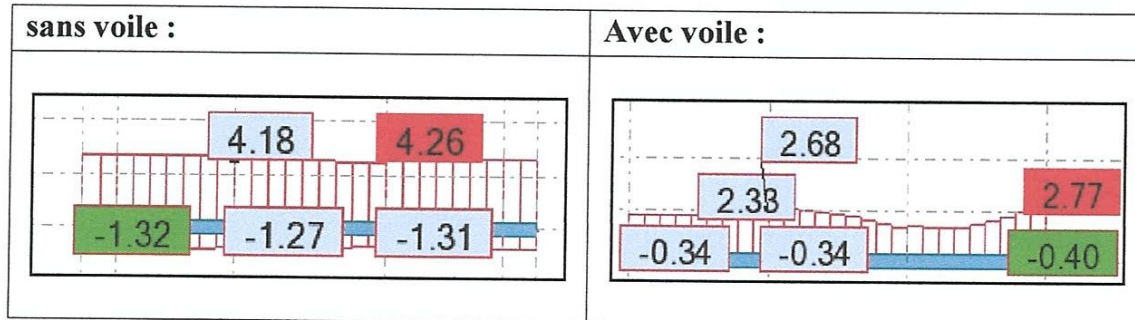


Figure V-54. diagramme d'effort tranchant (Niveau 12.60m)



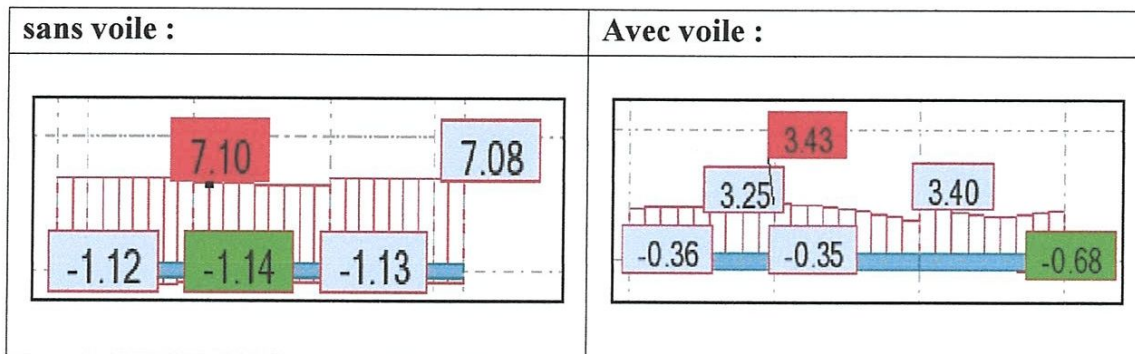


Figure V-55. diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)

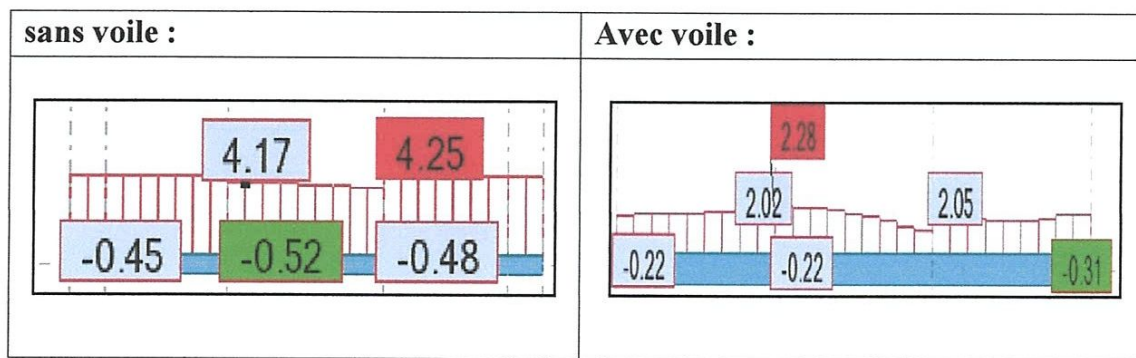
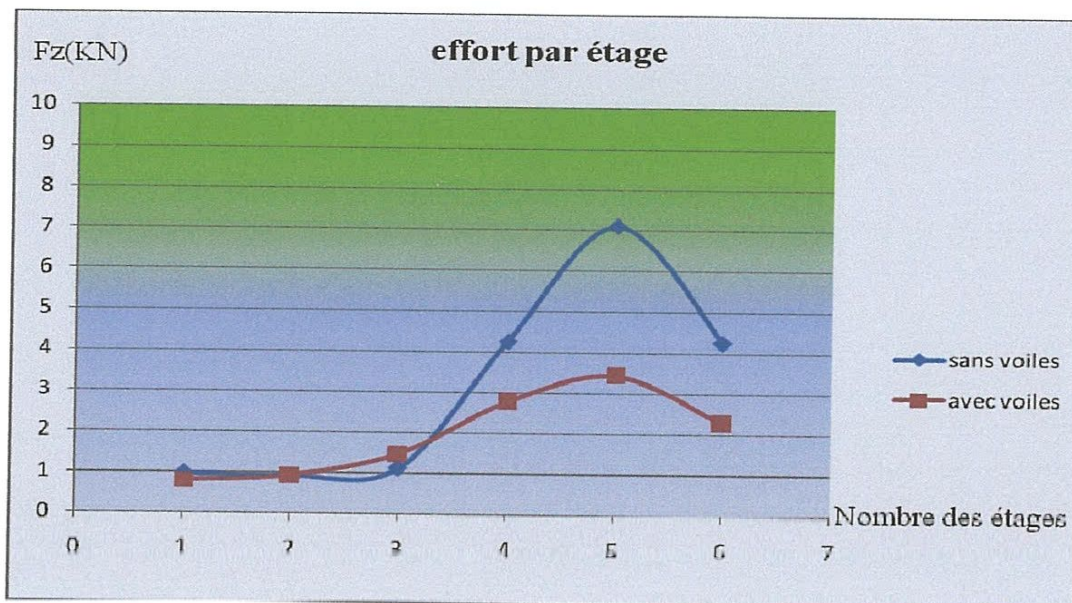


Figure V-56. diagramme d'effort tranchant (Niveau 18.90m)

**Axe 3 :**

Etage :	sans voiles :	avec voiles :
1	0,96	0,8
2	0,93	0,93
3	1,13	1,48
4	4,26	2,77
5	7,1	3,43
6	4,25	2,28

Tableau V-11. effort tranchant par étage dans le portique 3



*Figure V-57. variation d'effort tranchant par rapport du nombre des étages  
( $R=5$ , portique3)*

#### ❖ Interprétation des courbes :

**Sans voiles :** On remarque que les efforts tranchants ( $F_z$ ) doivent constantes dans les trois premiers étages, après ils varient d'une façon croissante jusqu'à une certaine valeur (étage 5), enfin ils diminuent.

**Avec voiles :** on remarque une augmentation des efforts tranchants ( $F_z$ ) moins importante comparant à la première courbe (sans voiles); jusqu'à certain valeur (étage 5), après ils abaissent.

#### V-5-2. Influence de la hauteur : R+10

Ici nous ajoutons cinq étages pour augmenter la hauteur de notre structure jusqu'à ce qu'elle dépasse les 33 m selon RPA99 version 2003.

Nous faisons varier, le coefficient de comportement on prend une fois  $R=4$ , et une autre fois  $R=5$ . La comparaison entre une augmentation et / ou une diminution des efforts tranchants par étage.

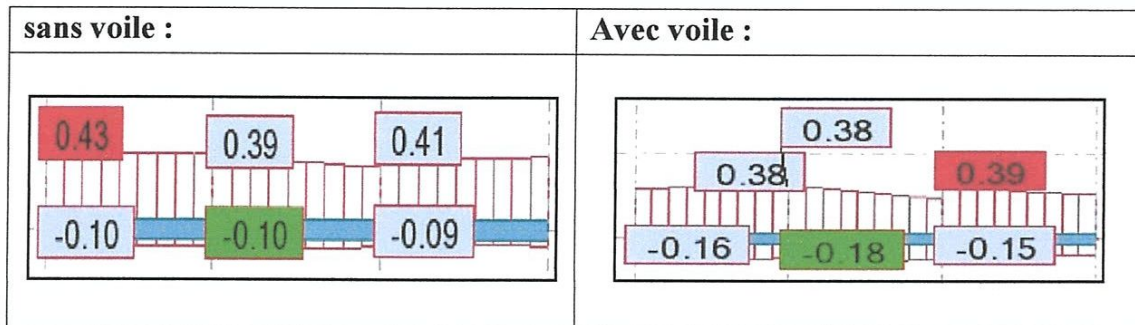


❖ **Exploitation du fichier résultat :**

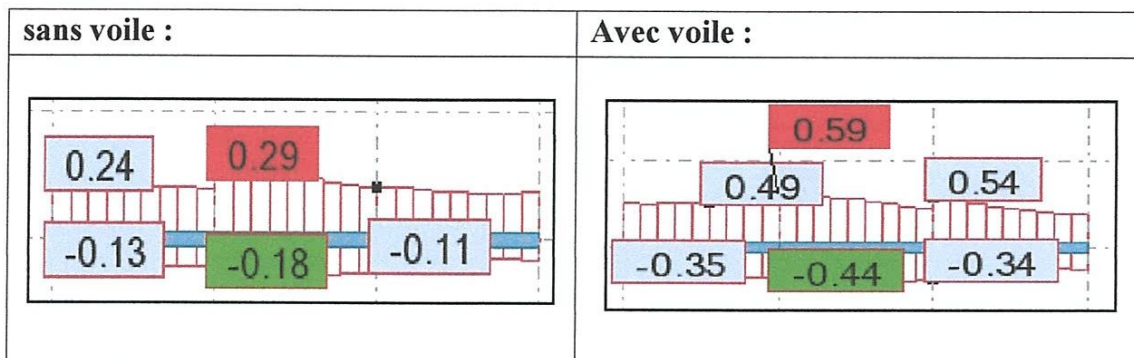
➤ **6voiles(R=5) :**

**V-5-2-1.Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey)**

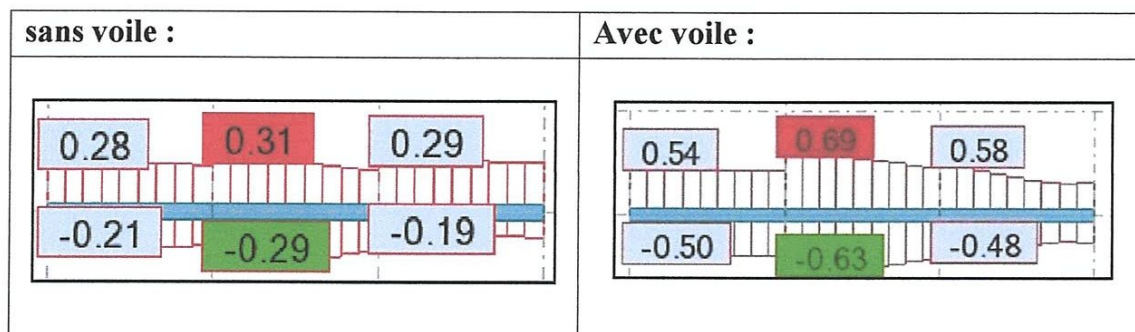
➤ **Portique 3:**



*Figure V-58.diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)*



*Figure V-59.diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)*



*Figure V-60.diagramme d'effort tranchant (Niveau 15.75m)*



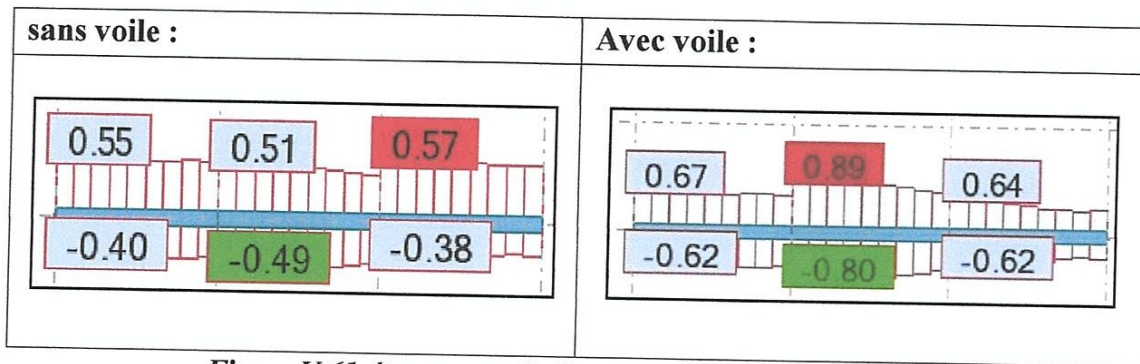


Figure V-61. diagramme d'effort tranchant (Niveau 22.05m)

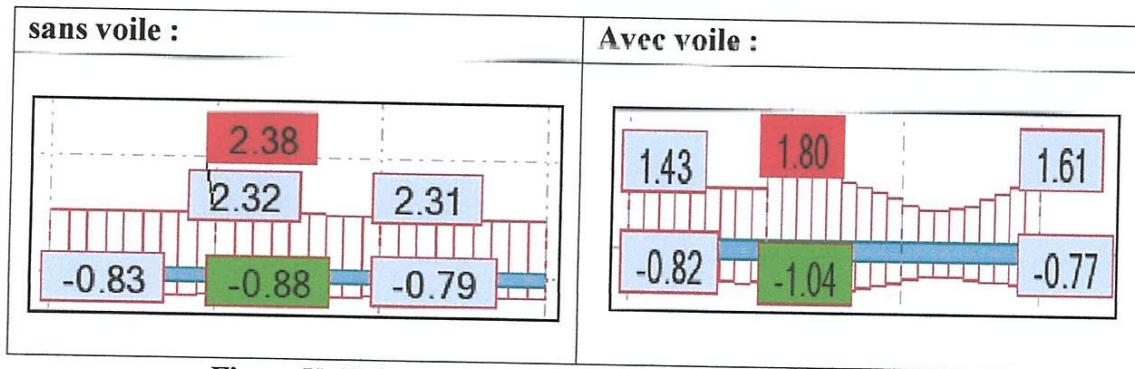


Figure V-62. diagramme d'effort tranchant (Niveau 28.35m)

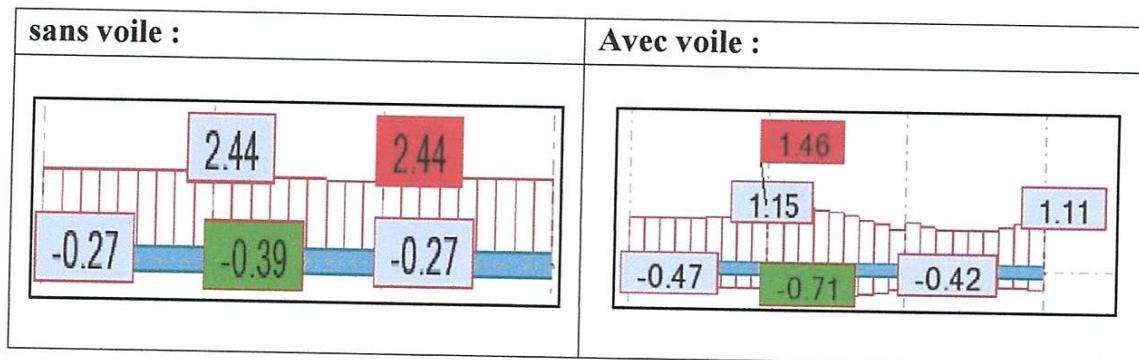
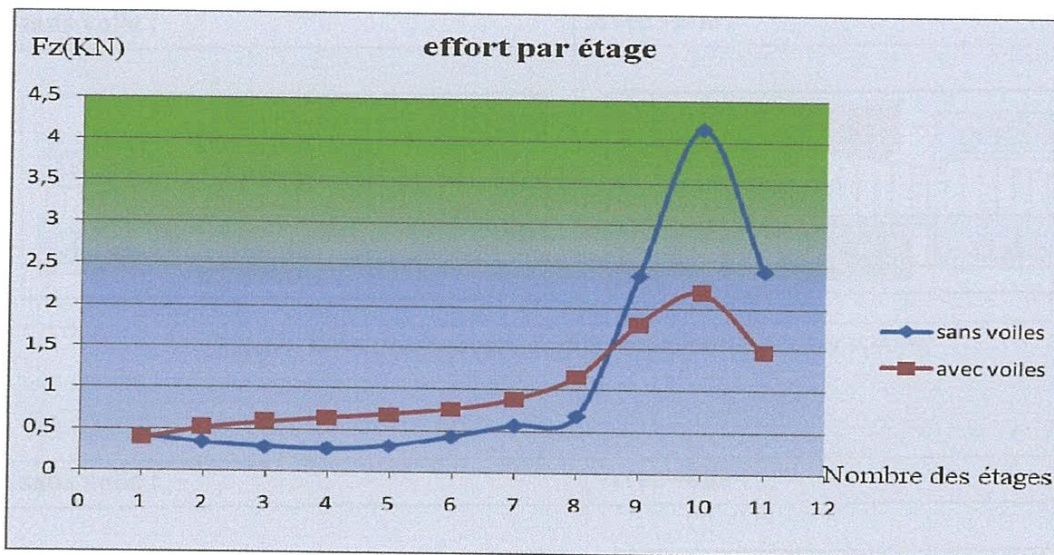


Figure V-63. diagramme d'effort tranchant (Niveau 34.60m)

**Axe 3 :**

Etage :	sans voiles :	avec voiles :
1	0,43	0,39
2	0,34	0,52
3	0,29	0,59
4	0,27	0,64
5	0,31	0,69
6	0,43	0,76
7	0,57	0,89
8	0,69	1,16
9	2,38	1,8
10	4,15	2,18
11	2,44	1,46

*Tableau V-12. effort tranchant par étage dans le portique 3*



*Figure V-64. variation d'effort tranchant par rapport du nombre des étages*

*(R=5, portique 8)*

❖ **Interprétation des courbes :**

On remarque que les efforts tranchants ( $F_z$ ) restent presque parallèles et constantes dans les huit premiers étages (dans les deux courbes), après ils varient d'une façon croissante jusqu'à une certaine valeur (étage 10), tel que cette augmentation est plus importante dans la structure sans voile. Enfin ils diminuent dans le dernier étage



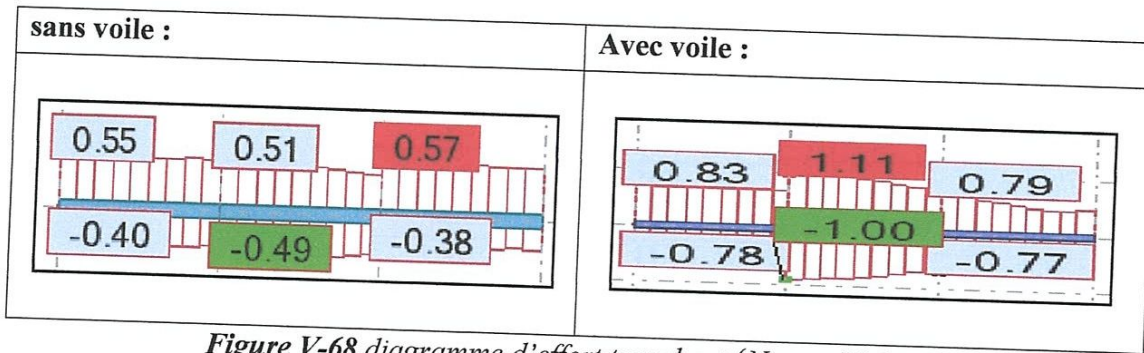


Figure V-68. diagramme d'effort tranchant (Niveau 22.05m)

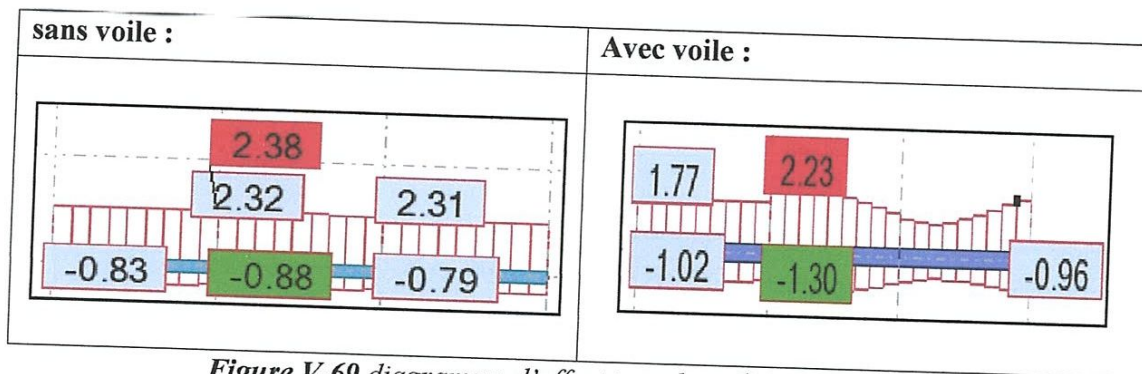


Figure V-69. diagramme d'effort tranchant (Niveau 28.35m)

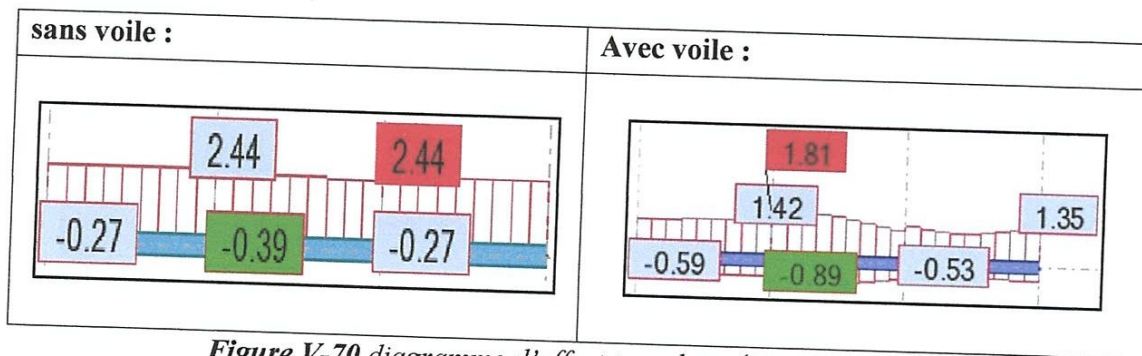


Figure V-70. diagramme d'effort tranchant (Niveau 34.65m)



croissante jusqu'à une certaine valeur (étage 10), tel que cette augmentation est plus importante dans la structure sans voile. Enfin ils diminuent dans le dernier étage.

**V-5-3.influence de la hauteur et la zone au même temps (R+10, zone III) :**

Ici on doit voir comment la zone et la hauteur influent sur le coefficient de comportement

➤ **6voiles(R=5) :**

**V-5-3-1.Effort tranchant FZ; Cas : 5 (Ey)**

✓ **Portique 3:**

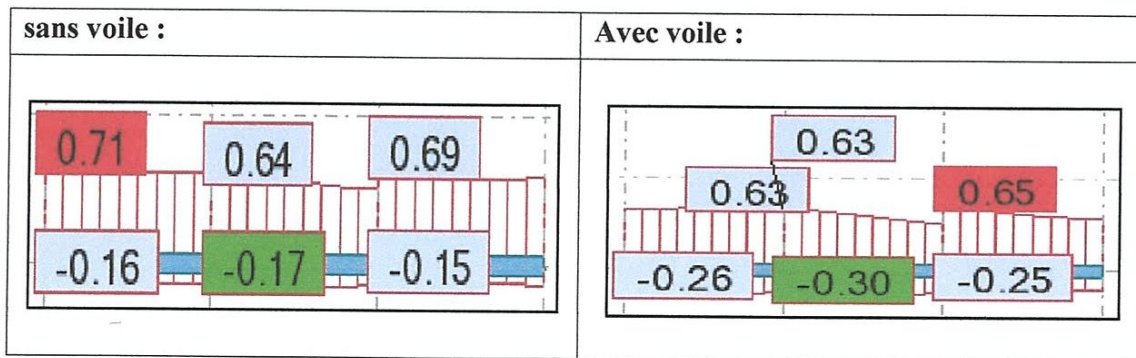


Figure V-72.diagramme d'effort tranchant (Niveau 3.15m)

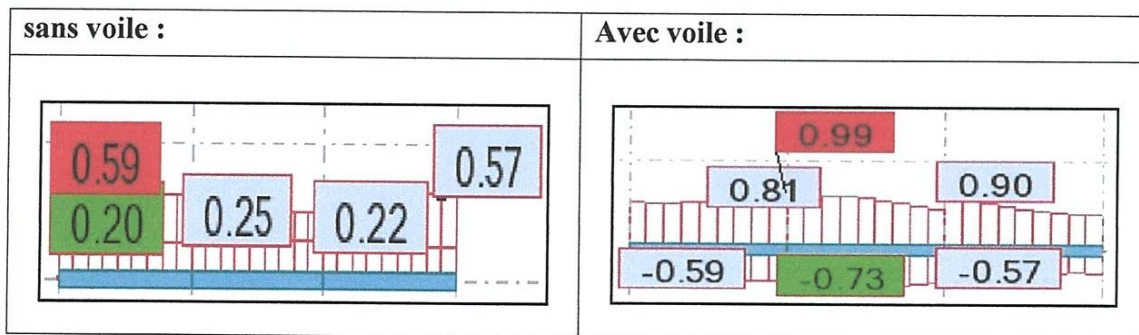


Figure V-73.diagramme d'effort tranchant (Niveau 9.45m)

Dans ce travail de fin d'études, on a essayé de comprendre quel coefficient de comportement, adopte-t-on pour des constructions en béton armé avec deux systèmes de contreventement (4a, 4b), et en se basant dans nos modélisations sur les catégories données par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 Version 2003).

Le calcul des efforts tranchants ont été effectués par éléments finis en utilisant le logiciel Robot Bat, qui permet de proposer la modélisation de structures construites dans des zones sismique. L'enjeu principal de cette série de modélisations réside dans le fait qu'il s'agit d'un problème souvent rencontré dans la phase de réalisation de ce type de projets.

Dans un premier temps, nous avons exposé brièvement la ductilité et leurs différents types. Ensuite, nous avons rappelé les différents types des systèmes de contreventements, ainsi le coefficient de comportement a été également présenté.

Ensuite, nous avons commencé par une comparaison qui sera faite entre l'application de l'action sismique à 100% pour une structure contreventée par voiles, et la même structure contreventée par portique avec 25% de l'action sismique.

Les résultats obtenus ont montrés clairement la distinction entre les différents systèmes de contreventement en fonction de la valeur adoptée du coefficient de comportement d'une part et l'influence de la hauteur de la construction et des zones sismiques d'autre part.

Il ressort de cette étude que la variation de ces paramètres dans des fourchettes de valeurs « raisonnables » a un effet tout à fait significatif sur le coefficient de comportement.

Finalement, à travers cette étude on pu conclure que :

Lorsqu'on a une structure de moins de 10 étage (ou 33 m) pour laquelle les voiles reprennent au plus 20% des charges verticales on prend  $R=4$ (système 4a) si on cherche l'économie, et  $R=5$ (système 4b) si on cherche la sécurité.

Les bâtiments concernés Avec ce dernier les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum en zone III .

# ***Liste bibliographique***



*Les sites internet*

[A]- [www.almohandiss.com](http://www.almohandiss.com)