

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



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

## *Thème*

*Incidence des voiles de contreventement en  
ailerons sur le comportement des bâtiments au  
séisme*

Réalisée par:

Mr. Mouloud LIANI

Mr. Abdelkader SAFER

Dirigé par :

Mr. R.BOUTEMEUR

Mr.A.AHMED-CHAOUCH

Promotion: Juin 2011

E.N.P- 10, Avenue Hessen Badi, 16200 El Harrach, Alger

## ملخص

-ان الهدف من هذا العمل هو دراسة تقنية لنظام التدعيم باعتماد عدة وضعيات للجدران المسلحة لمنشأة من الخرسانة المسلحة ذات 9 طوابق تقع في منطقة ذات نشاط زلزالي قوي, مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (اعمدة و عارضات + جدران) مسلحة تم التصميم وفقا لمعايير البناء المطبقة في الجزائر الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج الروبات 2011. على ضوء النتائج المحصل عليها اعطيت مقارنات و خلاصات و نصائح

**كلمات مفتاحية:** الجدران المسلحة, الخرسانة المسلحة, زلزال , دراسة ديناميكية

## Résumé

- Le but de ce travail est d'étudier le système technique, le renforcement de l'adoption de plusieurs positions des murs de l'établissement armées de béton armé avec 9 étages situé dans une zone d'activité sismique est forte, de construction résistant latentes par la consolidation du système (colonnes mixtes et poutres + murs) armés Conçu selon les critères la construction appliquée en Algérie dynamiques étude a été réalisée par le robot 2011. la lumière des résultats obtenus et les comparaisons ont été donnés des résumés et des conseils

**Mots-clés :** murs anti-explosion en béton, béton armé, tremblement de terre, l'étude de la dynamique

## Summary

- The goal of this work is to study the technical system, strengthening the adoption of several positions of the walls of the Armed facility of reinforced concrete with 9 floors located in an area of seismic activity is strong, resistant building unrealized by system consolidation (mixed columns and beams + walls) armed Designed according to the criteria construction applied in algeria dynamic study was carried out by the robot 2011. the light of the results obtained and comparisons were given summaries and tips

**Keywords:** concrete blast walls, reinforced concrete, earthquake, the study of dynamic

## ***Remerciement***

*Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous tenons aussi à remercier nos promoteurs M.BOUTEMEUR Ramadan et AHMED-CHAOUCH Ali pour leur suivi et leurs conseils durant l'évolution de ce travail.*

*Nos remerciements vont également :*

*A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très cher mère, mon très cher père, qui dieu leurs préserve  
longue vie et bonne santé*

*Mes frères : Mourad, Nabil, Noureddine*

*Mes sœurs : Ouahiba, Nassira*

*Ainsi qu'à toute ma famille et mes amis*

*Mouloud*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très cher mère, qui dieu leurs préserve longue vie et  
bonne santé.*

*Mon frère.*

*Mes sœurs.*

*Ainsi qu'à toute la famille SAFER et mes amis*

*Abdelkader*

## *Sommaire*

### ***Chapitre I* : INTRODUCTION GENERALE**

1. Introduction	01
2. Position du problème	03
3. Contenu de mémoire	04

### ***Chapitre II* : CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS**

1. Généralités	06
2. Nécessité et rôle des contreventements	06
3. Divers types de structures	07
4. Comportement et dimensionnement à la torsion	13
5. Contreventement horizontal au diaphragme	17

### ***Chapitre III* : MODE DE RUPTURE DE CHAQUE SYSTEME**

1. Introduction	21
2. Système portique auto-stable avec et sans remplissage en maçonnerie	21
3. Structures à portiques contreventés	25
4. Comportement d'une structure contreventée par portiques-voiles en B.A	26
5. Mode de rupture des voiles élancés	29
6. Mode de rupture des voiles courts	31

### ***Chapitre IV* : DISPOSITION CONVENABLE DES CONTREVENTEMENTS**

1. La disposition des éléments de contreventement	33
2. Superposition des contreventements	34
3. L'absence de contreventement longitudinal	35
4. Raideur de résistance à la torsion	35
5. Larguer des contreventements	36

6. Les étages flexibles	37
7. La rigidité de la structure	38
8. Stabilité des bâtiments en maçonnerie avec des voiles en B.A	38

### ***Chapitre V : PRESENTATION DE L'OUVRAGE***

1. Introduction	40
2. Présentation du l'ouvrage	40
3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	42
4. Actions et sollicitations	47

### ***Chapitre VI : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES***

1. Introduction	49
2. Pré dimensionnement des planches	49
3. Evaluation des charges et surcharges	51
4. Pré dimensionnement des poutres	53
5. pré dimensionnement des poteaux	54
6. Pré dimensionnement des voiles	60

### ***Chapitre VII : LES PLANCHERS***

1. Introduction	61
2. Calcul des poutrelles	61
3. Ferrailage des poutrelles	66
4. Ferrailage de la dalle de compression	70

### ***Chapitre VIII : ETUDE DYNAMIQUE***

1. Introduction	72
2. Méthode de calcul	73
3. Nombre de modes à considérer	74
4. Combinaison de la réponse de calcul	74

5. Spectre de réponse de calcul	77
6. Modélisation de la structure	78
7. Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique	79
8. Analyse dynamique des structures projetées	79
9. Comparaison et interprétation des résultats	80

### ***Chapitre IX : FERRAIGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX***

1. Introduction	115
2. Ferrailage des poteaux	115
3. Ferrailage des poutres	122
4. Ferrailage des voiles	126

### ***Chapitre X : CONCLUSION ET RECOMMANDATIOS***

Conclusion et recommandations	136
-------------------------------	-----

### **Liste des tableaux**

<b>Tableau VI.1</b> Charge permanente due aux planchers terrasse	51
<b>Tableau VI.2</b> Charge permanente due aux planchers courant	52
<b>Tableau VI.3</b> Charge permanente due aux balcons	52
<b>Tableau VI.4</b> Charge permanente du mur en double cloison	53
<b>Tableau VI.5</b> Dimensions des poutres	54
<b>Tableau VI.6</b> Règle de dégression adopté	56
<b>Tableau VI.7</b> Évaluation de $G$ à chaque niveau	58
<b>Tableau VI.8</b> Calcul des sections des poteaux à chaque niveau	59
<b>Tableau VI.9</b> Vérification de l'effort normal réduit	60
<b>Tableau VII.1</b> Charges supporté par Les poutrelles	66
<b>Tableau IX.1</b> Efforts internes à l'ELU (Situation durable)	117
<b>Tableau IX.2</b> Efforts internes sous $G+Q\pm E$ (situation accidentelle)	118
<b>Tableau IX.3</b> Efforts internes sous $0.8G\pm E$ (situation accidentelle)	118
<b>Tableau IX.4</b> Efforts internes à l'ELU (Situation durable)	118
<b>Tableau IX.5</b> Efforts internes sous $G+Q\pm E$ (situation accidentelle)	119
<b>Tableau IX.6</b> Efforts internes sous $0.8G\pm E$ (situation accidentelle)	119
<b>Tableau IX.7</b> Les résultats de ferrailage des poteaux adhérents et non adhérents au voile	119
<b>Tableau IX.8</b> Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux	120
<b>Tableau IX.9</b> Les résultats de ferrailage transversal des poteaux	122
<b>Tableau IX.10</b> Ferrailage des poutres	124
<b>Tableau IX.11</b> Ferrailage des poutres secondaire et des poutres principales de rives	124



## **LISTE DES FIGURES**

<b>Figure I.1</b> Séisme de BOUMERDES, Algérie2003	01
<b>Figure I.2</b> Ossature contreventée par voile en béton armé	02
<b>Figure I.3</b> Ossature contreventée par portique avec remplissage rigide en maçonnerie	02
<b>Figure I.4</b> Structure construite en zone III selon les recommandations de RPA 99/V2003	04
<b>Figure II.1</b> Bâtiment Contreventé par des voiles en ailerons	07
<b>Figure II.2</b> Ossature par portiques	09
<b>Figure II.3</b> portique auto stable en béton armé avec /sans remplissage	10
<b>Figure II.4</b> Structure uniquement à murs à murs porteurs	10
<b>Figure II.5</b> Ossatures par refends linéaire	11
<b>Figure II.6</b> structures mixtes avec des voiles porteurs couplés à des portiques	11
<b>Figure II.7</b> structures à noyau central	13
<b>Figure II.8</b> Dommages dus à la torsion. Séisme de boumerdés, Algérie2003	16
<b>Figure II.9</b> Principe de fonctionnement du contreventement horizontal	18
<b>Figure II.10</b> Le rôle de diaphragme pour raidir le niveau	19
<b>Figure II.11</b> Transmission des charges horizontales au niveau	19
<b>Figure II.12</b> Mauvais comportement des dalles alvéolées sous séisme	20
<b>Figure III.1</b> la rigidité poteaux /poutres	22
<b>Figure III.2</b> Rupture par formation des rotules plastiques au niveau des poteaux	23
<b>Figure III.3</b> La fameuse fissure en X ; Séisme de BOUMERDES21/mai/2003	24
<b>Figure III.4</b> : destruction des poteaux à cause du fonctionnement en «< poteau-court >>	24

<b>Figure III.5</b> <i>Présence d'un vide sanitaire</i>	25
<b>Figure III.6</b> <i>Répartition des charges verticales</i>	26
<b>Figure III.7</b> <i>Courbes d'hystérésis d'essais dynamiques sur un refend en béton armé</i>	28
<b>Figure III.8</b> <i>Courbes d'hystérésis d'essais statiques-cycliques sur un voile en béton armé</i>	29
<b>Figure III.9</b> <i>mode de rupture des voiles élancés</i>	31
<b>Figure III.10</b> <i>mode de rupture des voiles courts</i>	32
<b>Figure IV.1</b> <i>Différentes dispositions des éléments de contreventement</i>	34
<b>Figure IV.2</b> <i>Situations à éviter pour les éléments contreventements</i>	34
<b>Figure IV.3</b> <i>Dommmages due à l'absence de contreventement longitudinal</i>	35
<b>Figure IV.4</b> : <i>Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal</i>	36
<b>Figure IV.5</b> <i>Influence de la largeur des éléments de contreventement sur la résistance à la torsion</i>	37
<b>Figure IV.6</b> <i>Niveaux flexibles</i>	37
<b>Figure IV.7</b> <i>Stabiliser les bâtiments en maçonnerie avec des voiles en béton armé</i>	39
<b>Figure V.1</b> <i>vue en 3D d'un modèle de structure</i>	41
<b>Figure V.2</b> <i>Vue en plan d'un modèle de structure</i>	41
<b>Figure V.3</b> <i>façade principale d'un modèle de structure</i>	42
<b>Figure V.4</b> <i>la loi de comportement du béton</i>	45
<b>Figure V.6</b> <i>loi de comportement de l'acier</i>	47
<b>Figure VII.1</b> <i>Coupe transversale de la poutrelle</i>	61
<b>Figure VII.2</b> <i>Schéma des charges réparties sur une poutrelle</i>	62
<b>Figure VII.3</b> <i>Schéma de la partie de la dalle de compression qui revient à la poutrelle</i>	66
<b>Figure VII.4</b> <i>Schéma de ferrailage des poutrelles</i>	67
<b>Figure VII.5</b> <i>Disposition constructive des armatures de la dalle de compression</i>	71

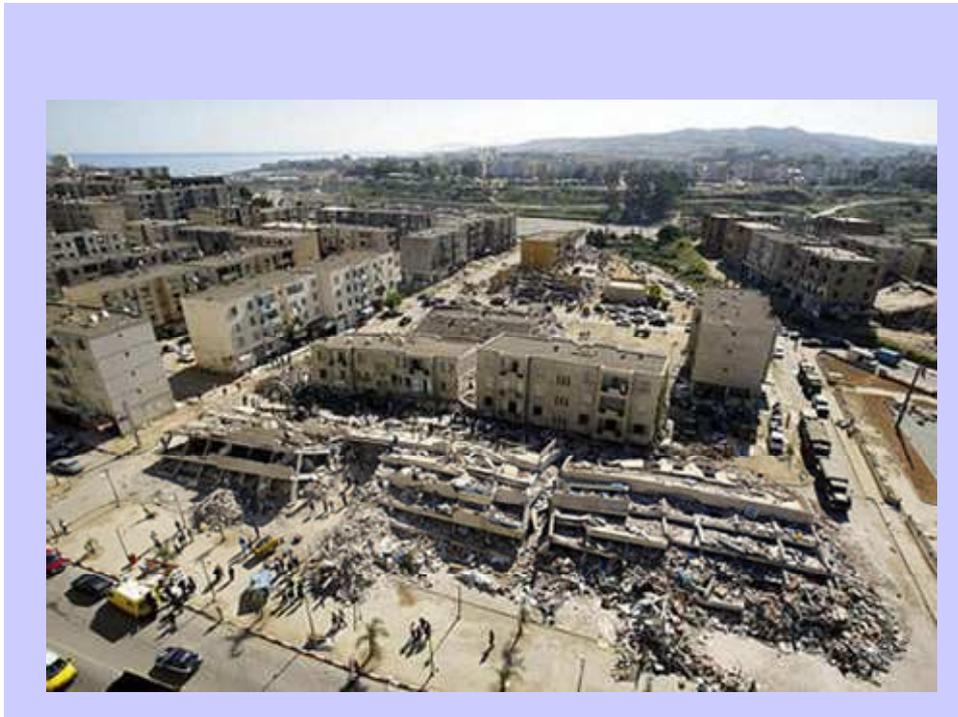
<i>Figure VIII.1 Spectre de réponse du RPA 99/ version 2003</i>	78
<i>Figure IX.1 Schéma d'une maille de voile</i>	129
<i>Figure IX.2 Schéma des contraintes développées dans un voile</i>	130

## *Introduction générale*

### **1. Introduction**

Les risques naturels sont à l'origine de situations socio - économiques coûteuses et quelquefois graves en termes de nombre de victimes et de blessés. Dans la famille des risques naturels les séismes occupent un problème d'actualité provoquant assez systématiquement des dégâts dans les ouvrages de génie civil (bâtiments, ponts, centrales nucléaires, barrages...)

C'est la raison pour laquelle la prévention et la connaissance du comportement de ces ouvrages sont indispensables.



*Figure I.1 Séisme de BOUMERDES, Algérie 2003*

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Dans le passé, les structures relativement flexibles à la base de portiques ou des cadres étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, du au fait qu'elles attirent, généralement, des forces sismiques moins intenses. Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages

consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux. De plus les grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à portiques contreventés par des voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle (voiles) d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par apport aux constructions à cadre ou portique (structures auto stables) :

- grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux (particulièrement pour les bâtiments pas très hauts) permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.



**Figure 1.2** Ossature contreventée par voile en béton armé



**Figure 1.3** Ossature contreventée par portique remplissage en maçonnerie rigide

L'utilisation du système constructif à portiques contreventés par voiles peut apporter aussi des avantages économiques :

- La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.

L'objectif global du projet d'une ossature parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique.

Le risque du au séisme est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée de la construction.

## **2. Position du problème**

Pour améliorer le comportement des bâtiments contre les séismes en prenant des mesures adéquates sur la conception ainsi que le dimensionnement.

Pour atteindre cet objectif, nous avons tenté de répondre à cette épineuse question :  
Comment peut-on concevoir et dimensionner une construction pour se comporter "Convenablement" à un séisme?

Après le séisme de BOUMERDES 21 mai 2003 et devant les dégâts importants causés aux habitants, édifices, infrastructures...etc. Les autorités chargées de ce secteur névralgique ont ordonné la révision du RPA 99 pour prendre en compte les leçons tirées de cet évènement. Dans le RPA 99 les wilayas classées en zone III sont : CHLEF, AIN DEFLA et TIPAZA. Cette classification a été modifiée dans la version du 2003 qui a définie presque toute la cote algérienne comme zone de forte sismicité (zone III).

Avec le système de contreventement en portique auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide le bâtiment ne doit pas dépasser deux (02) niveaux ou huit (08) mètre en zone III ; sinon nous devons rajouter des voiles, qui sont des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent généralement une grande rigidité et résistance dans leur plan vis-à-vis des forces horizontales.

Dans cette étude, nous nous intéressons particulièrement aux ouvrages ayant comme principaux éléments de contreventement des voiles en béton armé de largeur variable et disposé aux ailerons du bâtiment.

Dont l'objectif général est d'aboutir à une technique de Modélisation qui puisse contribuer à :

- **Comprendre les phénomènes et les mécanismes de fonctionnement des différents types de voiles en béton armé sous une sollicitation sismique.**
- **Améliorer et développer les codes de constructions.**
- **évaluer la sécurité des bâtiments à portiques contreventés par des voiles en béton armé.**



*Fig I.4 Structure construite en zone III selon les recommandations de RPA 99/V2003*

### **3 .Contenu de mémoire**

Dans le présent projet, on se propose de voir l'effet de la variation de la largeur, donc les conditions de rigidité des éléments de contreventement sur le comportement des structures à portiques contreventées par voiles en béton armé disposés en ailerons.

Pour mener à bien notre étude, nous proposons de suivre les étapes de travail suivantes :

-La première partie sera consacrée à une recherche bibliographique dans laquelle nous allons exposer des définitions, des généralités et tout ce qui peut conduire à la bonne compréhension de notre étude.

-La deuxième étape portera sur la présentation complète de l'ouvrage étudié, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.

-La troisième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

-La quatrième étape sera le dimensionnement des poutrelles et le ferrailage de la dalle de compression.

-La cinquième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et faire le choix de la méthode de calcul adoptée. La modélisation de la structure sera faite en 3D par le logiciel de calcul Concrète Building Structure (CBS 2011).

-La sixième étape portera sur la comparaison du comportement des différentes structures étudiées, en calculant le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

-La dernière étape sera une conclusion générale avec une comparaison entre les recommandations déduites de ce travail et celles du RPA 99/version 2003.

## ***Contreventement des bâtiments***

### **1. Généralités**

#### **Qu'appelle-t-on contreventement ?**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séismes,...), on distingue deux types de structures :

- **structures auto-stables** qui, de par leur conception vis-à-vis des charges gravitaires, sont stables également sous l'action des charges horizontales. C'est par exemple le cas des constructions comportant des portiques dans les deux directions principales, ainsi que celui des structures dites « spatiales » ou « Tridimensionnelles » (coques, treillis 3D, structures gonflées,..... etc.).
- **structures contreventées** qui comportent un ensemble d'éléments de construction appelé contreventement, dans le but d'assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

### **2. Nécessité et rôle de contreventement**

Le système de contreventement est constitué de l'ensemble des éléments structurels participant de façon non négligeable au transfert des actions horizontales créées du fait du mouvement sismique, par effet inertiel dans l'ouvrage. Les accélérations sismiques sont appliquées à toutes les masses présentes dans l'ouvrage, qu'elles soient ou non associées à des éléments structurels, et les actions sismiques sont donc en général réparties dans l'ouvrage. Elles doivent être transmises de leur point d'application aux fondations, ce qui implique des résistances locales des éléments, y compris les éléments non structuraux, et la résistance principale des éléments de contreventement, qui concentrent les efforts pour les transmettre aux fondations. Ces cheminements d'efforts doivent être analysés et les points faibles mis en évidence pour établir la cohérence de l'ensemble pour un niveau d'action donné.

S'il est nettement préférable que les éléments de contreventement soient continus du haut en bas de l'ouvrage, cela n'est pas une nécessité absolue si des éléments horizontaux (en général des planchers) sont capables de reporter les efforts d'un élément vertical à un autre quand on passe d'un niveau à un autre. Ainsi, même si les éléments verticaux sont continus, les éléments horizontaux jouent un rôle très important dans le contreventement car ils permettent de répartir les efforts entre les éléments verticaux, notamment pour palier la défaillance de l'un d'entre eux. Il y a lieu de s'assurer de la continuité des éléments entre eux,

c'est à dire de leur capacité à transmettre les efforts impliqués dans leur rôle de contreventement.

On peut donc résumer le rôle des contreventements comme suit :

- D'assurer la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales (celle des structures auto-stables étant assurée intrinsèquement), donc de transmettre ces charges jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments :

- Diaphragmes (contreventement horizontal) ;
- Éléments verticaux de contreventement.

Voiles en béton armé disposés  
en ailerons des structures



*Figure II.1 Bâtiment Contreventé par des voiles en ailerons*

### **3. Divers types de structures**

L'ossature a pour rôle d'assurer la stabilité d'ensemble, ainsi que la transmission de toutes les actions agissant sur l'ouvrage, depuis leur point d'application jusqu'au sol, Par

l'intermédiaire des fondations. De ce fait, elle comporte des éléments résistants Dans les trois directions de l'espace :

- Verticalement par les poteaux et les voiles.
- Horizontalement, les poutres transversales et les poutres longitudinales.

La stabilité de la structure peut être assurée de différentes manières en fonction de la destination de la construction. On distingue deux catégories :

- Les bâtiments à usage d'habitation ou de bureaux.
- Les bâtiments industriels.

Tout projet de construction commence, avant tout calcul, par la définition de la disposition d'ensemble de l'ossature en fonction de la destination de l'ouvrage, quitte Par la suite à modifier en partie ces dispositions, en particulier leur dimensionnement estimé à priori au départ.

Les ossatures de bâtiments sont de plusieurs types :

- les ossatures par portiques.
- les ossatures par refends linéaires : transversaux, longitudinaux, ou encore dans les deux directions.
- les ossatures mixtes : refends plus portiques.
- les ossatures à noyau central.
- les ossatures à noyau central et façades porteuses.

Autrefois, la stabilité des bâtiments aux séismes (ou au vent) ne posait pas de Problème. Elle était assurée par le poids de la construction (murs porteurs épais, murs à cheminée, planchers lourds) et par la présence de refends transversaux et Longitudinaux.

Actuellement, il n'en est plus de même, les charges permanentes des constructions Sont considérablement réduites et surtout on ne prévoit plus toujours des refends Longitudinaux et transversaux.

Dans le cas des constructions du type à refends transversaux porteurs, la stabilité transversale est souvent assurée de façon satisfaisante par les refends et les murs Pignon. Il n'en ait pas de même de la stabilité longitudinale qui est souvent assurée par les seules cloisons constituant les cages d'escalier.

Dans d'autres bâtiments, il n'existe plus de refends, les cloisons qui remplacent ces Murs peuvent, dans une certaine mesure intervenir dans la stabilité longitudinale et Transversale des constructions, mais elles sont elles mêmes de plus en plus légères, Souvent percées de baies et

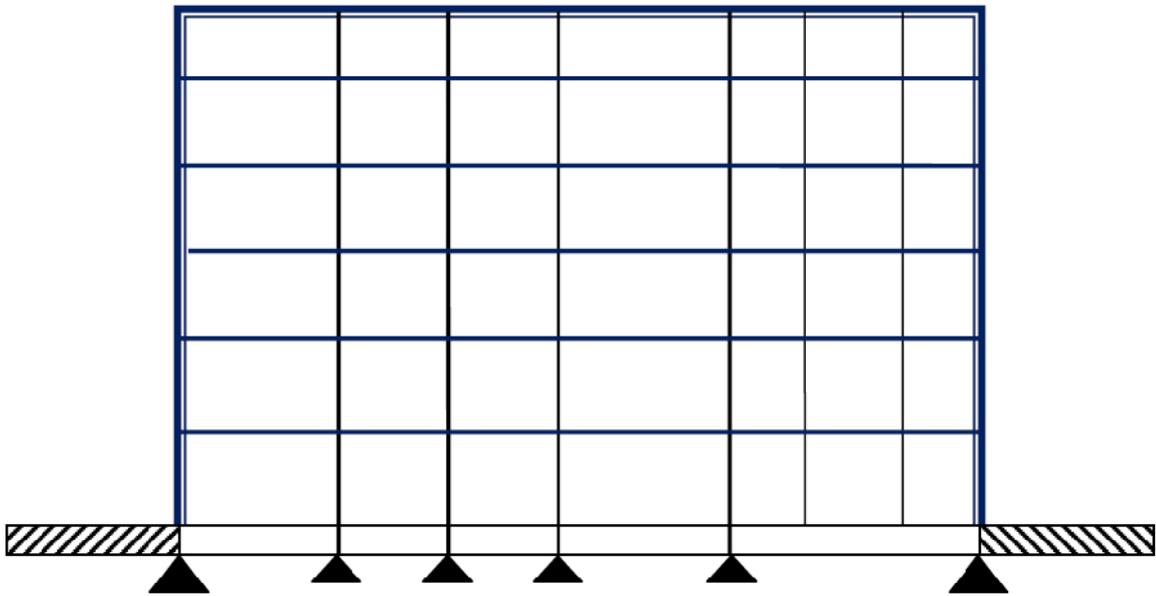
ne sont pas toujours placées dans les plans verticaux des files de poteaux. Le contreventement des bâtiments est donc un problème délicat à traiter.

### **3.1. Ossatures par portiques**

#### **3.1.1. Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide**

Elles sont constituées par un assemblage de poteaux et de poutres .c-à-dire une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des Portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques) Par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m en zone I, 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III



*Figure II.2 Ossature par portiques*

#### **3.1.2. Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide**

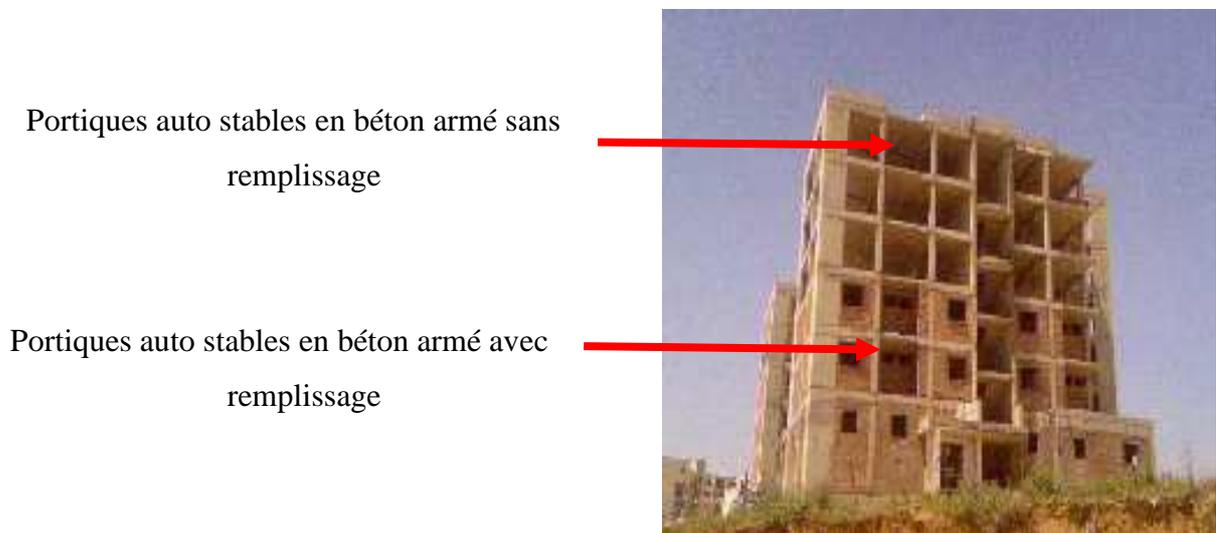
C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors Crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau ou une

deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée ; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie –structure).

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique auto stable).

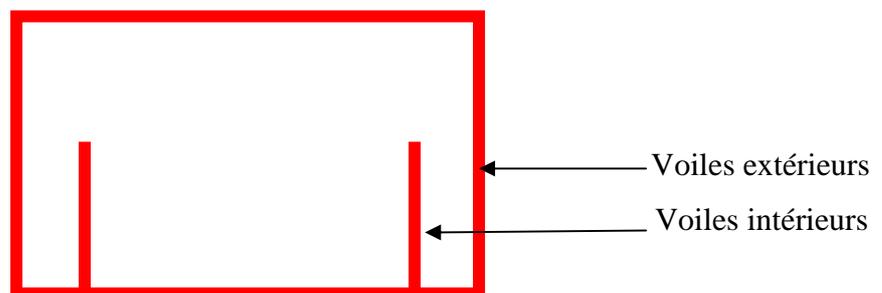
Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 6 niveaux ou 20m en zone I et II et 2 niveaux ou 8m en zone III.



**Figure II.3** portique auto stable en béton armé avec /sans remplissage

### 3.2. Ossature contreventée uniquement par voiles

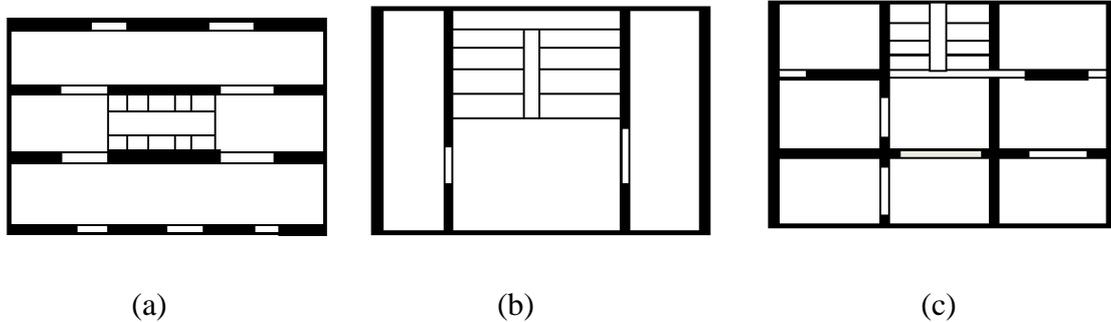
Ce type d'ossature est constituée par une série de voiles porteurs liés entre eux par des planchers généralement du type dalle. Les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales.



**Figure II.4** Structure uniquement à murs à murs porteurs

On rencontre trois types d'ossatures par refends :

- structures à refends longitudinaux, (a)
- structures à refends transversaux, (b)
- structures à refends longitudinaux et transversaux,(c)

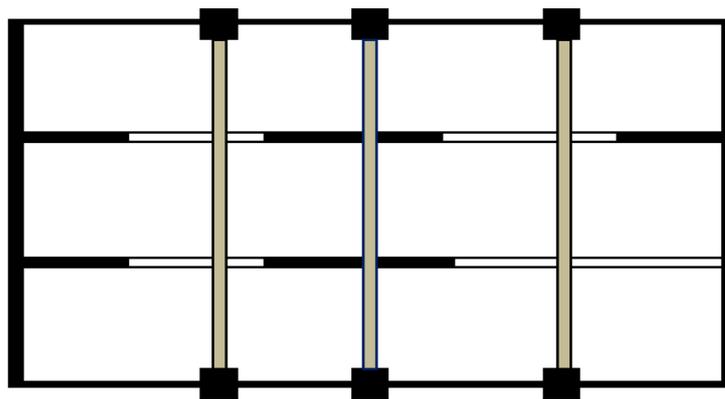


*Figure II.5 Ossatures par refends linéaires*

Ce système porteur permet l'utilisation de la technique des coffrages glissants. La présence de refends transversaux rend possible l'utilisation de panneaux de façades légères préfabriquées. Du point de vue économique, ce type de structure demeure valable pour des immeubles ne dépassant pas 20 à 25 niveaux.

### **3.3. Ossature mixte voiles-portiques**

Ce type d'ossature est utilisé lorsque les refends sont en nombre insuffisant pour assurer le contreventement. Le calcul ainsi que l'exécution d'une telle structure est relativement complexe



*Figure II.6 structures mixtes avec des voiles porteurs couplés à des portiques*

#### **3.3.1. 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.

### **3.3.2. 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.

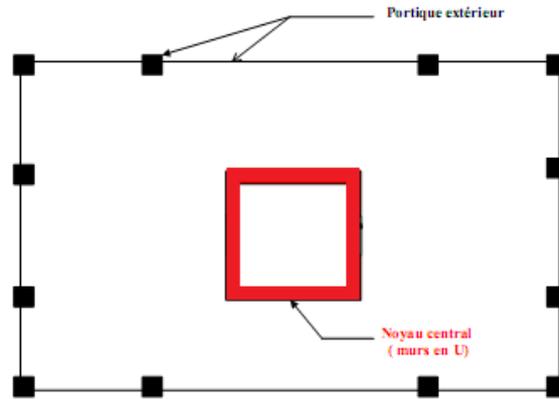
Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

### **3.4. Ossature avec noyau de contreventement**

Un noyau central formé de deux murs couplés chaque étage par des poutres majoritairement la résistance aux forces horizontales une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs.

Ce type de structure est constitué par un noyau rigide, généralement centré, en béton armé et une série de poteaux périphériques.

Le noyau central reprend une forte partie des charges verticales et assure la stabilité D'ensemble de la construction, les poteaux ne transmettent au sol que les charges Verticales.



*Figure II.7 structures à noyau central*

### 3.5. Ossature avec noyau central et façades porteuses

A la différence du cas précédent les façades participent aux efforts de contreventement. elles sont généralement préfabriquées en béton armé ou en acier.

La capacité portante d'une telle structure est ainsi largement augmentée et du point de vue économique, elle peut être utilisée jusqu'à 100 à 120 niveaux.

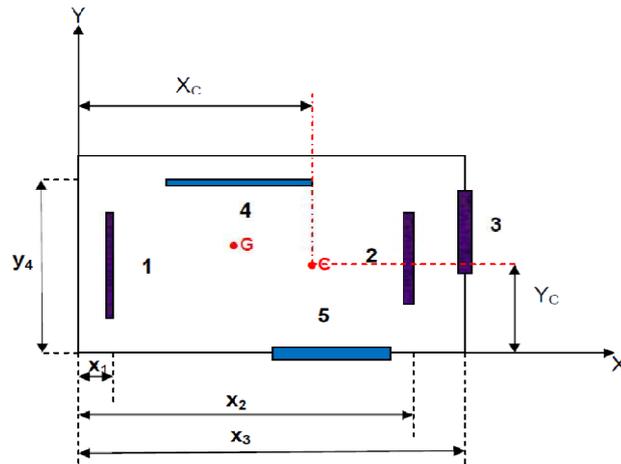
## 4. Comportement et dimensionnement à la torsion

### 4.1. Détermination du centre de torsion, centre de masse et excentricité

Considérons la structure définie par la figure 4.5. Pour simplifier l'étude, les refends rectangulaires dont un côté est nettement plus grand que l'autre sera considérés Comme linéaires, autrement dit, l'inertie par rapport à leur propre centre de gravité Sera :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} \quad \text{et} \quad I_y = 0 \quad \text{pour les voiles longitudinaux}$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} \quad \text{et} \quad I_x = 0 \quad \text{pour les voiles transversaux}$$



- Coordonnées du centre de torsion

$$X_C = \frac{\sum_{i=1}^n I_{ix} X_i}{\sum_{i=1}^n I_{ix}}$$

$$Y_C = \frac{\sum_{j=1}^m I_{jy} Y_j}{\sum_{j=1}^m I_{jy}}$$

- Coordonnées du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i X_i}{\sum_{i=1}^n m_i}$$

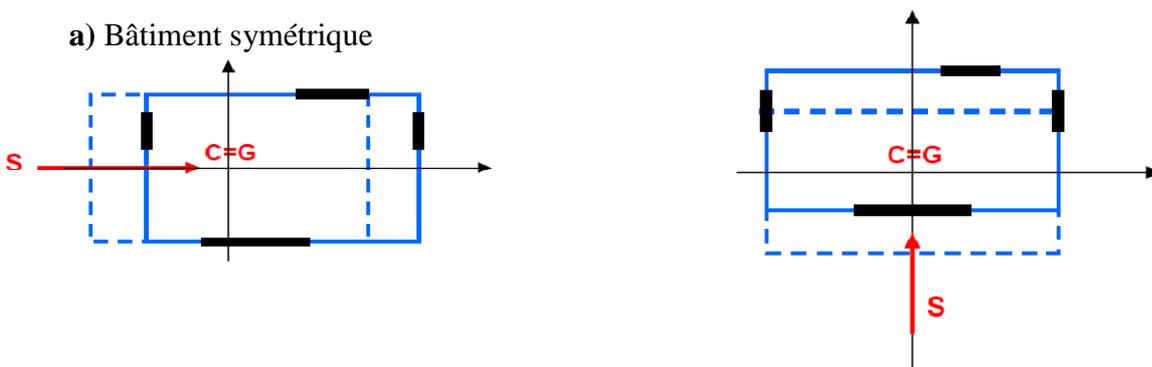
$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^m m_i Y_i}{\sum_{i=1}^m m_i}$$

- Excentricité théorique

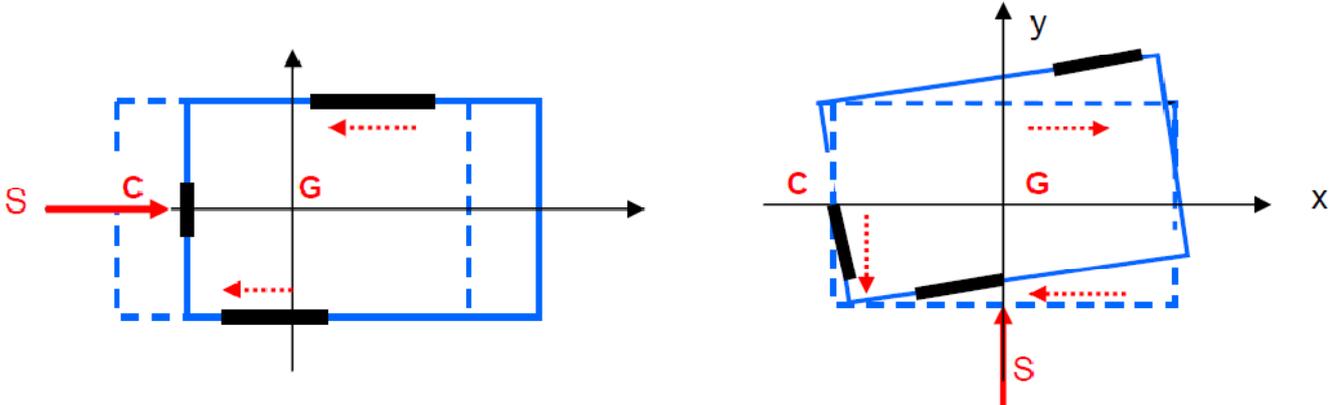
$$e_{thé} = |X_G - X_C|$$

#### 4.2. Comportement des structures symétriques et dissymétriques

- a) Bâtiment symétrique



b) Bâtiment dissymétrique



-Pour un bâtiment symétrique, seule la translation est à considérer.

-Pour les autres situations, la translation et la rotation doivent être prises en compte. Les forces représentées en pointillées rétablissent l'équilibre de l'ensemble de la structure sous l'action de S.

"La torsion d'ensemble" est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés ou lorsque la configuration de l'ouvrage est à l'origine d'un excentrement de ses parties latéralement rigides.

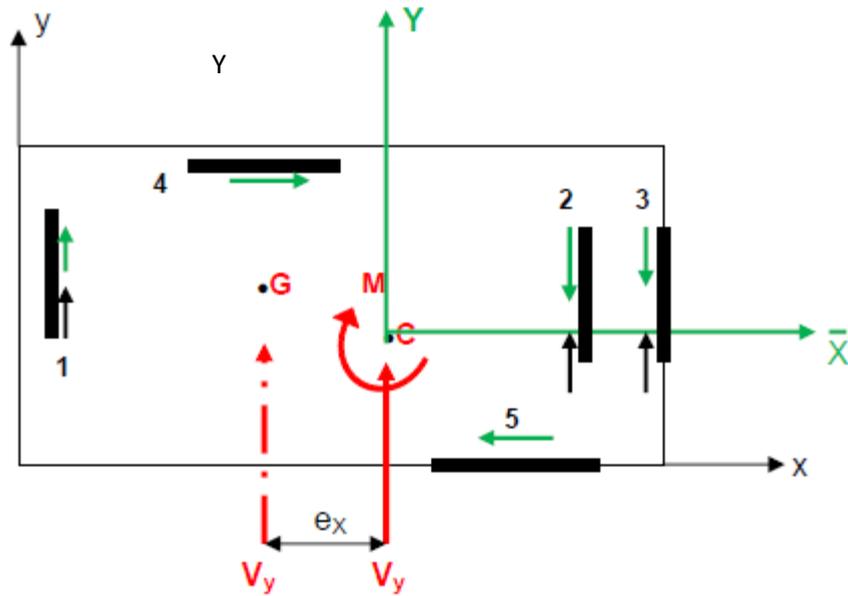
Dans ces cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage vibre autour d'un axe vertical. Au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents. Le concepteur doit minimiser le plus possible la torsion en évitant la dissymétrie de la forme de la structure et en choisissant convenablement les positions des éléments de contreventement vertical.

- un effort horizontal passant par le centre de torsion entraîne uniquement une translation,
- un couple dont l'axe vertical passe par le centre de torsion n'entraîne qu'une rotation des voiles



*Figure II.8 Dommages dus à la torsion. Séisme de BOUMERDES, Algérie 2003*

c) Répartition des efforts



Part de la translation



part de torsion

- C= centre de cisaillement
- G= centre de masse
- $M = V_y \cdot e_x$

$$V_{ix} = V_x \frac{I_{ix}}{\sum I_{iy}} - M \frac{I_{iy} \cdot \bar{Y}_i}{\sum (I_{ix} \cdot \bar{X}_i^2 + I_{iy} \cdot \bar{Y}_i^2)}$$

$$V_{iy} = V_y \frac{I_{ix}}{\sum I_{iy}} + M \frac{I_{ix} \cdot \bar{X}_i}{\sum (I_{ix} \cdot \bar{X}_i^2 + I_{iy} \cdot \bar{Y}_i^2)}$$

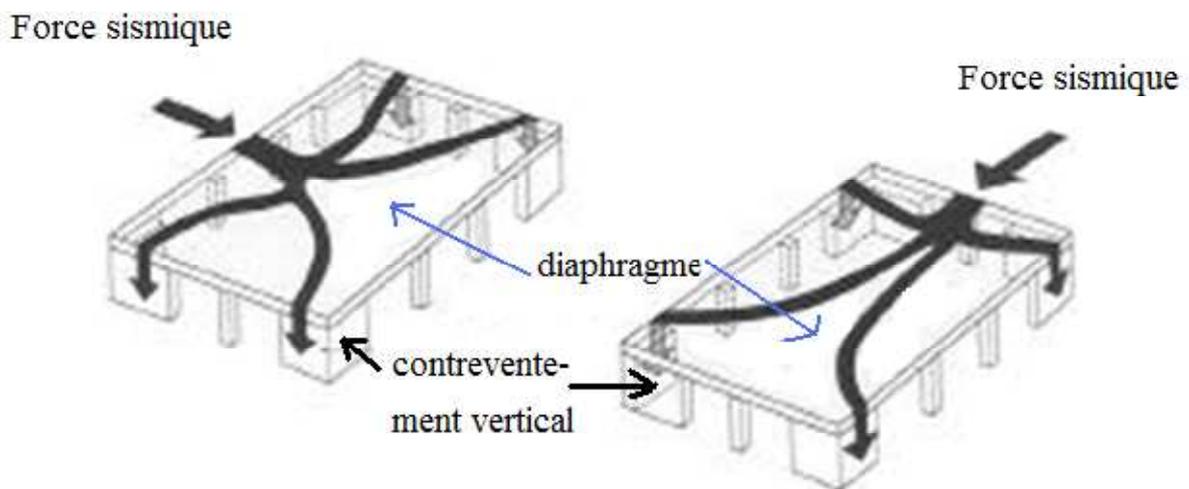
## 5. Contreventement horizontal ou diaphragme

### 5.1. Définition

Un diaphragme est un plan horizontal (plancher de tout niveau, charpentes) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement

### 5.2. Principe du contreventement horizontal et exigences

Le contreventement horizontal reçoit les sollicitations horizontales dans chaque direction. Il doit donc être rigide afin de pouvoir les transmettre fidèlement aux éléments verticaux.

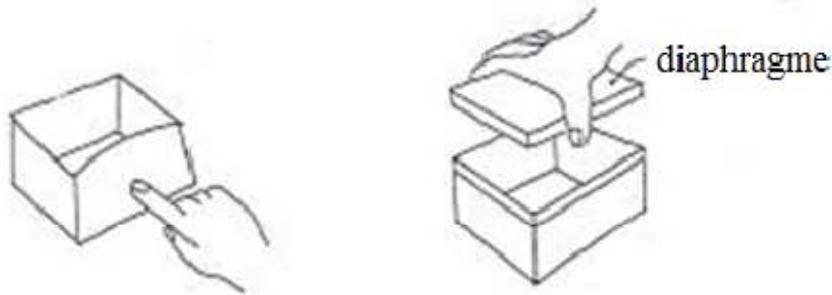


*Figure II.9 Principe de fonctionnement du contreventement horizontal*

### 5.3. Rôle du contreventement horizontal

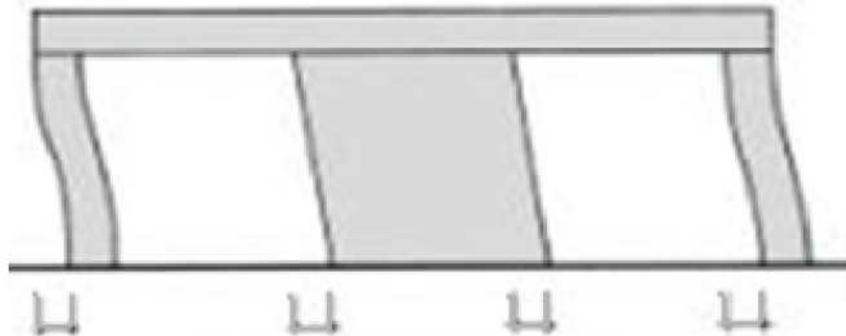
Il sert à:

- Transmettre les charges sur les éléments verticaux du contreventement sous-jacents proportionnellement à leur rigidité.
- Raidir le niveau: à l'absence du contreventement horizontal, chacun des éléments verticaux travaillerait en solitaire ce qui signifierait une destruction garantie de la structure en cas de séisme.



**Figure II.10** le rôle de diaphragme pour raidir le niveau

- Coupler les éléments porteurs verticaux



**Figure II.11** Transmission des charges horizontales au niveau

La rigidité d'un diaphragme dépend, du type de l'ouvrage (les planchers en béton armé constituent.

En général des diaphragmes rigides, les charpentes des diaphragmes flexibles), de sa forme en plan (les diaphragmes longs et étroits sont flexibles) et de la présence éventuelle de grandes trémies qui réduisent la rigidité d'un diaphragme. (AFPS, 2004).

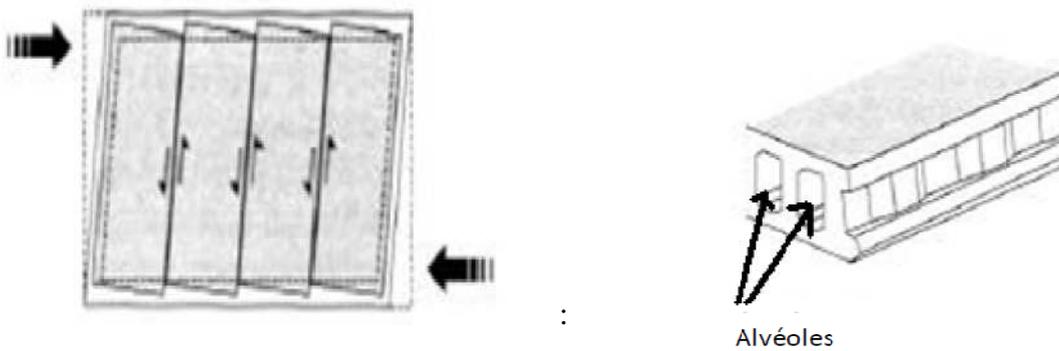
La fonction diaphragme est considérée assurée s'il n'existe qu'une seule trémie dont aucune Dimension n'excède la moitié du petit côté du plancher (les trémies dont le plus grand côté N'excède pas 50 cm de longueur sont négligées). Dans les autres cas, il faut justifier que le Diaphragme fonctionne "en treillis" ou "en voûtes".

Le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) considère comme régulières en plan les constructions dont la surface totale des trémies n'excède pas 15 % de la surface du plancher. Il est nécessaire de renforcer les rives des trémies : des armatures complémentaires, de section égale à celle des armatures coupées par la trémie, doivent être disposées de chaque côté de la trémie

**Remarque**

Les dalles alvéolées ne conviennent pas pour les zones de forte sismicité. En effet, bien que leur poids léger soit un avantage (solicitations sismiques directement proportionnelles au poids total de la structure), il n'en est pas de même en termes de rigidité horizontale.

Dalle avec alvéoles sous séisme (non rigide)



*Figure 4.12 : Mauvais comportement des dalles alvéolées sous séisme*

## ***Mode de rupture de chaque système de contreventement***

### **1. Introduction**

Le diagnostic sismique des bâtiments existants est un domaine de plus en plus important en génie parasismique. Si les méthodes de dimensionnement des structures neuves sont bien maîtrisées, la prévision du niveau sismique auquel résiste un bâtiment existant est un problème beaucoup plus difficile.

D'une part, la sollicitation sismique, qui est dynamique et cyclique, permet par sa nature des excursions significatives dans le domaine inélastique. D'autre part, la tenue sismique d'un bâtiment dépend de la résistance de ses divers composants mais aussi de la présence de détails constructifs qui vont permettre à l'ouvrage un comportement acceptable en cas de cyclages dans le domaine non linéaire. En effet, l'effondrement de nombreuses structures en béton armé soumises à séisme (El Asnam 1980, Mexico 1987, Arménie 1989, Turquie 1999, Grèce 2000, Algérie 2003) semble accréditer l'idée commune d'un matériau mal adapté à une dissipation d'énergie dans le domaine plastique.

C'est une vision simpliste des choses : le béton armé peut être ductile si on respecte des règles favorisant l'existence de comportements dissipatifs locaux et globaux.

Concernant les dispositions constructives, les marges des codes de dimensionnement peuvent être importantes mais sont malheureusement peu homogènes et mal quantifiées. C'est pour cette raison que l'utilisation des méthodes de calcul de dimensionnement pour ces structures conduit souvent à des résultats aberrants tel que des niveaux d'accélération de ruine irréalistes généralement inférieurs aux niveaux de résistance réels et, ce qui est plus grave, peut occulter les défauts majeurs de la structure. Une meilleure appréciation du niveau de ruine est obtenue en évaluant les déplacements et rotations non linéaires des différents éléments et en les comparant à des valeurs « critiques » déduites d'analyses ou d'essais réalisés dans divers laboratoires.

### **2. Système portique auto stable avec et sans remplissage en maçonnerie**

#### **2.1. Généralités**

Le retour d'expérience post-sismique a montré que les liaisons poteau-poutre des structures portiques en béton armé pouvaient représenter la zone de la structure la plus vulnérable. Toutefois, les règlements modernes sont particulièrement conservatifs vis-à-vis

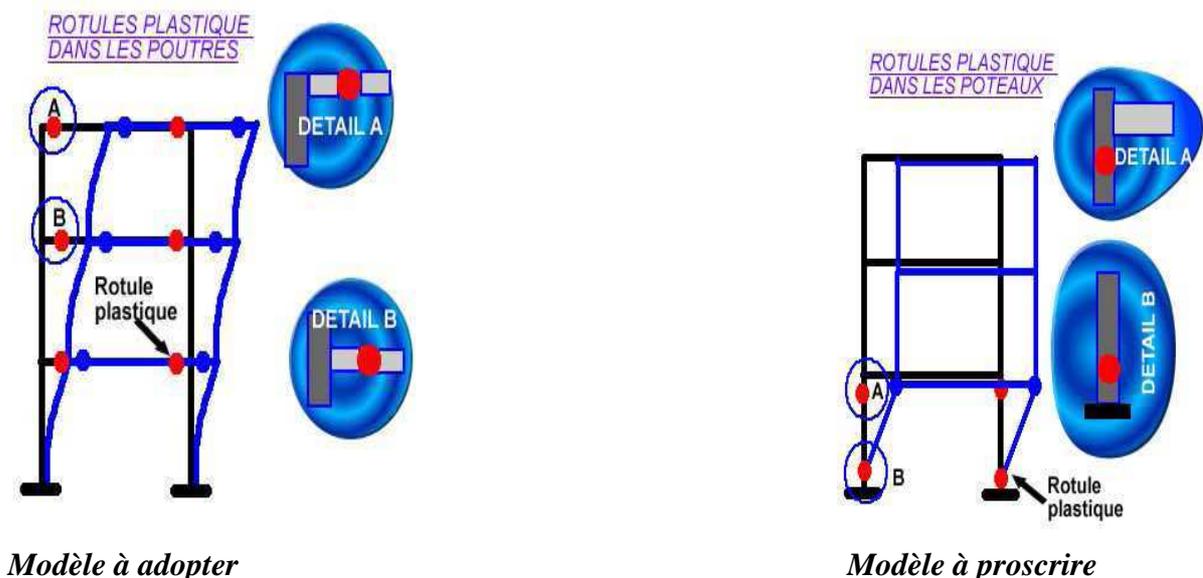
des modes de rupture fragiles et les marges des structures ayant d'anciennes dispositions constructives sont très mal connues.

Plusieurs séries d'essais sur des maquettes représentatives des bâtiments industriels construits depuis les années 1960 ont donc été réalisés sur la table vibrante Azalée de Saclay pour mieux apprécier les marges et valider certaines formules utilisées pour le diagnostic sismique de bâtiments industriels. Dans ce cadre, une maquette à l'échelle 1/3 d'un portique en béton armé a été définie pour étudier plus particulièrement les nœuds d'ossature.

Une méthode de vérification des nœuds d'ossature dans les calculs non linéaires appliquée à la réparation a donc été développée et appliquée à l'interprétation des essais sismiques de ce portique. Le modèle à fibre basé sur les éléments de poutre de Timoshenko a tout d'abord été utilisé en supposant le nœud infiniment rigide et résistant. Le modèle a ensuite été amélioré pour permettre la vérification des nœuds d'ossature à l'aide d'éléments de poutre. Enfin, la zone à proximité des nœuds d'ossature a été modélisée très finement à l'aide d'éléments bidimensionnels et de lois de comportement non linéaires pour le béton et la liaison acier-béton.

## 2.2. Rigidité poteaux/poutres (formation des rotules plastiques)

Afin d'éviter un mécanisme non stable, il convient, pour ce type de structure, que les rotules plastiques se forment d'abord dans les éléments horizontaux, les poutres, avant leur formation dans les éléments verticaux, les poteaux.



**Figure III.1** la rigidité poteaux /poutres



*Figure III.2 Rupture par formation des rotules plastiques au niveau des poteaux*

### **2.3. Effet de la maçonnerie**

La maçonnerie joue un rôle de blocage du portique lors de sa déformation, le portique étant formé d'éléments rectilignes (poteaux, poutres) ayant une grande habilité de se déformer dans le domaine élastique, tandis que la maçonnerie a tendance a se rompre par cisaillement, donc c'est au portique de suivre les déformations de la maçonnerie, a cet effet, l'ensemble formé de portique et de remplissage devient plus rigide que le portique seul et modifie ainsi le mode de rupture du système d'une rupture par flexion à une rupture combinée (flexion-cisaillement).



*Figure III.3 La fameuse fissure en X ; Séisme de BOUMERDES 21/mai/2003*

#### **2.4. Effet des poteaux courts**

- **Cas du remplissage partiel**

Lorsque la hauteur des remplissages est inférieure à la hauteur libre des poteaux adjacents, il subsiste, au-dessus du remplissage, un poteau court qui va nécessairement subir un cisaillement plus important que prévu.



*Figure III.4 : destruction des poteaux à cause du fonctionnement en « poteau-court »*

- **Présence d'un vide sanitaire**

Les vides sanitaires sont le siège d'une rupture des poteaux par cisaillement, comme ceux-ci se trouvent au rez-de-chaussée, donc leur cisaillement a pour conséquence la stabilité de l'ouvrage et donc sont effondrement.



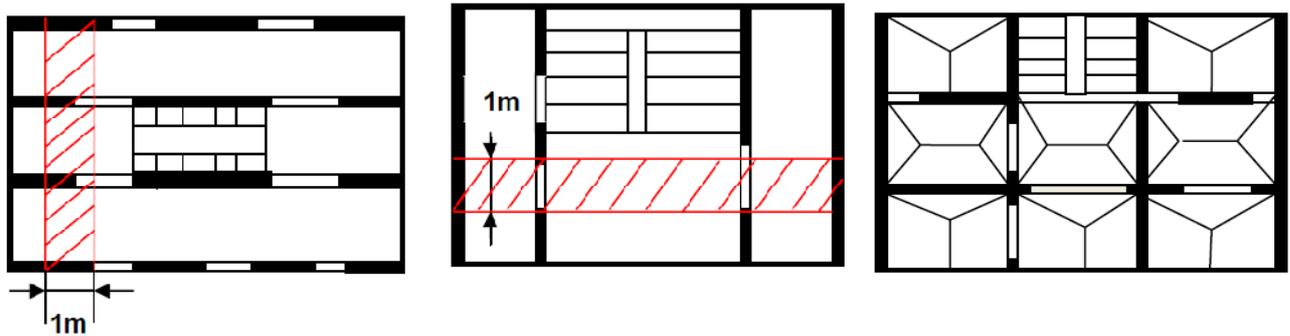
*Figure III.5 Présence d'un vide sanitaire*

### **3. Structures à portiques contreventés par voiles en béton armé**

#### **3.1. Distribution des charges verticales**

La distribution des charges verticales résultent de l'examen du cheminement des efforts depuis leur point d'application jusqu'aux fondations tout en prenant en considération les différentes liaisons. En général, les charges verticales sont réparties suivant les surfaces rattachées au plancher correspondant à chaque refend pris en considération.

Pour le cas des ossatures à refends uniquement transversaux ou longitudinaux, la structure peut être découpée en bandes élémentaires de 1mètre de largeur. Pour les structures à refends longitudinaux et transversaux, la répartition s'effectue de la façon la plus logique.



*Figure III.6 Répartition des charges verticales*

### **3.2. Distribution des charges horizontales**

Considérons un bâtiment à portiques soumis à un chargement horizontal (vent ou séisme), et contreventé par une série de refends.

La déformation en plan sous l'action des efforts horizontaux peut-être décomposée en deux :

- une déformation de translation parallèle à la charge horizontale.
- une déformation de rotation autour d'un point fixe qui est le centre de rotation.

Le centre de torsion sera donc caractérisé par deux principales propriétés, et qui sont :

- un effort horizontal passant par ce point entraîne uniquement une translation.
- un couple dont l'axe vertical passe par le centre de torsion n'entraîne qu'une rotation des refends.

En admettant que les refends sont parfaitement encastrés à leur base, que le produit EI de ces éléments est constant sur toute leur hauteur, et que les planchers restent indéformables horizontalement, l'effort repris par chaque refend est proportionnel à son inertie ainsi qu'au déplacement qu'il subit.

### **4. Comportement d'une structure contreventée par portiques- voiles en béton armé**

Pour la conception et le dimensionnement parasismiques des structures, il est indispensable de connaître la ductilité et la capacité d'écoulement de la structure, car les déformations développées durant la plupart des séismes peuvent être plus grandes que celles produites par la sollicitation spécifiée pour la conception parasismique des structures, autrement dit, la sollicitation fixée par les normes sismiques. Cet élément ou éprouvette doit représenter une partie essentielle d'une structure, tel qu'un assemblage poutre-poteau, un portique ou un voile.

De nombreux travaux ont porté sur divers types d'éprouvettes en béton armé ou en d'autres matériaux. Dans ce qui se suit, nous allons nous intéresser plus particulièrement aux essais réalisés sur un refend en béton armé avec un élancement supérieur à 2 (comportement en flexion privilégié).

#### **4.1.Essais dynamiques**

Les essais dynamiques ont l'avantage de se rapprocher de plus près des conditions réelles auxquelles sont soumises les structures lors des séismes. Cependant, il faut avoir les moyens autrement dit, disposer d'installations nécessaires: table vibrante et une commande électronique performante. En raison de leurs coûts, ces installations sont limitées dans leurs dimensions, par conséquent, les essais sont réalisés sur des modèles réduits.

Pour le béton armé, une échelle 1/3 représente une limite inférieure au-delà de laquelle le comportement mécanique du béton ou celui de l'adhérence entre l'armature et le béton s'éloigne de celui des éléments réels. Dans ce sens, une échelle 1/2 est recommandable.

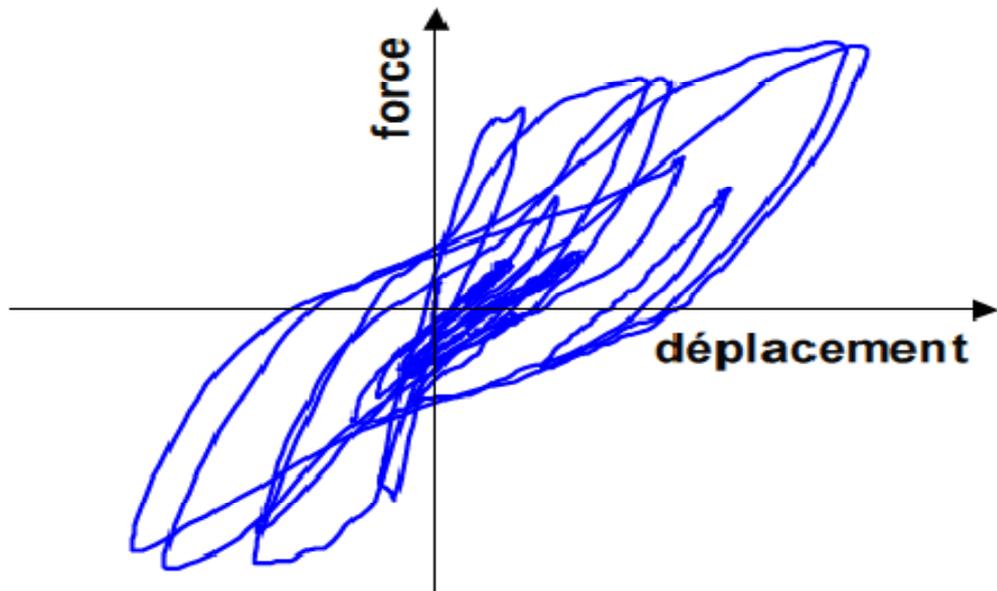
Cependant, ils sont bien adaptés pour examiner le comportement global qui est représenté par une courbe nommée "courbe d'hystérésis". Cette courbe montre l'évolution de la résistance de l'élément considéré en fonction des déformations qu'il subit.

Dans le cas d'un comportement linéaire, la courbe d'hystérésis est une droite dont la pente est proportionnelle à la rigidité et, donc à la fréquence propre.

La figure représente la courbe d'hystérésis résultant d'essais sur un refend en béton armé. Elle indique clairement que le refend a subi de fortes déformations plastiques (comportement non linéaire).

La surface contenue dans les cycles de la courbe est proportionnelle à l'énergie dissipée sous forme de déformations plastiques.

Cette courbe est typique d'un comportement ductile. Un tel comportement est privilégié pour un dimensionnement en capacité.



**Figure III.6** Courbes d'hystérésis d'essais dynamiques sur un refend en béton armé

#### **4. 2. Essais statiques-cycliques**

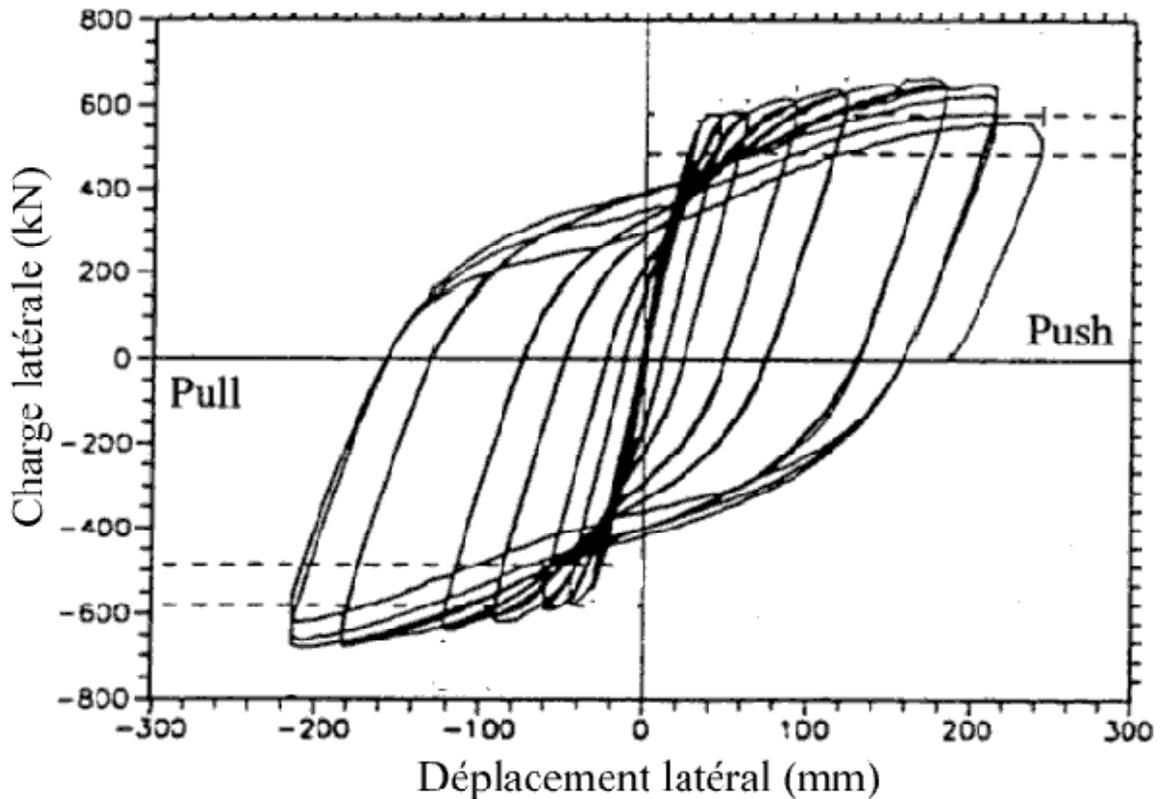
Le principe des essais statiques-cycliques est de simuler de manière très grossière les oscillations sismiques sous la forme de mouvements très lents de va-et-vient d'amplitudes fixées et progressives.

Ce type d'essai a plusieurs avantages, à savoir:

- peut être réalisé avec les équipements usuels des laboratoires des structures.
- peut être interrompu à tout moment pour examiner de plus près un stade important du comportement de l'élément pour ensuite poursuivre le chargement.
- essai normalisé et donc facilité pour la comparaison du comportement sismique des éléments.
- aucune masse n'est mise en jeu, chargement réalisé par les vérins sous la forme de forces ou de déplacements imposés.
- corps d'essai simplement fixé, en général rigidement sur le sol du laboratoire.

Ces avantages s'accompagnent évidemment d'inconvénients à commencer par la nature de la sollicitation utilisée qui peut durer des heures, voire parfois des jours, alors que le séisme dure quelques secondes. Cette différence peut influencer les résultats des essais si les matériaux utilisés sont sensibles aux effets dynamiques et aux effets différés.

Compte tenu de la conduite de l'essai par rapport aux essais dynamiques, les courbes obtenues (essais sur un refend en béton armé) sont beaucoup plus régulières et parfaitement symétriques. Par ailleurs, comme l'essai est convenablement contrôlé, il est commode de reproduire les différents stades de comportement d'un refend en béton armé.



*Figure III.7 Courbes d'hystérésis d'essais statiques-cycliques sur un voile en béton armé*

## 5. Mode de rupture des voiles élancés

### 5.1. Rupture en flexion

**-Mode f1** : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

**-Mode f2** : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode **f2** est moins ductile que le mode **f1**, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

**-Mode f3** : rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrés aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

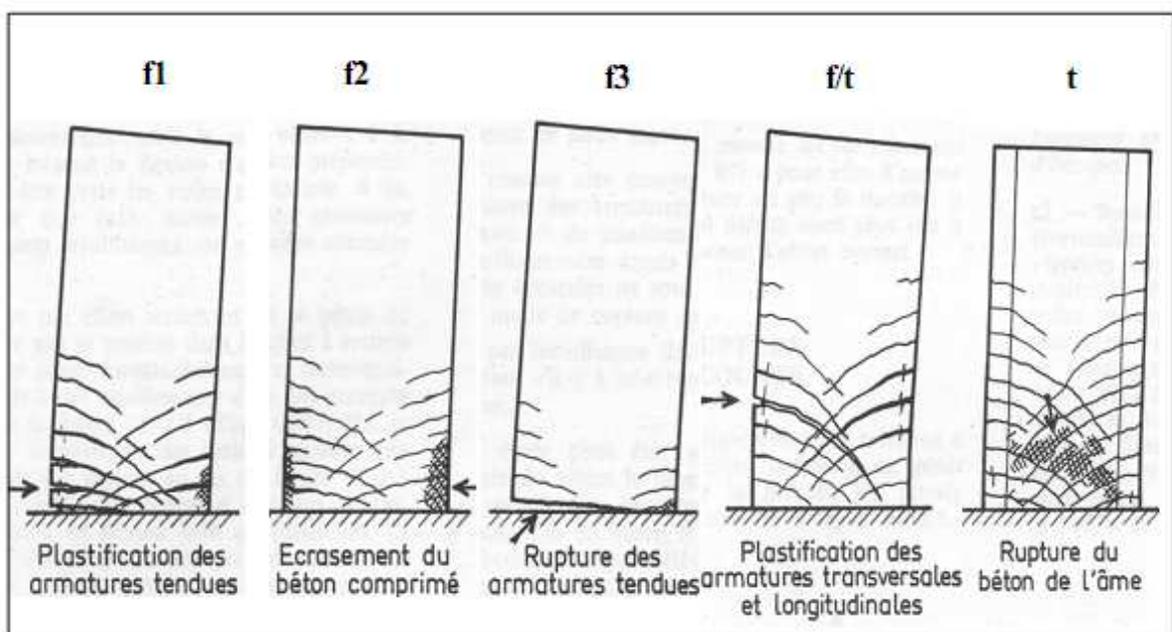
## 5.2. Rupture en flexion-effort tranchant

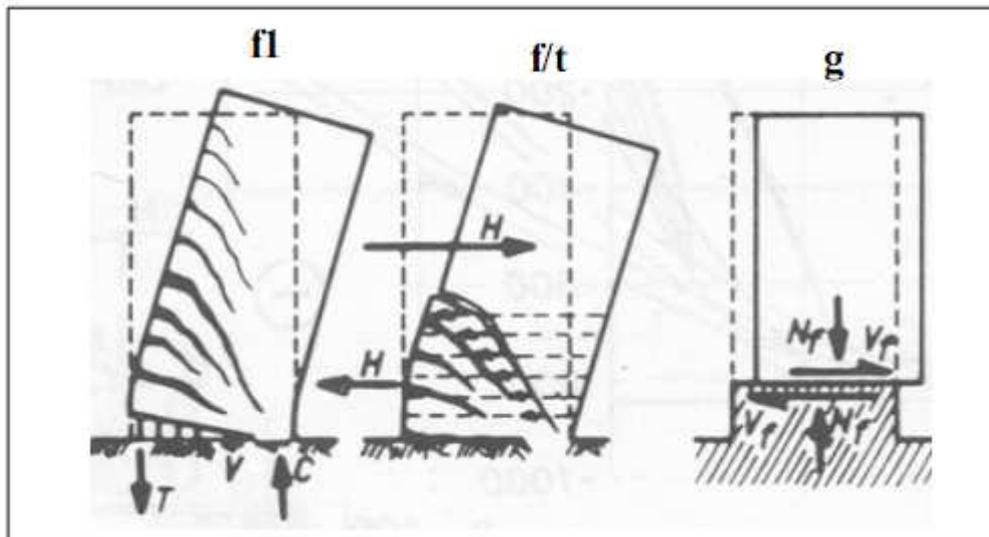
**Mode f/t** : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est pas prédominante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

## 5.3. Rupture par effort tranchant

**Mode t** : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis des raidisseurs, fortement armé longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

**Mode g** : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.





**Figure III.8** mode de rupture des voiles élancés

## 6. Mode de rupture des voiles courts

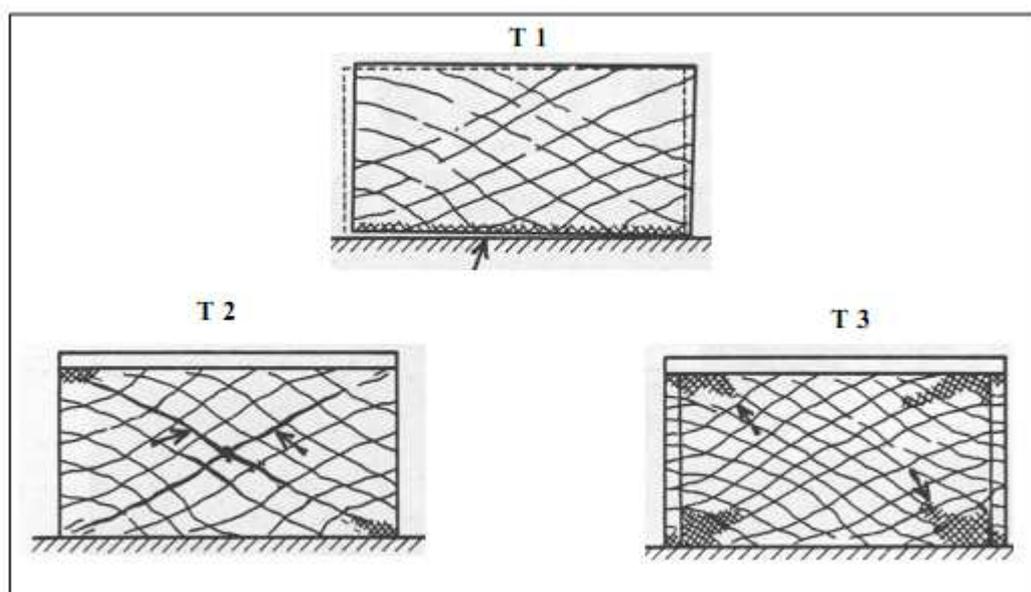
Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion, on distingue trois cas :

**Mode T1** : rupture par glissement à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagnée d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

**Mode T2** : rupture diagonale avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

**Mode T3**: rupture par écrasement du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression, c'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

**Mode T3**: rupture par écrasement du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression, c'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.



**Figure III.9** mode de rupture des voiles courts

## ***Disposition convenable des contreventements***

### **1. La disposition des éléments de contreventement**

Les éléments de contreventement sont disposés de façon à rapprocher le plus possible le centre de masse et le centre de torsion.

Une structure dont le centre de masse ne coïncide pas avec le centre de torsion (centre des Inerties), est soumise à un moment de torsion. Pour arriver à contrôler ce phénomène, la distribution des contraintes dans un solide soumis à la torsion doit être telle qu'il faut que:

- Les éléments susceptibles de donner la résistance trigonnelle à la structure soient portés le Plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal. En effet, pour un moment de torsion  $M_t$  donné, la résultante de cisaillement  $V$  dans chaque contreventement sera déduite de l'équilibre des moments, c'est à dire d'une relation du type  $V = M_t/d$  et plus le bras de levier  $d$  sera grand plus  $V$  sera petit.
- Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion soient mises en place pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion.
- Lorsqu'on a le choix, uniformiser la masse sur le plancher, éviter de placer les masses correspondant aux charges d'exploitation dans des zones de la structure où elles risquent d'engendrer des sollicitations importantes de flexion ou de torsion. Ainsi, des zones massives telles que bibliothèques, archives, salle de radiographie, doivent être placées au sous-sol ou au rez-de-chaussée plutôt qu'aux étages, afin de réduire le cisaillement et la flexion. Et pour limiter la torsion, ces mêmes zones massives, si elles sont placées en hauteur, doivent être situées le plus proche possible du centre de torsion du bâtiment.



Petit bras de levier, à rejeter



Grand bras de levier à retenir

Les voiles doivent être éloignés pour augmenter la résistance à la torsion



Noyau avec faibles dimensions et mal situé  
à rejeter



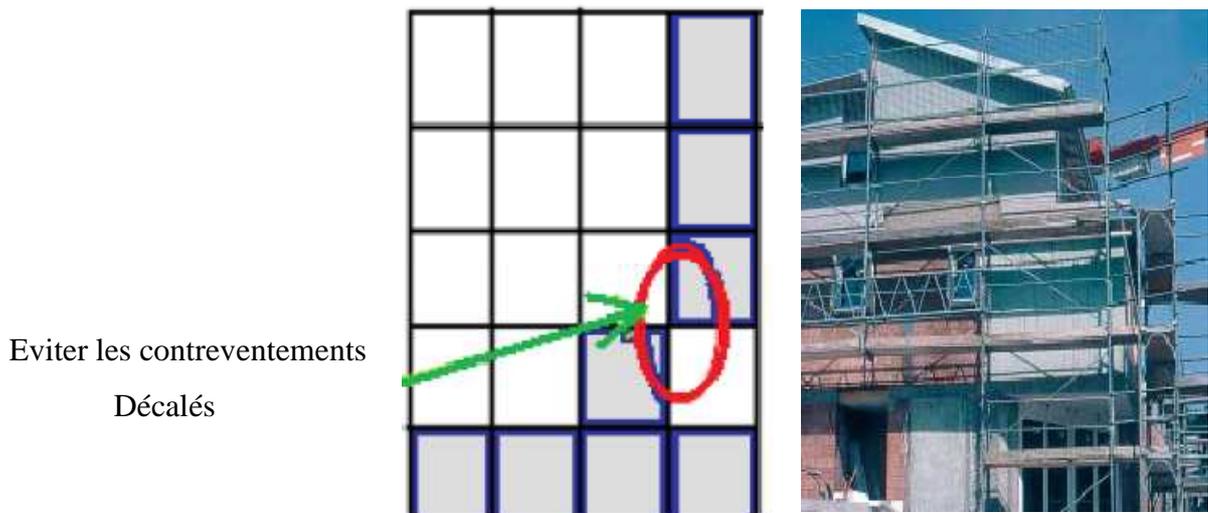
Noyau avec grandes dimensions et bien situé  
à privilégier

Le noyau doit être assez grand et positionner le plus proche possible du centre de masse

*Figure IV.1 Différentes dispositions des éléments de contreventement*

## 2. Superposition des contreventements

Il faut toujours veiller à ce que les contreventements d'un niveau (n+1) soient superposés à ceux du niveau(n) et éviter une augmentation de rigidité ou de dimensions des éléments



Eviter les contreventements  
Décalsés

*Figure IV.2 Situations à éviter pour les éléments contreventements*

Les contreventements sont décalés lorsque leur position diffère d'un étage à l'autre. Les moments de flexion et les efforts tranchants induits par cette disposition ne peuvent généralement pas être reportés de manière satisfaisante même en consentant d'importants surcoûts. Les décalages perturbent la transmission des efforts, réduisent la capacité portante et diminuent la ductilité des contreventements. Ils sont en outre responsables d'importantes sollicitations et déformations affectant d'autres éléments porteurs.

Le décalage horizontal des parois en béton armé dans le plan de la façade génère d'importantes sollicitations et déformations dans la structure porteuse lors de tremblements de terre. Il s'agit d'efforts locaux verticaux (résultant du moment renversant), d'efforts tranchants affectant les dalles à la hauteur des décalages, de surcharges sur les fondations, etc.

### **3. L'absence de contreventement longitudinal**

Disposés l'élément de contreventement de manière qu'il existe au moins 3 éléments non parallèles et non concourants (contreventement hyperstatique).



Séisme de San Fernand ; californie 1971



Séisme d'Izmit ; turquie 1999

(Tous les murs de contreventement sont parallèles)

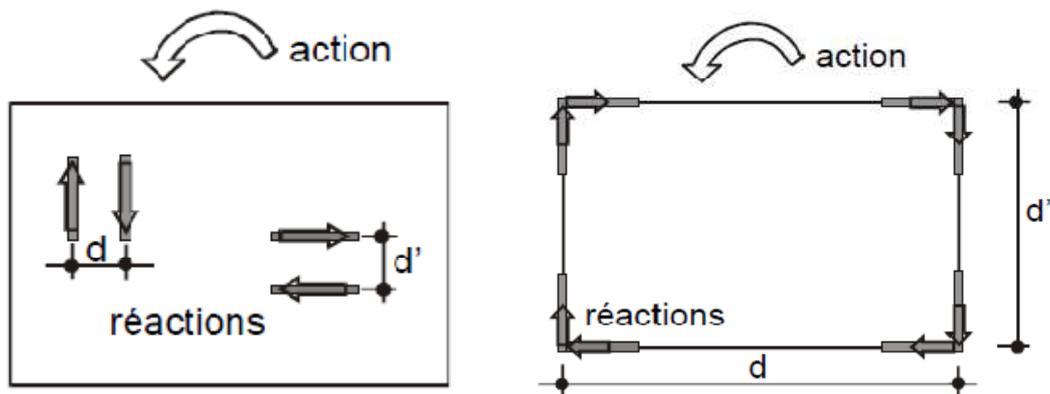
*Figure IV.3 Dommages due à l'absence de contreventement longitudinal*

### **4. Raideur et résistance à la torsion**

La distribution des contraintes dans un solide soumis à torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur/résistance torsion elle à la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal.

Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du Bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion.

La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central (cage d'escalier Et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsion elle et peut conduire à des Sollicitations élevées des portiques périphériques.



Petits bras de levier A éviter

grands bras de levier A préférer

**Figure IV.4 :** Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal

### 5. Largeur des contreventements

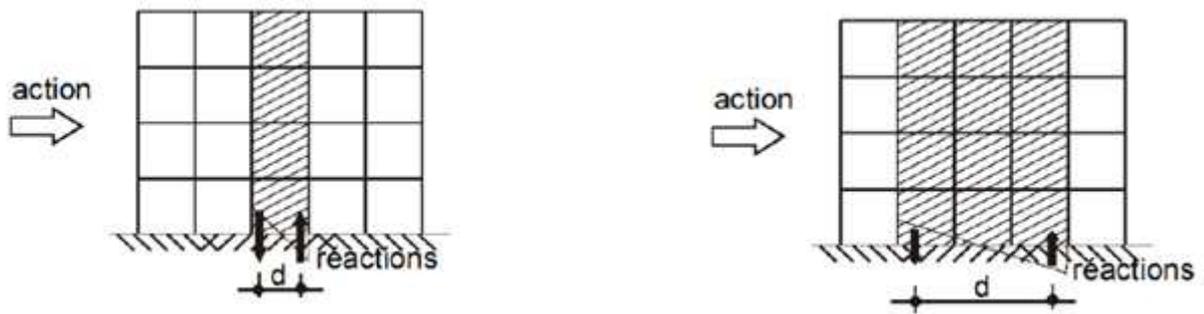
Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- des tractions dans les poteaux ou voiles
- des compressions dans les poteaux ou voiles

On peut réduire les contraintes correspondant à ces sollicitations dans la structure en élargissant le contreventement (voile en béton armé, ossature triangulée) : le bras de levier des efforts dans le plan vertical est augmenté, ce qui à action constante réduit les sollicitations.

On notera toutefois que ce principe est à nuancer par la considération du spectre de réponse e Accélération :

- pour une structure dont la période  $T$  correspond à la branche descendante du spectre, L'augmentation de raideur résultant de l'augmentation de largeur des contreventements Entraîne une augmentation de la résultante de cisaillement horizontal, de sorte qu'il n'y a pas Nécessairement réduction des sollicitations
- pour une structure dont la période  $T$  correspond au palier du spectre, la résultante de cisaillement horizontal est indépendante de la raideur et la Réduction de sollicitation est à coup sûr effective.



Petits bras de levier A éviter

grands bras de levier A préférer

**Figure IV.5** Influence de la largeur des éléments de contreventement sur la résistance à la torsion

## 6. les étages flexibles

Un niveau "souple" ou "flexible" est:

- un niveau dont la rigidité latérale est inférieure à 70 % de celle du niveau immédiatement

Au-dessus,

- un niveau dont la rigidité latérale est inférieure à 80 % de la rigidité latérale moyenne des trois (03) niveaux situés immédiatement au-dessus de lui.



**Figure IV.6** Niveaux flexibles

Les images ci-dessus représentent des ouvrages endommagés par le passage d'un séisme. A droite, le Troisième étage de cet immeuble commercial a disparu. Les niveaux supérieurs se

sont affaiblis D'un étage à cause de la présence d'un niveau flexible. A gauche, la présence d'un niveau Transparent (rez-de-chaussée flexible) a détérioré le bâtiment. Cette situation est très fréquente en Algérie, où une grande partie des bâtiments d'habitation un niveau transparent destiné au Commerce.

Dans tous les cas, la solution efficace reste celle de conférer à ces niveaux flexibles, une rigidité Comparable à celle des autres niveaux.

### **7. La rigidité de la structure**

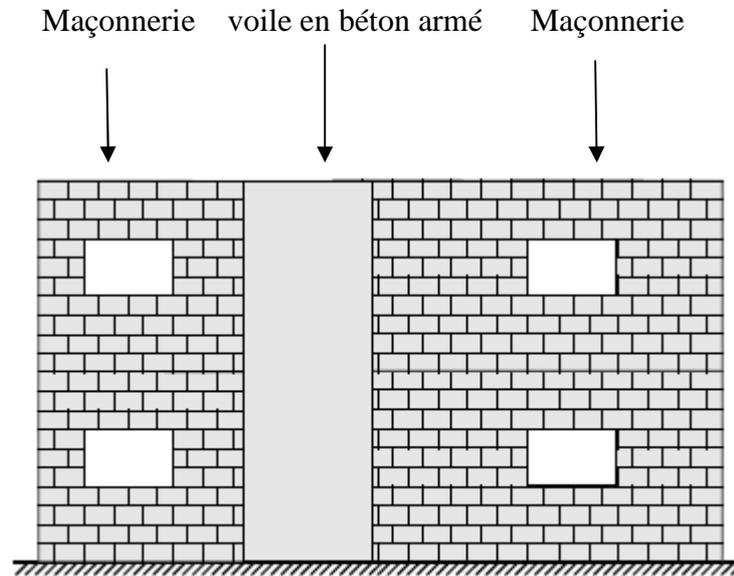
En changeant la section des contreventements d'un étage à l'autre, on crée des discontinuités et on provoque de brusques variations de rigidité et de résistance du bâtiment. Il peut en résulter des hétérogénéités dans le comportement dynamique, d'où des sollicitations supplémentaires et des problèmes de transmission des efforts à l'échelle locale.

En tout état de cause, on apportera le plus grand soin au calcul des efforts et au dimensionnement de l'ensemble du système de contreventement, ainsi qu'à la mise en œuvre des dispositifs constructifs dans les zones de transition.

### **8.Stabilité des bâtiments en maçonnerie avec des voiles en béton armé**

Les bâtiments en maçonnerie sont relativement rigides. Ils ont souvent une fréquence propre élevée et par conséquent ils subissent de grandes forces sismiques. Par ailleurs les parois en maçonnerie non armées sont fragiles et elles ont une dissipation d'énergie relativement faible.

Comme on ne peut, en général, pas atteindre une sécurité sismique suffisante pour les bâtiments en maçonnerie « purs » même pour des tremblements de terre modérés , on doit stabiliser les bâtiments en maçonnerie non armée avec des refends en béton armé.



**Figure IV.7** Stabiliser les bâtiments en maçonnerie avec des voiles en béton armé

Les voiles en béton armé doivent être conçus de façon suffisamment rigide (la longueur de la paroi et la quantité d'armature verticale sont déterminantes). Ils doivent supporter leur part des forces sismiques en restant élastique, c'est-à-dire sans plastification de l'armature. Pour le séisme de dimensionnement, les déplacements horizontaux du bâtiment ne doivent pas excéder le déplacement entraînant la rupture des parois en maçonnerie les plus rigides (longues).

## ***Présentation de l'ouvrage***

### **1. Introduction**

Le but d'une construction parasismique est d'assurer un niveau acceptable de sécurité contre l'effondrement sous l'action d'un séisme majeur.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventement) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

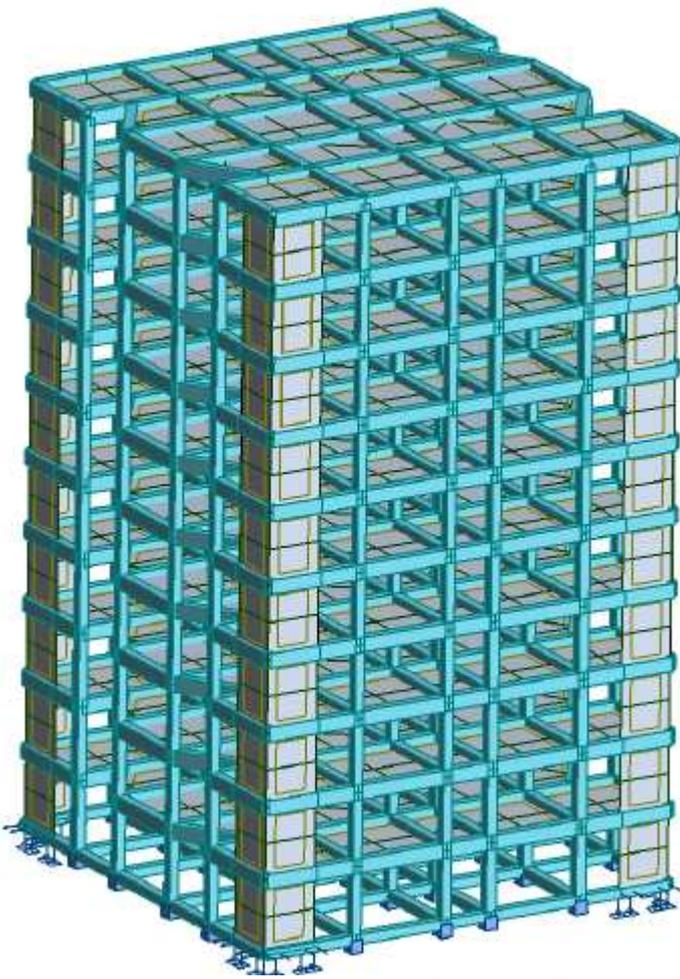
Nous nous proposons de voir l'effet de la variation des dimensions des voiles sur le comportement des différents éléments structuraux.

### **2. Présentation du l'ouvrage**

Le présent projet est une étude comparative des structures en béton armé (bâtiments R+9) à usage de bureaux implantées dans une zone de sismicité élevées (zone III).

La structure résistante est constituée par portiques contreventés par des voiles en béton armé disposés en ailerons afin d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

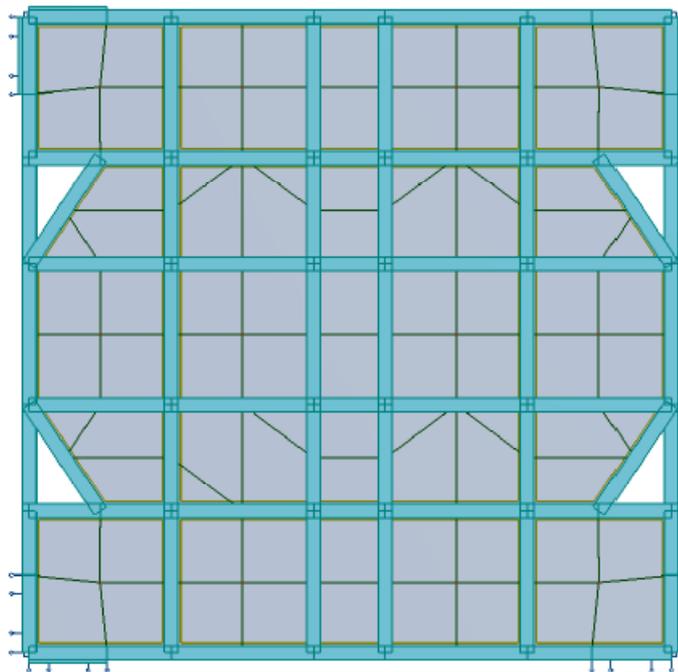
Les structures à étudier et comparer par la suite présentent une régularité parfaite en plan et en élévation dont les dimensions sont les suivantes :



*Figure V.1 vue en 3D d'un modèle de structure*

**Dimension en plan**

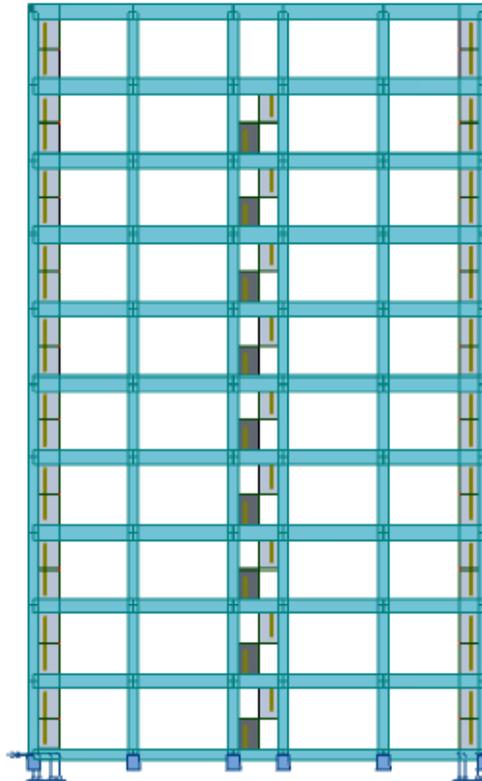
- Sens longitudinal : 20 m.
- Sens transversal : 20 m.



*Figure V.2 Vue en plan d'un modèle de structure*

**Dimension en élévation**

- Hauteur totale : 30 m.
- Hauteur d'étage : 3 m.



*Figure V.3 façade principale d'un modèle de structure*

**3. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 à savoir :

### 3.1. Béton

#### - Résistance à la compression

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se refait à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon CBA 93) que pour  $j \leq 28$  la résistance  $f_{cj}$  de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA.}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}.$$

#### -Résistance minimale du béton

La résistance caractéristique minimale  $f_{c28}$  doit être égale:

- 15 MPA quand on utilise des aciers de haute adhérence.
- 12 MPA lorsque l'on utilise des aciers de ronds lisses.

L'article (7.2.1) du RPA 99 version 2003 est plus sévère en ce qui concerne la résistance minimale du béton et recommande la valeur de 20 MPA pour  $f_{c28}$  et une valeur maximale de 45 MPA.

La résistance caractéristique du béton utilisé pour notre ouvrage est de 25 MPA.

#### - Résistance à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée  $f_{tj}$ , est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}.$$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPA, de plus cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} < 60$  MPA.

Donc pour  $f_{c28}=25$ MPA la résistance à la traction est de 2,1MPA.

- **Modules de déformation longitudinale**

- **Déformations instantanées**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec  $f_{cj}$  (exprimé en MPA) désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours

- **Déformations différées**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}. \quad \text{Avec } f_{cj} \text{ (exprime en MPA).}$$

- **Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- 0,2 pour le calcul des déformations.
- 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

### **États limites**

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

- **Contraintes à l'état limite ultime**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\gamma_b = 1,5$  cas d'actions courantes.

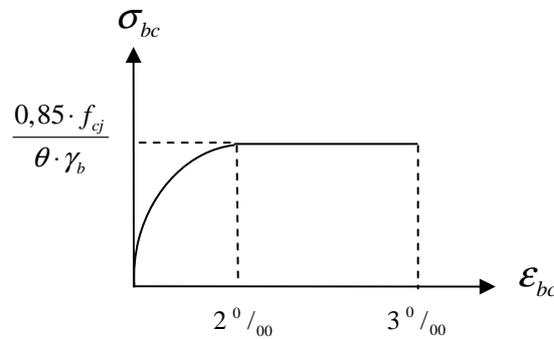
$\gamma_b = 1,15$  cas d'actions accidentelles.

$\theta = 1$  durée d'application des sollicitations supérieure a 24h.

$\theta = 0,9$  durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  durée d'application des sollicitations inférieure a 1h.

Dans notre étude on utilisera :  $\begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} & \text{cas accidentelle.} \end{cases}$



**Figure V.4** la loi de comportement du béton

- la contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant.

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée.

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA.}$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

### - la contrainte limite de service

La contrainte limite de service en compression  $\overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{bc} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.}$$

### 3.2.L'Acier

Les nuances d'aciers utilisées dans le projet sont :

- aciers ronds lisses                      Fe E240                      fe = 240 MPA.
- aciers haute adhérence                Fe E400                      fe = 400 MPA.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égal à 200.000 MPA.

### - Contrainte limite ultime

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier}$$

$f_e$  : Limite élastique de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\zeta_s = \frac{\Delta L}{L} \text{ allongement unitaire de l'acier .}$$

**- Contrainte limite de service**

Fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

- Fissuration préjudiciable :

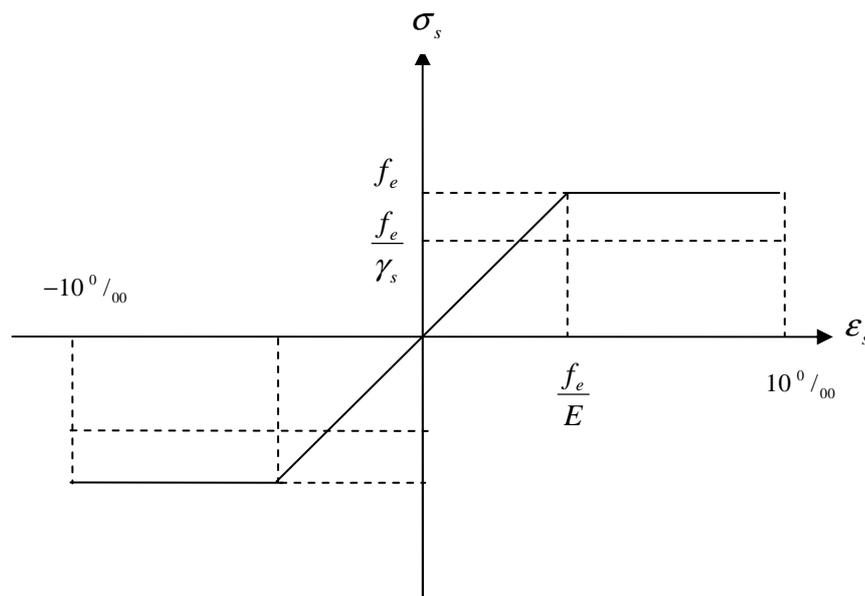
$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \text{ MPA.}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \text{ MPA.}$$

Avec  $\eta$  : Coefficient de fissuration dont la valeur est:

$$\begin{cases} \eta = 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,60 & \text{pour les aciers haute adhérence.} \end{cases}$$



**Figure V.6** loi de comportement de l'acier

#### **4. Actions et sollicitations**

- **Actions**

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis)

On notera :

- G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).
- E : Charges sismiques.

- **Sollicitations**

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

**-à l'état limite ultime ELU**

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_u = 1,35.G + 1,5.Q.$$

**-à l'état Limite de Service ELS**

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_s = G + Q$$

**-Sollicitations sismiques**

- Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003:
  - G + Q + E .
  - $0,8 \times G \pm E$  .
  - G + Q + 1,2 E Pour le cas des poteaux.



## ***Pré dimensionnement et descente des charges***

### **1. Introduction**

D'après le CBA et le RPA 99/ version 2003, le pré dimensionnement pour les sections des éléments résistants, à comme objectif principal le pré calcul pour l'évaluation des sollicitations (charges et surcharges). Ce dernier précède le calcul exact, qui vérifie la résistance, la stabilité, et la durée de l'ouvrage. Ce calcul préliminaire concerne :

- Planchers.
- Poutres.
- Poteaux.
- Voiles.

### **2. Pré dimensionnement du plancher**

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour les bâtiments étudiés, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les cages des escaliers et les balcons.

- **Plancher à corps creux**

On a opté ce type de plancher qu'est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65 cm, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé, qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Économie dans le coût de coffrage.

Le plancher est fonction de l'épaisseur des poutrelles. L'épaisseur du plancher  $h$  est obtenue par la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Ou } L_{max} \text{ est la plus grande portée tel que } L_{max} = 400 \text{ cm.}$$

Donc :  $\frac{400}{25} \leq h \leq \frac{400}{20}$  d'où  $16 \leq h \leq 20$  on prend  $h=20\text{cm} = (16+4) \text{ cm}$ .

- **Dalle pleine**

Elle concerne les escaliers, et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur. L'épaisseur à adopter sera la plus grande des deux conditions suivantes appliquées au plus grand panneau dont la dimension de portée maximale  $L=4.00\text{m}$  :

-Condition de résistance mécanique, donnée en fonction de nombre d'appuis sur lesquels repose la dalle. Pour notre cas les dalles sont sur deux à trois appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq h \leq \frac{Lx}{30} \quad \text{D'où} \quad \frac{400}{35} \leq h \leq \frac{400}{30}$$

Donc on aura  $11,43 \leq h \leq 13,33$

-Condition supplémentaire (résistance au feu).

7 cm minimum pour espérer une résistance au feu de 1 heure,

11 cm minimum pour espérer une résistance au feu de 2 heures.

Pour satisfaire ces deux conditions on adopte une épaisseur de la dalle :  $h=13\text{cm}$

### 3. Evaluation des charges et surcharges

- **Plancher terrasse**

La terrasse est inaccessible. Elle est protégée par des couches d'étanchéités.

<b>Couche</b>	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>G [KN/m<sup>2</sup>]</b>
Protection en gravillons roulés 8/15	4	0,68
Etanchéité multicouches	2	0,12
Forme de pente	10	2,20
Isolation en liège	4	0,03
Papier Kraft	-	0,05
Pare vapeur	1	0,06
Film en polyane	-	0,01
Plancher en corps creux	16+4	2,80
Enduit de ciment	1,5	0,27
Enduit en plâtre	1,5	0,15
	<b>G</b>	<b>6,37</b>
	<b>Q<sub>bureau</sub></b>	<b>1,00</b>

*Tableau VI.1 Charge permanente due aux planchers terrasse*

- **Plancher courant**

<b>Couche</b>	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>G (kN /m<sup>2</sup>)</b>
Revêtement carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	3	0,54
Plancher en corps creux	16+4	2,80
Enduit de ciment	1,5	0,27
Enduit(1,5) en plâtre, et cloison	-	1,15
	<b>G</b>	<b>5,60</b>
	<b>Q<sub>bureaux</sub></b>	<b>2,50</b>

*Tableau VI.2 Charge permanente due aux planchers courant*

- **Balcons**

<b>Couche</b>	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>G [KN /m<sup>2</sup>]</b>
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	3	0,54
Dalle pleine	13	3,25
Enduit de ciment	1,5	0,27
	<b>G</b>	<b>4,90</b>
	<b>Q<sub>buraeu</sub></b>	<b>2,25</b>

*Tableau VI.3 Charge permanente due aux balcons*

• **Mur en double cloison**

Couche	Epaisseur (cm)	G [KN /m <sup>2</sup> ]
Enduit de ciment	1,5	0,15
Enduit de plâtre	1,5	0,27
Brique creuse	10	0,90
Lame d'aire	5	-
Brique creuse	15	1,3
Enduit de ciment	1,5	0,27
	<b>G</b>	<b>2,90</b>

*Tableau VI.4 Charge permanente du mur en double cloison*

**4. Pré dimensionnement des poutres**

Ces éléments résistants, en forme de barre transmettent les charges et surcharges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux). Ils se pré dimensionnent par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{\text{Portée max}}{12} \leq h \leq \frac{\text{Portée max}}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

D'après les exigences de RPA99/2003, les poutres, en zone de forte sismicité (zone III), doivent respecter les dimensions suivantes :

$$b > 20\text{cm}$$

$$h > 30\text{cm}$$

$$h/b < 4$$

$$b_{\text{max}} < 1.5h + b_1$$

Poutres	Sens	Dimension
Poutres principales	Parallèle à YY	35×45
Poutres secondaires	Parallèle à XX	30×35

**Tableau VI.5** Dimensions des poutres

### 5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_{ult} \leq \alpha \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$N_{ult}$ : Effort normal maximal à ELU ( $N_{ult} = 1,35 G + 1,5 Q$ ) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

$B_r$ : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 cm. [ $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$ ].

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que  $\gamma_b = 1,5$  (situation durable ou transitoire).

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier tel que  $\gamma_s = 1,15$  (situation durable ou transitoire).

$f_{c28}$  : Contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) et

$f_e$ : Contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).

$A_s$  : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

$\alpha$ : Coefficient fonction de l'élançement du poteau calculé par :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec :  $\lambda = \frac{L_{\text{flambement}}}{i} = \frac{L_{\text{flambement}}\sqrt{12}}{b}$

-Pré dimensionnement de la section réduite  $B_r$ :

$$B_r \geq \left[ \frac{\beta * Nu - A_s * 0,85 * \frac{f_e}{\gamma_s}}{f_{bu}} \right] \times 0,9$$

Tel que  $\beta = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$  pour  $\lambda \leq 50$

$$\beta = \frac{(0,85)^2}{1500} \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On fixe l'élanement mécanique  $\lambda = 35$  pour s'assurer d'être toujours dans le domaine de la compression simple. Donc :  $\beta = 1,2$ .

$$\frac{A_s}{B_r} \geq 0,9\% \quad (\text{Zone III}), \text{ pourcentage minimal des armatures.}$$

$$B_r \text{ (m}^2\text{)} \geq 0,065 \text{ Nu [MN]}$$

Tel que  $Nu = 1,35N_G + 1,5N_Q$

$N_G$  : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

$N_Q$  : Surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

Tel que  $N_Q$  est déterminé par la descente de charge.

- **Descente des charges**

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « D.T.R.B.C.22 » qui recommandent « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation

des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

Donc:

Sous la terrasse :  $Q_0$ .

Sous le 9ème étage :  $Q_0 + Q_1$ .

Sous le 8ème étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$ .

Sous le 7ème étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

Sous le 6ème étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

Sous le 5ème étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ .

Sous les étages inférieurs :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

D'où :

Niveau	Dégression	$Q_{cumulée}$ [KN /m <sup>2</sup> ]
Sous la terrasse	$Q_0$	1,0
Sous le 9ème étage	$Q_0 + Q_1$	3,5
Sous le 8ème étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$ .	5,75
Sous le 7ème étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .	7,75
Sous le 6ème étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .	9,5
Sous le 5ème étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ .	11
Sous le 4ème étage	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ .	12,25
Sous le 3ème étage	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ .	13,43
Sous le 2ème étage	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ .	14,74
Sous le 1er étage	$Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$ .	16,10
Sous le RDC	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + RDC)$ .	17,25

**Tableau VI.6 Règle de dégression adoptée**

Les charges et les surcharges d'exploitations sont calculées pour le poteau rectangulaire le plus sollicité Pour des sections données pour les poteaux, et connaissant la surface du plancher reprise par le poteau le plus chargé, on va calculer les charges permanentes reprises

par ce poteau ainsi que les surcharges d'exploitation avec la règle de dégression donnée précédemment.

On adopte les dimensions suivantes :

30x30 pour les niveaux 9, 8 et 7 avec  $G_{poteau} = (0,3 \times 0,3 \times 3) \times 25 = 6,75 \text{ KN}$ .

40x40 pour les niveaux 6, 5 et 4  $G_{poteau} = (0,4 \times 0,4 \times 3) \times 25 = 12 \text{ KN}$ .

50x50 pour les niveaux 3, 2 et 1  $G_{poteau} = (0,5 \times 0,5 \times 3) \times 25 = 18,75 \text{ KN}$ .

55x55 pour les niveaux RDC  $G_{poteau \text{ RDC}} = (0,55 \times 0,55 \times 3) \times 25 = 22,70 \text{ KN}$ .

- **Évaluation de G à chaque niveau**

La section du poteau sera calculée avec une majoration de 15% de l'effort normal pour les poteaux centraux sous une poutre à deux travées, pour tenir compte de la discontinuité des différents éléments de plancher ainsi que celle des travées.

Les résultats de calcul des sections sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	Elément	G [KN]	Q [KN]	N <sub>G</sub> [KN]	N <sub>u</sub> [KN]	1,15 N <sub>u</sub> [KN]
Sous la terrasse	Poutre P	15,75	-	134,92	206,14	237,06
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	6,75	-			
	plancher	101,92	16			
Sous 9 <sup>ème</sup> étage	Poutre P	15,75	-	257,52	431,65	496,40
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	6,75	-			
	plancher	89,6	56			
Sous 8 <sup>ème</sup> étage	Poutre P	15,75	-	380,12	651,20	748,84
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	6,75	-			
	plancher	89,6	92			
Sous 7 <sup>ème</sup> étage	Poutre P	15,75	-	507,97	871,76	1002,52
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	12	-			
	plancher	89,6	124			
Sous 6 <sup>ème</sup> étage	Poutre P	15,75	-	635,82	1086,36	1249,31
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	12	-			
	plancher	89,6	152			
Sous 5 <sup>ème</sup> étage	Poutre P	15,75	-	763,67	1294,95	1489,20
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	12	-			
	plancher	89,6	176			

Sous 4 <sup>eme</sup> étage	Poutre P	15,75	-	898,30	1506,70	1732,71
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	18,75	-			
	plancher	89,6	196			
Sous 3 <sup>eme</sup> étage	Poutre P	15,75	-	1032,87	1716,70	1974,20
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	18,75	-			
	plancher	89,6	214,88			
Sous 2 <sup>eme</sup> étage	Poutre P	15,75	-	1167,50	1929,88	2219,40
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	18,75	-			
	plancher	89,6	235,84			
Sous 1 <sup>ier</sup> étage	Poutre P	15,75	-	1306,02	2149,53	2471,95
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	22,70	-			
	plancher	89,6	257,60			
Sous Le RDC	Poutre P	15,75	-	1452,12	2374,40	2730,52
	poutre S	10,5	-			
	poteaux	30,25	-			
	plancher	89,6	276			

**Tableau VI.7** Evaluation de G à chaque niveau

Pour un poteau de 55x55 on a :

$$\lambda = \frac{L_{flambement} \sqrt{12}}{b} = \frac{0,7 * 3 * \sqrt{12}}{0,55} = 13,23 < 50 .$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{13,23}{35}\right)^2} = 0,80 .$$

$$N_{ult} \leq 0,80 \left[ \frac{(0,53)^2 * 25}{0,9 * 1,5} + \frac{(0,55)^2}{1000} * \frac{400}{1,15} \right] = 4245,65 \text{ KN} .$$

$$N_{ult} = 2730,52 \text{ KN} < N_{ult} = 4245,65 \text{ KN} \quad (\text{la condition est vérifiée}).$$

- **Calcul des sections des poteaux**

la formule de la section réduite du béton nous donne :

$$B_r (\text{m}^2) \geq 0,065 N_u \text{ [MN]} .$$

$$B_r = (a - 0,02)^2 \longrightarrow a = \sqrt{B_r} + 0,02 .$$

<b>Niveau</b>	<b>1,15 N<sub>u</sub> [KN]</b>	<b>B<sub>r</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>a(m)</b>
Sous la terrasse	237,06	0,0154	0,1441
Sous 9 <sup>ème</sup> étage	496,40	0,0323	0,1997
Sous 8 <sup>ème</sup> étage	748,84	0,0487	0,2410
Sous 7 <sup>ème</sup> étage	1002,52	0,0652	0,2754
Sous 6 <sup>ème</sup> étage	1249,31	0,0812	0,3050
Sous 5 <sup>ème</sup> étage	1489,20	0,0968	0,3311
Sous 4 <sup>ème</sup> étage	1732,71	0,1126	0,3555
Sous 3 <sup>ème</sup> étage	1974,20	0,1283	0,3781
Sous 2 <sup>ème</sup> étage	2219,40	0,1443	0,3998
Sous 1 <sup>ier</sup> étage	2471,95	0,1610	0,4212
Sous le RDC	2730,52	0,1775	0,4413

*Tableau VI.8 Calcul des sections des poteaux à chaque niveau\**

• **Vérification**

Niveau	Dimension	$\nu$
Sous la terrasse, 9 <sup>ème</sup> étage, 8 <sup>ème</sup> étage	30 x 30	0,26
Sous 7 <sup>ème</sup> étage, 6 <sup>ème</sup> étage, 5 <sup>ème</sup> étage	40 x 40	0,27
Sous 4 <sup>ème</sup> étage, 3 <sup>ème</sup> étage, 2 <sup>ème</sup> étage	50 x 50	0,28
RDC	55 x 55	0,27

**Tableau VI.9** Vérification de l'effort normal réduit

Les résultats obtenus vérifient la formule (7-4-3-1) du RPA 99 /v 2003 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0,30 \quad \text{ou}$$

$N_d$ : l'effort normal de calculs s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : l'air (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$ : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

**6. Pré dimensionnement des voiles**

Les voiles sont des éléments résistants de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales. Le pré dimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques sur les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage et les conditions de rigidité des extrémités :

-Voiles à abouts libres :

$$e \geq 15 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{he}{20} = 15 \text{ cm.} \quad \text{On adopte une épaisseur } e=20 \text{ cm.}$$

Concernant la portée L du voile est variable (va prendre plusieurs dimensions) c'est l'objectif de notre étude comme il est mentionné dans le calcul dynamique.



## **Les planchers**

### **1. Introduction**

Un plancher est une aire généralement plane et horizontale, qui délimite les étages. Il assure la fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges) et la fonction d'isolation acoustique et thermique.

Mais, sous charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs.

Le plancher à corps creux est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et d'éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

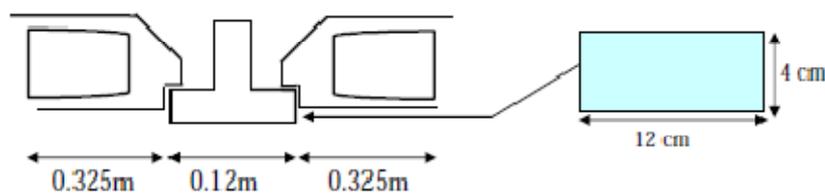
### **2. Calcul des poutrelles**

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes car, nous effectuerons un premier calcul en isostatique puis en hyperstatique.

#### **-1<sup>ère</sup> étape : isostatique**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due au chantier.

La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant isostatiquement (avant durcissement du béton).



**Figure VII.1** Coupe transversale de la poutrelle

- Poids propre de poutrelle :  $0,12 \times 0,04 \times 2,5 = 0,012$  t/ml.

- Poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0,095 = 0,0618$  t/ml.

- Surcharge d'exploitation du chantier :  $0,1 \times 0,65 = 0,065$  t/ml.

Donc :

$$\mathbf{G = 0,0738 \text{ t/ml.}}$$

$$\mathbf{Q = 0,065 \text{ t/ml.}}$$

• **Combinaisons :**

A l'E.L.U :  $P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,074 + 1,5 \times 0,065$

$$\Rightarrow P_u = 0,197 \text{ t/ml.}$$

A l'E.L.S:  $P_{ser} = G + Q = 0,074 + 0,065$

$$\Rightarrow P_{ser} = 0,139 \text{ t/ml}$$

L'expression de moment max est donnée par :

$$M_{max} = (P \times L^2) / 8$$

$$L_{max} = 4\text{m}$$

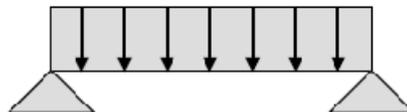
A l'E.L.U:  $M_u = (P_u \times L^2) / 8$

$$M_u = 0,394 \text{ t.m /ml.}$$

A l'E.L.S:  $M_{ser} = (P_{ser} \times L^2) / 8$

$$M_{ser} = 0,278 \text{ t.m /ml.}$$

$$L_{max} = 4\text{m}$$



**Figure VII.2** Schéma des charges réparties sur une poutrelle

L'effort tranchant maximal est donné par:

$$T_{max} = (P \times L) / 2$$

A l'E.L.U:  $T_{umax} = (P_u \times L) / 2$

$$T_{umax} = 0,394 \text{ t /ml.}$$

A l'E.L.S:  $T_{sermax} = (P_{ser} \times L) / 2$

$$T_{sermax} = 0,278 \text{ t /ml.}$$

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U, car la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

- **Calcul des armatures**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 1.78$$

$$\rho = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.41$$

$$\mu_c = 0.306$$

$\mu > \mu_c$  D'où les armatures comprimées sont nécessaires afin d'équilibrer le moment M, mais on est limitée par la section du béton. Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table de compression.

**2<sup>ème</sup> Étape : hyperstatique**

- **Hypothèses de calcul**

-les éléments étudiés sont des poutres ou des poutrelles supportant des planchers à charge d'exploitation modérée.

-La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente (g) et à 5kN/m<sup>2</sup>

- La section transversale de la poutre reste constante sur toutes les travées.

- Les portées consécutives ( $L_i, L_{i+1}$ ) ont un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 < L_i / L_{i+1} < 1.25$$

- La fissuration est peu nuisible.

**Pour notre cas on a :**

- La première condition est vérifiée.

- La deuxième condition est vérifiée.

- La section transversale est constante pour toutes les travées.

- Les portées sont telles que :  $0.8 < l_i / l_{i+1} < 1.25$  pour  $L_i = 2m$  et  $L_{i+1} = 4m$

$L_i / L_{i+1} = 0.5$  (condition non vérifiée).

Donc on adoptera pour le calcul des poutrelles, la méthode de caquot.

- **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants des poutrelles :**

Après le coulage de la table de compression, les poutrelles supportent des planchers à charges d'exploitations modérées.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$P_u$ (KN/ml)	$P_{ser}$ (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4,1405	0,65	6,564	4,790
Etage courant	3,64	1,625	7,351	5,265

Tableau VII.1 Charges supporté par Les poutrelles

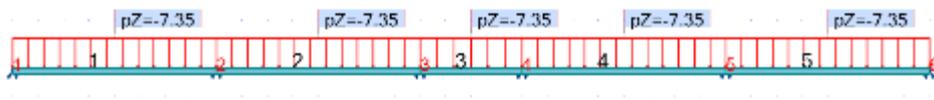
Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie

$$P_u = 7.351 \text{ KN/ml}$$

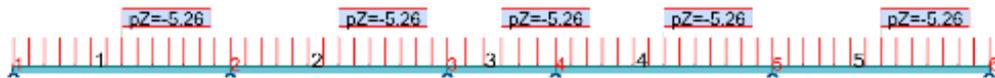
$$P_{ser} = 5.265$$

- Schémas statiques

ELU



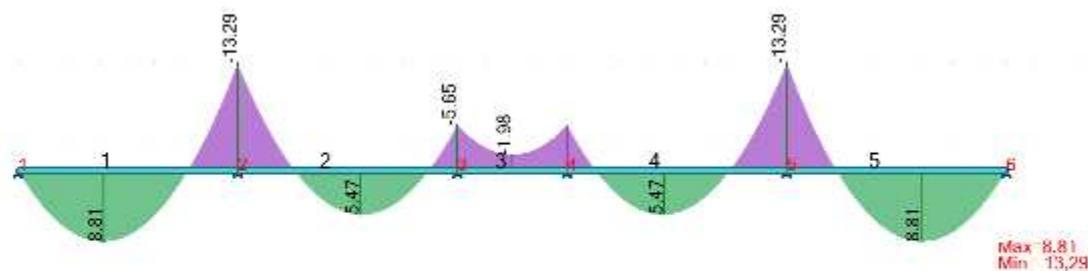
ELS



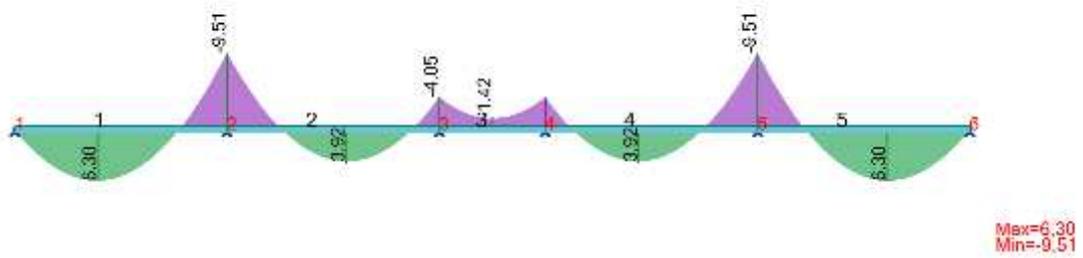
Pour la détermination des moments (E.L.U, E.L.S) et des efforts tranchants nous avons utilisé le logiciel **ROBOT 2011**

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après:

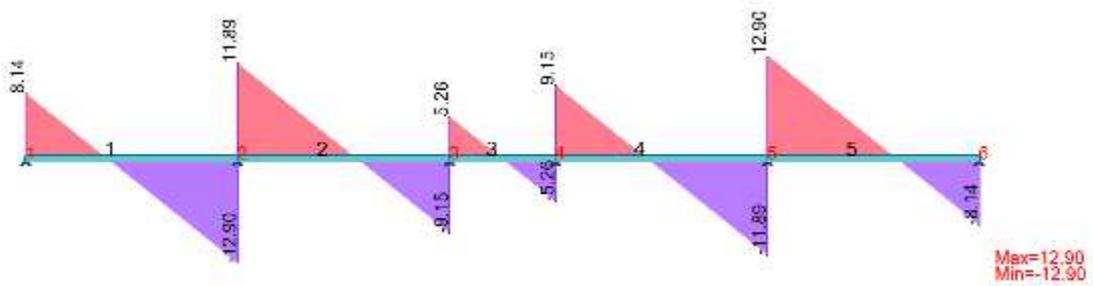
- Diagramme des moments à l'ELU



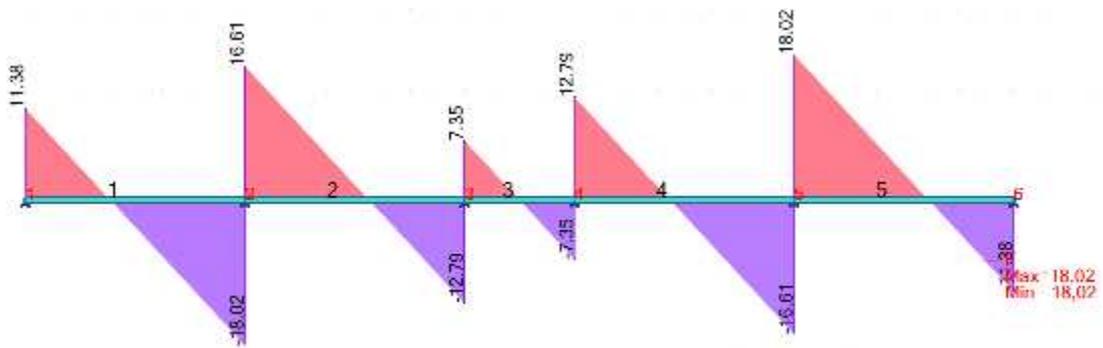
**Diagramme des moments à l'ELS**



**- Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU**



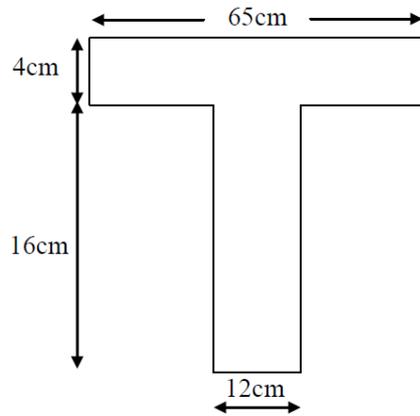
**- Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS**



### 3. Ferrailage des poutrelles

#### 3.1. Armature longitudinale

- En travée



**Figure VII.3** Schéma de la partie de la dalle de compression qui revient à la poutrelle

Fibres tendues en bas

$$M_{max} = 8,81 \times 10^{-3} \text{ MN} \cdot \text{m} \quad M_t = b h_o \cdot f_{bc} (d - h_o / 2)$$

$$d = 0,9h = 0,18 \text{ m} \quad f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$M_t = 6,55 \times 10^{-2} \text{ MN} \cdot \text{m} \quad \text{alors } M_{max} < M_t$$

Donc on est ramené à l'étude d'une section rectangulaire.

$$S = b \times h = 65 \times 20 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{\mu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.02 \quad \mu_c = 0,2992$$

$$\mu < \mu_c$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.036$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.17 \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Soit **2HA8+1HA10**

- **Sur appuis**

Au niveau des appuis les fibres sont tendus dans la partie supérieure de la poutrelle

$$M_{umax} = 13,29 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \quad M_t = 6,55 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$M_{umax} < M_t \rightarrow$  On fait le calcul pour la même section rectangulaire (65×20cm<sup>2</sup>)

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.044 \quad \mu_c = 0,2992$$

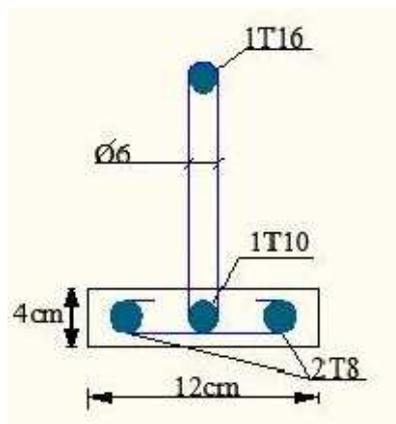
$$\mu < \mu_c$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0.056$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.175 \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 2,18 \text{ cm}^2$$

Soit **1HA16**



*Figure VII.4 Schéma de ferrailage des poutrelles*

### 3.2. Armature transversale

Fissuration peu nuisible

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{b_0 \times d}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$V_\mu = 12,90 \text{ KN}$$

$$\tau_\mu = \frac{12,90 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,597 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) \quad \text{Min} (3,25 ; 4) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Pour l'espacement ainsi que la section d'acier on a :

$$\frac{A_t}{B_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_\mu - 0,3 f_{tjk}}{0,8 \cdot f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Puisque on a des armatures droites  $\Rightarrow \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$

Avec reprise du bétonnage  $\Rightarrow K = 0$

$$\frac{A_t}{B_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_\mu}{0,8 \cdot f_e} \quad \text{On choisit : } A_t = 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \text{ et on calcule } S_t.$$

$$f_{e24} = 235 \text{ Mpa} \quad \tau_\mu = 0,597 \text{ Mpa}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{\tau_\mu \cdot b_0} = \frac{0,8 \times 0,57 \times 235 \times 10^{-4}}{0,597 \times 0,12} = 0,149 \text{ m}$$

$$\rightarrow S_t \leq 14 \text{ cm}$$

On a aussi  $S_t \leq \text{min} (0,9d, 40 \text{ cm}) = 0,18 \text{ m}$  soit  $S_t = 14 \text{ cm}$ .

### 3.3 Vérification de la condition de non fragilité (Art .A.U.2 du BAEL91)

$$A_s \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$\frac{0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2 < 1,79 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Sur appui :

$$A_s = 0,26 \text{ cm}^2 < 2,0096 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

### 3.4 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

-Appuis de rive : l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :  $V_{\mu} < \bar{V}_u$

$$V_{\mu} = 12.90 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times 0.9d \times b_0 \times f_{c28} = 0.129 \text{ MN}$$

$V_{\mu} < \bar{V}_u$  (Condition vérifiée).

### 3.5 Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table – nervure)

$$\bar{\tau} = 3.25 \text{ MN}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{V_u(b-b_0)}{1.8.d.b_0.h_0} = 0.811 < 3.25 \text{ Mpa}$$

$\tau_{\mu} < \bar{\tau}_{\mu}$  (Condition vérifiée).

### 3.6. Vérification à L'ELS

La fissuration étant peu nuisible, il n'y a donc pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures. Les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont :

$$\text{Travée : } \sigma_{bc} = 3,31 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\text{Appui : } \sigma_{bc} = 4,71 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

### 3.7 Vérification de la flèche

$$f = \frac{M_{max} \cdot L^2}{9.6EI} \quad \text{avec} \quad I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot \delta^2 \quad (\text{Théorème de Huygens}).$$

• **Calcul du moment d'inertie de la section totale**

$$I = \frac{b \cdot h_0^3}{12} + b h_0 \times (G_1 G_0)^2 + (b_0 h^3 / 12) + (h b_0) \times (G_2 G_1)^2$$

$$I = 1.676 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$M_{max} = q L^2 / 8 = 12 \text{ KN.m}$$

-Calcul de f :

$$f = 4.32 \times 10^{-3} \text{ m} \quad f' = L/500 = 8 \times 10^{-3}$$

$$f = 4.32 \times 10^{-3} < f' = 8 \times 10^{-3} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

**4. Ferrailage de la dalle de compression**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage auquel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrell

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}$$

$$L_1 \geq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec:

$L_t$ : Distance entre l'axe des poutrelles ( $L_t = 60 \text{ cm}$ ).

$A_1$ : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$A_2$ : Diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = A_1 / 2$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } L_1 = 65 \text{ cm}$$

$$A_1 = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_2 = A_1 / 2 = 0.325 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6

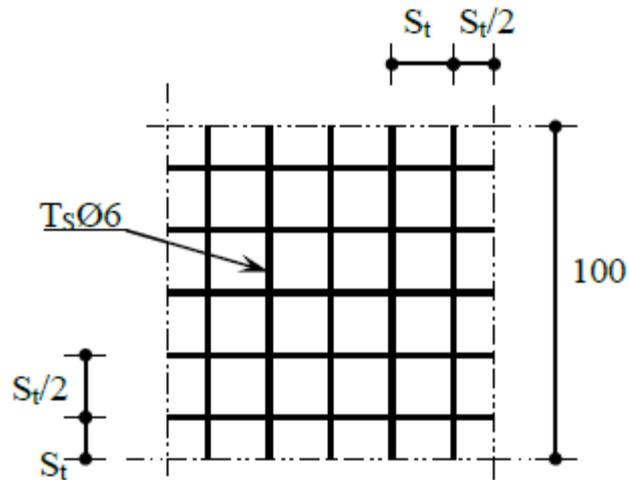
$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2$$

- **Armature de répartition**

$$A_2 = A_1 / 4 = 0.35 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6       $A_2 = A_1 / 4 = 0.35 \text{ cm}^2$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.



*Figure VII.5 Disposition constructive des armatures de la dalle de compression*

## *Étude dynamique*

### **1. Introduction**

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement des constructions, sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

Les aspects fondamentaux de la sollicitation dynamique sont la variation du chargement dans le temps, et le mode d'équilibre des efforts internes de réduction du faite que la sollicitation sismique génère des forces d'inertie résistantes au mouvement de la structure.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à la modélisation. Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux.

De même, l'expérience à montrer que les analyses simplifiées reposant sur les lois de la dynamique des systèmes vibrants aboutissent à des résultats qui reflètent le comportement dynamique réel des ouvrages considérés, ainsi que pour la détermination des déformations et des contraintes développées dans la structure.

De ce fait pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi Lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée**

Il est commode d'utiliser la modélisation en masses concentrées dans le cas ou la distribution des masses n'est pas tout à fait uniforme, formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations.

- **Modélisation en éléments finis**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments. On détermine les inconnues au niveau des nœuds, puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure. Cette méthode constitue une technique très robuste pour

exprimer les déplacements d'un système très complexe à l'aide d'un nombre fini de coordonnées.

## **2. Méthode de calcul**

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de trois principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- **Méthode statique équivalente**

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA99/version2003 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I** : tous les groupes.

**Zone IIa** :

- groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone IIb et III:**

- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

- **la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**

Les règlements Algérien ou étrangers, préconisent en plus de la méthode statique équivalente, l'utilisation de la méthode de calcul dynamique par spectre de réponse ou par intégration direct en utilisant des accélérogrammes réels ou synthétique.

· La méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention des spécialistes.

- **la méthode d'analyse modale spectrale**

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

-La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.

-L'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- L'établissement d'une bonne modélisation.
- Le choix judicieux des modes à retenir.
- La connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes, la règle quadratique ne doit pas être considérée comme ayant une valeur universelle.

### **3. Nombre de modes à considérer**

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être tel que [RPA] :

- La Somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale.
- Le minimum de modes à retenir est de trois(03).

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre minimal de modes (K) à considérer est donné par l'inégalité suivante [RPA] :

$$\mathbf{K} \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad \mathbf{T}_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Avec : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_k$  la période du mode K.

### **4. Combinaison des réponses modales**

Les réponses modales (sollicitations, déplacements, contraintes, accélérations) calculées pour différents modes retenus sont combinées de façon à reconstituer l'ensemble des effets du séisme réel.

Le dimensionnement de l'ouvrage doit tenir compte de :

- la multiplicité des directions (x, y, z) d'arrivée d'ondes sismique.

Pour le cas général : les maxima des effets de chaque composante sismique E peuvent être déterminés séparément puis combinés suivant les formules :

- $E = +E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$
- $E = +0.3E_x + E_y + 0.3E_z$
- $E = +0.3E_x + 0.3E_y + E_z$

Tel que  $E_x$ ,  $E_y$ , et  $E_z$  : désignent les déformations ou sollicitations (divisées par un coefficient de comportement  $R$ ) dues à chacune des composantes horizontales et vertical respectivement  $E$  est l'effet de l'action résultante.

- multiplicité des modes de l'oscillateur constitué par l'ouvrage.

A ce stade, pour chaque paramètre de dimensionnement (moment de flexion, effort normal, effort tranchant) et pour chaque paramètre de contrôle (rotation, déplacements), la valeur retenue est le maximum (puisque déterminée à partir de spectres de réponses) observé en parcourant la gamme des modules de sol. Puisque il s'agit de réponse vibratoire, on doit envisager la possibilité d'un changement de signe de l'ensemble des paramètres.

Ainsi, on se confronte au problème de la combinaison des réponses des modes retenus.

Différentes méthodes peuvent être adoptées pour effectuer cette combinaison pour une direction sismique.

➤ **Combinaison arithmétique**

Les différentes réponses modales passent toutes par leur valeur maximale, au même instant, et avec le signe le plus défavorable pour le dimensionnement : c'est la probabilité pour qu'elles atteignent simultanément leur amplitude maximale.

C'est une addition pure et simple, dans le sens le plus défavorable, des diverses composantes modales. Sauf cas particulier où un mode serait largement prédominant, une telle méthode est en fait impraticable car elle conduirait à des surdimensionnements très importants et, pour une bonne part injustifiés.

➤ **Superposition quadratique (SRSS)**

Les différents modes n'atteignent pas leur maximum en même instant (puisque la pulsation propre diffère d'un mode à un autre, ce qui va engendrer un déphasage entre les réponses de chaque mode), il serait pessimiste de faire l'hypothèse que la sollicitation maximale d'une structure soit égale à la somme des valeurs absolues des sollicitations sous chaque mode (solution trop conservative et qui donne une surestimation importante de la réponse totale).

Si l'on postule l'absence de corrélation entre les différentes réponses modales, on suppose alors que ces réponses sont statiquement indépendantes. Dans ces conditions, le maximum probable d'une réponse de la structure (sollicitations, déplacements, contraintes, accélérations) est la racine carrée de la somme des carrés des réponses  $x_i$ , correspondant aux différents modes :

$$X = \sqrt{\sum_{i=1}^n X_i^2}$$

Cette combinaison constitue une bonne approximation de la réalité dans le cas où le spectre de réponse possède une large bande de fréquences et où les modes propres de la structure sont bien séparés, mais dans le cas des modes dont les fréquences sont voisines (écart inférieur à 10%), sa validité n'est pas établie parce que leurs réponses ne peuvent plus être considérées comme indépendantes.

Deux modes ayant des fréquences voisines à 10 % près sont regroupés de la manière la plus défavorable, en additionnant les valeurs absolues, avant de combiner quadratiquement le résultat avec les réponses sur les autres modes :

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

On prendra donc la totalité des deux premières réponses plus la racine carré de la somme des carrés des autres modes.

➤ **Combinaison quadratique complète (CQC)**

Il existe également une autre méthode qui est la Combinaison Quadratique Complète (CQC).

Pour cette méthode nous n'avons pas besoin de vérifier la condition d'indépendance pour chaque deux modes puisque la méthode elle-même nous permet de faire cette vérification en introduisant un coefficient nommé coefficient de corrélation (d'où l'intérêt de cette méthode pour la modélisation en 3D en utilisant des logiciels de calcul).

Lorsque les pulsations propres sont écartées, la valeur du coefficient de corrélation est très petite et la combinaison CQC tend vers la combinaison SRSS, alors que lorsque les pulsations propres sont très proches le coefficient de corrélation tend vers 1 et la combinaison CQC tend vers la somme des valeurs absolues de toutes les réponses  $\max(E = \sum E_i)$ .

On utilisera donc cette dernière méthode pour notre modélisation.

$$X = \sqrt{\sum_{i,j} \alpha_{i,j} X_i \cdot X_j}$$

$\alpha_{i,j}$  : est égale à 1 pour  $i=j$  et décroît rapidement lorsque le rapport  $\frac{w_i}{w_j}$  augmente à partir de 1.

La combinaison quadratique habituelle n'est qu'un cas particulier.

### 5. Spectre de réponse de calcul

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre (caractéristique de la structure) et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné. Du point de vue génie parasismique, la réponse maximale importe plus que la chronologie détaillée du mouvement dans le temps.

Le spectre réglementaire de calcul est le suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7.$$

Pourcentage d'amortissement critique donné par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

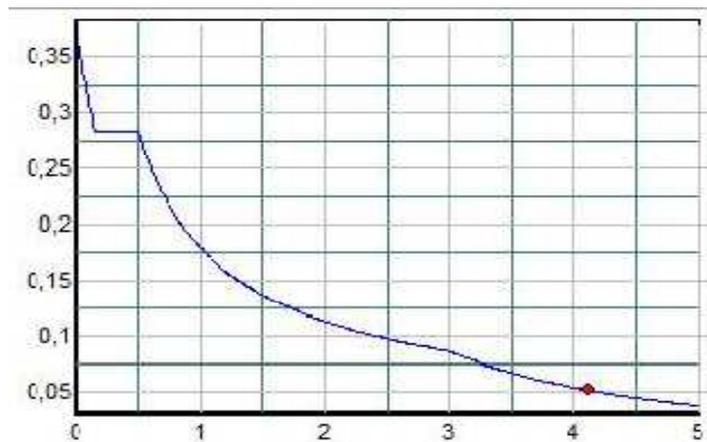
Dans notre cas  $\xi = 7\%$ .

A = 0.25 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R = 4 (portiques contreventés par des voiles - tableau 4.3 RPA99/version2003).

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.70 \text{ sec} \end{array} \right\} \text{ (Tableau 4.7 RPA99/version 2003).}$$

Q = 1.15.



**Figure VIII.1** Spectre de réponse du RPA 99/ version 2003

## 6. Modélisation de la structure

Vu la complexité de la structure étudiée, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures devient nécessaire.

L'étude dynamique est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel *concrète building structures (CBS Version 2011)*.

### -Description du logiciel : *concrète building structures (CBS)*

CBS « *concret building structures* » est un logiciel de calcul qui fait partie du logiciel ROBOT/V2011, conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments en béton armé.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique et de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (matrice de rigidité, déplacement, et effort, contraintes, flèches, réactions.....etc.) à partir d'une modélisation préalable et appropriée.

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

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations de calcul en vigueur à travers le monde (Euro code, BAEL UBC, ACI...etc.) ainsi que les règlements parasismiques tel que PS 92, RPA 99/V 2003.....etc.

En effet, grâce à ces diverses fonctions, il permet un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

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

Dans l'étape de calcul CBS exporte le modèle au ROBOT qui va faire l'analyse complète et afficher les résultats.

CBS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ROBOT et SAFE).

## **7. Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique**

-La structure est classée en groupe d'usage 2(bâtiment à usage de bureau dont la hauteur est de 30m et qui ne dépasse pas les 48 m) suivant la classification de RPA 99 version 2003.

- Le site est de catégorie S4 (site très meuble).

- L'ouvrage se trouve dans une zone de sismicité élevée (zone III).

- Le système structurel est constitué par portiques contreventés par des voiles en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la totalité de la charge horizontale.

-La composante verticale de la force sismique n'est pas considérée, de faite de l'absence d'une porte à faux qui dépasse 1,5 m comme stipulé par le RPA.

## **8. Analyse dynamique des structures projetées**

Cette analyse a pour but de faire une comparaison entre des structures à portiques contreventées par des voiles en béton armé, de largeur variable disposés aux angles des blocs. Le critère de comparaison est basé sur le comportement des structures vis-à-vis de l'action sismique, pour cela on va s'intéresser par les valeurs maximales des moments de flexion et des contraintes normales ainsi que les déplacements aux sommets des blocs dans la direction la plus défavorable et le ferrailage des voiles sous ces sollicitations.

### **• Modèles de structures à comparer**

Dans la présente étude, on a deux modèles qui font l'objet de la comparaison :

#### **➤ 1<sup>er</sup> modèle**

Comporte quatre structures contreventées par des voiles en béton armé disposés en ailerons des immeubles de 20 cm d'épaisseur et de largeur variables (0,8m, 1,2m, 1,6m, 2,0m)

➤ **2<sup>ème</sup> modèle**

Le deuxième modèle est identique au premier avec une seule différence qui consiste en l'élimination des poteaux d'angles.

Il comporte quatre structures contreventées par des voiles en béton armé de 20 cm d'épaisseur placé aux angles des bâtiments ayant des largeurs variables (0,8m, 1,2m, 1,6m, 2,0m).

Une modélisation des structures étudiées à été faite par le logiciel Concrète Building Structure (CBS 2011) qui préconise plusieurs modèles fondamentaux, et qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

Le modèle adopté est un bâtiment encasté à la base et comporte 10 niveaux :(R+9).

Dans notre cas les éléments non modélisés sont introduits comme charges.

L'analyse complète de nos modèles nous permet de tirer les différentes sollicitations et de faire des comparaisons entre les structures étudiées.

## **9. Comparaison et interprétation des résultats**

En premier lieu une étude du comportement des structures a été effectuée sur chaque modèle indépendamment des autres ; puis entre deux éléments de voile ayant la même rigidité et faisant partie de deux modèles différents, avec incorporation ou non de poteaux dans l'angle de ce dernier.

### **9.1. Premier modèle**

Ce modèle contient des bâtiments à quatre façades :

- Façade avant.
- Façade arrière.
- Façade droite.
- Façade gauche.

Chacune d'elles possède deux voiles, droit et gauche.

-Dans cette comparaison nous nous intéressons aux voiles du RDC qui sont les plus sollicités par rapport aux autres voiles.

-L'évolution de la largeur de ces voiles est de l'ordre de 0,4m quant on passe d'une structure à une autre à partir de 80 cm c'est à dire les dimensions suivantes : 0,8m, 1,2m, 1,6m, 2,0m.

-Dans les tableaux de comparaison, le voile droit est noté par le numéro 1 et le voile gauche par le numéro 2.

-Les structures du premier modèle sont caractérisées par l'existence des poteaux d'angles.

-Le logiciel CBS utilisé pour le calcul des bâtiments du premier modèle nous donne les différents sollicitations notamment les éléments de réductions (moment fléchissant, l'effort tranchant et l'effort normal), les contraintes (normales et tangentielles), les déplacements, les flèches.....etc.

-Dans ce cas là on va s'intéresser par les valeurs extrêmes (maximales et minimales) du moment de flexion et de la contrainte normale ainsi que les déplacements.

-Les autres sollicitations sont citées à l'annexe sous forme de tableaux.

**Période de vibration des structures**

	Structure avec voile de 0,8 m	Structure avec voile de 1,2 m	Structure avec voile de 1,6 m	Structure avec voile de 2,0m
Période [sec]	1,15	1,09	1,03	0,96

**Interprétation**

Les périodes propres de vibration diminuent avec l'augmentation de la rigidité des structures

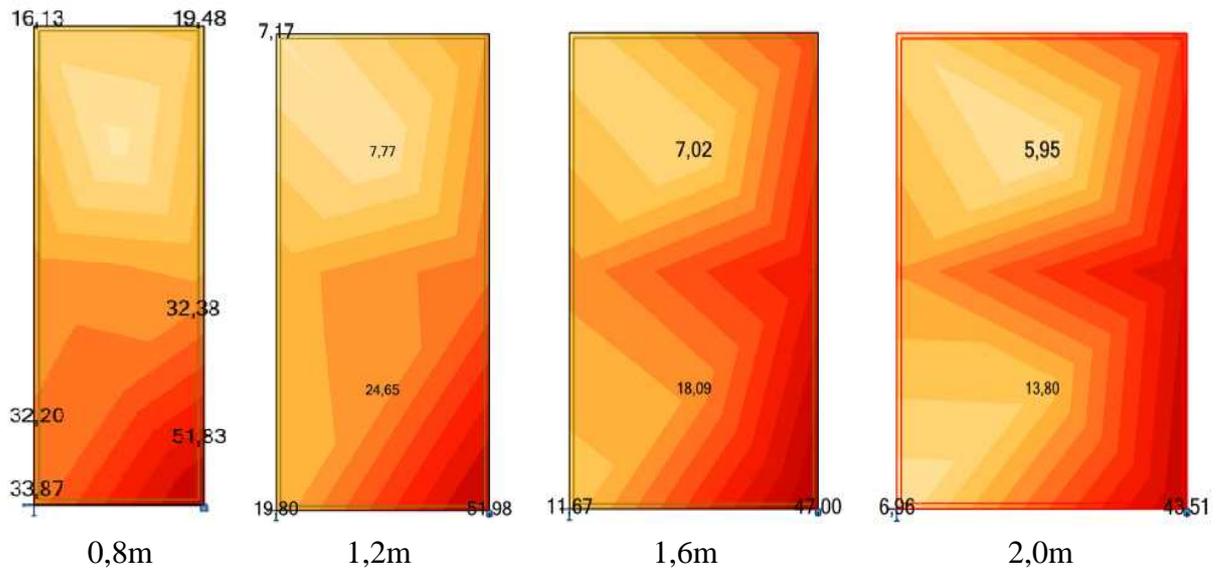
**Sollicitations**

-Les valeurs max et min des sollicitations (moment et contrainte) sont citées dans les tableaux ci-dessous avec des figures (cartographies) correspondantes ainsi que les déplacements.

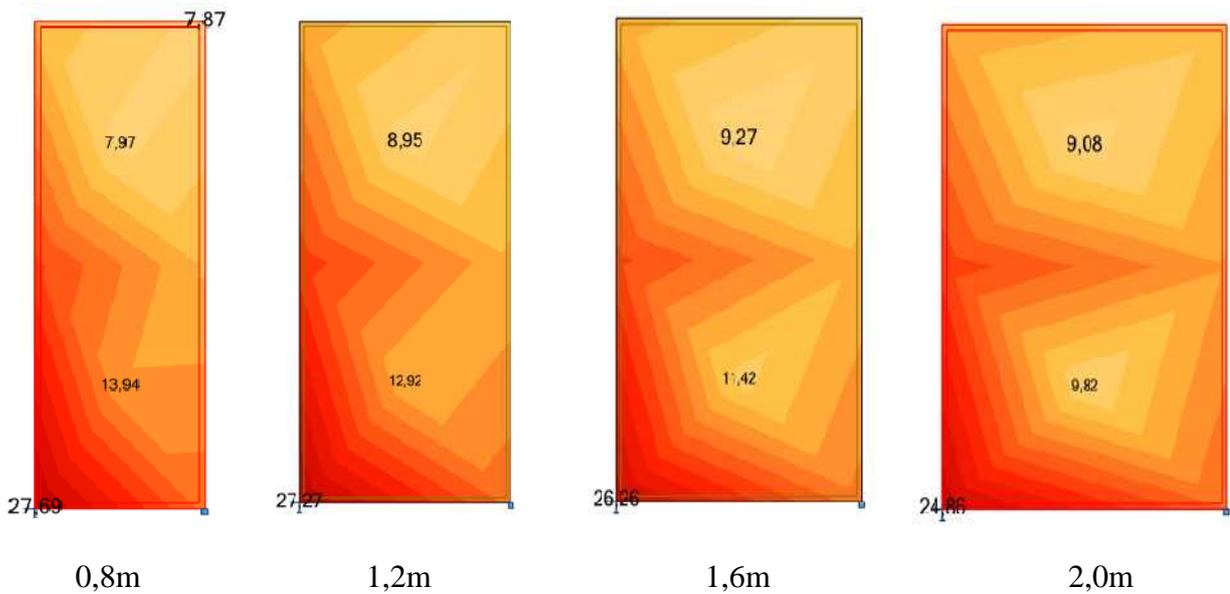
- **Voile droit de la façade avant**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN .m)		$\sigma_{yy}$ (MN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Avant	Voile 1	0,8	61,11	7,38	27,69	7,87
		1,2	51,98	7,17	27,27	8,95
		1,6	47,00	7,02	26,26	9,27
		2,0	43,51	5,95	24,86	9,08

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

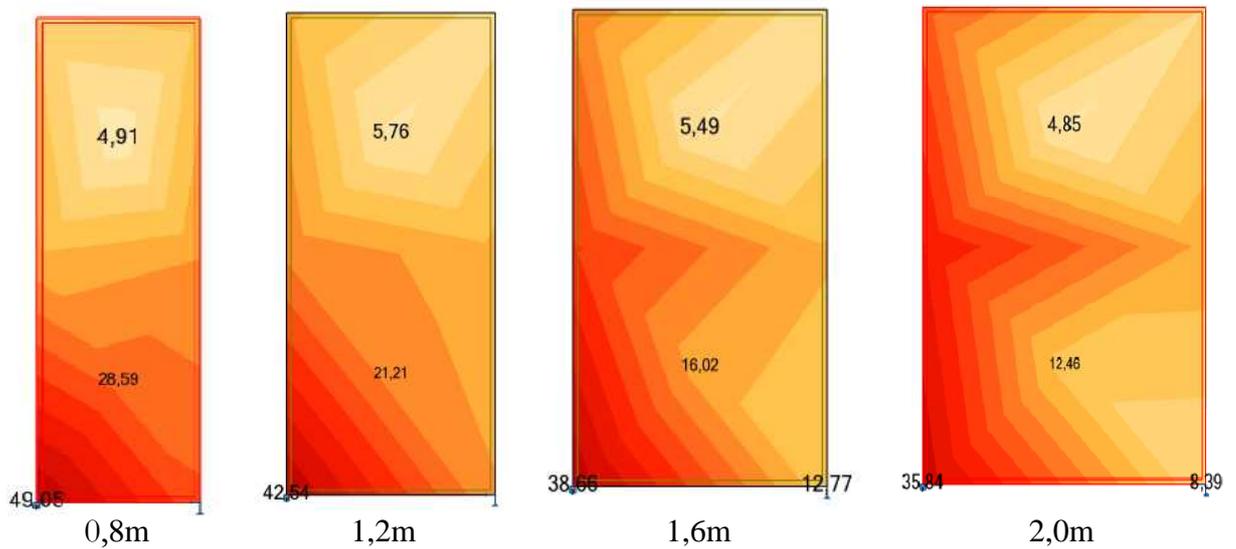
D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max diminuent de 61,11 KN.m à 43,51 KN.m, elles sont concentrées dans la zone de jonction avec le poteau.

Les valeurs des contraintes maximales varient de 27,69 MN/m<sup>2</sup> à 24,86 MN/m<sup>2</sup> alors que leur emplacement est dans le coin inférieur de l'extrémité libre.

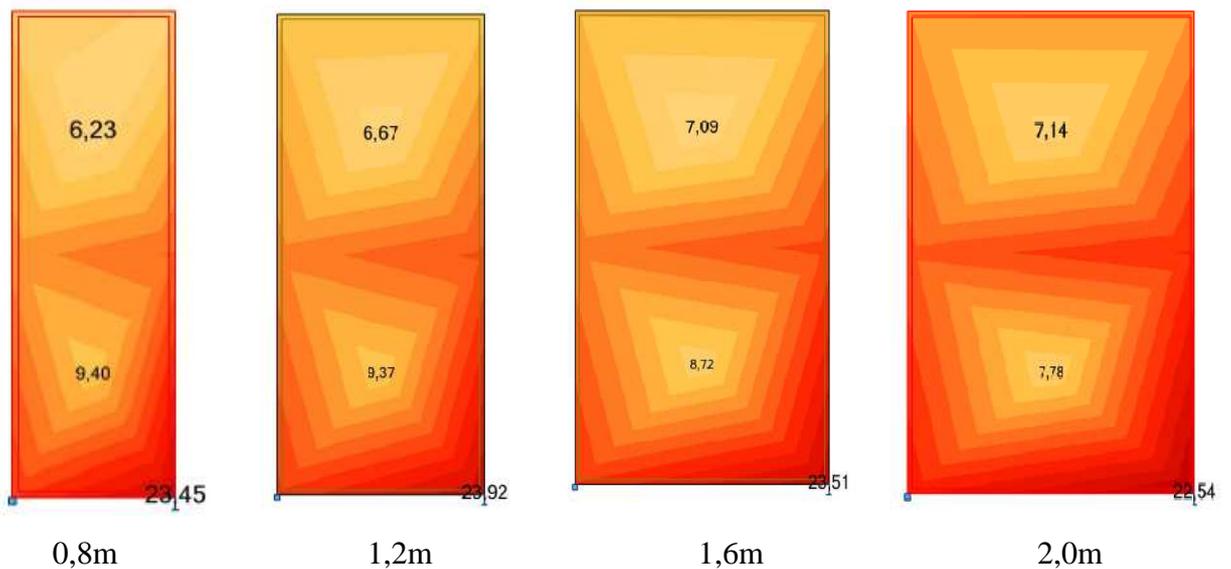
- Voile gauche de la façade avant

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (MN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Avant	Voile 2	0,8	49,05	4,91	23,45	6,23
		1,2	42,54	5,76	23,92	6,67
		1,6	38,66	5,49	23,51	7,09
		2,0	35,84	4,85	22,54	7,14

-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )



-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )



**-Interprétation**

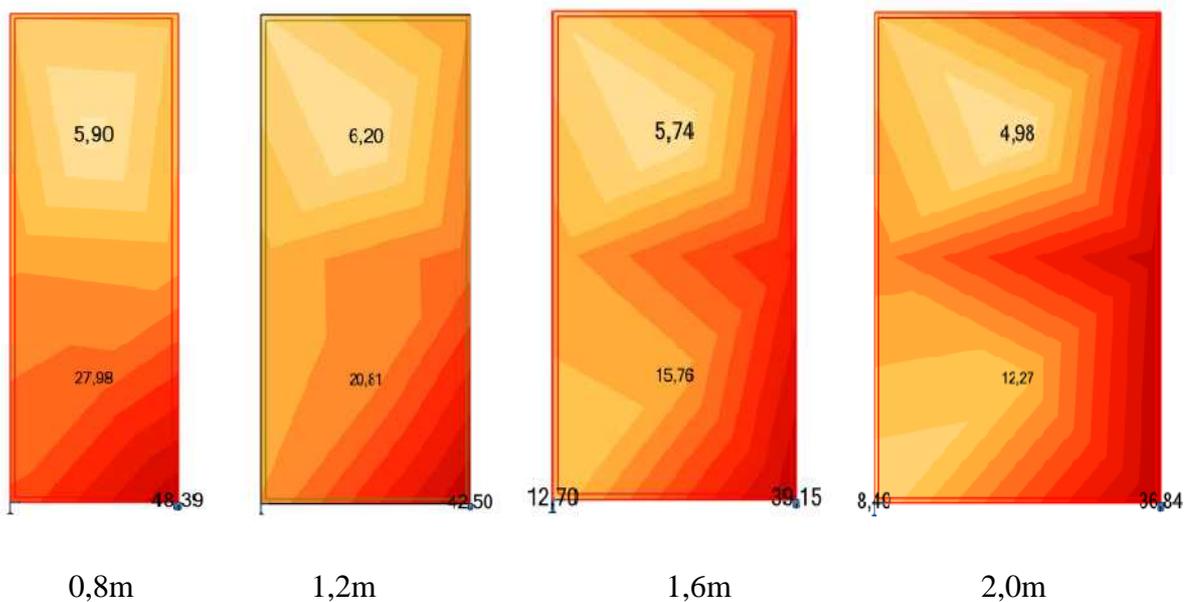
D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max diminuent de 49,05 KN.m à 35,84 KN.m, elles sont concentrées dans la zone de jonction avec le poteau.

Les valeurs des contraintes maximales varient de 23,45 MN/m<sup>2</sup> à 22,54 MN/m<sup>2</sup> alors que leur emplacement est dans le coin inférieur de l'extrémité libre.

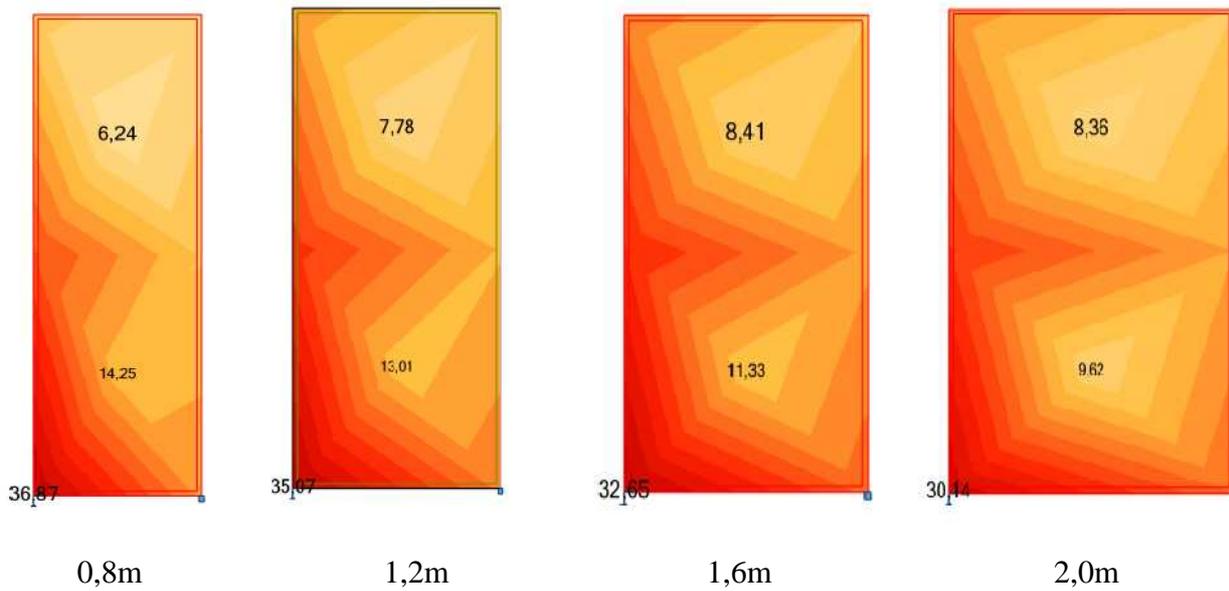
- **Voile droit de la façade arrière**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (MN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Arrière	Voile 1	0,8	48,39	5,90	36,87	6,24
		1,2	42,50	6,20	35,07	7,78
		1,6	39,15	5,74	32,65	8,41
		2,0	36,84	4,98	30,14	8,36

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

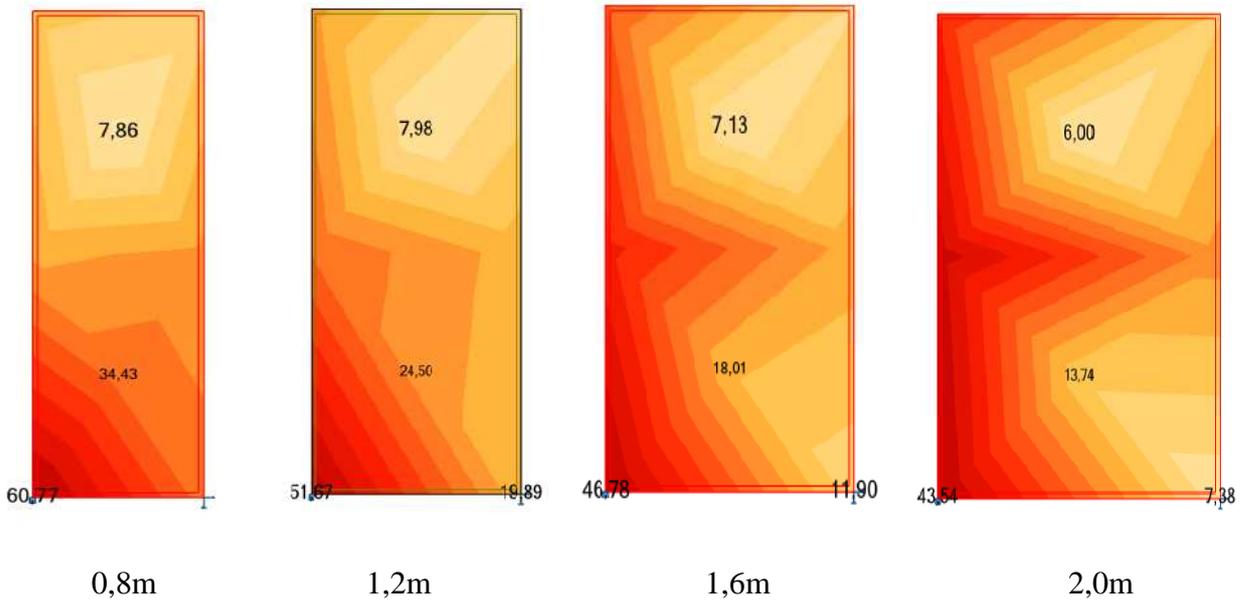
D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max diminuent de 48,39 KN.m à 36,84 KN.m, elles sont concentrées dans la zone de jonction avec le poteau.

Les valeurs des contraintes maximales varient de 36,87 MN/m<sup>2</sup> à 30,14 MN/m<sup>2</sup> alors que leur emplacement est dans le coin inférieur de l'extrémité libre.

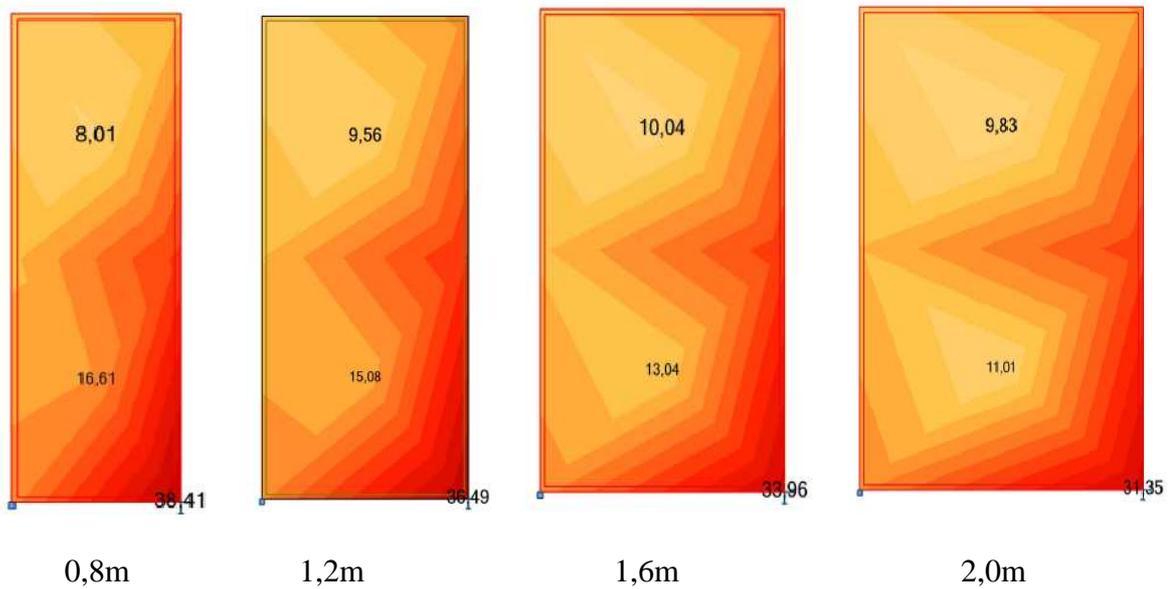
- **Voile gauche de la façade arrière**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (MN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Arrière	Voile 2	0,8	60,77	7,86	38,41	8,01
		1,2	51,67	7,98	36,41	9,56
		1,6	46,78	7,13	33,96	10,04
		2,0	43,54	6,00	31,35	9,83

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

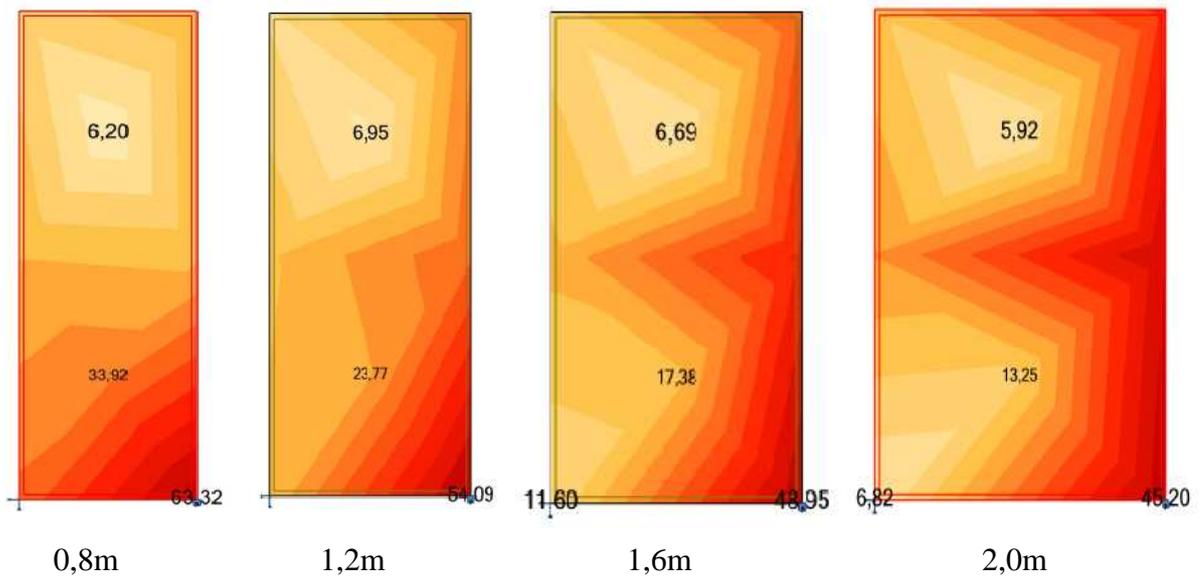
D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max diminuent de 60,77 KN.m à 43,54 KN.m, elles sont concentrées dans la zone de jonction avec le poteau.

Les valeurs des contraintes maximales varient de 38,41 MN/m<sup>2</sup> à 31,35 MN/m<sup>2</sup> alors que leur emplacement est dans le coin inferieur de l'extrémité libre.

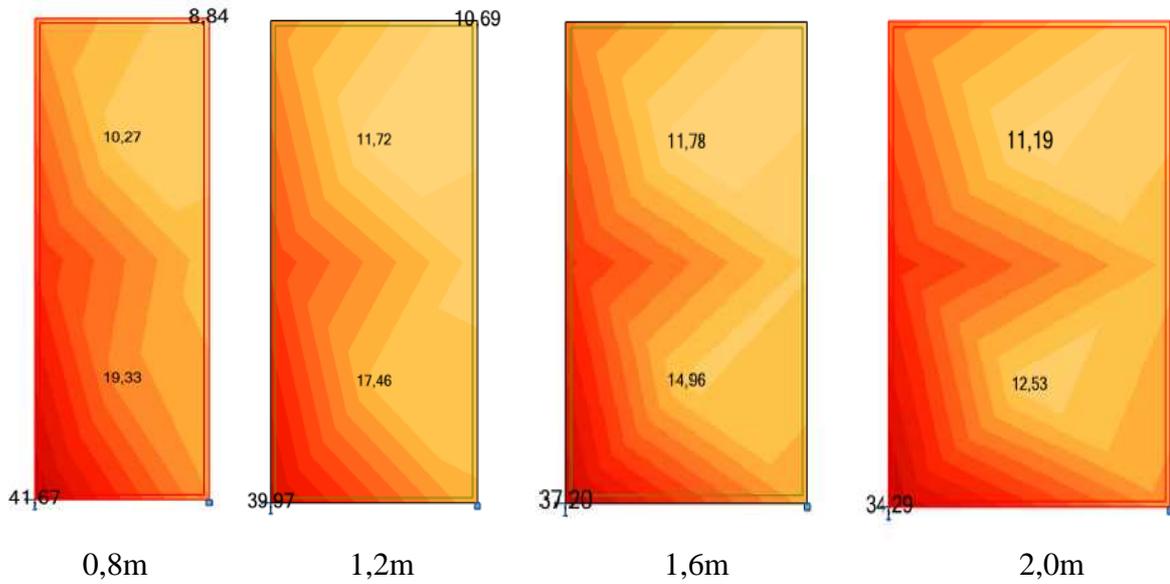
- Voile droit de la façade droite

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (MN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Droite	Voile 1	0,8	63,32	6,20	41,67	8,84
		1,2	54,09	6,95	39,97	10,69
		1,6	48,95	6,69	37,20	11,78
		2,0	45,20	5,92	34,29	11,19

-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

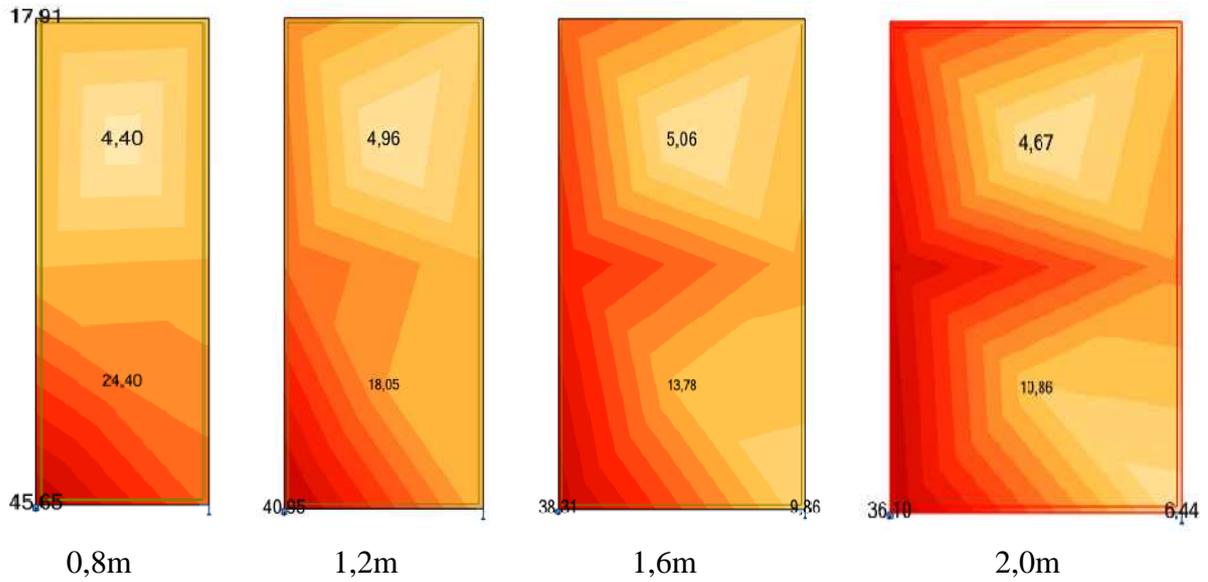
D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max diminuent de 63,32 KN.m à 45,20 KN.m, elles sont concentrées dans la zone de jonction avec le poteau.

Les valeurs des contraintes maximales varient de 41,67 MN/m<sup>2</sup> à 34,29 MN/m<sup>2</sup> alors que leur emplacement est dans le coin inferieur de l'extrémité libre.

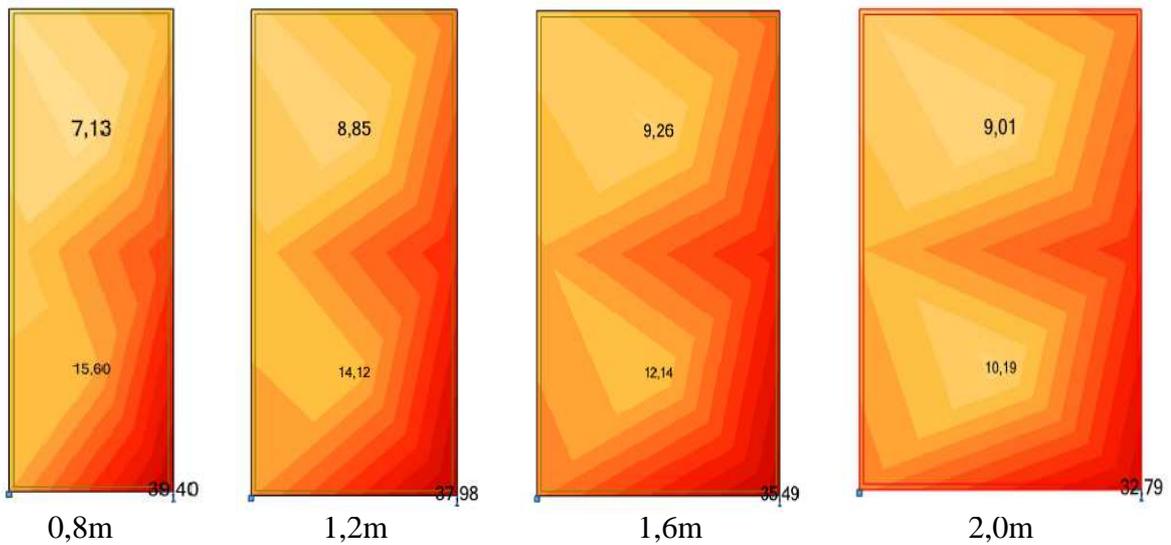
- **Voile gauche de la façade droite**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (MN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Droite	Voile 2	0,8	45,65	4,40	39,40	7,13
		1,2	40,95	4,96	37,98	8,85
		1,6	38,31	5,06	35,49	9,26
		2,0	36,10	4,67	32,79	9,01

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

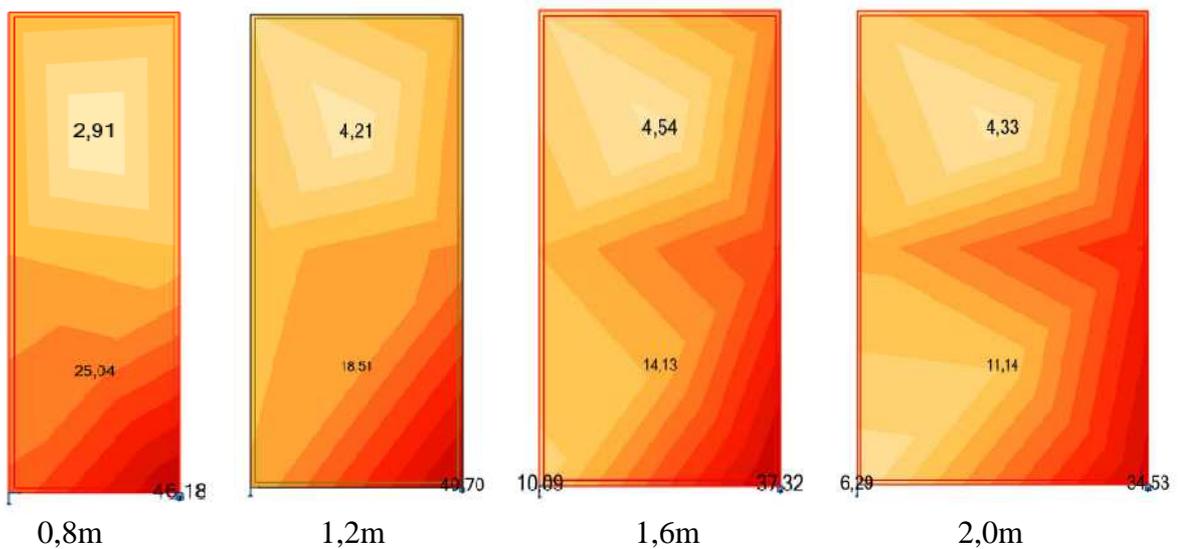
D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max diminuent de 45,65 KN.m à 36,10 KN.m, elles sont concentrées dans la zone de jonction avec le poteau.

Les valeurs des contraintes maximales varient de 39,40 MN/m<sup>2</sup> à 32,79 MN/m<sup>2</sup> alors que leur emplacement est dans le coin inférieur de l'extrémité libre.

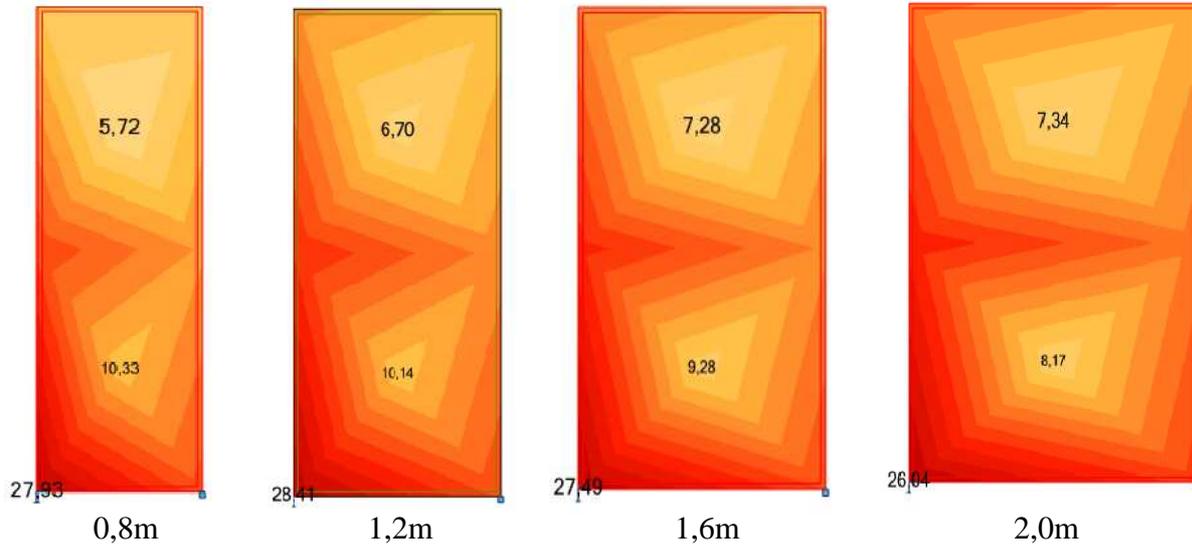
- Voile droit de la façade gauche

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (MN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Gauche	Voile 1	0,8	46,18	2,91	27,93	5,72
		1,2	40,70	4,21	28,41	6,70
		1,6	37,32	4,54	27,49	7,28
		2,0	34,53	4,33	26,04	7,34

- Moment de flexion ( $M_{yy}$ )



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

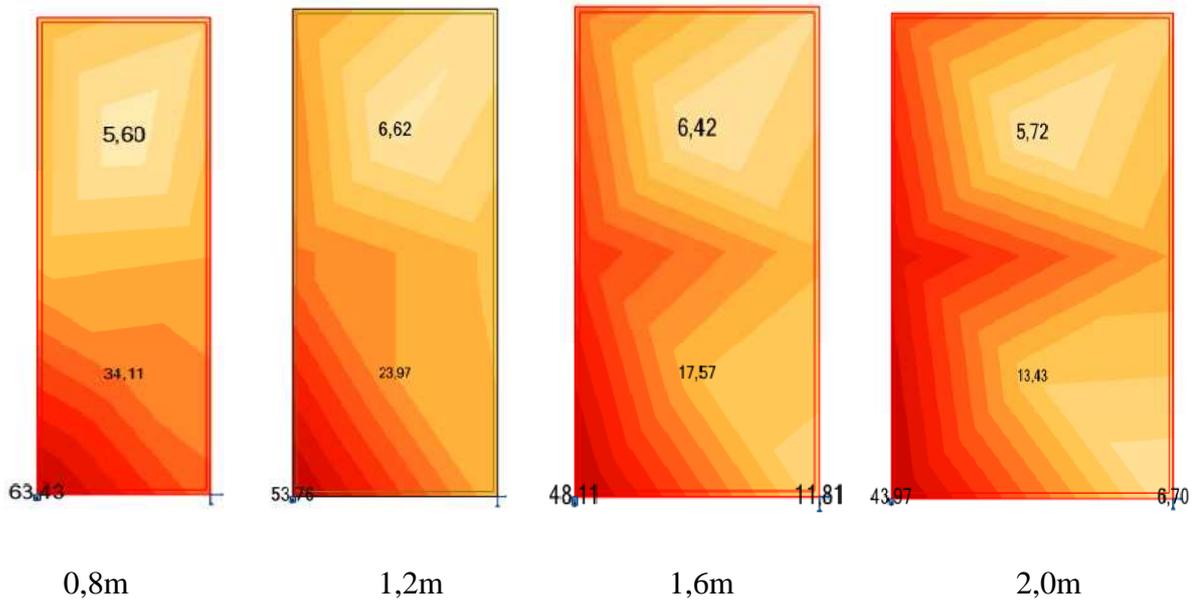
D’après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max diminuent de 46,18 KN.m à 34,53 KN.m, elles sont concentrées dans la zone de jonction avec le poteau.

Les valeurs des contraintes maximales varient de 27,93 MN/m<sup>2</sup> à 26,04 MN/m<sup>2</sup> alors que leur emplacement est dans le coin inferieur de l’extrémité libre.

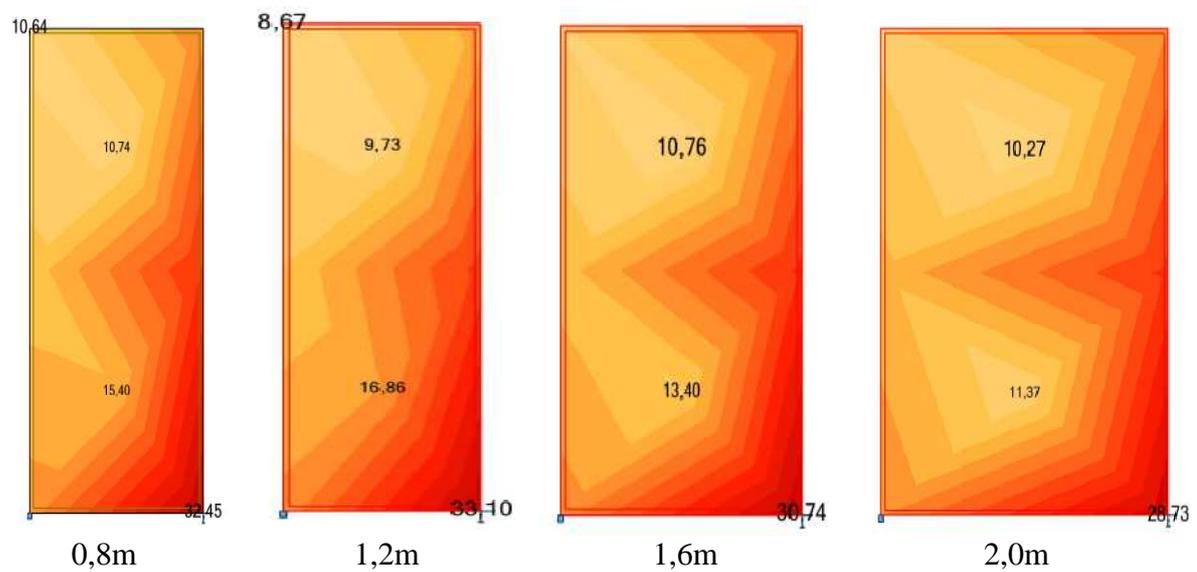
- **Voile gauche de la façade gauche**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (MN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Gauche	Voile 2	0,8	63,43	5,60	33,10	8,67
		1,2	53,76	6,62	32,45	10,64
		1,6	48,11	6,42	30,74	10,76
		2,0	43,97	5,72	28,73	10,27

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max diminuent de 63,43 KN.m à 43,97 KN.m, elles sont concentrées dans la zone de jonction avec le poteau.

Les valeurs des contraintes maximales varient de 33,10 MN/m<sup>2</sup> à 28,73 MN/m<sup>2</sup> alors que leur emplacement est dans le coin inferieur de l'extrémité libre.

**-Déplacement ( $U_i$ )**

Parmi les différents résultats donnés par le logiciel du calcul, le déplacement c'est le paramètre le plus représentatif du comportement d'une structure vis-à-vis de l'action sismique. C'est pour ça on a préféré de comparer les déplacements aux sommets des bâtiments étudiés.

- **Structure contreventée par des voiles de largeur 0,8m**

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	9,2	9,9	0,7	0,010	0,004	0,003
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- **Structure contreventée par des voiles de largeur 1,2m**

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	8,4	9,2	0,6	0,009	0,004	0,003
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- **Structure contreventée par des voiles de largeur 1,6m**

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	7,7	8,5	0,5	0,008	0,004	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- **Structure contreventée par des voiles de largeur 2,0m**

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	7,0	7,8	0,6	0,07	0,003	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

**-Interprétation**

Les tableaux cités ci-dessus présentent les déplacements max aux sommets des structures étudiées dans ce modèle, et ça nous permis de dire que :

Quand la largeur du voile augmente d'une structure à une autre, le déplacement max (au sommet) diminue, donc la structure va se comporter mieux contre les séismes. Et ça revient à sa rigidité (la structure) qui augmente en fonction de l'augmentation de la largeur des voiles, et par conséquent la limitation des déplacements.

❖ **Conclusion**

Après l'analyse du résultat des sollicitations (moment  $M_{yy}$ , contrainte  $\sigma_{yy}$ ) on peut conclure que :

L'augmentation de la largeur du voile augmente sa rigidité et par conséquent l'effort tranchant repris par ce dernier, tel que indiqué par la loi de répartition des efforts horizontaux, donnée par les formules suivantes :

$$V_{ix} = \frac{V_x * I_{ix}}{\sum I_{ix}} - \frac{M_x * I_{ix} * y_i}{\sum(I_{iy} * x_i^2 + I_{ix} * y_i^2)}$$

$$V_{iy} = \frac{V_y * I_{iy}}{\sum I_{iy}} + \frac{M_y * I_{iy} * x_i}{\sum(I_{iy} * x_i^2 + I_{ix} * y_i^2)}$$

Ou  $i=1,2,\dots,n$ .

$M = v * e$  : moment fléchissant.

$V$  : l'effort tranchant à la base.

$e$  : l'excentricité entre le centre de masse et le centre d'inertie.

On remarque en premier lieu une diminution des sollicitations et déplacements avec l'augmentation de la rigidité.

De plus par élément et sur la même fibre, une augmentation de la valeur du moment fléchissant et une diminution de la contrainte sont visibles à chaque fois qu'on se rapproche de l'angle avec poteau.

L'existence des poteaux aux angles des structures a tendance à rigidifier cette zone et reprendre une part de l'effort tranchant et l'effort normal globaux.

La valeur maximale de la contrainte normale dans le coin inferieur de l'extrémité du voile sans poteau (extrémité libre) indique que cette zone est dangereuse et nécessite une étude et un dimensionnement convenable pour pouvoir résister aux séismes.

## **9 .2. Deuxième modèle**

Ce modèle contient des bâtiments à quatre façades :

- Façade avant.
- Façade arrière.
- Façade droite.
- Façade gauche.

Chacune d'elles possède deux voiles, droit et gauche.

Dans cette comparaison nous nous intéressons par les voiles du RDC qui sont les plus sollicités par rapport aux autres voiles.

L'évolution de la largeur de ces voiles est de l'ordre de 0,4m quant on passe d'une structure à une autre à partir de 80 cm c'est à dire les dimensions suivantes : 0,8m, 1,2m, 1,6m, 2,0m.

Dans les tableaux de comparaison, le voile droit est noté par le numéro 1 et le voile gauche par le numéro 2.

Les structures du deuxième modèle sont caractérisées par l'absence des poteaux d'angles.

Le logiciel CBS utilisé pour le calcul des bâtiments du deuxième modèle nous donne les différents sollicitations tel que les éléments de réductions (moment fléchissant, l'effort tranchant et l'effort normal), les contraintes (normales et tangentielles), les déplacements, les flèches.....etc.

Dans ce cas là on va s'intéresser par les valeurs extrêmes (maximales et minimales) du moment de flexion et de la contrainte normale ainsi que les déplacements.

Les autres sollicitations sont citées à l'annexe sous forme de tableaux.

### **Période de vibration des structures**

	Structure avec voile de 0,8 m	Structure avec voile de 1,2 m	Structure avec voile de 1,6 m	Structure avec voile de 2,0m
Période [sec]	1,16	1,11	1,05	0,99

### **Interprétation**

Les périodes propres de vibration diminuent avec l'augmentation de la rigidité des structures.

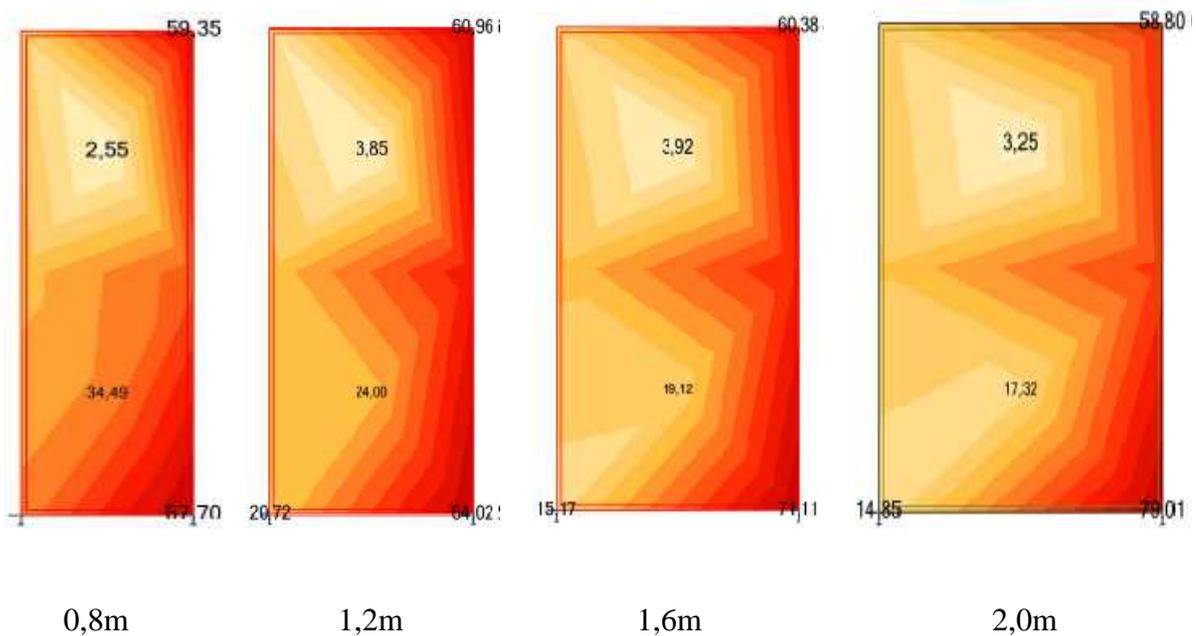
**Sollicitations**

Les valeurs max et min des sollicitations (moment et contrainte) sont citées dans les tableaux ci-dessous avec des figures (cartographies) correspondantes.

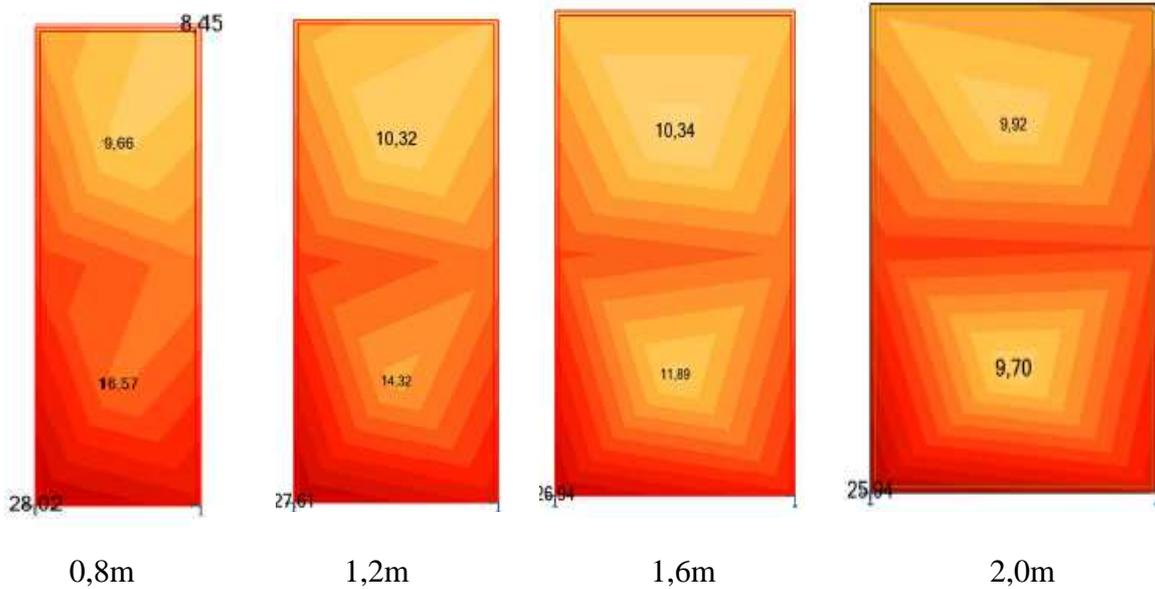
- **Voile droit de la façade avant**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Avant	Voile 1	0,8	67.70	2.55	28.02	8.45
		1,2	64,02	3,85	27,61	10,32
		1,6	71,11	3,92	26,94	10,34
		2,0	79,01	3,25	25,94	9,70

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

D’après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max augmentent de 67,70 KN.m à 79,01 KN.m.

Il est concentré dans la zone de jonction avec l’autre voile.

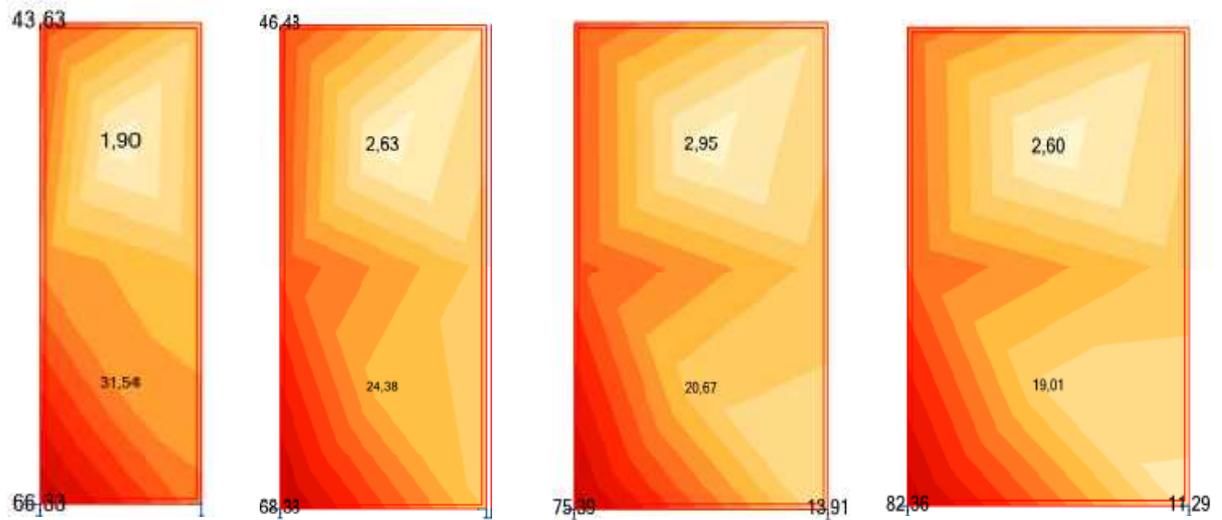
Alors que les valeurs des contraintes maximales diminuent de 28,02 MN/m<sup>2</sup> à 25,94 MN/m<sup>2</sup>.

Leur emplacement est dans le coin inférieur de l’extrémité libre et se propage le long de la base du voile encasturé jusqu’à l’autre extrémité.

- **Voile gauche de la façade avant**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Avant	Voile 2	0,8	66,33	1,90	26,75	8,39
		1,2	68,38	2,63	25,67	8,35
		1,6	75,39	2,95	24,70	8,35
		2,0	82,36	2,60	23,84	8,02

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



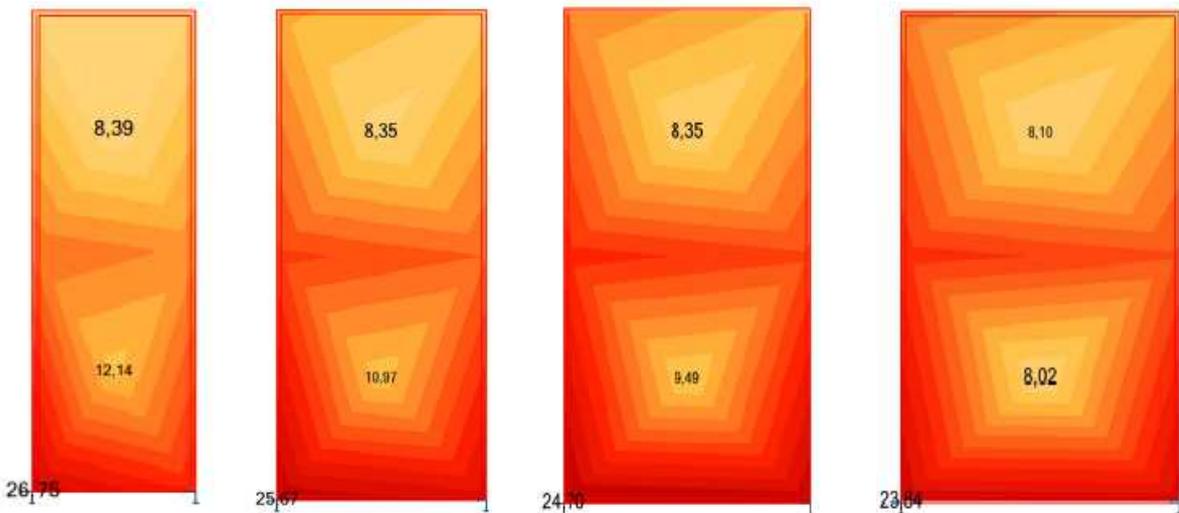
0,8m

1,2m

1,6m

2,0m

**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



0,8m

1,2m

1,6m

2,0m

**-Interprétation**

D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max augmentent de 66,33 KN.m à 82,36 KN.m.

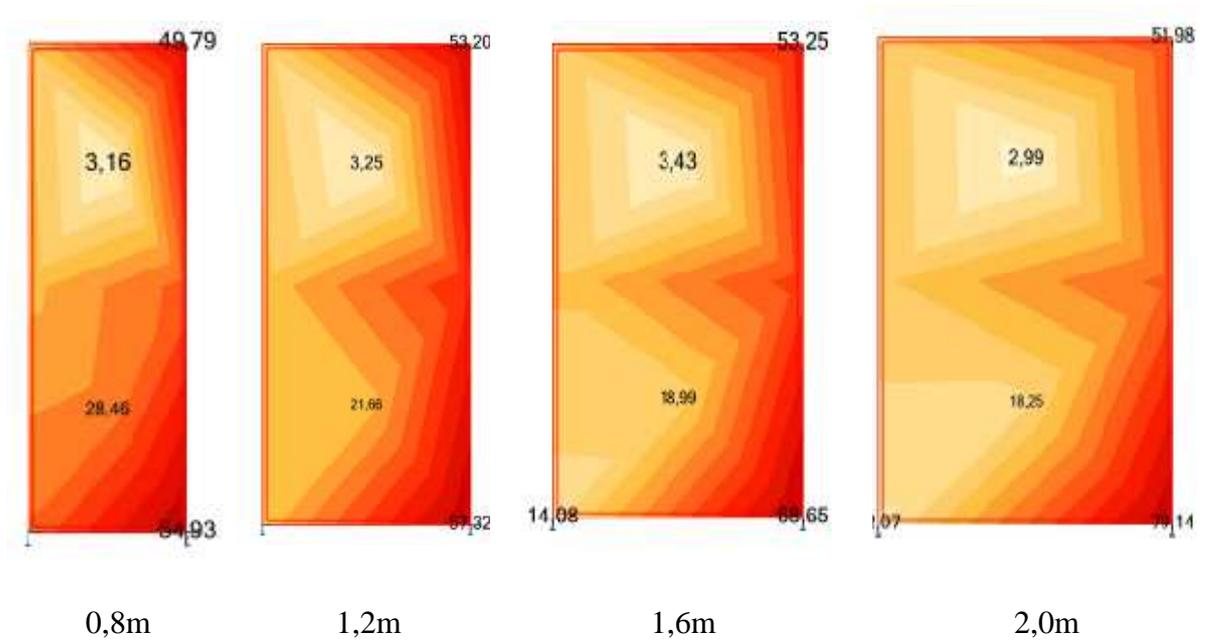
Il est concentré dans la zone de jonction avec l'autre voile.

Alors que les valeurs des contraintes maximales diminuent de 26,75 MN/m<sup>2</sup> à 23,84 MN/m<sup>2</sup>. Leur emplacement est dans le coin inferieur de l'extrémité libre et se propage le long de la base du voile encastré jusqu'à l'autre extrémité.

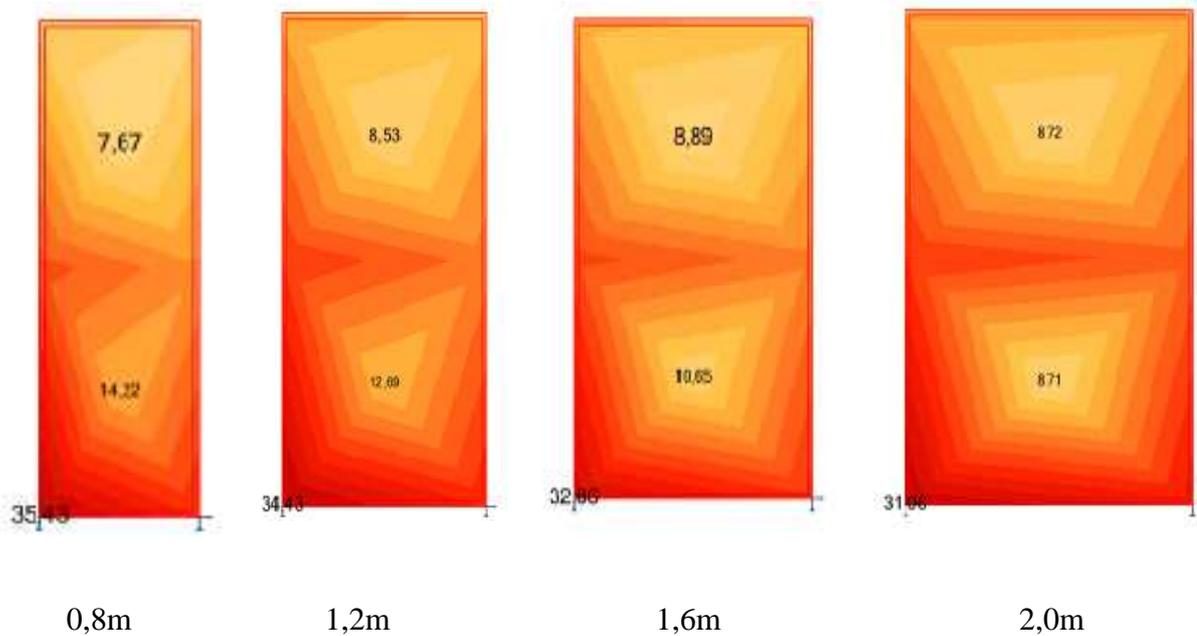
- Voile droit de la façade arrière

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Arrière	Voile 1	0,8	54,93	3,16	35,43	7,67
		1,2	57,32	3,25	34,43	8,53
		1,6	68,65	3,43	32,86	8,89
		2,0	79,14	2,99	31,06	8,71

-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

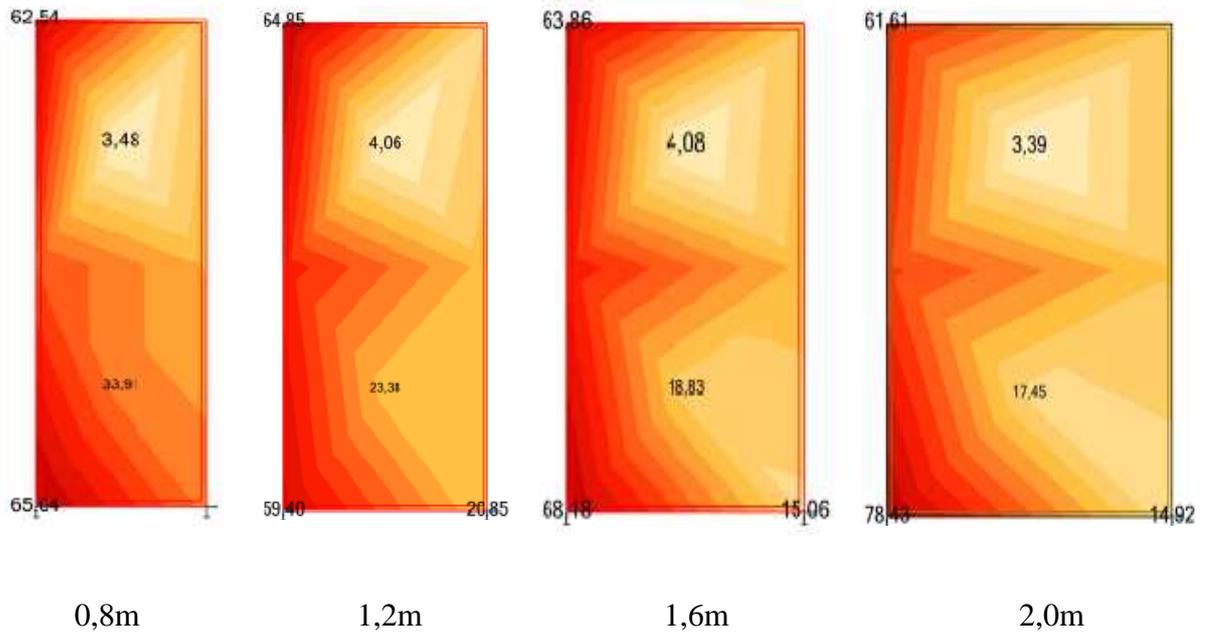
D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max augmentent de 54,93 KN.m à 79,14 KN.m. Il est concentré dans la zone de jonction avec l'autre voile.

Alors que les valeurs des contraintes maximales diminuent de 35,43 MN/m<sup>2</sup> à 31,06 MN/m<sup>2</sup> leur emplacement est dans le coin inferieur de l'extrémité libre et se propage le long de la base du voile encasturé jusqu'à l'autre extrémité.

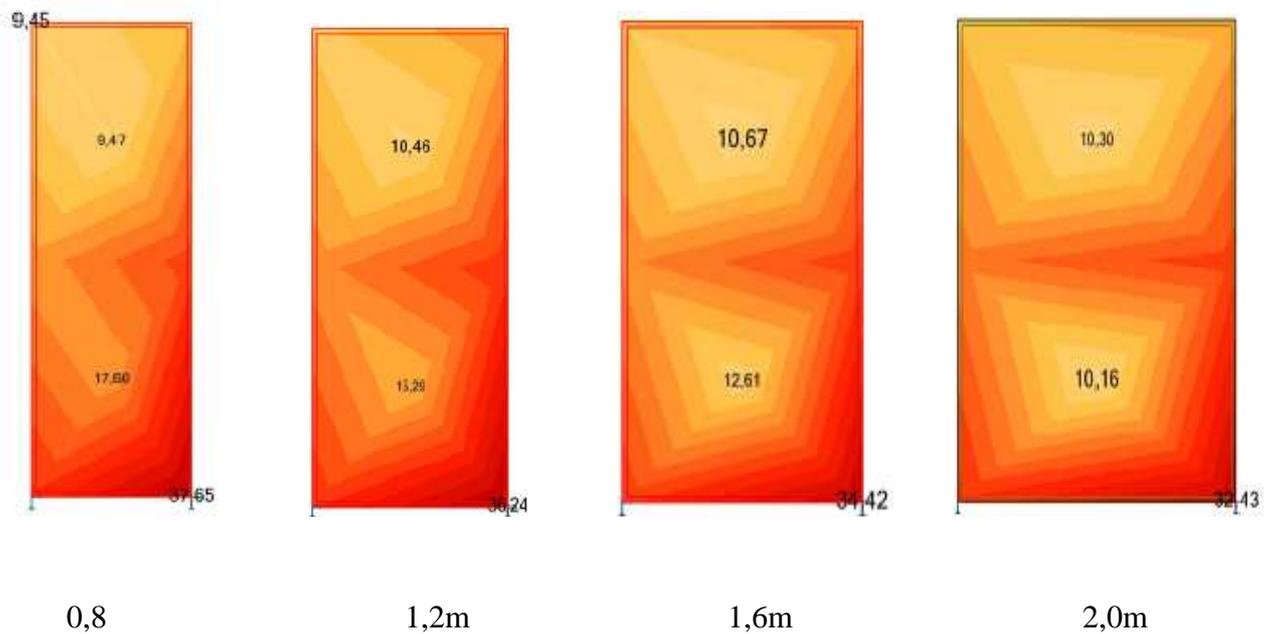
- **Voile gauche de la façade arrière**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Arrière	Voile 2	0,8	65,04	3,48	37,65	9,45
		1,2	64,85	4,06	36,24	10,46
		1,6	68,18	4,08	34,42	10,67
		2,0	78,43	3,39	32,43	10,16

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

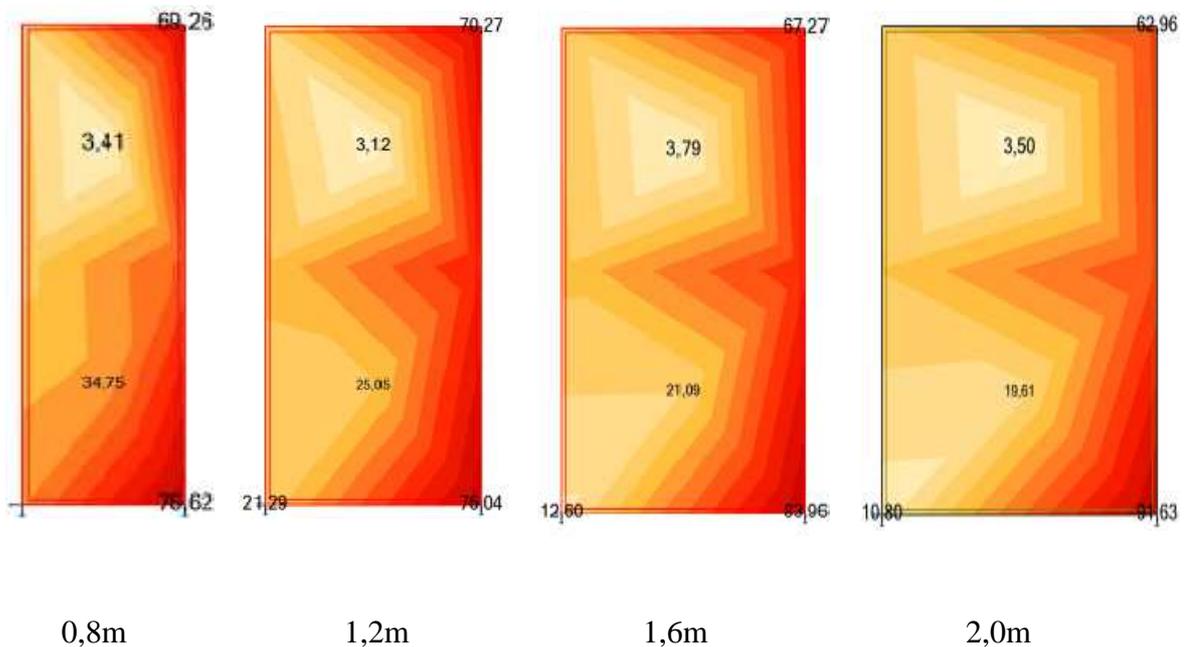
D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max augmentent de 65,04 KN.m à 78,43 KN.m. Il est concentré dans la zone de jonction avec l'autre voile.

Alors que les valeurs des contraintes maximales diminuent de 37,65 MN/m<sup>2</sup> à 32,43 MN/m<sup>2</sup>. Leur emplacement est dans le coin inferieur de l'extrémité libre et se propage le long de la base du voile encastré jusqu'à l'autre extrémité.

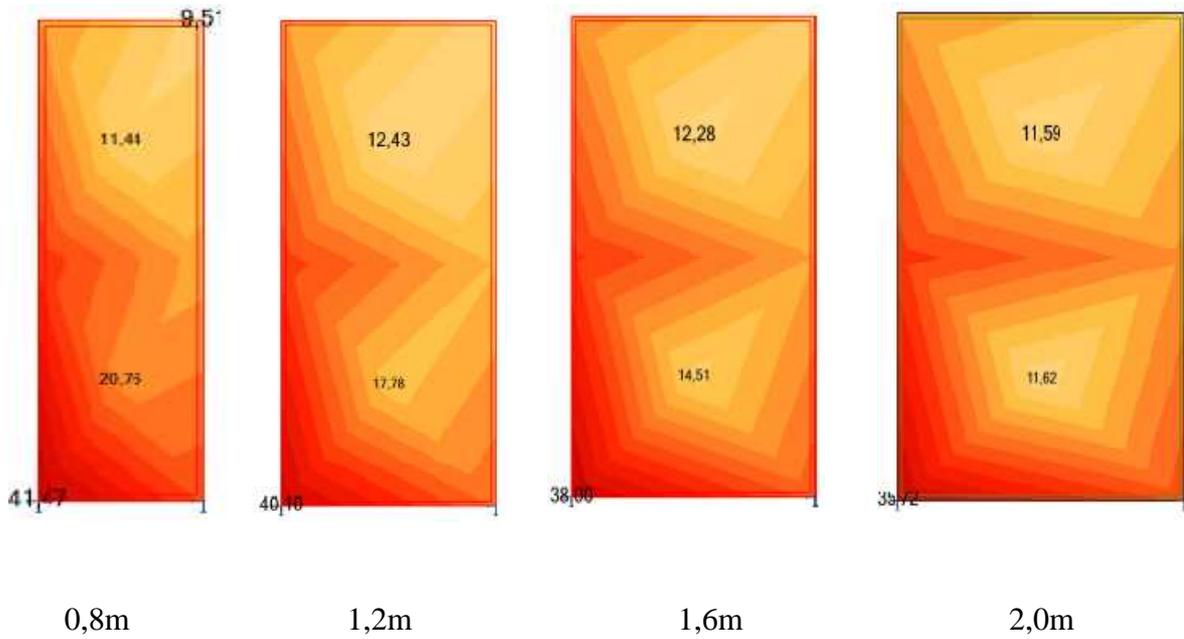
• **Voile droit de la façade droite**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Droite	Voile 1	0,8	76,62	3,41	41,47	9,51
		1,2	76,04	3,12	40,10	12,43
		1,6	83,96	3,79	38,00	12,28
		2,0	91,63	3,50	35,72	11,59

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

D’après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max augmentent de 76,62 KN.m à 91,63 KN.m. Il est concentré dans la zone de jonction avec l’autre voile.

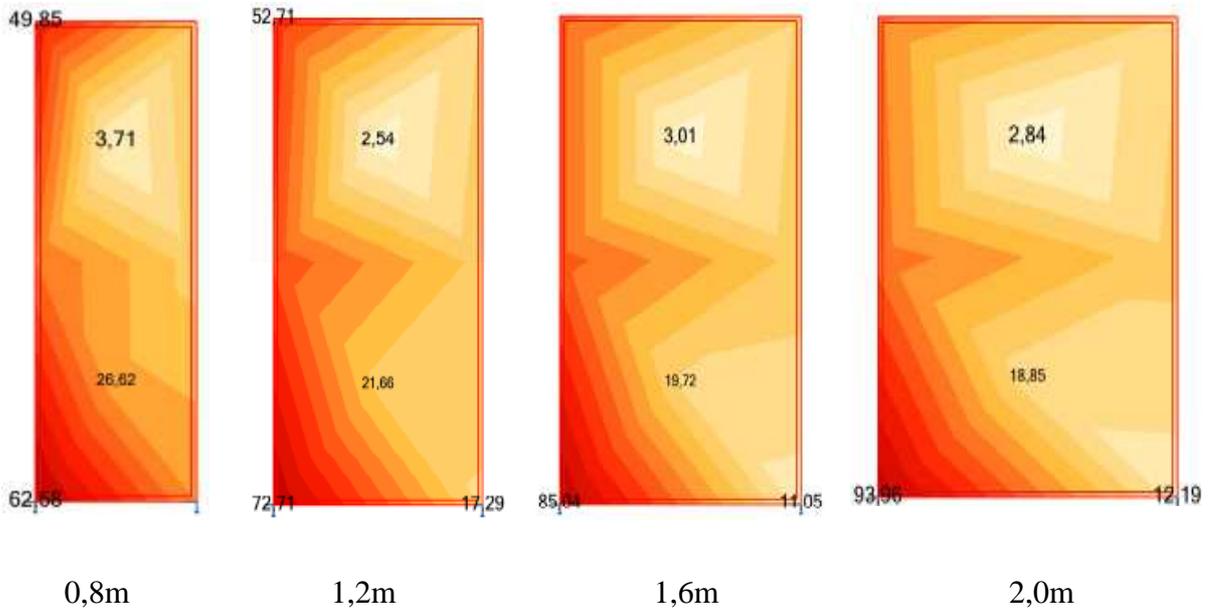
Alors que les valeurs des contraintes maximales diminuent de 41,47 MN/m<sup>2</sup> à 35,72 MN/m<sup>2</sup>.

Leur emplacement est dans le coin inferieur de l’extrémité libre et se propage le long de la base du voile encastré jusqu’à l’autre extrémité.

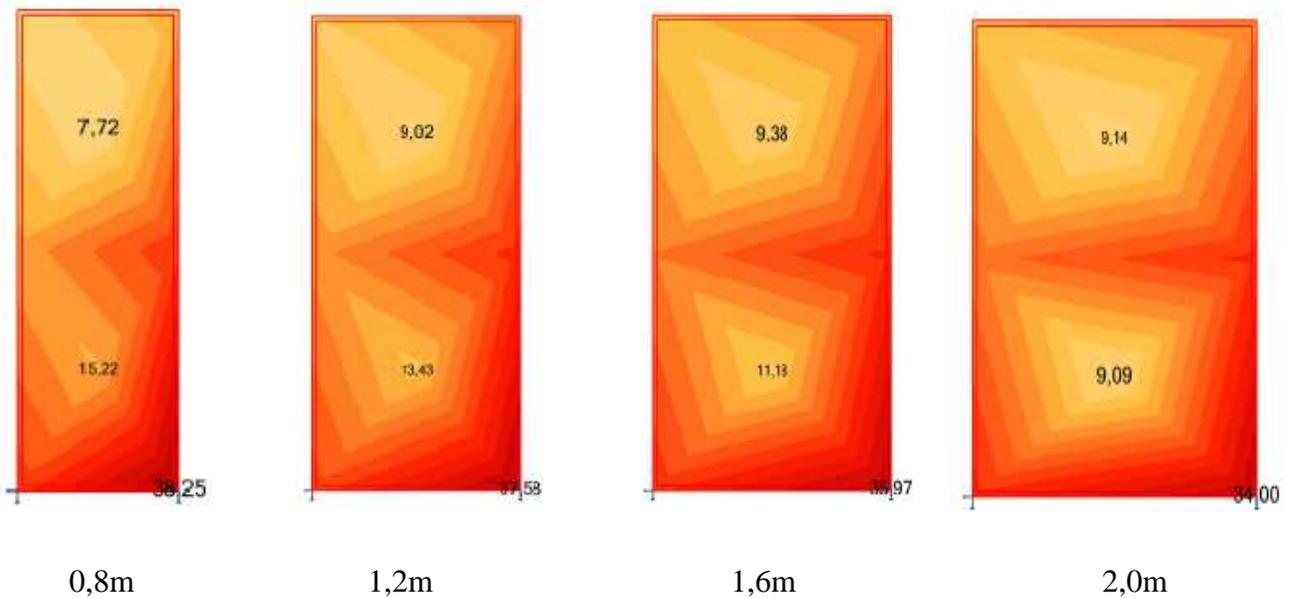
• **Voile gauche de la façade droite**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Droite	Voile 2	0,8	62,58	3,71	38,25	7,72
		1,2	72,71	2,54	37,58	9,02
		1,6	85,04	3,01	35,97	9,38
		2,0	93,96	2,84	34,00	9,09

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

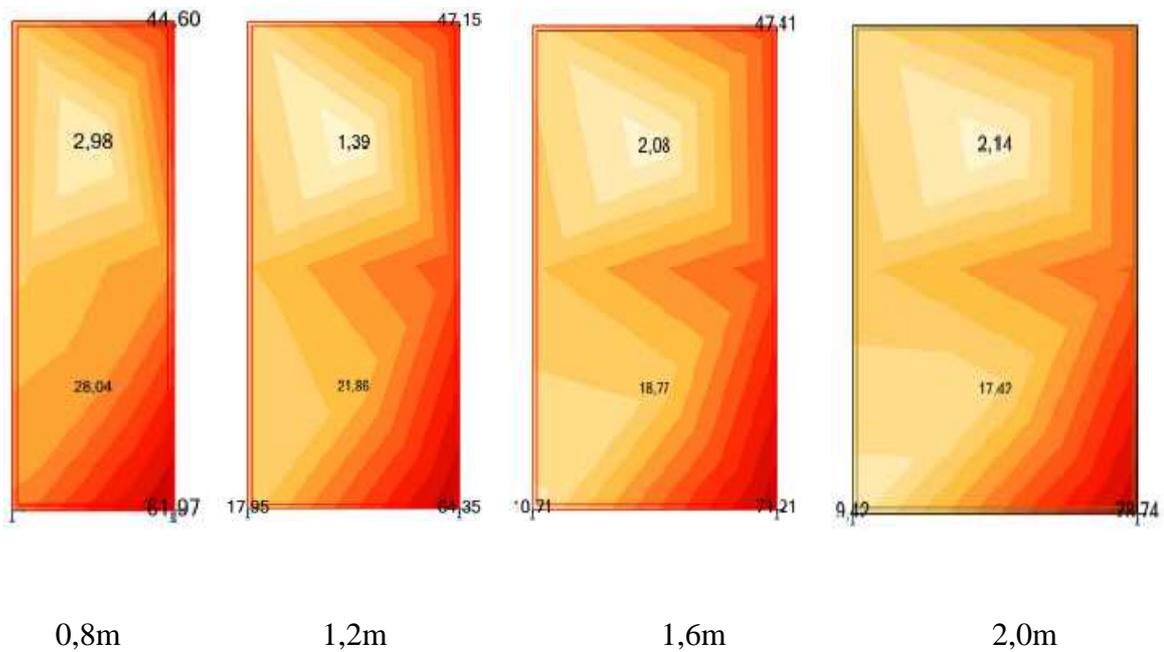
D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max augmentent de 62,58 KN.m à 93,96 KN.m. Il est concentré dans la zone de jonction avec l'autre voile.

Alors que les valeurs des contraintes maximales diminuent de 38,25 MN/m<sup>2</sup> à 34,00 MN/m<sup>2</sup>. Leur emplacement est dans le coin inferieur de l'extrémité libre et se propage le long de la base du voile encastré jusqu'à l'autre extrémité.

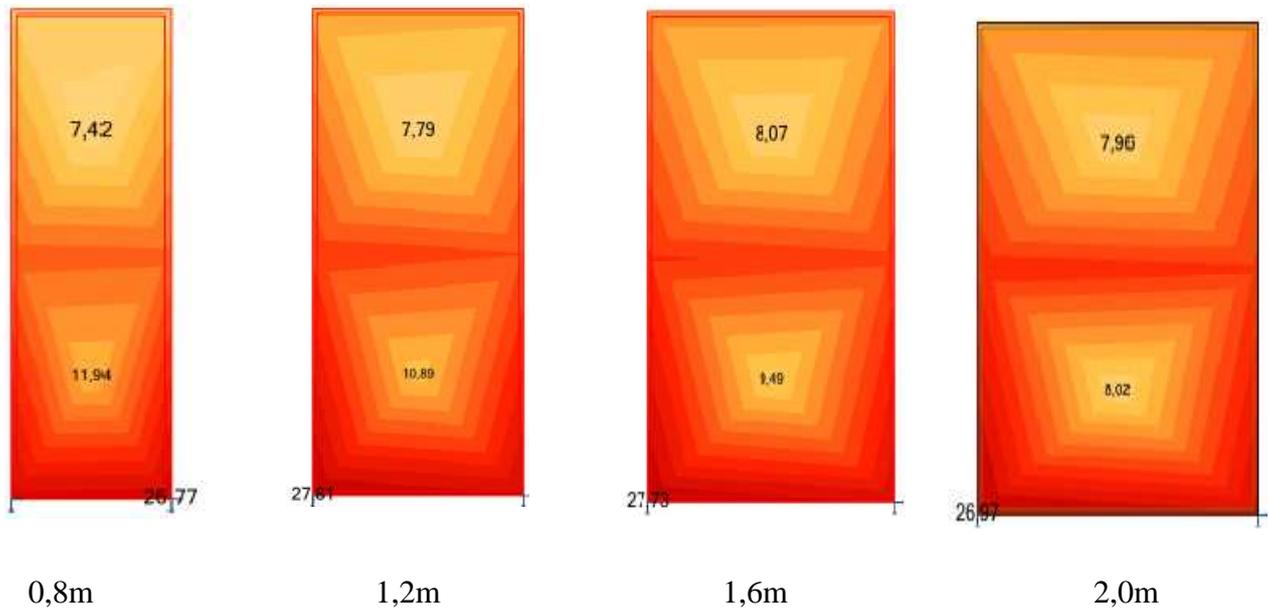
• Voile droit de la façade gauche

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Gauche	Voile 1	0,8	61,97	2,98	26,77	7,42
		1,2	64,35	1,39	27,81	7,79
		1,6	71,21	2,08	27,73	8,07
		2,0	78,74	2,14	26,97	7,96

- Moment de flexion ( $M_{yy}$ )



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

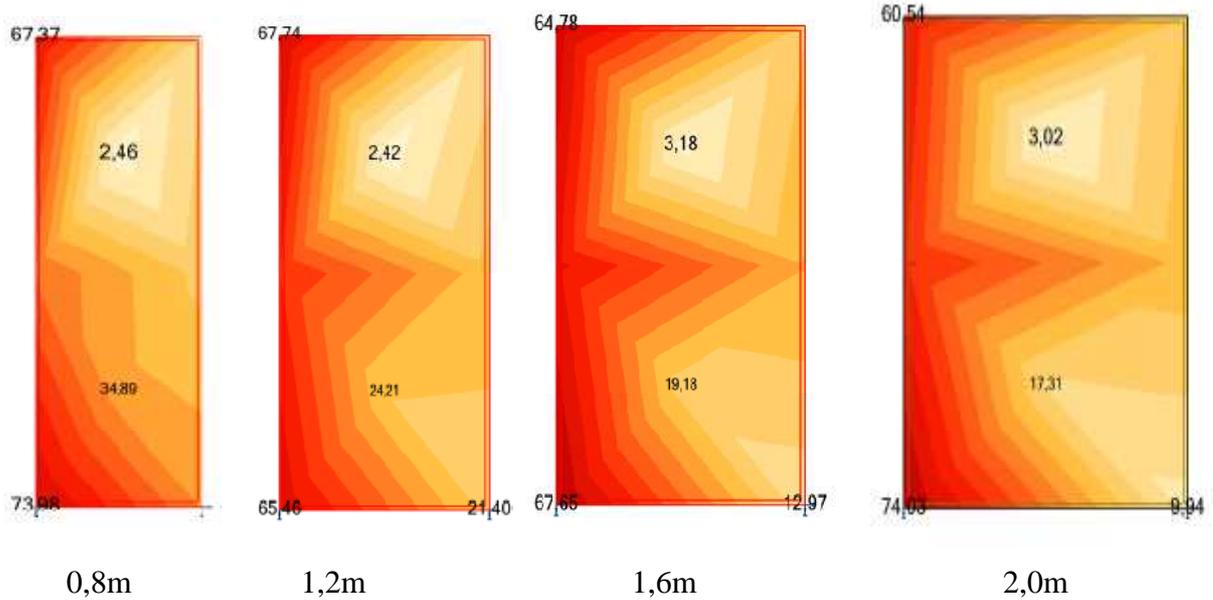
D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max augmentent de 61,97 KN.m à 78,74 KN.m. Il est concentré dans la zone de jonction avec l'autre voile.

Alors que les valeurs des contraintes maximales diminuent de 26,77 MN/m<sup>2</sup> à 26,97 MN/m<sup>2</sup>. Leur emplacement est dans le coin inferieur de l'extrémité libre et se propage le long de la base du voile encastré jusqu'à l'autre extrémité.

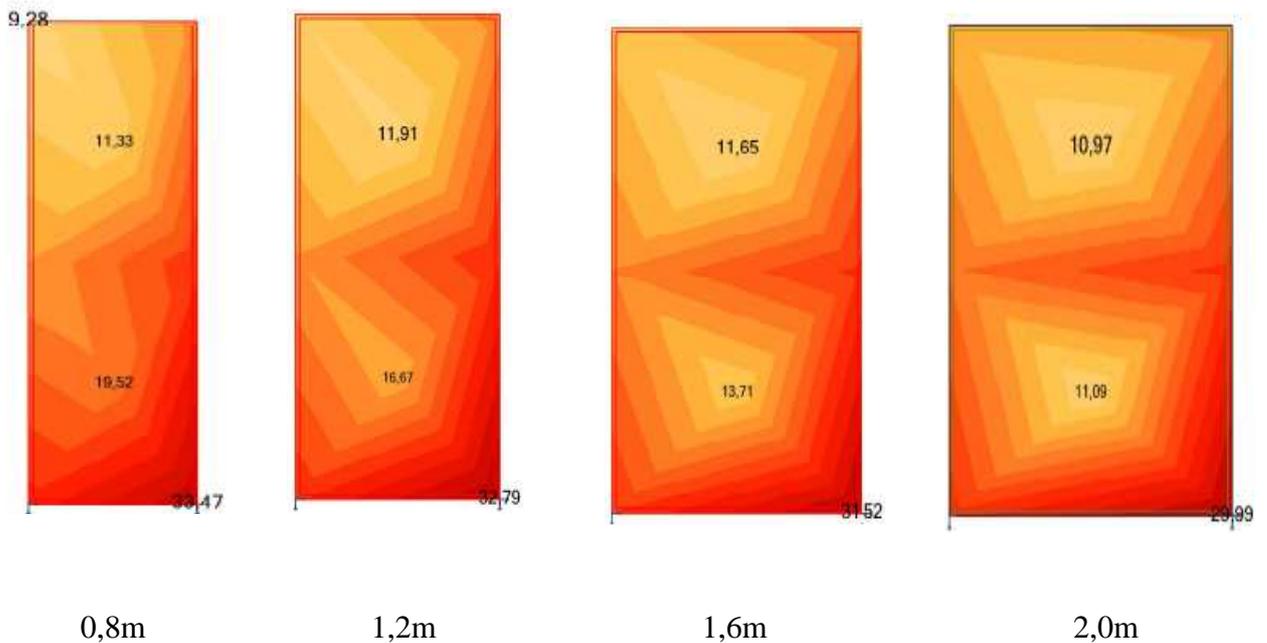
- **Voile gauche de la façade gauche**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Gauche	Voile 2	0,8	73,98	2,46	33,47	9,28
		1,2	67,74	2,42	32,79	11,91
		1,6	67,65	3,18	31,52	3,18
		2,0	74,03	3,02	29,99	10,97

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contraint normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Interprétation**

D'après les résultats présentés ci-dessus on remarque que les valeurs du moment max augmentent de 73,98 KN.m à 74,03 KN.m.

Il est concentré dans la zone de jonction avec l'autre voile.

Alors que les valeurs des contraintes maximales diminuent de 33,47 MN/m<sup>2</sup> à 29,99 MN/m<sup>2</sup>. Leur emplacement est dans le coin inferieur de l'extrémité libre et se propage le long de la base du voile encastré jusqu'à l'autre extrémité.

**-Déplacement ( $U_i$ )**

Parmi les différents résultats donnés par le logiciel du calcul, le déplacement c'est le paramètre le plus représentatif du comportement d'une structure vis-à-vis l'action sismique.

C'est pour ça on a préféré de comparer les déplacements aux sommets des bâtiments étudiés.

- **Voiles de largeurs 0,8m**

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	11,6	12,3	0,7	0,010	0,005	0,003
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- **Voiles de largeurs 1,2m**

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	11	11,7	0,6	0,009	0,005	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- **Voiles de largeurs 1,6m**

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	9,3	10,1	0,6	0,008	0,004	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- **Voiles de largeurs 2m**

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	8,7	9,4	0,6	0,007	0,004	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

### **-Interprétation**

Les tableaux cités ci-dessus présentent les déplacements max aux sommets des structures étudiées dans ce modèle, et ça nous permis de dire que :

-Quand la largeur du voile augmente d'une structure à une autre, le déplacement max (au sommet) diminue, donc la structure va se comporter mieux contre les séismes.

-Et ça revient à sa rigidité (la structure) qui évolue en fonction de la largeur des voiles, et par conséquent la limitation des déplacements.

### **❖ Conclusion**

Dans ce modèle on a adopté et analysé des structures sans poteaux aux angles pour voir comment vont se comporter sous des effets sismiques.

L'évolution de la largeur des voiles implique d'une part une augmentation des inerties de ces éléments, donc une augmentation des moments fléchissant et une diminution des contraintes normales vont se produire, et d'autre part une limitation des déplacements aux sommets des structures.

Selon les formules mentionnées précédemment, l'effort tranchant à la base est réparti proportionnellement à la rigidité des éléments de contreventements.

Donc ces derniers vont subir des sollicitations (effort tranchant et effort normal) supplémentaires dues à l'absence des poteaux aux angles des ossatures étudiées.

Et ça explique l'accroissement observé dans les valeurs du moment de flexion ( $M_{yy}$ ) et le décroissement de la contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ ) et des déplacements ( $U_i$ ).

Concernant la localisation des valeurs maximales des contraintes, elle est située aux zones d'abouts du voile (extrémité liée et extrémité libre) qui sont définies comme zones dangereuses.

### **9.3. Comparaison entre les deux modèles (avec/sans poteaux d'angle)**

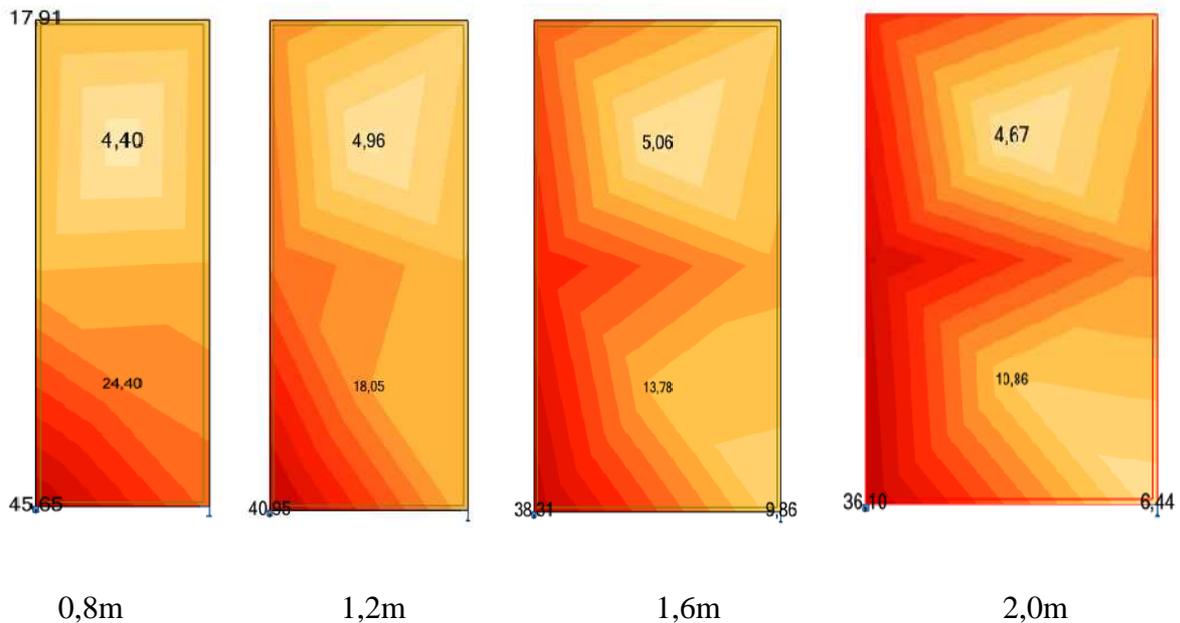
Dans cette étape on veut comparer les deux modèles (avec et sans poteaux d'angle) entre eux.

Puisque le comportement de tous les éléments de contreventement est similaire, donc on s'intéressera à un voile d'une façade quelconque dans le cas de l'existence ou l'absence des poteaux aux angles des bâtiments de chaque type de structures.

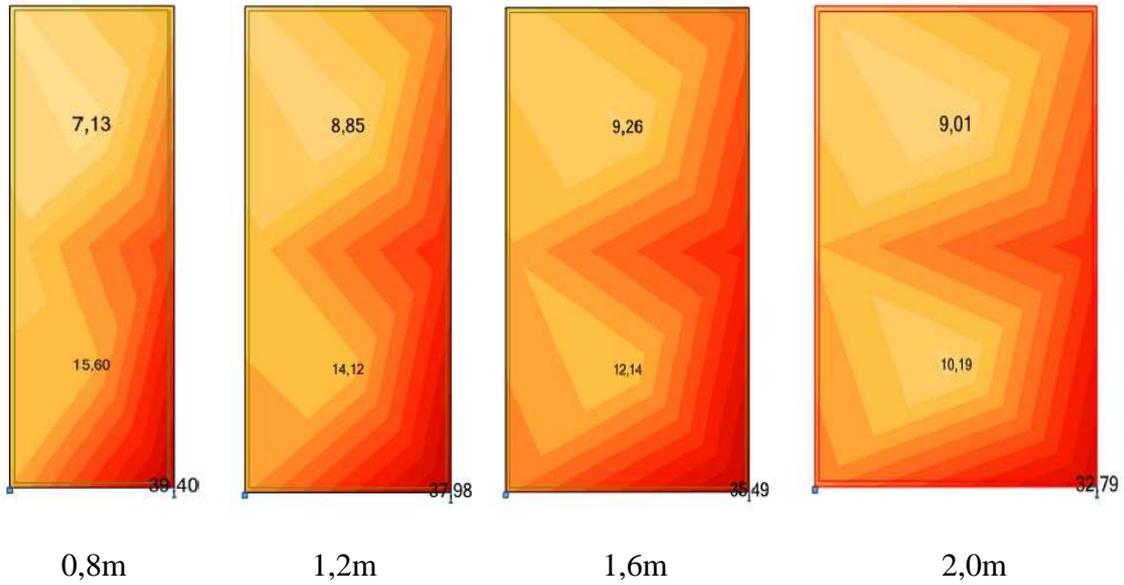
- **Voile gauche de la façade droite avec poteau**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (MN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Droite	Voile 2	0,8	45,65	4,40	39,40	7,13
		1,2	40,95	4,96	37,98	8,85
		1,6	38,31	5,06	35,49	9,26
		2,0	36,10	4,67	32,79	9,01

**-Moment de flexion( $M_{yy}$ )**



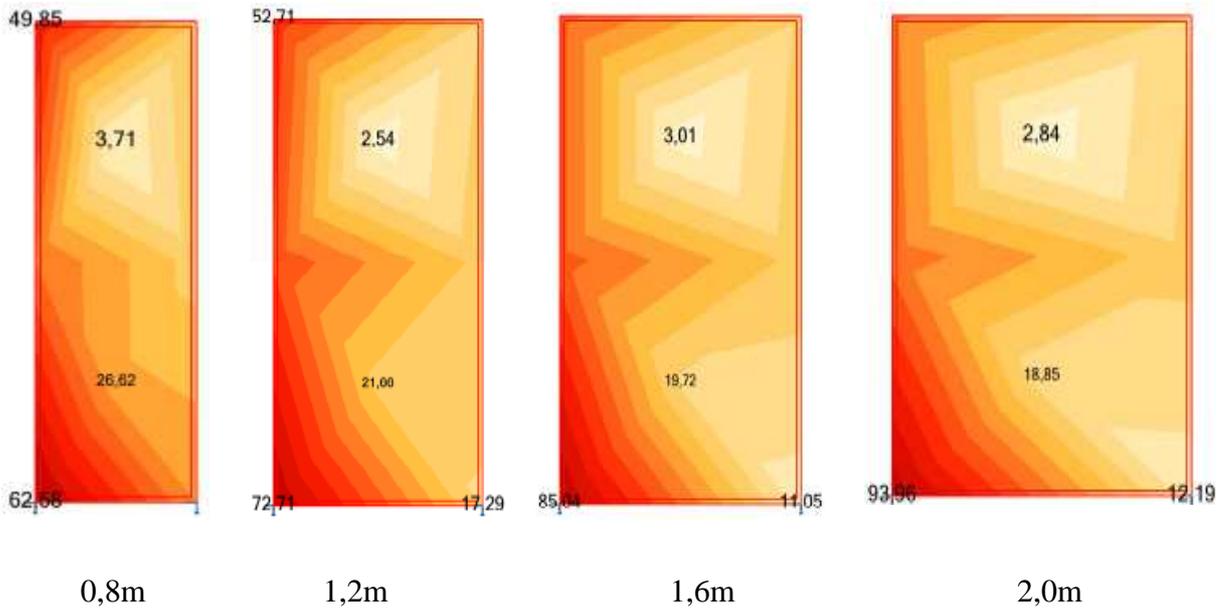
**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



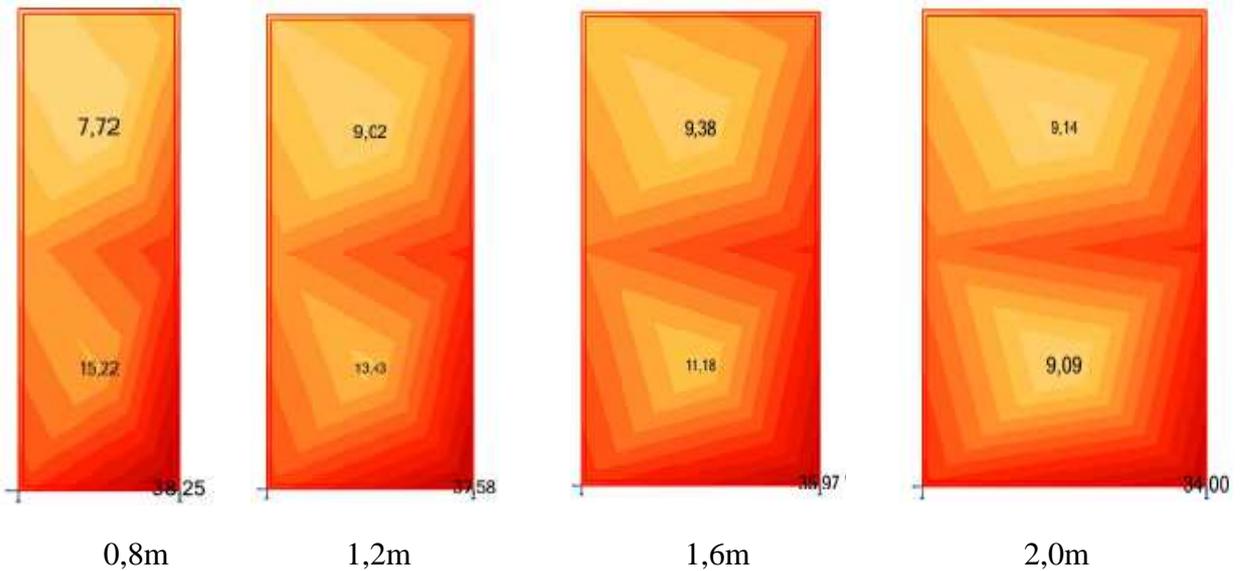
- **Voile gauche de la façade droite sans poteau**

Façade	N° Voile	Largeur(m)	$M_{yy}$ (KN.m)		$\sigma_{yy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	
			Max	Min	Max	Min
Droite	Voile 2	0,8	62,58	3,71	38,25	7,72
		1,2	72,71	2,54	37,58	9,02
		1,6	85,04	3,01	35,97	9,38
		2,0	93,96	2,84	34,00	9,09

**-Moment de flexion ( $M_{yy}$ )**



**-Contrainte normale ( $\sigma_{yy}$ )**



**-Déplacement ( $U_i$ )**

Pour présenter la variation du déplacement qu'il aura quant on élimine le poteau d'angle, nous avons choisis une structure de chaque modèle (avec/sans poteaux d'angles) de largeur de voile égale à 1,2m.

Les valeurs des déplacements sont données dans les tableaux suivants :

- **Voiles de largeurs 1,2m avec poteau**

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	8,4	9,2	0,6	0,009	0,004	0,003
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- **Voiles de largeurs 1,2m sans poteau**

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	11	11,7	0,6	0,009	0,005	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

❖ **Conclusion**

Selon les résultats des sollicitations et déplacements donnés dans les tableaux ci-dessus et leurs cartographies, on peut tirer les conclusions suivantes :

La localisation du moment max est toujours dans la zone de jonction soit avec poteau (dans le 1<sup>ier</sup> modèle), soit avec l'autre voile (dans le 2<sup>ème</sup> modèle).

Alors que la contrainte normale est maximale à l'extrémité libre du voile dans le 1<sup>ier</sup> modèle, et se propage jusqu'à l'autre extrémité dans le 2<sup>ème</sup> modèle.

Dans le cas des structures du 1<sup>ier</sup> modèle (avec poteaux d'angle), les valeurs maximales du moment fléchissant sont faibles( c'est-à-dire que les voiles sont moins sollicités ) par rapport aux structures du 2<sup>ème</sup> modèle (sans poteaux d'angle).

Les contraintes maximales sont plus proches en terme de valeur dans les deux modèles (avec et sans poteaux d'angle), mais en terme de répartition, les contraintes pour le deuxième modèle sont maximales presque sur toute la largeur du voile, alors qu'elles sont concentrées dans le coin inférieure dans le premier modèle.

Donc on peut conclure que le poteau d'angle joue un rôle très important dans la structure, car il va rigidifier la zone de jonction des deux ailes (voiles) donc minimiser le moment max d'une part, et limiter la propagation des contraintes maximales de l'extrémité libre vers l'extrémité liée du voile d'autre part.

On peut dire aussi que l'existence des poteaux aux angles va limiter les déplacements importants remarqués dans les structures du deuxième modèle ou il n'y a pas des poteaux.

D'après cette explication on peut dire que les structures à poteaux d'angle ont un comportement mieux que celui des structures sans poteaux aux angles.

## ***Ferraillage des éléments structuraux***

### **1 .Introduction**

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferraillage. Il s'effectuera selon le règlement BAEL.91, les règles C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ 2003).

Les objectifs du ferraillage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres, et les voiles.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques.

### **2. Ferraillage des poteaux**

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

- **Cas durable**

**Béton :**

$$\gamma_b=1,5 \qquad f_{c28}= 25 \text{ Mpa} \qquad f_{c28}=14,16 \text{ Mpa}$$

**Acier :**

$$\gamma_s=1 \qquad f_e= 400 \text{ Mpa} \qquad \sigma_s= 348 \text{ Mpa}$$

- **Cas accidentel**

**Béton :**

$$\gamma_b=1,1 \qquad f_{c28}= 25 \text{ Mpa} \qquad f_{c28}= 18,47 \text{ Mpa}$$

**Acier :**

$$\gamma_s = 1 \qquad f_e = 400 \text{ Mpa} \qquad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

## 2. 1. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

**-Selon CBA93 :**

$$\text{E.L.U. : Situation durable : } 1.35 \text{ G} + 1.5 \text{ Q}$$

**-Selon le R.P.A 99 :**

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$\text{G+Q+E} \qquad (\text{Contrainte dans le béton})$$

$$0.8\text{G+E} \qquad (\text{Contrainte dans les aciers})$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

-La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

$$1^{\text{ère}} \text{ Cas } N_{max} \rightarrow \text{M correspondant}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ Cas } M_{max} \rightarrow \text{N correspondant}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ Cas } N_{min} \rightarrow \text{M correspondant}$$

## 2.2. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003

• **Armatures longitudinales :**

-Leur pourcentage minimal est de :

$$A_{min} > 0,9\% \text{ bh (zone III) ;}$$

-Leur pourcentage maximal est de :

$$A_{max} = \frac{A_s}{b.h} < 3\% \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = \frac{A_s}{b.h} < 3\% \text{ en zone recouvrement.}$$

-Le diamètre minimum est de 12 mm ;

- La longueur minimale des recouvrements est de  $50 \varnothing L$  ;
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 20cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

• **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante RPA99 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec :

$V_u$ : Effort tranchant.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant.

$\rho_a = 2,5$  si l'élanement géométrique ( $\lambda_g$ ) dans la direction considérée est Supérieur ou égal à 5

$\rho_a = 3,75$  dans le cas contraire.

h : hauteur totale de la section brute.

**2.3. Les résultats des sollicitations donnés par ROBOT 2011**

Les résultats des efforts internes et le ferraillage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ROBOT 2011 sont résumés dans les tableaux qui suivent.

• **Poteau non adhérent au voile (isolé)**

✓ **ELU 1,35 G+1,5Q**

Niveau	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$M_{max}$ (KN. m)	$N_{corr}$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$T_{max}$ (KN)
<b>RDC</b>	1274,68	6,023	31,002	1113,169	753,571	-4,4	11,18
<b>1, 2,3</b>	1090,43	17	36,78	976,82	651,2	-3	24,66
<b>4, 5,6</b>	705,46	11,15	30,26	394,88	359,71	-12,32	20,68
<b>7, 8,9</b>	316,1	-0,47	22,63	554	110,80	10,45	14,54

*Tableau IX.1 Efforts internes à l'ELU (Situation durable)*

✓ RPA G+Q±E

Niveau	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$M_{max}$ (KN. m)	$N_{corr}$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$T_{max}$ (KN)
RDC	1606,61	67,1	39,76	1034,34	242,77	-9,11	29,30
1, 2,3	1424,70	41,72	107,73	960,71	385,604	10,74	70,21
4, 5,6	831,72	52,85	66,26	762,46	218,74	4,88	56,6
7, 8,9	331,64	34,41	37,66	285,53	155	30,34	27,7

Tableau IX.2 Efforts internes sous G+Q±E (situation accidentelle)

✓ RPA 0.8G±E

Niveau	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$M_{max}$ (KN. m)	$N_{corr}$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$T_{max}$ (KN)
RDC	1404,54	79,2	102,94	1050,78	221,18	4,8	29,50
1, 2,3	1262,19	41	105,24	732,54	172,68	5	63,95
4, 5,6	732,86	52,49	62,35	609,5	89	-48	50,94
7, 8,9	264,35	31,18	36,08	243,95	150	13,57	23,80

Tableau IX.3 Efforts internes sous 0.8G±E (situation accidentelle)

- Poteau adhérent au voile

✓ ELU 1,35 G+1,5Q

Niveau	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$M_{max}$ (KN. m)	$N_{corr}$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$T_{max}$ (KN)
RDC	1223,33	4,59	27,64	646,461	585,52	-4,34	12,8
1, 2,3	1283,88	3,5	31,04	633,35	529	4,67	19,03
4, 5,6	721,06	3,5	25,27	314,45	238,94	2,6	15,61
7, 8,9	281	1,12	17,61	101,92	47,1	0,95	1,63

Tableau IX.4 Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

✓ RPA G+Q±E

Niveau	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$M_{max}$ (KN. m)	$N_{corr}$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$T_{max}$ (KN)
RDC	2478,68	71,34	141,629	1225,04	0,34	-6,84	57
1, 2,3	2130,73	7,38	177,13	1187,7	0,59	0,53	116,94
4, 5,6	1091,49	31,26	160,89	677,1	1,05	-3	98,53
7, 8,9	333,21	12,09	0,72	265,7	0,82	-7,9	51,31

*Tableau IX.5 Efforts internes sous G+Q±E (situation accidentelle)*

✓ RPA 0.8G±E

Niveau	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$M_{max}$ (KN. m)	$N_{corr}$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN. m)	$T_{max}$ (KN)
RDC	2212,71	70,04	141,41	1051,64	27,28	-12	57
1, 2,3	1953,24	42	115,51	631,45	66,33	-6,84	174,39
4, 5,6	928,76	29,27	160,88	158,85	0,085	-4,37	21,96
7, 8,9	272,53	11,3	72,16	217,5	0,54	-0,16	51,2

*Tableau IX.6 Efforts internes sous 0.8G±E (situation accidentelle)*

#### 2.4. Ferraillage adoptés pour les poteaux

Les armatures longitudinales obtenues pour les différents types de poteaux sont récapitulées dans le tableau suivant :

Niveau	Section cm <sup>2</sup>	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{sc}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s\ min\ RPA}$ cm <sup>2</sup>	$A_{s\ réelle}$ cm <sup>2</sup>	Choix des barres
RDC	55×55	13,4	0	27,3	28,63	8HA16+4HA20
1, 2,3	50×50	11,6	0	22,5	24,11	10HA16
4, 5,6	40×40	9,8	0	14,4	16,09	8HA16
7, 8,9	30×30	4,79	0	8,1	10,67	4HA12+4HA14

*Tableau IX.7 Les résultats de ferraillage des poteaux adhérents et non adhérents au voile*

On constate que le ferraillage des poteaux est donné par la section minimale exigé par le R.P.A/V2003.

**2.5. Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \min > \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,86 \text{ cm}^2 \text{ la condition est largement vérifiée.}$$

**2.6. Armatures transversales**

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximum, pour chaque niveau, et les résultats sont généralisés, dans le tableau ci-dessous, pour tous les poteaux.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : « τ »**

$$\tau = \frac{V}{b.d}$$

$$\tau_{bu} = \rho_a \cdot f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ult} = \min \{ 0.13 f_{c28}; 4 \text{ MP} \} = 3.25 \text{ Mpa}$$

niveau	$V_{u \max}(\text{KN})$	$\tau(\text{MPa})$	$\tau_{bu} (\text{MPa})$	$\tau_{ult} (\text{MPa})$
<b>RDC</b>	29,50	0,11	1,875	3,25
<b>1, 2,3</b>	70,21	0,312	1,875	3,25
<b>4, 5,6</b>	56,6	0,40	1,875	3,25
<b>7, 8,9</b>	27,70	0,35	1,875	3,25

**Tableau IX.8** Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Les conditions sont, donc vérifier, pour tous les niveaux.

La section d'armature transversale  $A_t$ , dans les poteaux, est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant donné en fonction de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ , tel que :

$$\rho_a = 2,5 \text{ si } (\lambda_g) \text{ dans la direction considérée est supérieur ou égal à } 5.$$

$\rho_a=3,75$  dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \times h_e}{b/\sqrt{2}}$$
$$= \frac{0,7 \times 4,08}{0,55/\sqrt{2}} = 17,98 > 5$$

Donc :  $\rho_a = 2,5$

$S_t$ : Espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est donné Par :

En zone nodale :  $S_t \leq 10\text{cm}$ , on prend :  $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante  $S_t = \min \{b/2, h/2, 10\phi\} = 20\text{cm}$ , on prend  $S_t = 15\text{cm}$

$\phi_t$ :Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau du RDC : ( $\phi_t = 2\text{cm}$ )

o **Zone courante**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{2,5 \times 29,5 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,55 \times 400}$$

$$A_t = 0.50\text{cm}^2$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par  $\frac{\phi_t}{3} \geq \phi_t$

$\phi_t$ : Diamètre maximal (le plus grand) des armatures longitudinales :  $\phi_{t \min} \geq 8\text{mm}$

On adopte  $A_t = \mathbf{3T8} = 1.50 \text{ cm}^2$  (**1 cadre+étier**)

o **Zone nodale**

On adopte  $A_t = \mathbf{4HA8} = 2.01\text{cm}^2$

Les cadres doivent être fermées par des crochés à  $135^\circ$ , ayant une longueur de  $10 \phi_t$  Soit  $l=8\text{cm}$ .

La quantité d'armatures transversales minimale ( $A_t/S_t \cdot b$ ) en % est donnée comme suit :

$\lambda_g > 5$ , donc

$$\frac{A_t}{S_t \times b_t} = \frac{2,1}{10 \times 55} = 0,36\% > 0,3\%$$

• **Dispositions constructives**

**a. Longueur de recouvrement**

Selon le RPA99 la longueur de recouvrement est :  $L_r = 50\phi_{l\max}$

Pour le RDC:  $\phi_{L\max} = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$ .

**b. La zone nodale**

Les dimensions de la zone nodale sont :

$h' = \text{Max.} (h_e/6; b_1; 60\text{cm}) = \text{Max} (68 \text{ cm}; 55 \text{ cm}; 60\text{cm})$

Soit :  $h' = 68 \text{ cm}$  pour le RDC

$h' = 60 \text{ cm}$  pour les autres niveaux

$L' = 2 \times h' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$ . Dans le sens transversal.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ . Dans le sens longitudinal.

Les résultats du ferraillage transversal pour les autres niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm)	Barres (transversale)		longueur de la zone nodale (cm)		Longueur de recouvrement (cm)	St (cm)	
		zone courante	zone nodale	h'	L'		zone courante	zone nodale
<b>RDC</b>	55×55	4HA8	3HA8	68	90	100	15	10
<b>1, 2,3</b>	50×50	4HA8	3HA8	60	90	80	15	10
<b>4, 5,6</b>	40×40	4HA8	3HA8	60	90	80	15	10
<b>7, 8,9</b>	30×30	4HA8	3HA8	60	90	56	15	10

*Tableau IX.9 Les résultats de ferraillage transversal des poteaux.*

**3. Ferraillage des poutres**

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leurs ferraillages sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- **Cas durable**

$$\gamma_b=1,5 \quad f_{c28}=14,16 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s=1,15 \quad \sigma_s= 348 \text{ Mpa}$$

- **Cas accidentelle**

$$\gamma_b=1,15 \quad f_{c28}= 18,47 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s=1 \quad \sigma_s= 348 \text{ Mpa}$$

### 3.1. Combinaisons des charges

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- selon BAEL 91 : E.L.U : 1,35 G +1,5 Q

- selon le R.P.A 99 : G+Q  $\pm$  E et 0.8G  $\pm$  E

### 3.2. Recommandation du RPA99 pour le ferraillage des poutres

- **Armatures longitudinales**

-La section minimale des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de  $A_{min}=0.5\%.bh$ .

- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante ;  
6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimal de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.

- La longueur minimal de recouvrement est de  $50\emptyset$  (zone III).

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

- **Armatures transversales (RPA 7.5.2.2)**

- La quantité des armatures transversales doit vérifier :  $A_t=0.03 \text{ S.d.}$

-L'espacement maximum  $S_{tmax}$  entre les armatures transversales :

➤ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_{tmax} = \min (h/4 ; 1,2\emptyset)$$

➤ En dehors de la zone nodale :  $S_{tmax} \leq h/2$ .

### 3. 3.Résultats du ferraillage

- Armatures longitudinales

SECTION	sollicitation et combinaison		$A_s$ cm <sup>2</sup>		$A_{s\ min}$ RPA	Ferraillage adopté	
	0,8G-E	G+Q+E	travée	appuis		travée	appuis
	$M_{travée}$	$M_{appuis}$					
<b>POUTRE35×45</b>	5,25	8,63	3,66	5,25	7,875	3HA12+ 3HA14	3HA12+ 3HA14
<b>POUTRE30×35</b>	1,08	0,89	0,84	0,69	5,25	4HA16	4HA16
<b>POUTRE Palière</b>	2,5	5,2	2,12	4,52	6,125	4HA14	4HA14

*Tableau IX.10 Ferraillage des poutres*

SECTION	sollicitation et combinaison		$A_s$ cm <sup>2</sup>		$A_{s\ min}$ RPA	Ferraillage adopté	
	0,8G-E	G+Q+E	travée	appuis		travée	appuis
	$M_{travée}$	$M_{appuis}$					
<b>POUTRE35×45</b>	-21,2	-5,07	13,66	3,04	7,875	3HA14+ 3HA20	3HA12+ 3HA14
<b>POUTRE30×35</b>	5,66	8,64	4,55	7,14	5,25	4HA14	4HA16

*Tableau IX.11 Ferraillage des poutres secondaire et des poutres principales de rives*

### 3.4. Vérifications nécessaires pour les poutres

- **La condition de non fragilité**

#### -Poutres principales

$$A_{s \min} > \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,45 \times 0,35 \times 2,1}{400} = 1,90 \text{ cm}^2 \text{ la condition est largement vérifiée.}$$

#### -Poutres secondaires

$$A_{s \min} > \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,35 \times 2,1}{400} = 1,27 \text{ cm}^2 \text{ la condition est largement vérifiée.}$$

Les sections adoptées vérifient, également la condition de pourcentage minimum exigé par le RPA99/V2003

- **Armatures transversales**

On considère le cas le plus défavorable.

$$V_{u \max} = 300,81 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{0,30081}{0,35 \times 0,4} = 2,14 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ult} = \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_{\max} < \tau_{ult} \text{ (vérifiée).}$$

#### ✓ **Dispositions constructives selon BAEL91**

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(36 ; 40 \text{ cm}).$$

#### ✓ **Dispositions constructives selon RPA99/2003**

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_{l \min}). \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \text{ en dehors de la zone nodale}$$

$\phi_{l \min}$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

On adopte :

$S_t=10$  cm en zone nodale et ;

$S_t =20$ cm en dehors de la zone nodale.

- **Vérification à L'ELU**

Vérification au cisaillement pour l'influence de l'effort tranchant aux voisinages d'appuis

- ✓ **Influence sur le béton :**

On vérifie que :

$$V_{max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a=0,9d$$

$$a= 0,9 \cdot 425 = 38,25 \text{ cm}$$

Donc:  $0,267 a \cdot b \cdot f_{c28} = 0,267 \times 0,3825 \times 0,3 \times 25 = 76,59t.$

$$V_{umax} = 30,081t < 76,59t. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Influence sur les armatures inférieures :**

On doit vérifier que :

$$V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \leq 0$$

$$V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} = 30,081 + \left( \frac{-65,488}{0,9 \times 0,425} \right) = -141,19 < 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aucune condition n'est à vérifier pour les armatures inférieures ; car elles ne sont soumises à aucune traction.

- **Calcul de  $\phi_T$**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_T \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \phi_{L,\text{min}} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\rightarrow \phi_T \leq \text{Min} (1,28 ; 1,2 ; 3,5) = 1,2$$

On prend  $\phi_T = 8$  mm

$$A_{t \text{ min}} = 0,03 \times S \times d$$

- Poutre 35x45 :  $A_t \geq 0,03 \cdot b \cdot S_t = 0,03 \times 0,9 \times 45 = 1,21 \text{ cm}^2$

- Poutre 30x35 :  $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot S_t / f_e = 0,4 \times 0,3 \times 0,2 / 400 = 0,95 \text{ cm}^2$

- Poutre palière : 30x35 :  $A_t \geq 0,95 \text{ cm}^2$

On adopte : **1 cadre HA8 + un étrier HA8.**

Soit  $A_t = 1,5 \text{ cm}^2$

## **4. Ferraillage des voiles**

### **4.1. Introduction**

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles se fera pour les voiles les plus sollicités

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- ✓ Des aciers verticaux
- ✓ Des aciers horizontaux.

### **4.2 .Aciers verticaux**

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

### 4.3 .Aciers horizontaux

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\phi$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### 4.4. Règles communes

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

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5e && e: \text{Epaisseur du voile.} \\ S &\leq 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

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

Le diamètre  $\phi_t$  des épingles est :

$$\begin{aligned} -\phi_t &= 6 \text{ mm lorsque } \phi_v \leq 20 \text{ mm.} \\ -\phi_t &= 8 \text{ mm lorsque } \phi_v > 20 \text{ mm.} \end{aligned}$$

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

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40 \phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20 \phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

### 4.5. Calcul du ferraillage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq (h_e/2 ; 2l'/3 ; l_t)$$

Avec :

$L'$  : Largeur de la zone comprimée.

$h_e$  : Hauteur entre nus des planchers du trumeau (voile) considéré. Dans le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferraillage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

#### 4.6. Vérification des voiles à l'Effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est  $\tau_u = 1,4 \frac{T_{calcul}}{b_o \times d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile

$b_o$  : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$  (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

#### 4.7. Sollicitations et principe de calcul

- **Sollicitation de calcul**

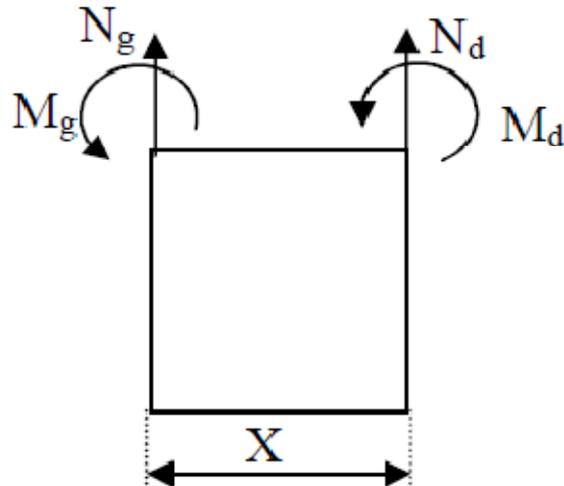
- Pour le ferraillage : **0.8 G ± E.**

- Pour la vérification : **G + Q±E**

- **Principe de calcul**

Il existe plusieurs approches et méthodes de calcul dont on cite :

La méthode utilisant des mailles qui est basée sur la détermination des sollicitations ( $M_g, M_d, N_g, N_d$ ) aux niveaux des nœuds de chaque maille de tous les voiles. Puis on calcule les sollicitations équivalentes ( $N_U$  et  $M_U$ ) pour chaque maille à son centre de gravité (G). Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations (M, N), selon les différentes combinaisons considérées, on calcule le ferraillage de la maille.



**Figure IX.1** Schéma d'une maille de voile.

La méthode de Navier, est une autre méthode de base pour la détermination des contraintes aux niveaux des voiles ou trumeaux. C'est cette méthode qu'on adopte pour la détermination du ferraillage de ses derniers.

Le calcul des armatures se fera donc, par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A 99 sous les efforts  $N_{max}$  et  $M_{corr}$

#### **a-Ferraillage vertical**

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.N}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

$\nu$  : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie,

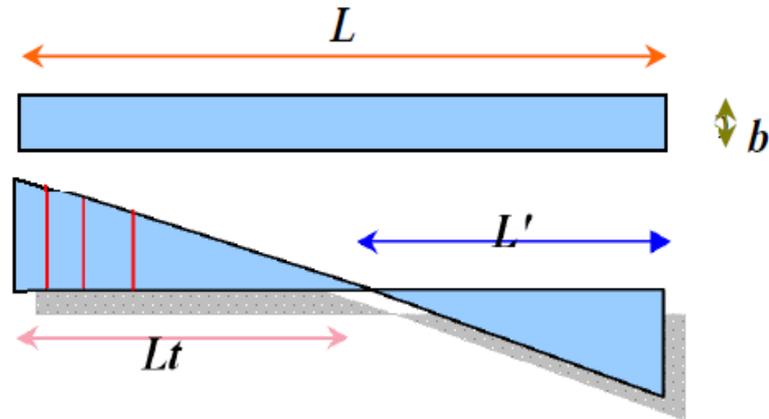


Figure IX.2 Schéma des contraintes développées dans un voile.

✓ **Longueur de la zone tendue**

$$L_t = \frac{\sigma_2 \cdot L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

Le calcul sera effectué pour des bandes verticales dont la largeur "d" est déterminée par

$$d \leq \text{Min}(h/2 ; 2l'/3)$$

Où :

l' : Longueur de la zone comprimée.

h : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

✓ **Détermination des armatures verticales**

$$f_t = \frac{\sigma_2 \cdot d \cdot a}{2}$$

D'où 
$$A_{vt} = \frac{f_t}{f_e}$$

**b-Calcul du ferraillage horizontal résistant à l'effort tranchant**

Les sections  $A_t$  des armatures d'âme est donne par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq (\tau_u - 0,3 f_{tj} k) / 0,8 f_e$$

K= 0 en cas de fissuration très préjudiciable ; En cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

D'autre part RPA/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage :

0.15 % de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile considérée si :  $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

**Exemple D'application:**

- **Voile de largeur 2m (structure avec poteaux)**

**- Détermination des caractéristiques mécaniques des voiles telle que**

$$L=2m \quad e=0,2m$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0,1333 \text{ m}^4 \qquad A = e \times L = 0,4 \text{ m}^2 \qquad V = \frac{L}{2} = 1 \text{ m}$$

**- Détermination des sollicitations telle que**

$$N_u = 2224,23 \text{ KN}$$

$$M_u = 170,37 \text{ KN}$$

**- Détermination des contraintes**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 6,838 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 4,282 \text{ Mpa}$$

**- Calcul de  $L'$**

$$L_t = \frac{\sigma_2 \cdot L}{\sigma_1 + \sigma_2} = 0,770 \text{ m} \rightarrow L' = 2 - 0,770 = 1,23 \text{ m}$$

$$d \leq \text{Min}(h/2 ; 2l'/3) = 0,82 \text{ m}$$

**- Calcul de  $\sigma'_2$**

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = 5,56 \quad \sigma'_2 = \tan \alpha (L_t - d) = -0,278 \text{ Mpa}$$

**- Calcul de I', v' et A'**

$$I' = \frac{ed^3}{12} = 0,0229 \text{ m}^4 \quad V' = 0,41 \text{ m} \quad A' = e \times d = 0,164 \text{ m}^2$$

**- Calcul des nouvelles sollicitations modérées**

$$N = (\sigma_2 + \sigma_2') A' / 2 = 0,32832 \text{ MN} \quad M = (\sigma_2' - \sigma_2) I' / 2V' = -0,1273 \text{ MN.m}$$

$$e_0 = M/N = 0,3877 \text{ m} \quad C = C' = 0,05 \text{ m}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - C = 0,7477 \quad e_2 = d/2 + e_0 - C' = -0,02$$

$$As_1 = N \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 0,225 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = N \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 8,43 \text{ cm}^2$$

$$As = As_1 + As_2 = 8,655 \text{ cm}^2$$

**-Armatures minimales**

$$A_{min} = 0,15\% \text{ e L} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/\text{ml/face} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

**-Armatures minimales du RPA 99/03:**

$$\begin{aligned} \text{D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1):} \quad A_{RPA} &= 0,20\% \text{ b } L_t \\ &= 0,20\% \times 0,20 \times 0,770 = 3,08 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Avec :      b : épaisseur du voile  
               $L_t$  : longueur de la section tendue

$$\text{Donc } A_s = 8,655 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ (cm)}/\text{ML}/\text{face} = 5,27 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ (cm}^2\text{) pour 2faces} = 10,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{St (about)} = 10 \text{ cm} \quad \text{St (courante)} = 20 \text{ cm}$$

**Armatures d'about 2 (4HA14)**

**Armatures courantes 2 (8HA12)**

- **Voile de largeur 2m (structure sans poteaux)**

- **Détermination des caractéristiques mécaniques des voiles telle que :**

$$L=2\text{m} \quad e=0,2\text{ m}$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0,1333\text{ m}^4 \quad A = e \times L = 0,4\text{m}^2 \quad V = \frac{L}{2} = 1\text{m}$$

-**Détermination des sollicitations telle que**

$$N_u = 2840,36\text{ KN}$$

$$M_u = 184,43\text{KN}$$

- **Détermination des contraintes**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 8,483\text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = 5,717\text{Mpa}$$

- **Calcul de L'**

$$L_t = \frac{\sigma_2 \cdot L}{\sigma_1 + \sigma_2} = 0,805 \quad L' = 2 - 0,805 = 1,195\text{ m}$$

$$d \leq \text{Min}(h/2 ; 2l'/3) = 0,796\text{m}$$

- **Calcul de  $\sigma'_2$**

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = 7,101 \quad \sigma'_2 = \tan \alpha (L_t - d) = 0,0639\text{ Mpa}$$

- **Calcul de I', v' et A'**

$$I' = \frac{ed^3}{12} = 8,4 \times 10^{-3}\text{ m}^4 \quad V' = 0,398\text{m} \quad A' = e \times d = 0,1592\text{ m}^2$$

- **Calcul des nouvelles sollicitations modérées**

$$N = (\sigma_2 + \sigma'_2)A'/2 = 0,4596\text{MN} \quad M = (\sigma'_2 - \sigma_2)I'/2V' = -0,0379\text{MN.m}$$

$$e_0 = M/N = 0,0825\text{ m} \quad C = C' = 0,05\text{m}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - C = 0,2655\text{ m} \quad e_2 = d/2 + e_0 - C' = 0,4305$$

$$A_{S1} = N \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = N \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 4,82 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{S1} + A_{S2} = 11,89 \text{ cm}^2$$

**-Armatures minimales**

$$A_{min} = 0.15\% \text{ e L} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/\text{ml/face} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

**-Armatures minimales du RPA 99/03**

D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1):  $A_{RPA} = 0.20\% \text{ b } L_t$

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.20 \times 0,770 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Avec  $b$  : épaisseur du voile

$L_t$ : Longueur de la section tendue

Donc

$$A_s \text{ (cm)}/\text{ML}/\text{face} = 7,46 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (cm}^2\text{) pour 2faces} = 14,93 \text{ cm}^2$$

$$St \text{ (about)} = 10 \text{ cm}$$

$$St \text{ (courante)} = 20 \text{ cm}$$

**Armatures d'about 2 (5HA14)**

**Armatures courantes 2 (10HA12)**

**b-Ferraillages horizontaux**

- **Voile de largeur 2m (structure avec poteaux)**

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{calcul}}{b_0 \cdot d} \quad T_{calcul} = 292,25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,6765 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \min (1.5 a; 30\text{cm}). \quad \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq (0.2 * 0.2 * 0,6765) / (0.8 * 400) \rightarrow A_t \geq 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} (\text{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres/ (ml) → 4HA10**

- **Voile de largeur 2m (structure avec poteaux)**

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{calcul}}{b_0 \cdot d} \quad T_{calcul} = 561,01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \min (1.5 a ; 30\text{cm}) \quad \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq (0.2 * 0.2 * 1,55) / (0.8 * 400) \rightarrow A_t \geq 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} (\text{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres/ (ml) → 4HA10**

## ***Conclusion et recommandations***

Notre projet consiste en une étude comparative de bâtiments à contreventement mixte portiques-voiles disposés en ailerons.

Lors de notre étude nous avons voulu établir une comparaison de plusieurs configurations, et de voir est ce que la variation des masses et des raideurs des voiles ainsi que la présence ou l'absence de poteaux dans les angles de voiles en ailerons influent considérablement sur le comportement sismique des immeubles étudiés ?

Pour cela deux modèles différents ont été adoptés.

-Le premier modèle comporte quatre structures contreventées par des voiles en ailerons en béton armé d'épaisseur constante de 20 cm et de largeur variables (0,8m, 1,2m, 1,6m, 2,0m).

-Le deuxième modèle est identique au premier avec une seule différence qui consiste en l'élimination des poteaux d'angles.

Il comporte quatre structures contreventées par des voiles en béton armé de 20 cm d'épaisseur placé aux angles des bâtiments ayant des largeurs variables (0,8m, 1,2m, 1,6m, 2,0m).

Une modélisation des structures étudiées à été faite par le logiciel Concrète Building Structure (CBS 2011) qui préconise plusieurs modèles fondamentaux, et qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

On a effectué une analyse et une comparaison de ces différents modèles vis-à-vis de l'action sismique.

En premier lieu une étude du comportement des structures a été effectuée sur chaque modèle indépendamment des autres ; puis entre deux éléments de voile ayant la même rigidité et faisant partie de deux modèles différents, avec incorporation ou non de poteaux dans l'angle de ce dernier.

Les conclusions tirées à partir de ce travail sont :

- A) - Dans le premier modèle, l'augmentation de la largeur du voile augmente sa rigidité et par conséquent l'effort tranchant repris par ce dernier, c'est pour ça qu'on a remarqué en premier lieu une diminution des sollicitations et des déplacements.
- B) - De plus par élément et sur la même fibre, une augmentation de la valeur du moment fléchissant et une diminution de la contrainte sont visibles à chaque fois qu'on se rapproche de l'angle avec poteau.

- C) - Dans le deuxième modèle l'évolution de la largeur des voiles impliquent d'une part une augmentation des inerties de ces éléments, donc une augmentation des moments fléchissant dues à l'absence des poteaux aux angles des ossatures étudiées.

Et d'autre part, une diminution des contraintes normales, et une limitation des déplacements aux sommets des structures due à l'augmentation de la rigidité des éléments de contreventements.

- D) - Entre les deux modèles (avec et sans poteaux d'angle), les contraintes maximales sont plus proches en terme de valeur, par contre, en terme de répartition, les contraintes dans le deuxième modèle sont maximales presque sur toute la largeur du voile, alors qu'elles sont concentrées dans le coin inférieure dans le premier modèle.

Donc on peut conclure que le poteau d'angle joue un rôle très important dans la structure, car il va rigidifier la zone de jonction des deux ailes (voiles) donc minimiser le moment max d'une part, et limiter la propagation des contraintes maximales de l'extrémité libre vers l'extrémité liée du voile d'autre part.

On déduit aussi que l'existence des poteaux aux angles va limiter les déplacements importants remarqués dans les structures du deuxième modèle ou il n'y a pas des poteaux.

**Donc on peut dire que les structures à poteaux d'angle ont un comportement meilleur que celui des structures sans poteaux aux angles.**

- E) - Après le calcul du ferrailage des deux voiles qui sont considérés comme les plus sollicités faisant partie des deux modèles différents, on a constaté que :

Les éléments de contreventements n'ayant pas de poteau d'angle nécessite une quantité de ferrailage supplémentaire car ils ont subit des sollicitations (moment et contrainte) plus importantes que celles agissant sur les voiles munis de poteaux d'angle.

D'après les analyses et les interprétations effectuées concernant les moments fléchissant et les contraintes normales, et la localisation de leurs valeurs maximales au niveau des éléments de contreventements ainsi que les déplacements, on peut tirer les recommandations suivantes :

-Une concentration du ferrailage aux zones d'abouts (l'extrémité libre et la zone de jonction) du voile n'ayant pas du poteau d'angle, et à l'extrémité libre du voile (la zone la plus éloignée du poteau d'angle) dans le cas des structures du premier modèle.

-Adopter un espacement des barres réduit aux extrémités des voiles par rapport à celui opté aux zones courantes pour les deux modèles de structures.

-Attacher les barres verticales des voiles du dernier niveau par des crochets pour empêcher les déplacements importants aux sommets des blocs.

Les recommandations citées ci-dessus ont le même objectif que celles données par le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 en termes d'amélioration de la conception et par conséquent le comportement des éléments de contreventements vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme.

Enfin, ce projet de fin d'étude constitue pour nous une première expérience, il nous a permis de mettre en pratique une bonne partie de nos connaissances acquises durant notre cycle d'ingénieur, ainsi que la mise en application des règlements et des codes de calcul en vigueur.

Cette étude nous a permis de découvrir et maîtriser certains logiciels qui s'avèrent indispensable d'un calcul parasismique, et faire les premiers pas dans le calcul et le dimensionnement pratique des structures.

## ANNEXES

### 1. Les déplacements

#### 1.1. Structures avec pontaux d'angle

- Structure contreventée par des voiles de largeur 0,8m

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	9,2	9,9	0,7	0,010	0,004	0,003
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,2m

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	8,4	9,2	0,6	0,009	0,004	0,003
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,6m

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	7,7	8,5	0,5	0,008	0,004	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- Structure contreventée par des voiles de largeur 2m

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	7,0	7,8	0,6	0,07	0,003	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

## 1.2. Structures sans pontaux d'angle

- Structure contreventée par des voiles de largeur 0,8m

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	11,6	12,3	0,7	0,010	0,005	0,003
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,2m

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	11	11,7	0,6	0,009	0,005	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,6m

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	9,3	10,1	0,6	0,008	0,004	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

- Structure contreventée par des voiles de largeur 2,0m

	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_z(cm)$	$\theta_x(Rad)$	$\theta_y(Rad)$	$\theta_z(Rad)$
<b>MAX</b>	8,7	9,4	0,6	0,007	0,004	0,002
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0

## 2. Les réactions

### 2.1. Structures avec pontaux d'angle

- Structure contreventée par des voiles de largeur 0,8m

	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)
<b>MAX</b>	10284,48	1020,07	4897,80	418,59	365,54	69,88
<b>MIN</b>	5,68	4,10	655,48	0	0	2,86

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,2m

	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)
<b>MAX</b>	1361,10	1339,62	5594,62	617,41	508,52	55,35
<b>MIN</b>	6,36	5,48	643,55	0	0	1,71

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,6m

	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)
<b>MAX</b>	1571,62	1556,56	6190,00	818,85	662,65	44,78
<b>MIN</b>	6,39	6,42	627,29	0	0	1,13

- Structure contreventée par des voiles de largeur 2,0 m

	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)
<b>MAX</b>	1690,53	1694,77	6680,67	984,42	803,17	36,89
<b>MIN</b>	6,24	6,93	574,34	0	0	0,8

## 2.2. Structures sans pontaux d'angle

- Structure contreventée par des voiles de largeur 0,8m

	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)
<b>MAX</b>	1327,11	1355,61	3373,05	375,07	326,63	75,31
<b>MIN</b>	10,61	9,08	671,02	0	0	2,71

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,2m

	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)
<b>MAX</b>	1799,17	1846,67	4128,18	302,32	279,82	60,35
<b>MIN</b>	0	0	0	0	0	0,23

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,6m

	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)
<b>MAX</b>	2074,91	2160,19	4789,08	247,55	256,40	49,42
<b>MIN</b>	10,62	9,78	643,78	0	0,01	1,24

- Structure contreventée par des voiles de largeur 2,0m

	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)	$M_x$ (KN.m)
<b>MAX</b>	2180,90	2315,92	5331,81	205,72	245,35	41,08
<b>MIN</b>	11,06	10,60	625,37	0	0	0,87

### 3. Les flèches

#### 3.1. Structures avec pontaux d'angle

- Structure contreventée par des voiles de largeur 0,8m

	$U_x(\text{cm})$	$U_y(\text{cm})$	$U_z(\text{cm})$
<b>MAX</b>	0,0	0,1	0,2
<b>MIN</b>	0,0	-0,1	-0,1

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,2m

	$U_x(\text{cm})$	$U_y(\text{cm})$	$U_z(\text{cm})$
<b>MAX</b>	0,0	0,1	0,2
<b>MIN</b>	0,0	-0,1	-0,1

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,6m

	$U_x(\text{cm})$	$U_y(\text{cm})$	$U_z(\text{cm})$
<b>MAX</b>	0,0	0,1	0,1
<b>MIN</b>	0,0	-0,1	-0,2

- Structure contreventée par des voiles de largeur 2,0m

	$U_x(\text{cm})$	$U_y(\text{cm})$	$U_z(\text{cm})$
<b>MAX</b>	0,0	0,1	0,1
<b>MIN</b>	0,0	-0,1	-0,2

### 3.2. Structures sans pontaux d'angle

- Structure contreventée par des voiles de largeur 0,8m

	$U_x(\text{cm})$	$U_y(\text{cm})$	$U_z(\text{cm})$
MAX	0,0	0,1	0,2
MIN	0,0	-0,1	-0,1

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,2m

	$U_x(\text{cm})$	$U_y(\text{cm})$	$U_z(\text{cm})$
MAX	0,0	0,1	0,1
MIN	0,0	-0,1	-0,1

- Structure contreventée par des voiles de largeur 1,6m

	$U_x(\text{cm})$	$U_y(\text{cm})$	$U_z(\text{cm})$
MAX	0,0	0,1	0,1
MIN	0,0	0,1	-0,2

- Structure contreventée par des voiles de largeur 2,0m

	$U_x(\text{cm})$	$U_y(\text{cm})$	$U_z(\text{cm})$
MAX	0,0	0,1	0,1
MIN	0,0	-0,1	-0,2

## 4. Les périodes et les taux de participations des masses cumulées

### 4.1. Structures avec poteaux d'angles

- Structure contreventées par des voiles de largeur 0,8 m

Mode	Fréquence [%]	période [%]	Masses cumulées X [%]	Masses cumulées Y [%]
1	0,87	1,15	0,80	75,08
2	0,94	1,06	74,59	46,47
3	1,19	0,84	78,34	78,00
4	2,70	0,37	78,44	88,27
5	2,92	0,34	88,53	88,42
6	3,76	0,27	88,95	88,61
7	4,79	0,21	88,99	92,31
8	5,17	0,19	92,63	92,37
9	6,87	0,15	92,78	92,51
10	7,02	0,14	92,79	94,42
11	7,26	0,14	92,95	94,45
12	7,52	0,13	94,72	94,52

- Structure contreventées par des voiles de largeur 1,2 m

Mode	Fréquence [%]	période [%]	Masses cumulées X [%]	Masses cumulées Y [%]
1	0,92	1,09	0,38	74,69
2	1,00	1,00	74,37	75,33
3	1,32	0,76	76,76	76,33
4	2,92	0,34	76,81	87,43
5	3,18	0,31	87,75	87,51
6	4,35	0,23	88,00	87,63
7	5,36	0,19	88,03	91,84
8	5,79	0,17	92,14	91,88
9	7,28	0,14	92,16	91,89
10	8,00	0,12	92,22	94,18
11	8,20	0,12	92,33	94,18
12	8,35	0,12	92,58	94,19

- Structure contreventées par des voiles de largeur 1,6 m

Mode	Fréquence [%]	période [%]	Masses cumulées X [%]	Masses cumulées Y [%]
1	0,97	1,03	0,25	73,57
2	1,07	0,93	73,63	73,95
3	1,46	0,68	75,20	74,66
4	3,20	0,31	75,24	86,86
5	3,48	0,29	87,28	86,91
6	5,06	0,20	87,34	87,00
7	6,08	0,16	87,39	91,63
8	6,51	0,15	91,90	91,69
9	7,32	0,14	91,91	91,70
10	8,26	0,12	91,94	91,85
11	8,67	0,12	91,94	94,16
12	9,10	0,11	92,04	94,23

- Structure contreventées par des voiles de largeur 2,0 m

Mode	Fréquence [%]	période [%]	Masses cumulées X [%]	Masses cumulées Y [%]
1	1,04	0,96	0,18	72,27
2	1,14	0,88	72,63	72,52
3	1,62	0,62	73,73	73,05
4	3,55	0,28	73,77	86,56
5	3,83	0,26	86,83	86,61
6	5,87	0,17	86,94	86,68
7	6,87	0,15	87,02	91,58
8	7,28	0,14	90,42	91,61
9	7,37	0,14	91,83	91,69
10	8,29	0,12	91,86	91,69
11	8,78	0,11	91,86	91,72
12	9,80	0,10	91,86	91,74

## 4.2. Structures sans poteaux d'angles

- Structure contreventées par des voiles de largeur 0,8 m

Mode	Fréquence [%]	période [%]	Masses cumulées X [%]	Masses cumulées Y [%]
1	0,86	1,16	0,80	75,55
2	0,93	1,07	75,31	76,87
3	1,19	0,84	78,63	78,31
4	2,66	0,38	78,73	88,59
5	2,87	0,35	88,88	88,73
6	3,75	0,27	89,25	88,91
7	4,70	0,21	89,29	92,56
8	5,05	0,20	92,90	92,61
9	6,81	0,15	93,04	94,04
10	6,85	0,15	93,07	94,64
11	7,21	0,14	93,80	94,64
12	7,34	0,14	94,95	94,70

- Structure contreventées par des voiles de largeur 1,2 m

Mode	Fréquence [%]	période [%]	Masses cumulées X [%]	Masses cumulées Y [%]
1	0,90	1,11	0,38	75,19
2	0,99	1,02	75,00	75,81
3	1,31	0,77	77,18	76,77
4	2,85	0,35	77,23	87,78
5	3,11	0,32	88,11	87,85
6	4,31	0,23	88,34	87,97
7	5,21	0,19	88,37	92,09
8	5,61	0,18	92,41	92,12
9	7,26	0,14	92,42	92,16
10	7,74	0,13	92,49	94,37
11	8,13	0,12	93,33	94,40
12	8,25	0,12	93,36	94,40

- Structure contreventées par des voiles de largeur 1,6 m

Mode	Fréquence [%]	période [%]	Masses cumulées X [%]	Masses cumulées Y [%]
1	0,95	1,05	0,25	74,16
2	1,04	0,96	74,29	74,53
3	1,44	0,69	75,74	75,22
4	3,12	0,32	75,78	87,22
5	3,38	0,30	87,55	87,27
6	4,99	0,20	87,70	87,36
7	5,87	0,17	87,74	91,87
8	6,27	0,16	92,14	91,92
9	7,31	0,14	92,15	91,93
10	8,24	0,12	92,19	91,93
11	8,58	0,12	92,21	92,67
12	8,81	0,11	92,29	94,30

- Structure contreventées par des voiles de largeur 2,0 m

Mode	Fréquence [%]	période [%]	Masses cumulées X [%]	Masses cumulées Y [%]
1	1,01	0,99	0,18	72,96
2	1,11	0,90	73,35	73,21
3	1,59	0,63	74,37	73,72
4	3,43	0,29	74,41	86,91
5	3,70	0,27	87,19	86,96
6	5,76	0,17	87,29	87,03
7	6,61	0,15	87,37	91,79
8	7,00	0,14	91,95	91,86
9	7,34	0,14	92,02	91,88
10	8,28	0,12	92,05	91,88
11	8,73	0,11	92,05	91,93
12	9,71	0,10	92,15	93,82

## ***Références bibliographiques***

### ***Règlements :***

- **RPA99/version2003 (DTR B.C.2-48)** : Règles Parasismiques Algériennes 1999 version 2003. (Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique).
- **CBA93 (DTR B.C.2-41)** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.).
- **DTR B.C.2-2** : Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation. (Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.).
- **BAEL91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. (Centre scientifique et technique du bâtiment).

### ***Livre :***

- Calcul dynamique des structures en zone sismique (Alain CAPRA et Victor DAVIDOVICI) aux éditions EYROLLES
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry Thonier) aux éditions Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Cours de béton armé Tome II (M.BELAZOUGUI) aux éditions OPU.
- Zacek, 2004** : « Conception parasismique- niveau avant projet ». Zacek M. (2004), Ouvrage non publié dans la Collection de la Conception parasismique, France.
- Zacek** : « Support de conférences». Zacek M.
- Bachmann, 2002** : « Conception parasismique des bâtiments ». Bachmann H. (2002). Federal office for water and geology. Berne 2002.
- Lestuzzi et Badoux, 2002** : « *Génie parasismique* ». Lestuzzi P. et Badoux M. (2002). Les presses polytechniques et universités romandes, EPFL-Centre Midi, Lausanne.
- Lestuzzi et Badoux, 2008** : « *Génie parasismique* ». Lestuzzi P. et Badoux M. (2008). Les presses polytechniques et universités romandes, EPFL-Centre Midi, CH-1015 Lausanne.
- AFPS, 2004** : « Guide de la conception parasismique des bâtiments ». Association française du génie parasismique (2004). Groupe Eyrolles, 75006 Paris.
- Bachmann** : « principes de base pour la conception parasismique des bâtiments ».

Prof. Dr. Hugo Bachmann.

**-Thèse de doctorat, Nicole ILE :** « contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception ».L'Institut National des Sciences Appliquées de LYON 2000.

**-Articles publiés de la 14<sup>ème</sup> conférence mondiale de génie parasismique :** « Experimental study on structural performance of RC shear Wall with shaped section ».

Octobre 12-17,2008, Béjing, la chine.

***Logiciels :***

- CBS « *concrete building structures* » version 2011.

- Robot Structural Analysis 2011 (Autodesk).

-SOCOTEC Flexi V1.01 Version d'évaluation

-SOCOTEC Peleas V1.0 Version d'évaluation

-SOCOTEC BaelR V1.01 Version d'évaluation

-Microsoft Office Excel 2007.

- Microsoft Office Word 2007.