



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire pour l'obtention du diplôme de MASTER
en Génie Civil

Thème

Etude de l'influence des contreventements à
ceintures d'étages sur le comportement d'ossatures
métalliques d'immeubles.

Présenté par : Mlle. Zohra DJATOUTI.

Mr. Mhenni AIT MOKHTAR.

Encadré par : Mr. Abdelhamid BECHEUR.

Examiné par : Mme. BOUKHEZAR.

Mr. GUECHARI.

Promotion 2013.

Résumé

Le présent mémoire fait l'objet d'une étude du comportement dynamique de deux immeubles de dix niveaux ; le premier présentant un plan de symétrie tandis que le second est irrégulier en plan (en forme de « L »). Tous deux contreventés par ceintures d'étages. Différents modèles ont été élaborés, pour chaque structure, avec variation des paramètres influençant le comportement du système à ceintures d'étage, à savoir : la forme des palées de stabilité, le nombre et la disposition des ceintures d'étage ainsi que le nombre et la disposition des noyaux pour le cas de la forme irrégulière. L'analyse de ces différents modèles a été effectuée sur le logiciel SAP2000 et la comparaison des résultats obtenus, en termes de périodes de vibration et de déplacements latéraux aux sommets des structures, nous ont permis de tirer des conclusions sur les performances des structures contreventées et à ceintures d'étage dans la stabilisation des immeubles de grandes hauteurs, en construction métallique, vis-à-vis d'un chargement latéral donné.

Remerciements

Nous remercions dieu, le tout puissant, de nos avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

Nos vifs remerciements sont adressés à notre encadreur : Mr Abdelhamid BECHEUR, qui a bien voulu nous encadrer et pour les conseils qu'il nous promulgué.

Nos remerciements également Mme BOUKHEZAR et MR GUECHARI pour l'examen et la valorisation de notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'achèvement de ce travail.

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui
m'ont soutenu tous au long de mon parcours.*

A ma grand-mère à qui je souhaite une longue vie

A mes oncles, tantes, cousins et cousines

A mon frère Elhassen et ma petite sœur adorée Wissem

A ma très chère Imène

A ma collègue Zohra et sa famille

A mes meilleurs amis Zaza, Boubkeur et Bylo

*A mes amis(es) et à toute personne qui a contribué à
l'achèvement de ce travail.*

Mhenni

Dédicaces

Nullle parole ne pourrait exprimer ma reconnaissance et ma gratitude envers ma très chère famille : mes très chers parents pour leurs sacrifices et leur dévouement, mes frères : Nabil ainsi que sa femme Khadidja, Arezki, Madiid, Hocine et le petit dernier Belkacem et mes sœurs : Kahina, Houa, Amel, Katia, Dibia et Dora pour leur soutien, je remercie particulièrement mon grand frère « Kiki » qui a toujours été là pour moi. Ce travail leurs est dédié.

A tous les autres membres de ma famille.

A mon collègue Mhenni et à sa famille.

Je le dédie également à tout mes ami(e)s que je remercie, par l'occasion, pour tout ce qu'ils m'ont apporté. Dédicace particulière à ma meilleure amie : « Lamia », que je considère comme ma sœur.

A la mémoire de mes défunts oncles, que dieux les accueille dans son vaste paradis.

Zohra.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....	2
1.1. Introduction	2
1.2. Historique des immeubles de grandes hauteurs.....	3
1.3. Problématique de la rigidité latérale	4
1.4. Contreventements des structures métalliques.....	6
1.4.1 Définition du contreventement	6
1.4.2 Types de contreventements utilisés en construction métallique.....	7
1.5. Les différents systèmes structuraux d'immeubles de grandes hauteurs :.....	11
1.5.1. Les ossatures à cadres (ou à portiques) :.....	13
1.5.2. Les systèmes à palées de stabilité :	15
1.5.3. Les ossatures mixtes à portiques et palées de stabilité :.....	17
1.5.4. Ossatures à poutres à treillis en quinconce :	18
1.5.5. Les ossatures à ceintures d'étage :.....	20
1.5.6. Les systèmes à noyau (en béton armé ou en construction métallique) :	20
1.5.7. Les systèmes « tubes » :.....	24
1.5.8. Les ossatures « tubes » gerbées :	27
1.5.9. Les systèmes « hybrides » (« tube », noyau et palées) :	28
1.5.10. Les systèmes « tubes » et « méga portiques » :.....	30
1.6. Les ceintures d'étage:	31
1.7. Quelques travaux de recherche sur les ceintures d'étages.....	34
Conclusion :.....	37
CHAPITRE II : ANALYSE DU COMPORTEMENT D'UNE STRUCTURE R+9 AVEC ET SANS CEINTURES D'ETAGES.....	38
2.1. Introduction	38
2.2. Caractéristiques et chargements de la structure.....	38
2.3. Présentation des modèles.....	40
2.4. Influence des ceintures d'étages sur la rigidité latérale.....	43
2.4.1. Comparaison des périodes de vibration	43
2.4.2 Comparaison des déplacements	44
2.5. Détermination de meilleure disposition des ceintures d'étages pour l'immeuble du modèle1	45

2.5.1. Comparaison des déplacements pour le modèle à une seule ceinture	46
2.5.2 Comparaison des déplacements latérales pour le cas de deux ceintures d'étage.....	47
2.5.3 Comparaison des périodes de vibration	48
2.6. Mise en évidence de la participation des poteaux périphériques dans le contreventement	49
2.7. Mise en évidence de l'effet de trainage en cisaillement	50
2.8. Proposition d'une solution pour limiter l'effet de trainage en cisaillement	51
CHAPITRE III : CAS DES STRUCTURES PRESENTANT DES IRREGULARITES EN PLAN.	54
3.1. Introduction:	54
3.2. Description de la structure:	54
3.3. Présentation des deux modèles:	54
3.4. Comparaison des périodes de vibration des deux modèles :	58
3.5. Comparaison des déplacements:	59
3.6. Comparaison des modes propres de vibration:	59
CHAPITRE IV: RESULTATS ET DISCUSSIONS.	61
4.1. Influence des ceintures sur le comportement d'un immeuble de dix niveaux.....	61
4.1.1 influence des ceintures d'étages sur la rigidité latérale.....	61
4.1.2 Disposition des ceintures d'étages	61
4.1.3. Participation des poteaux périphériques dans la reprise des charges latérales	62
4.1.4. Réduction de l'effet de trainage de cisaillement	62
4.2. Influence des formes irrégulières en plan sur les ceintures d'étages.....	63
4.2.1. Comparaison des periods et déplacements	63
CONCLUSION GENERALE	64

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Poids relatif des différents éléments, d'une ossature de structure multi-étagée, en fonction du nombre d'étages.....	5
Figure I.2 : poids d'acier par rapport au m ² de plancher.....	6
Figure I.3 : Ossatures en portiques (rotules plastiques dans les poutres et les pieds de poteaux).....	7
Figure I.4 : exemples d'ossatures avec triangulation à barres centrées.....	8
Figure I.5 : Palées de stabilité en croix de Saint André.....	8
Figure I.6a : triangulation en V.....	9
Figure I.6b : triangulation en Λ	9
Figure I.7: triangulation en K.....	10
Figure I.8: Exemples d'ossatures avec triangulation à barres excentrées.....	10
Figure I.9 : Performances comparées de diverses structures d'immeubles de grande hauteur.....	12
Figure I.10 : Système de portiques dans les deux directions orthogonales.....	13
Figure I.11 : Longueurs de flambements des structures à nœuds déplaçables.....	15
Figure I.12 : Système à palées de stabilité.....	16
Figure I.13 : Interaction du système à cadres et à palées de stabilité.....	17
Figure I.14 : Structure à poutres treillis en quinconce.....	19
Figure I.15: Resorts international hotel, Atlantic City, USA.....	19
Figure I.16 : Système à noyau en béton armé.....	21
Figure I.17 : Différents forme de section avec noyau.....	21
Figure I.18 : Schéma d'une structure suspendue.....	22
Figure I.19 : la tour <i>GAN</i> , Paris, France, 1974.....	23
Figure I.20 : la tour <i>NOBEL</i> , Paris, France, 1966.....	23
Figure I.21 : Conception d'un élément unitaire d'ossature de façade.....	25
Figure I.22 : Effort axiaux dans les poteaux de façades d'une ossature à tube (effet de trainage de cisaillement).....	25
Figure I.23 : Immeubles de grandes hauteurs en système tube avec ou sans contreventement de façade.....	26

Figure I.24: <i>John Hancock Center</i> , Chicago, USA, 1970.....	26
Figure I.25: Ossature à tube gerbée.....	27
Figure I.26 : La tour Sears, Chicago, USA, (1974).....	28
Figure I.27 : Système de stabilité composite (« tube » + palées + noyau).....	29
Figure I.28 : Système hybride tube et noyau en treillis métalliques.....	29
Figure I.29: First Interstate World Trade Center à Los Angeles, USA, 1989.....	30
Figure I.31 : Système « tube » et « Méga portique ».....	31
Figure I.31 : système de contreventement à ceinture d'étage.....	32
Figure I.32: <i>US steel building</i> , Pittsburgh, USA, 1967.....	33
Figure I.33: <i>First Wisconsin Center</i> , USA 1974.....	33
Figure I.34: <i>Jin Mao building</i> , Shanghai, 1999.....	33
Figure I.35 : <i>Taipei 101</i> , Taipei, Taiwan, 2004.....	33
Figure I.36 : Vue 3D de l'un des modèles étudiés.....	34
Figure I.37 : Vue en 3D du modèle étudié.....	35
Figure I.38 : représentation d'un modèle à 40 étages.....	36
Figure II.1 : Vue en plan de l'immeuble du modèle de référence.....	39
Figure II.2 : vue en 3D de l'immeuble du modèle de référence.....	39
Figure II.3 : Portique du modèle 1.1.....	40
Figure II.4 : Vue d'un portique de rive du modèle 1.2a.....	41
Figure II.5 : Vue d'un portique intermédiaire (Y=15m) du modèle 1.2a.....	41
Figure II.6 : Vue d'un portique intermédiaire du modèle 1.2b.....	42
Figure II.7 : Vue d'un portique intermédiaire du modèle 1.2c.....	42
Figure II.8 Périodes en fonction du type de contreventement.....	43
Figure II.9 : Courbes comparatives des déplacements en fonction de la hauteur d'étage.....	44
Figure II.10 : Courbes comparatives des déplacements latéraux pour différentes positions d'une seule ceinture d'étage.....	46
Figure II.11 : courbes comparatives des déplacements latéraux pour différentes positions de deux ceintures d'étage.....	47
Figure II.12 Périodes de vibration en fonction du nombre et de la position des ceintures d'étage.....	48

Figure II.13 : Diagramme de la répartition des efforts normaux sur les poteaux périphérique dans le modèle de référence (modèle 1.1).....	49
Figure II.14 : Diagramme de la répartition des efforts normaux sur les poteaux périphériques dans le modèle 1.2a.....	50
Figure II.15 : Vue en plan du modèle 2.....	52
Figure II.16: Diagramme de la répartition des efforts normaux sur les poteaux périphériques dans le modèle2.....	52
Figure III.1 : Vue en plan du modèle 3.....	54
Figure III.2 : Vue en 3D du modèle 3.....	55
Figure III.3 : Vue en plan du modèle 3.1.....	56
Figure III.4 : Vue des portiques Y=15m et Y=20m.....	56
Figure III.5 : Vue des portiques X=10m et X=15m.....	56
Figure III.6 : Vue en plan du modèle 3.2.....	57
Figure III.7 : Vue des portiques, Y=5m et Y=10m, du modèle 3.2.....	58
Figure III.8 : Vue des portiques Y=20m et Y=25m du modèle 3.2.....	58
Figure III.9: Périodes des modèles irréguliers en plan.....	58
Figure III.10 : Courbes des déplacements latéraux des modèles 3.1 et 3.2.....	59

INTRODUCTION GENERALE

De nos jours, la construction d'immeubles de grande hauteur devient de plus en plus courante, souvent pour des raisons d'espace comme c'est le cas dans les grandes villes ou les terrains constructibles se font de plus en plus rares et où la demande en immobilier ne cesse d'augmenter. Ainsi, l'option de monter en hauteur s'avère inévitable. Toutefois, ce type de structures présente des contraintes techniques spécifiques où la sensibilité aux excitations dues aux charges horizontales, telles que le vent et les séismes est plus importante que pour les constructions courantes. Ce qui nécessite donc des dispositions particulières poussant les concepteurs du génie civil à innover et à mettre au point de nouveaux systèmes de contreventements qui seraient plus performants et qui assureraient la stabilité de ces immeubles quelle que soient l'intensité des charges latérales qui leur seront appliquées.

Dans le présent travail, nous nous sommes intéressés à un système de contreventement qui permettrait d'augmenter significativement la rigidité latérale des immeubles de grandes hauteurs et de réduire d'environ 30% leurs déplacements latéraux tout en augmentant la participation des poteaux périphériques à la stabilité de la structure. C'est le système à ceintures d'étages et à poutres traversières. Pour ce faire, nous avons réparti notre travail en quatre chapitres : le chapitre I consistera en une recherche bibliographique dans laquelle seront présentés les différents systèmes stabilisateurs des immeubles de grandes hauteurs, et où l'accent sera mis sur le système à ceintures d'étage et à poutres traversières. Des exemples d'immeubles contreventés par ce système seront présentés et des travaux de recherche menés dans cette direction seront résumés. Le chapitre II aura pour objectifs de montrer l'influence du contreventement par ceintures d'étages et poutres traversière sur le comportement dynamique de la structure et sur la répartition des efforts normaux dans les poteaux et ainsi de mettre en évidence la mobilisation des poteaux de rive dans le contreventement. Dans le chapitre III, nous étudierons l'influence des formes irrégulières en plan sur le fonctionnement de ce système. Le quatrième et dernier chapitre sera consacré à la synthèse et à la discussion des différents résultats issus des différents modèles des deux chapitres précédents. Le présent document sera clôturé par une conclusion générale.

1.1. Introduction

La problématique de la rigidité latérale des bâtiments nécessite l'étude du comportement de leurs structures vis-à-vis de toutes les actions horizontales qui pourraient agir durant la vie de l'ouvrage. Parmi ces actions, le vent et le séisme en constituent les principales sources. En effet, le vent génère des forces de pression s'appliquant de manière directe sur l'ouvrage. Par contre, les mouvements sismiques du sol produisent des forces d'inertie internes causées par la vibration des masses des différents éléments de la structure. L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement, et pour cause, celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc.

Afin d'améliorer le comportement des structures, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement visant à s'opposer à ces actions horizontales et à assurer la stabilité latérale de ces constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse et disposé suivant les directions principales.

A ce titre, une construction contreventée (pour le vent) ou parasismique (pour le séisme), doit être conçue de manière à résister à des niveaux d'actions définis soit par les règles neige et vent, soit par le règlement parasismique en vigueur pour chaque zone de sismicité. Toutefois, pour certaines constructions lourdes contenant des planchers en béton armé ou mixtes acier béton, les actions sismiques sont le plus souvent les plus défavorables.

En Algérie, les Règles Parasismiques Algérienne (RPA) sont entrées en vigueur après le séisme de Chlef (Ex El-Asnam) du 10 octobre 1980 et ont évolué au fil des années (1983, 1999 et 2003), et ce, en tirant des leçons de chaque important séisme ayant secoué, depuis, différentes régions du pays. Ces règles définissent des exigences fondamentales, que doivent respecter les structures pour assurer, en cas de séisme, la préservation des vies humaines ainsi que la limitation des dommages particulièrement pour les ouvrages importants tels que les hôpitaux, la protection civile, les immeubles administratifs qui doivent rester opérationnels.

1.2. Historique des immeubles de grande hauteur

Le tout premier immeuble de grande hauteur du monde est le « Home Insurance Building » édifié à Chicago, aux Etats Unis, entre 1884 et 1885, il a été conçu par l'architecte William Le Baron Jenney, pour la «HOME INSURANCE COMPANY » dans le cadre du programme de reconstruction de la ville, après le terrible incendie qui l'avait dévasté en 1871. Durant ce programme, de nombreux grattes ciel furent bâtis, et ce fut le début d'une nouvelle aire pour le domaine de la construction. A cette époque, et pendant plusieurs décennies, les immeubles de grandes hauteurs étaient principalement construits avec des matériaux tels que la fonte et la brique, qui étaient alors, les matériaux les plus disponibles. Leurs systèmes structuraux étaient alors relativement simples et réalisés à partir d'un réseau régulier de poteaux et de poutres. Les poteaux étaient en fonte supportant l'intégralité des charges verticales et les poutres étaient noyées dans des voûtes en briques pour constituer de lourds planchers. Pour pouvoir supporter ces voûtes constituant le plancher, l'écartement des poutres était relativement serré. Les assemblages étaient en général rivetés. L'architecture des façades de ces immeubles était classique où des murs en briques étaient percés de trous de fenêtres régulièrement espacés. L'exemple le plus connu de ce style d'immeuble est le très célèbre *Empire State Building* (1932) de New-York. A partir de cette époque, d'importants progrès dans la recherche de solutions structurales, visant à rendre ces immeubles plus performants, allaient être réalisés et de nouvelles technologies furent mise au point.

Ainsi, aux Etats-Unis, dans les années 1950, on voyait apparaître des immeubles de formes géométriques simples, avec des façades modulaires légères. La structure de ces immeubles était, la plupart du temps, constituée d'un réseau de portiques orthogonaux disposés en plan sur une trame régulière de l'ordre de 7,50 m x 7,50 m à 10,50 m x 10,50 m de maille. Les ossatures devenant de plus en plus légères, l'idée qui prédominait à l'époque était que l'on pouvait créer des formes nouvelles d'immeuble en assemblant dans les trois dimensions des ossatures à cadres ou portiques autostables capables de résister efficacement aux efforts latéraux dus au vent (ou au séisme en zone sismique). Ces systèmes d'ossature à cadres ont rapidement montré leurs limites techniques et économiques tandis que la demande pour des immeubles de plus en plus hauts se faisait de plus en plus forte, ce qui a donné suite à l'apparition d'une nouvelle génération d'ossature en acier, caractérisée par une constante évolution des concepts de systèmes structuraux tels que les systèmes à palées de stabilité-

portique interdépendants (ou mixtes), les systèmes à noyau en béton armé, les systèmes «tubes», les systèmes à «palées de stabilité» et ceinture d'étage et enfin les systèmes hybrides. Cette architecture des années 1960 ou les façades affichent la conception structurelle de l'immeuble est qualifiée de «simpliste». Les formes en plan sont régulières, souvent axisymétriques. À titre d'exemple, on citera pour les plus connues, la tour Nobel, la tour.GAN et la tour de Montparnasse en France, les tours du World Trade Center à New-York, la tour du John Hancock Center et la tour Sears, toutes deux à Chicago.

Actuellement la tendance est surtout guidée par le retour à des formes plus variées, à des façades moins régulières, exprimant dans l'habillage la richesse des matériaux tels que le verre, le béton léger, l'innox, etc.[1]

1.3. Problématique de la rigidité latérale

En plus des charges verticales (poids propre, charges permanentes, charges d'exploitation), une ossature de structure multi-étagées doit résister aux actions horizontales (vent et séisme). Lorsque la structure ne dépasse pas 30 à 40 niveaux, son poids varie de manière presque linéaire avec le nombre d'étages. Dans ce cas c'est particulièrement le poids des poteaux qui varie proportionnellement au nombre d'étages, puisqu'il est proportionnel aux efforts normaux dans les poteaux et que leur dimensionnement en est conditionné. Le poids des poutres de planchers est constant, quelque soit le nombre de niveaux de l'immeuble. Le coût des plancher représente plus de la moitié du coût total de l'ossature. Mais plus on monte en hauteur et plus l'ossature est élancée, plus l'influence des actions horizontales s'accroît, elle devient prédominante dans le dimensionnement de l'ossature et son poids ne varie plus linéairement, mais de manière plus rapide, en fonction du nombre d'étages. [1]

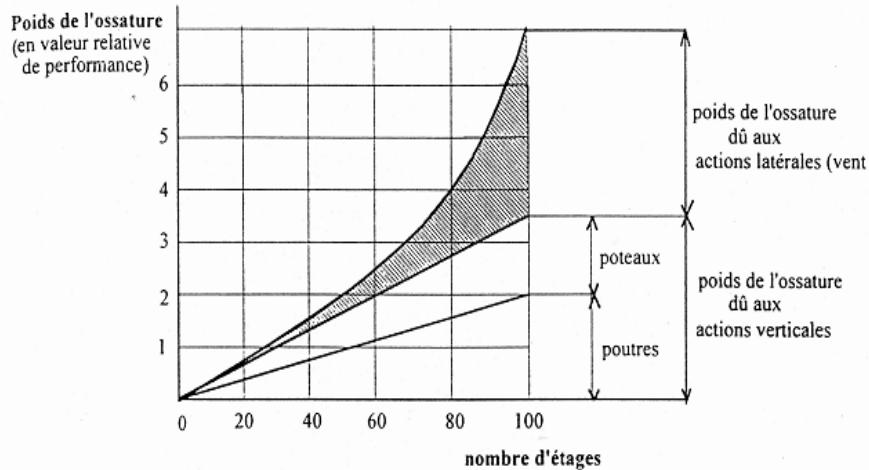


Figure I.1 : Poids relatif des différents éléments, d'une ossature de structure multi-étagée, en fonction du nombre d'étages. [1]

La figure I.1 montre que pour les ossatures de 20 à 30, l'influence des efforts horizontaux est négligeable, seulement 10% du poids total de la structure contribue à la reprise des efforts horizontaux. Lorsque la hauteur de la structure augmente, la déformation latérale devient si importante que des exigences de rigidité latérale (visant à limiter les déplacements horizontaux) prennent le pas sur les exigences de résistance aux forces horizontales. A partir de 20 niveaux le poids d'acier des ossatures multi-étagées par m^2 de plancher, varie selon les types d'ossatures, le nombre d'étage et l'élanement de la construction ; de 85 kgf/m^2 à 270 kgf/m^2 ; comme l'indique la figure I.2 qui donne pour certain nombre d'exemples d'immeuble de grande hauteur construits, le poids total d'acier mis en œuvre rapporté à la surface totale de planchers en fonction du nombre d'étages.

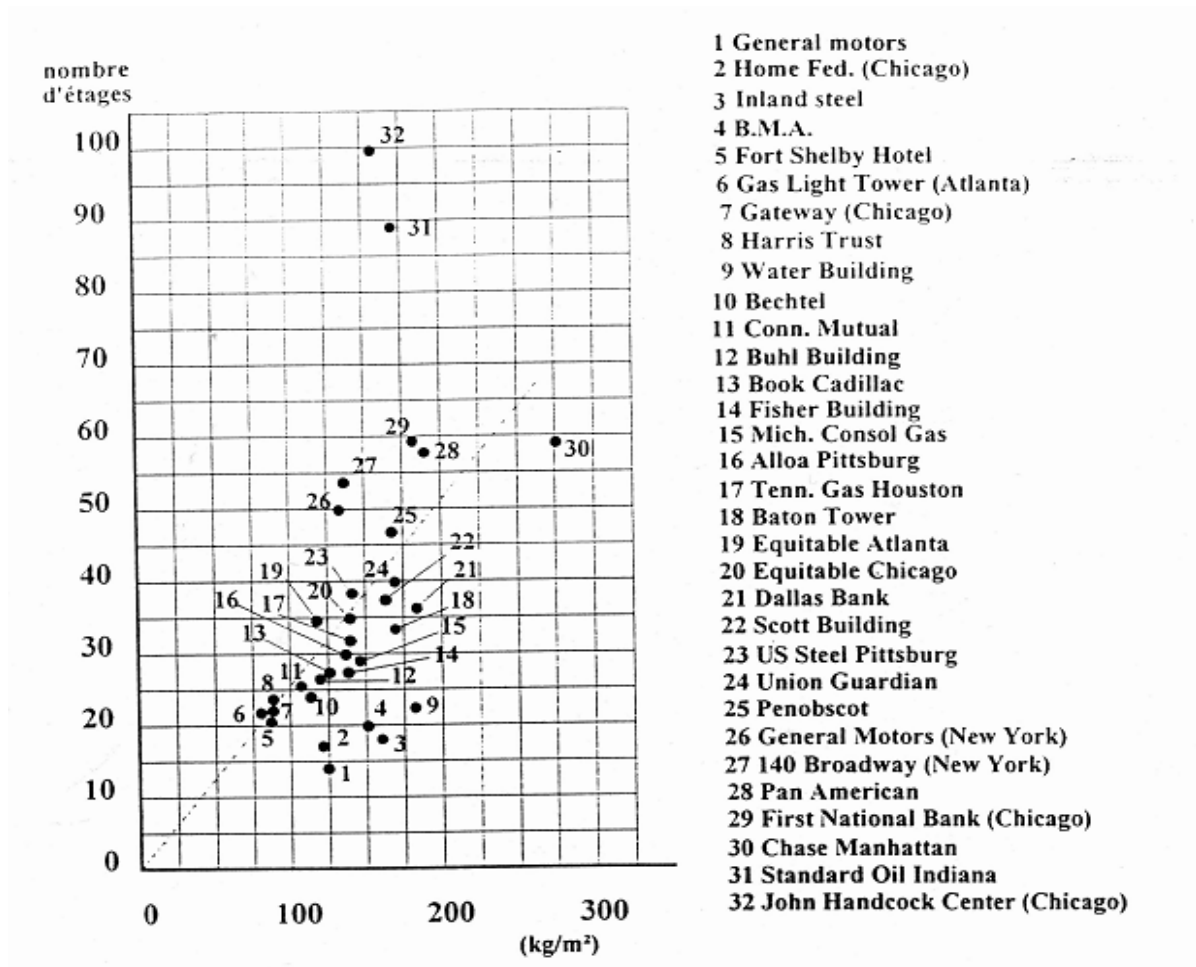


Figure I.2 : poids d'acier par rapport au m² de plancher. [1]

1.4. Contreventements des structures métalliques

1.4.1 Définition du contreventement

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures vis-à-vis des actions horizontales provoquées par les tremblements de terre, le vent, les chocs...etc. La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds. [2]

Les structures contreventées sont plus rigides, moins déformables, et imposent moins de dommages aux éléments non structuraux que les structures à cadres autostables.

1.4.2 Types de contreventements utilisés en construction métallique

Il existe trois principaux types d'ossatures utilisées en construction métallique, classés selon leur comportement sous charge sismique :

a. Ossatures à cadres (ou à portiques)

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres, la rigidité latérale nécessaire est apportée par la rigidité flexionnelle de ces deux éléments ainsi que par leurs liaisons rigides. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. Bien que ces structures soient très dissipatives, leur comportement flexible peut favoriser leur mise en résonance avec le sol surtout dans le cas d'un signal sismique potentiellement riche en basses fréquences (longues périodes). Dans ce cas, il est préférable de prévoir des contreventements afin de réduire leur période propre d'oscillation et d'exclure une éventuelle mise en résonance avec le sol d'assise.

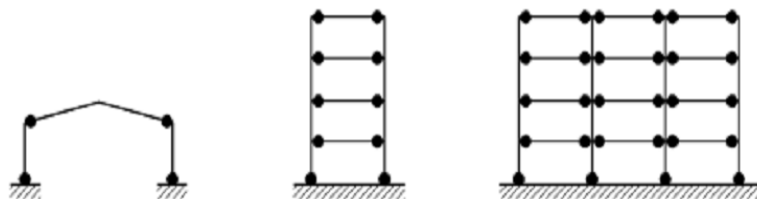


Figure I.3 : Ossatures en portiques (rotules plastiques dans les poutres et les pieds de poteaux)

b. Ossatures avec triangulation à barres centrées

Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et/ou avec la jonction poteaux-poutres. La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction de ces barres à condition que les barres en compression soient vérifiées au phénomène de flambement. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans les barres tendues.

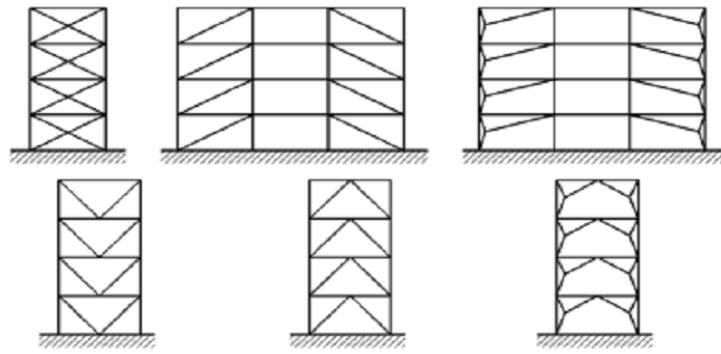
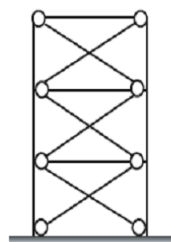


Figure I.4 : exemples d'ossatures avec triangulation à barres centrées

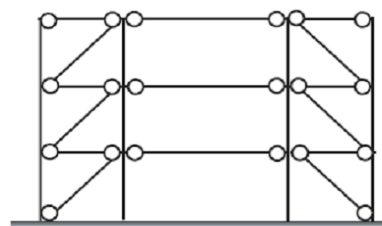
Il existe plusieurs configurations pour ce type de triangulation, les plus fréquemment utilisées d'entre elles sont citées dans ce qui suit :

- **Triangulation en croix de Saint-André (en X)**

Dans ce type de palées, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée (figure I.5). Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.



Palées sur la même travée



Palées sur des travées différentes

Figure I.5 : Palées de stabilité en croix de Saint André

- **Triangulation en V et en Λ (V inversé)**

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendues et comprimées ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint-André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue. La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités.

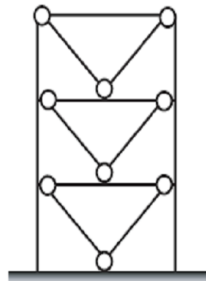


Figure I.6a : triangulation en V

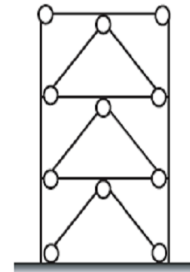


Figure I.6b : triangulation en Λ

- **Triangulation en K**

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique.

Les contreventements en K sont à éviter surtout dans les zones sismiques vu que l'intersection des barres de contreventement se situe au niveau des poteaux et non des poutres provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ces derniers, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure.

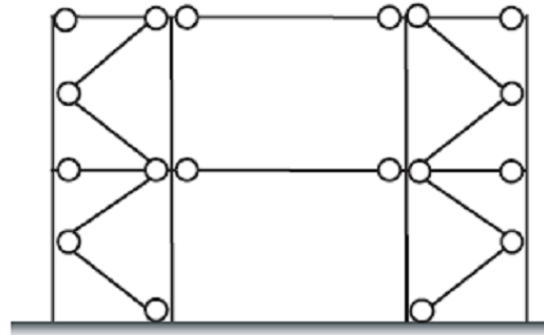


Figure I.7: triangulation en K

c. Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Dans ce type de structures, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. La dissipation de l'énergie sismique se fait, alors principalement par plastification des barres tendues mais peut se faire par formation, dans des tronçons sismiques, d'une rotule plastique travaillant soit en flexion cyclique, soit en cisaillement cyclique. Il convient donc d'utiliser des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement soient actifs. [2]

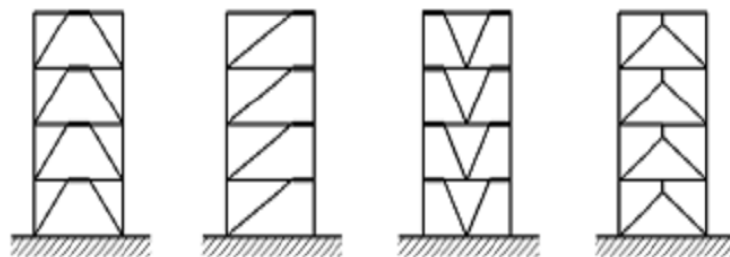


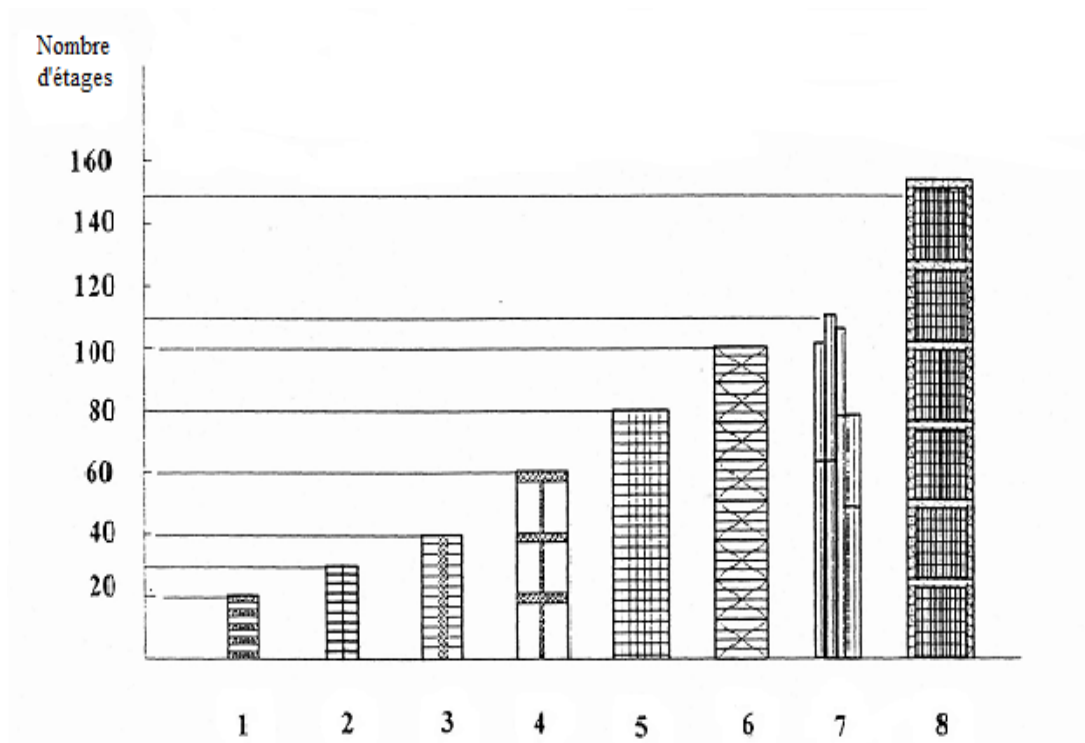
Figure I.8: Exemples d'ossatures avec triangulation à barres excentrées

1.5. Les différents systèmes structuraux d'immeubles de grandes hauteurs :

Il existe une multitude de systèmes d'ossatures métalliques utilisés dans les immeubles de grandes hauteurs, dans ce qui suit, seront décrits les systèmes les plus fréquemment rencontrés. Dans l'ordre chronologique de leurs apparitions, on citera les systèmes suivants :

- Les systèmes contreventés par « cadres » ou « portiques ».
- Les systèmes contreventés par « palées de stabilité » et par « poutres en treillis en quinconce ».
- Les systèmes mixtes « portiques et palées de stabilité ».
- Les systèmes « contreventés et à ceinture d'étage ».
- Les systèmes « à noyau central » (en béton armé ou en construction métallique).
- Les systèmes en « tubes » et en « tubes gerbés ».
- Les systèmes « hybrides ».
- Les systèmes contreventés par « méga portiques ».

La figure I.9 illustre une comparaison de la performance de ces systèmes, selon le nombre d'étages qu'ils peuvent permettre d'atteindre.



1. Structure à poutres à treillis en quinconce.
2. Structure en portiques.
3. Structure à noyau.
4. Structure à palées de stabilités et à ceintures.
5. Structure « tube ».
6. Structure « tube » avec contreventement de façade.
7. Structure « tube gerbé ».
8. Structure « tube » et méga portiques.

Figure I.9 : Performances comparées de diverses structures d'immeubles de grande hauteur. [1]

1.5.1. Les ossatures à cadres (ou à portiques) :

Dans une des directions principales orthogonales, l'ossature plane de l'immeuble est constituée d'une série de portiques plans formés de poteaux et de poutres liés rigidement entre eux. Dans l'autre direction principale les poutres peuvent être continues ou simplement articulées. S'entrecroisant à chaque poteau, ce réseau de poutres « principales » ainsi constitué, porte les solives qui supportent, elles-mêmes le plancher. Dans certains cas, les poteaux, les poutres longitudinales et les poutres transversales peuvent être liés rigidement et constituer une ossature autostable dans toutes les directions principales (figure I.10).

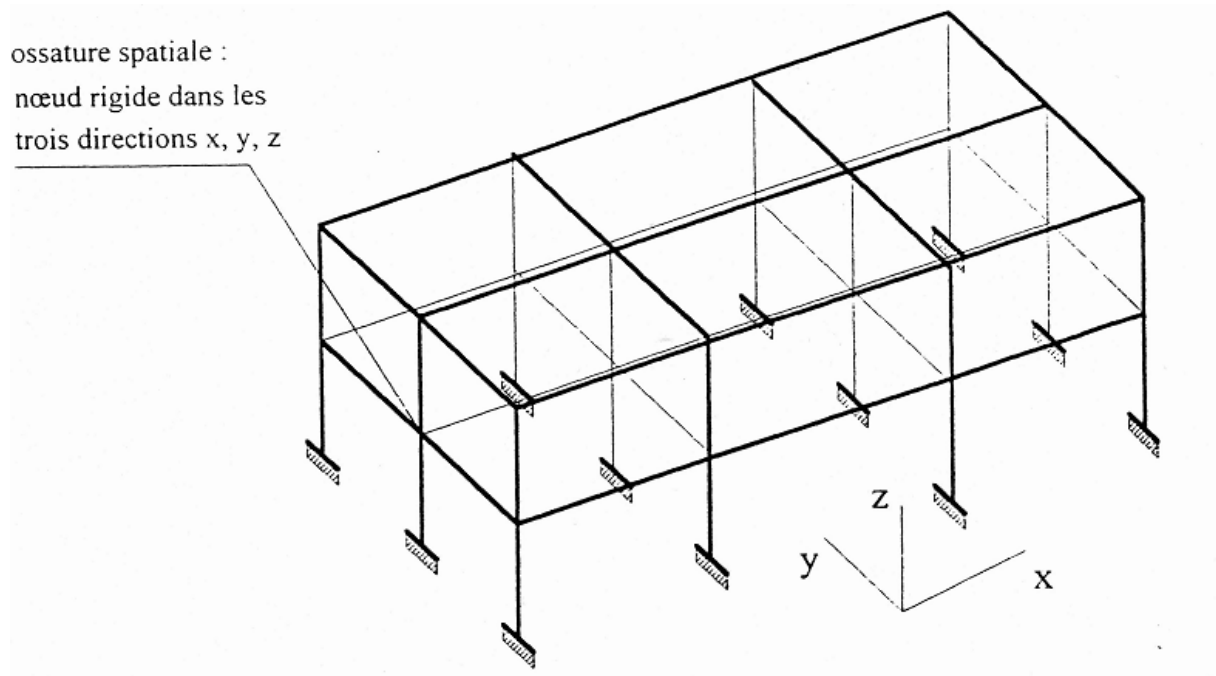


Figure I.10 : Système de portiques dans les deux directions orthogonales.

L'efficacité de ce type d'ossature est conditionnée par le nombre de travées, de leurs portées (généralement de 6m à 9m) et des dimensions des poutres principales et des poteaux. La grande souplesse des immeubles conçu avec ce système, vis-à-vis des charges latérales, limite aussi, et de manière significative, cette efficacité.

En effet, à partir d'une certaine hauteur les déplacements latéraux sont si importants que l'utilisation de système devient peu, ou pas du tout, économique. C'est pour cette raison, que les immeubles contreventés par ce système ne dépassent que très rarement des hauteurs de vingt niveaux.

Avantages et inconvénients :

Pour le dimensionnement sous les charges verticales, la grande hyperstaticité de l'ossature en portique constitue un avantage en permettant une redistribution des efforts des poutres vers les poteaux et par conséquent un gain de poids sur les poutres.

Parmi les inconvénients de ces systèmes, on peut citer :

1. La grande complexité des assemblages (particulièrement dans le cas des portiques spatiaux) conduit à une réalisation en atelier plus délicate, et nécessairement plus coûteuse, ainsi qu'à une mise en œuvre sur chantier plus difficile.
2. La longueur de flambement des poteaux est supérieure à la hauteur d'un étage, d'où un surdimensionnement des poteaux vis-à-vis de la stabilité au flambement moins favorable.
3. Vue l'importance des déplacements latéraux, dans certaine structures latéralement souples, les effets de second ordre dans les poteaux sont non négligeables. La vérification et le dimensionnement des éléments structuraux doivent tenir compte, non seulement de l'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant, mais aussi des moments additionnels dus aux effets de second ordre. Les règlements spécifient des déplacements latéraux entre étages à ne pas dépasser et limitent le déplacement latéral global au niveau du dernier étage.

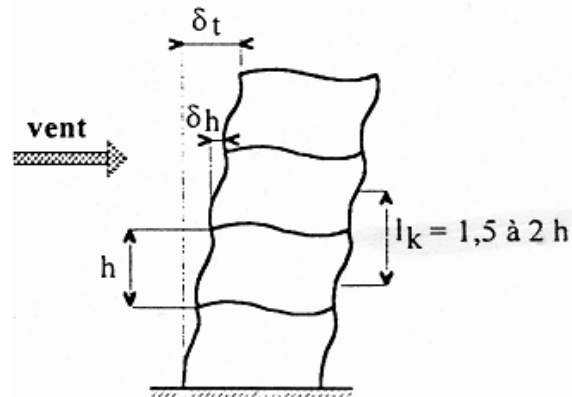
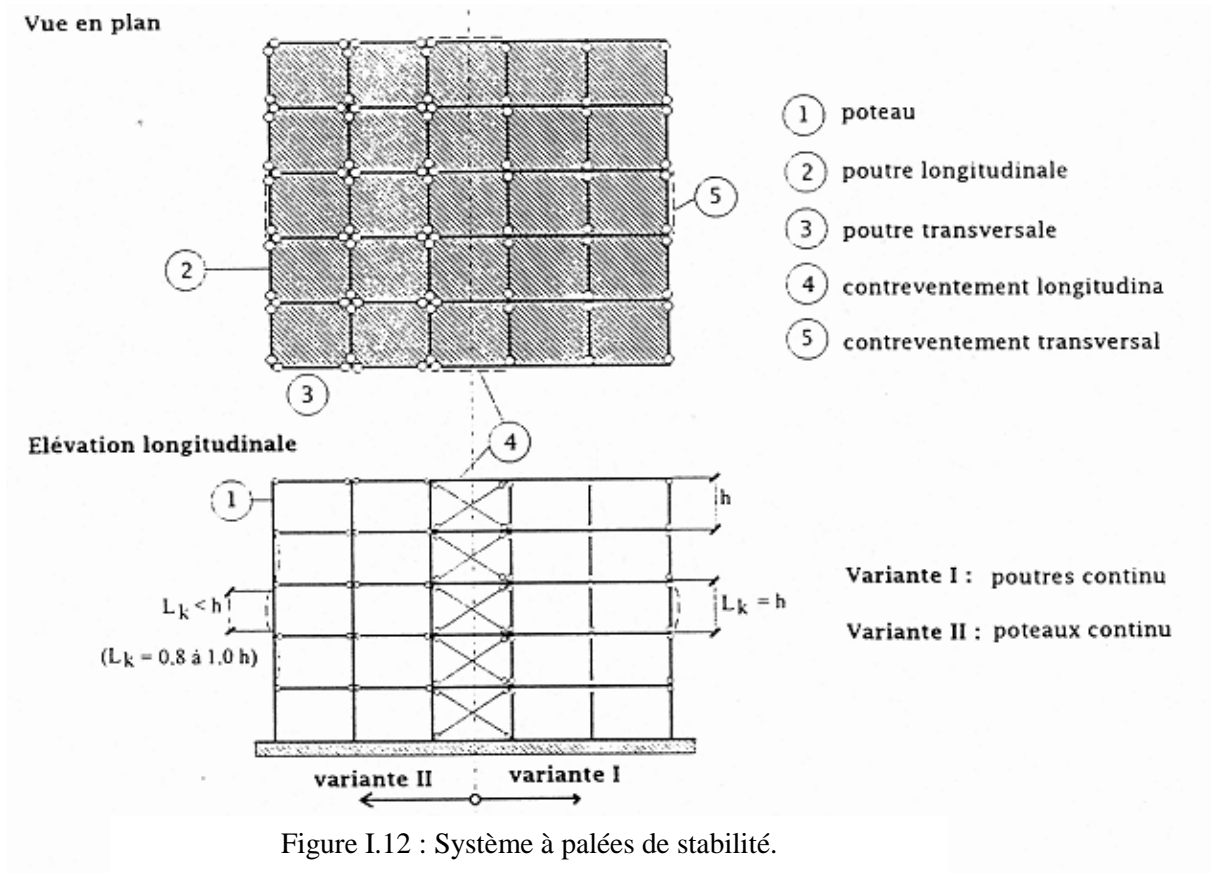


Figure I.11 : Longueurs de flambements des structures à nœuds déplaçables

1.5.2. Les systèmes à palées de stabilité :

Les palées de stabilité sont constituées par un ou par plusieurs plans de contreventement et sont disposées entre deux files de poteaux (Figure I.12). Généralement, les barres de contreventement sont centrées sur l'intersection d'épure des poteaux et des poutres et liées à ceux-ci par des assemblages articulés. Il existe plusieurs formes de contreventement (en croix de Saint-André, en K, en V, en Z, etc.). Généralement, la liaison entre poteaux et fondations est une articulation. La structure ne serait donc pas latéralement stable si les poutres sont articulées sur les poteaux. Dans ce cas, les contreventements sont absolument nécessaires pour assurer la stabilité latérale de la structure (longitudinale ou transversale). Deux variantes sont alors possibles (Figure I.12) :

- Les poutres sont continues et les poteaux sont interrompus à chaque niveau.
- Les poteaux sont continus et les poutres sont interrompues et articulées.



Avantages et inconvénients:

Les avantages de ces systèmes à palées de stabilité sont comme suit :

- Les assemblages aux nœuds de la structure sont de conception simple et de coût peu élevé.
- La rapidité et la simplicité de montage sont facilitées par la réalisation simple des assemblages. Ceci peut entrainer un gain appréciable du temps de montage de l'ossature métallique par rapport aux autres systèmes de construction.
- Les poteaux sont sollicités par des charges centrées. Ce qui est favorable pour le dimensionnement des poteaux (l'interaction moment fléchissant / effort normal est faible ou nulle)

- La longueur de flambement des poteaux pour autant que le système de rigidité latéral soit efficace, donc bien dimensionné, est égale ou inférieure à la hauteur d'étage h . Ce qui est favorable pour la vérification au flambement des poteaux.

Inconvénients de système à palées de stabilité :

- La hauteur des poutres peut être relativement importante car elle ne bénéficie pas de l'effet favorable de la continuité ou de l'encastrement des poteaux pour la reprise des charges verticales. Ce peut être un inconvénient majeur dans certains cas, principalement lorsque la hauteur des planchers est limitée.
- Ce système d'ossature est économique pour un nombre d'étages limité à une trentaine d'étages environ.

1.5.3. Les ossatures mixtes à portiques et palées de stabilité :

Pour ce type de structure, on cherche à bénéficier des avantages des deux systèmes de stabilité précédemment cités. L'association de ces deux systèmes permet d'avoir une meilleure rigidité latérale de l'ossature (Figure I.13). Toutefois, à cause de leurs comportements différents, il y a lieu de vérifier l'interaction entre eux.

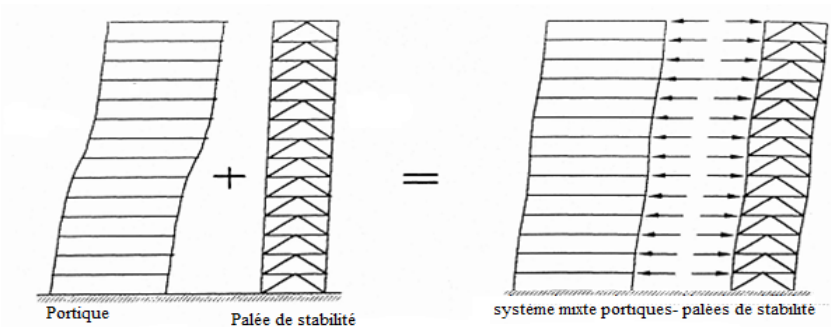


Figure I.13 : Interaction du système à cadres et à palées de stabilité.

1.5.4. Ossatures à poutres à treillis en quinconce :

Ce système a été développé au milieu des années 1960 par une équipe d'ingénieurs et d'architectes du MASSACHUSETTS Institute of technology MIT. Actuellement, la structure la plus haute construite avec ce système est le « Resorts International Hotel » d'Atlantic City, qui comporte 44 étages (figure I.15). Pour certains bâtiments longs, avec des plans d'aménagement de surfaces réguliers tels que les hôpitaux, hôtels et garages qui demandent soit une très grande distance entre les poteaux, soit de supporter des charges importantes, la hauteur des planchers devient un inconvénient car elle augmente la hauteur de bâtiment. On peut résoudre ce problème en plaçant sur une hauteur d'étage une poutre à treillis. (Figure I.14). Dans un portique transversal, ces poutres en treillis sont placées tous les deux étages. Dans les portiques adjacents, les poutres en treillis sont décalées d'une hauteur d'étage. Les poutres en treillis sont placées de telle façon que chaque plancher de la structure repose alternativement sur la membrure inférieure d'une poutre et sur la membrure supérieure de la poutre adjacente. Cette disposition permet de libérer de grandes surfaces, de l'ordre de 250m² sans poteaux intermédiaires et de supprimer toute retombée de poutre. Les poutres en treillis, qui sont généralement des systèmes Pratt de façon que les diagonales soient en traction sous les actions des charges gravitaires, ont alors deux fonctions : d'une part de supporter les charges verticales et d'autre part d'assurer la stabilité transversale des portiques.

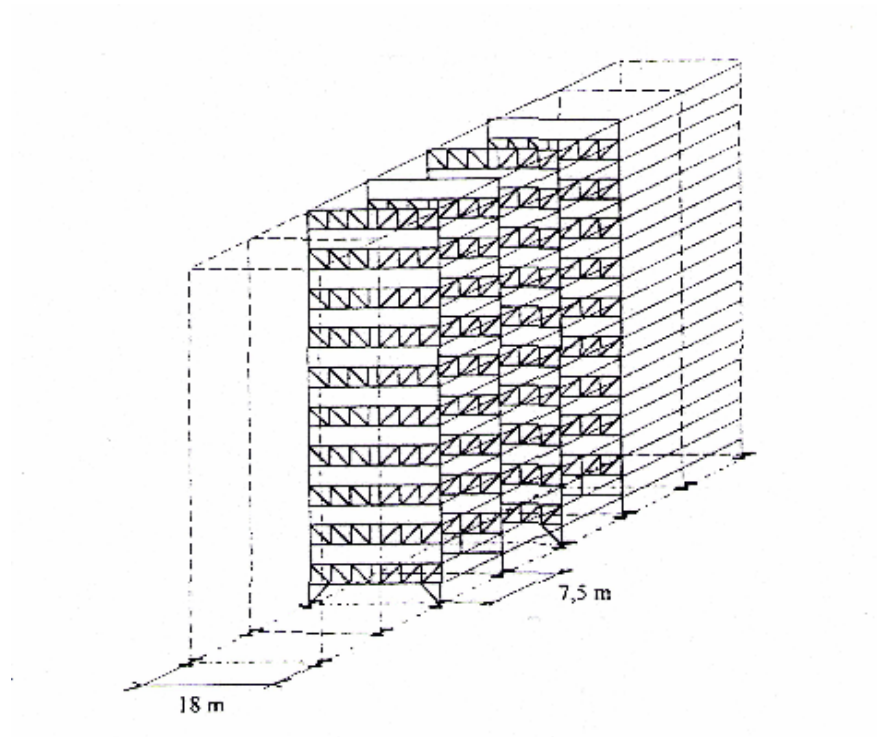


Figure I.14 : Structure à poutres treillis en quinconce



Figure I.15: Resorts international hotel, Atlantic City, USA.

1.5.5. Les ossatures à ceintures d'étage :

Qu'elles soient situées à l'intérieur de la structure ou en façade, les palées de stabilité peuvent être reliées entre elles par des poutres à treillis, disposées sur la hauteur d'un étage, soit ceinturant la périphérie de l'ossature, soit traversant l'intérieur de la structure. Le résultat attendu est une plus grande participation des poteaux extérieurs dans la reprise charges axiales dues aux efforts de renversement provenant de l'effet de vent ou des séismes. Sous les effets d'un chargement latéral, un immeuble de grande hauteur se comporte avant tout comme une poutre cantilever fixée au sol. La disposition de ces poutres à treillis en façade ou traversière, contribue à faire participer l'ossature située en périphérie à la rigidité de la structure. Bien souvent, ces ceintures ont pour effet de transformer le comportement plan bidimensionnel des systèmes à palées de stabilité en un comportement tridimensionnel de l'ossature, et donc, d'améliorer sensiblement la rigidité de l'ossature entière. Cet effet peut être mis en évidence en comparant les déplacements horizontaux des ossatures avec et sans ceinture en poutres à treillis. Ce type d'ossatures sera abordé plus en détails dans le paragraphe 1. 6.

1.5.6. Les systèmes à noyau (en béton armée ou en construction métallique) :

Par définition, un noyau est une gaine verticale en béton armé destinée à assurer la stabilité des immeubles de grandes hauteurs, vis-à-vis des charges horizontales. Mais comme un immeuble peut contenir soit un noyau unique central, soit un noyau latéral et soit plusieurs noyaux et qu'ils peuvent être situés n'importe où dans la structure, le terme de « noyau » n'est pas toujours pertinent. En règle générale et pour des raisons fonctionnelles, l'architecte concentre tous les dispositifs de communication verticale : les ascenseurs, les escaliers, les gaines et les réseaux divers, ainsi que, parfois, certains services (sanitaires, salles de réunions « aveugles », espaces de rangement etc.) dans le noyau. Ce système permet ainsi de libérer les espaces intérieurs de tout contreventement, ce qui présente un double intérêt ; au point de vue architectural (esthétique) et fonctionnel (liberté des aménagements intérieurs). Le noyau est souvent en béton armé mais il peut tout aussi être formé par des poutres à treillis métalliques.

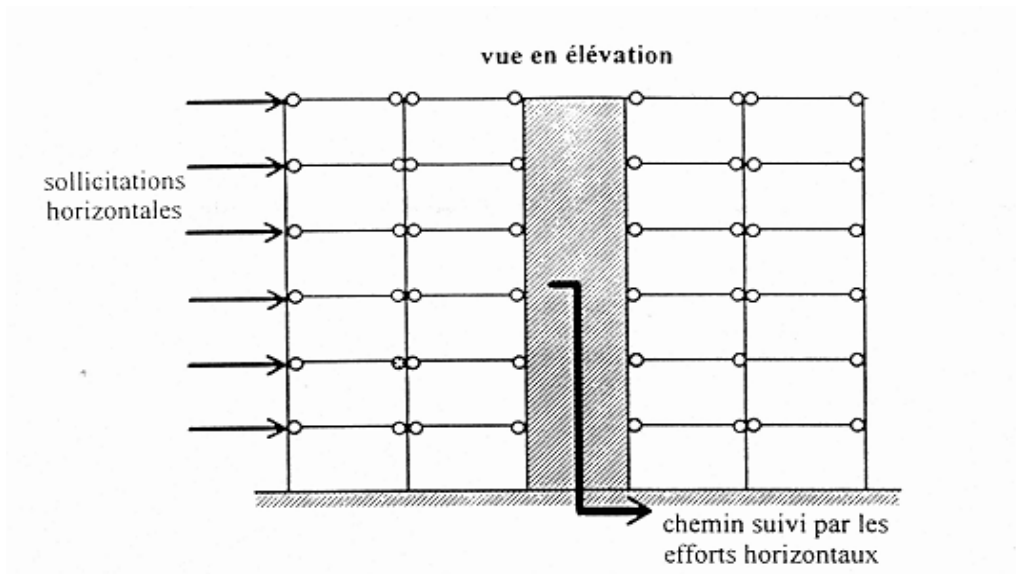


Figure I.16 : Système à noyau en béton armé

Les bâtiments à noyau sont généralement de forme rectangulaire ou carrée. Cependant, il n'est pas rare de voir de tels bâtiments à section transversale triangulaire, circulaire, ou quelconque, les noyaux pouvant être excentrés (figure I.17).

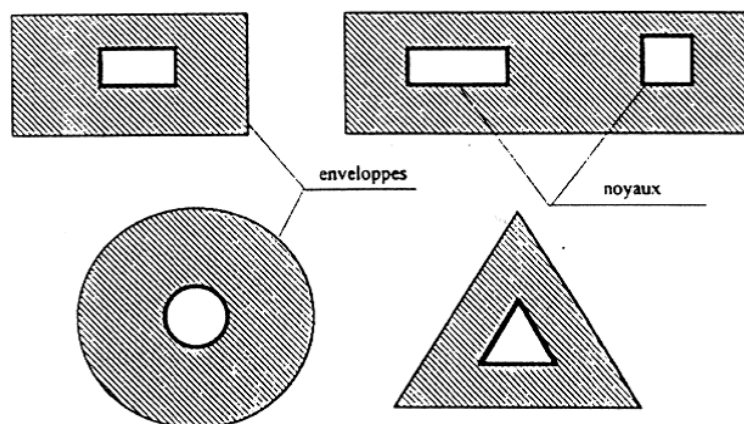


Figure I.17 : Différents forme de section avec noyau

Parmi les systèmes d'ossature à noyau, on peut citer les structures suspendues (figure I.18). Ce type d'ossature est apparu à la fin des années cinquante. L'idée qui a présidé à cette conception est de ramener au noyau central en béton armé la totalité des efforts de compression et d'avoir en façade des suspentes légères travaillant en traction qui, contrairement aux poteaux classiques, obstruaient très peu la visibilité. Pour situer le gain de poids apporté par cette solution, dans le cas d'une ossature de vingt étages, la section des suspentes est de l'ordre du sixième de la section totale des poteaux nécessaires pour supporter les charges verticales dans une structure classique de même importance. L'inconvénient de ces structures, aux façades très légères, est la grande sensibilité des suspentes aux variations de température et les dispositions particulières qu'il y a lieu de prévoir concernant la protection des suspentes vis-à-vis de l'incendie. Ajoutons les précautions qu'il convient de prendre au cours du montage afin de régler l'horizontalité des planchers au fur et à mesure de leur réalisation, les suspentes s'allongent sous l'action des charges permanentes.

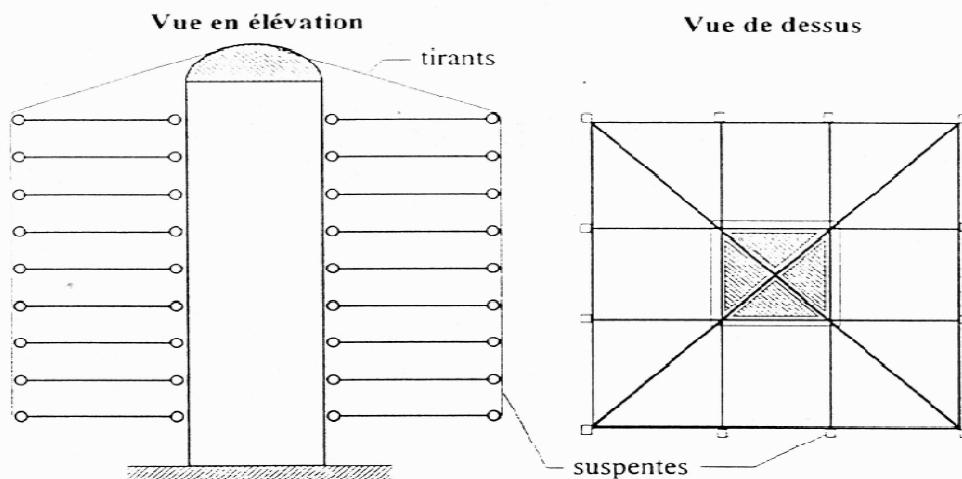


Figure I.18 : Schéma d'une structure suspendue.

Les efforts horizontaux du vent agissant sur les façades et, le cas échéant, les séismes, sont transmis au noyau par les diaphragmes horizontaux que constituent les planchers. Dans le noyau, aux efforts normaux dus aux charges permanentes et d'exploitation s'ajoutent les efforts normaux résultant de la flexion du noyau. Cette dernière condition limite la hauteur économiquement réalisable d'une telle structure. Il semble que le record de hauteur de ce concept d'immeuble appartienne à la Standard Bank Centre (1970) à Johannesburg, avec un total de 35 étages. On peut citer des exemples d'immeubles conçus par des systèmes à noyau comme la tour GAN (figure I.19), la tour MONPARNAS et la tour NOBEL (Figure I.20) toute se trouvant en France, ou ce système est très répandu.



Figure I.19 : la tour *GAN*, Paris, France, 1974.



Figure I.20 : la tour *NOBEL*, Paris, France, 1966.

1.5.7. Les systèmes « tubes » :

Parmi les structures d'immeubles de grande hauteur les plus performantes, sur le plan du fonctionnement en poutre cantilever, celles dont la conception consiste à faire rapprocher les poteaux de façades et de les lier très rigidement par des poutres de grande hauteur. Il est important d'assurer une bonne continuité des poutres dans les angles. L'ossature entière de l'immeuble est ainsi transformée en une sorte de tube dont la partie résistante est disposée sur la périphérie.

On obtient alors une configuration structurale de l'immeuble en forme de tube, perforé de trous de fenêtre, particulièrement efficace du point de vue rigidité transversale. D'où le nom donné à ce type de système structural. Les premières ossatures de ce type ont été réalisées dans les années 1960, en béton armé, puis ce système a été adapté pour les ossatures en acier.

L'ossature périphérique, composée de poteaux et de poutres « allèges » de grandes dimensions, nécessite d'être très rigide ; d'où, la plupart du temps, l'utilisation de profilés reconstitués soudés assemblés rigidement entre eux par soudage. Afin d'éviter de souder sur le chantier les éléments entre eux, il est avantageux de concevoir des tronçons d'ossature standardisés en forme « d'arbre » ou de « Croix de Lorraine » (voir figure I.21) pouvant être assemblés rapidement sur le site par boulonnage. La réalisation de ces tronçons d'ossature, de façade ou intérieurs, d'une hauteur de deux ou de trois étages, permet un gain de temps considérable lors du montage de l'ossature. On notera que les positions d'assemblage correspondent aux points de moments fléchissant faibles.

Les écartements courants entre poteaux varient de 3 à 5 m. Ils peuvent être plus grands au niveau du sol, afin d'autoriser des ouvertures plus larges nécessaires pour les accès à l'immeuble. Il faut prévoir, à cet effet, des dispositions de raccordement entre points de concours des poteaux par une ceinture rigide (généralement en treillis). Ces systèmes tubes ont été très couramment utilisés en Amérique du Nord (Canada et Etats-Unis) et couvrent des immeubles de 30 à 110 étages.

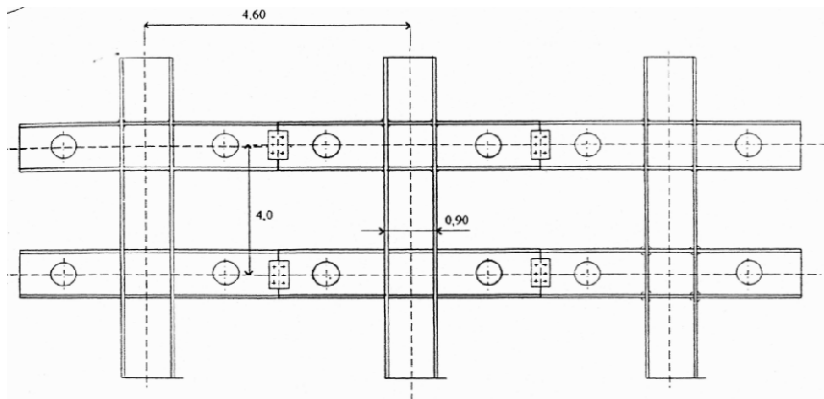


Figure I.21 : Conception d'un élément unitaire d'ossature de façade

Les exemples les plus célèbres sont assurément les deux tours du World Trade Center à New York (1974) qui culminent à 400 m de hauteur. Ce système d'ossature convient particulièrement bien pour des immeubles qui gardent sur toute leur hauteur des sections sans brusques changements.

Une attention particulière doit être apportée à l'analyse des efforts axiaux dans les poteaux de façade (figure I.22) et prendre en compte la répartition non uniforme des efforts de compression dans les poteaux situés en périphérie de l'immeuble, sous les effets du vent, due au traînage de cisaillement. À l'intérieur de l'immeuble, il existe des poteaux dont la seule fonction est de supporter les charges verticales.

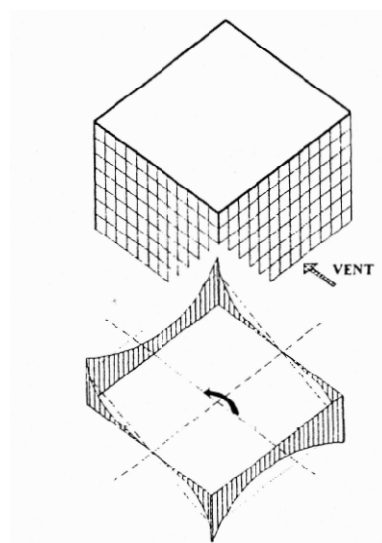


Figure I.22 : Effort axiaux dans les poteaux de façades d'une ossature à tube (effet de trainage de cisaillement)

Toujours avec l'esprit d'améliorer la rigidité transversale des immeubles de grande hauteur, rappelons l'exemple du John Hancock Center de Chicago (Figure 1.24), avec la réalisation sur ses quatre faces de croix de Saint-André sur une vingtaine d'étages. Cet immeuble de 100 étages (soit environ 337,5 m de hauteur), de section rectangulaire, comporte des poteaux distants de 12,2 m sur la grande face et de 7,62 sur le petit côté. Ce système est particulièrement performant, car le poids d'ossature n'est que de 142 kg au m².

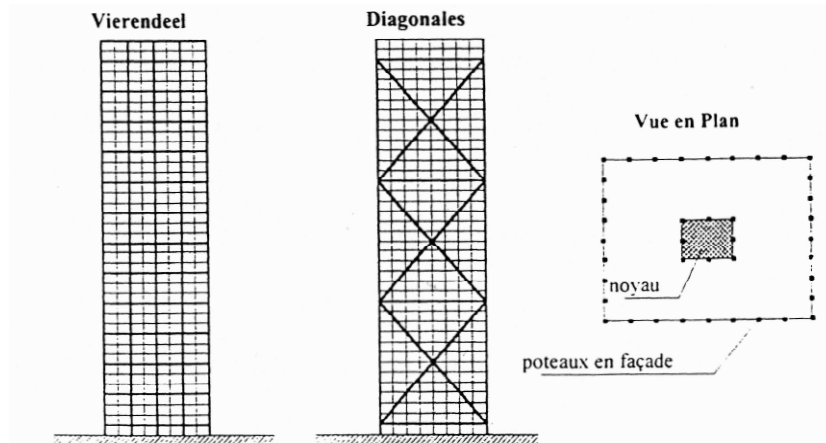


Figure I.23 : Immeubles de grandes hauteurs en système tube avec ou sans contreventement de façade



Figure I.24: *John Hancock Center*, Chicago, USA, 1970.

1.5.8. Les ossatures « tubes » gerbées :

La juxtaposition et l'interdépendance de plusieurs « tubes » présentent un intérêt tout particulier dans la conception des immeubles de très grande hauteur (figure I.25). Les assemblages multiples de tubes modulaires liés rigidement les uns aux autres, de hauteurs différentes, constituent ainsi une poutre cantilever multicellulaire. Sous l'action du vent, ces caissons multicellulaires ont pour effet de mieux répartir la distribution des efforts axiaux dans les poteaux de façade. On diminue l'effet de traînage de cisaillement. Le plus bel exemple de réalisation de ce concept, est la tour Sears de Chicago (1974) (figure I.26). Cet immeuble de grande hauteur est constitué de 9 tubes carrés accolés de 23 m de côté environ. Les deux tubes les plus élevés atteignent 443m.

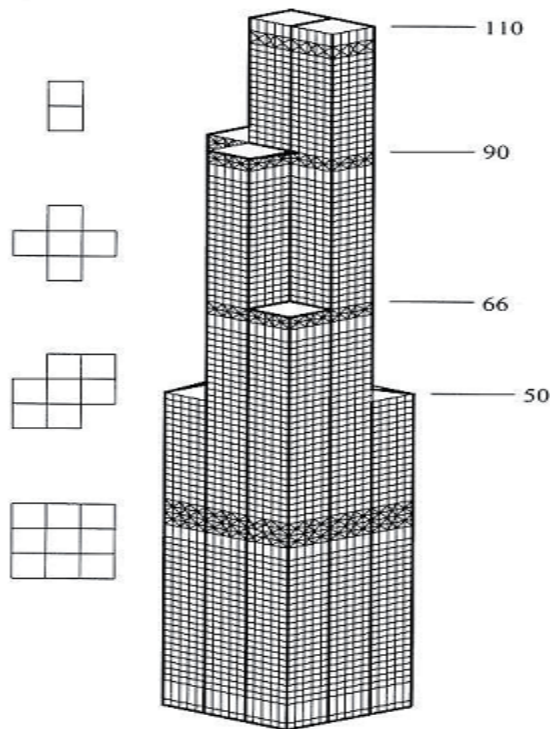


Figure 1.25: Ossature à tube gerbée



Figure I.26 : La tour Sears, Chicago, USA, (1974).

1.5.9. Les systèmes « hybrides » : (« tube », noyau et palées) :

Actuellement, ce sont les systèmes les plus utilisés, particulièrement en zone sismique. Ces systèmes consistent en une combinaison étudiée de plusieurs concepts de structures précédemment exposés. D'autres facteurs extérieurs (par exemple : le séisme, le vent, l'architecture, la résistance à l'incendie, le sol, etc.) influent considérablement sur le choix du système structural final à adopter. L'exemple donné à la figure I.27 illustre parfaitement l'utilisation de plusieurs concepts permettant d'assurer une bonne résistance latérale de la structure aux effets de vent. Un autre exemple de structure « hybride » est apporté par la réalisation d'un immeuble de grande hauteur : le *First Interstate World Trade Center* à Los Angeles (1989) (figure I.30). Cette ossature d'immeuble de 73 étages (figure I.28) est composée d'une ossature tube à « cadres » délimitant la périphérie de l'immeuble et d'un noyau tubulaire à poutres à treillis à l'intérieur. Par l'effet cantilever (ou console), l'ossature extérieure ne reprend qu'une partie du moment fléchissant apporté par la résultante générale des actions du vent exercées sur les façades.

Cette partie de l'action du vent est ainsi transférée dans les poteaux situés en périphérie et sollicités par des efforts normaux. Le reste de l'effort dû au vent est repris par le noyau intérieur formé par les poutres en treillis.

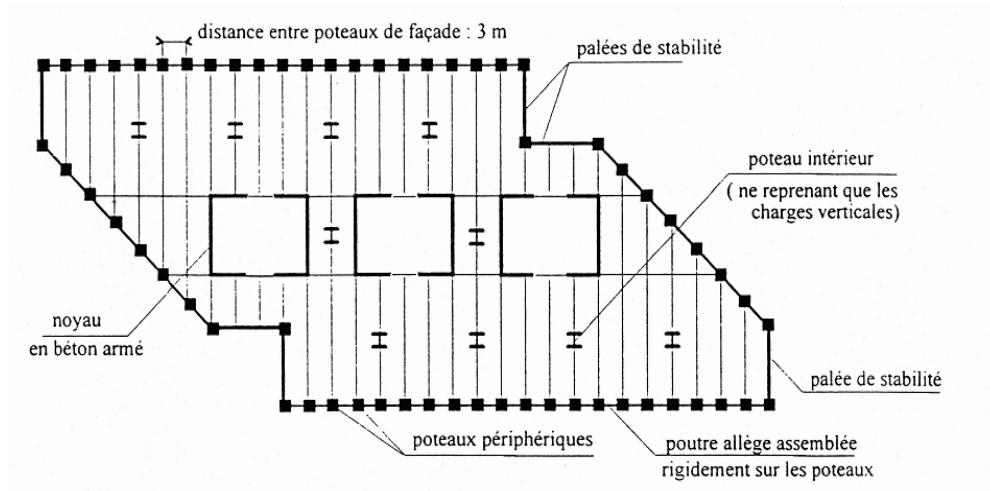


Figure I.27 : Système de stabilité composite (« tube » + palées + noyau)

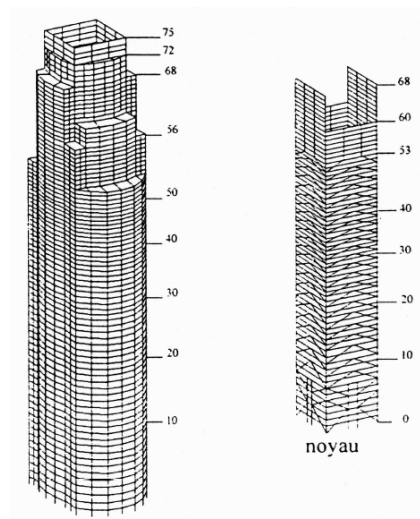


Figure I.28 : Système hybride tube et noyau en treillis métalliques



Figure I.29: First Interstate World Trade Center à Los Angeles, USA, 1989.

1.5.10. Les systèmes « tubes » et « méga portiques » :

L'hôtel de Las Artes à Barcelone, d'une hauteur de 139 m. comprenant 49 étages, est une forme évoluée du système « tube ». La figure I.30 donne une représentation schématique du système de structure de cet hôtel. L'ossature extérieure consiste en des palées de stabilité d'une largeur de 9,15 m, en croix de Saint-André, placées dans les angles. Ces palées de stabilité situées à une distance d'environ 1,5 m des quatre façades sont interconnectées en quelques endroits par des contreventements verticaux situés sur quelques hauteurs d'étage. Ceci crée un « méga portique » qui a pour effet d'augmenter de manière très sensible la rigidité latérale de la structure.

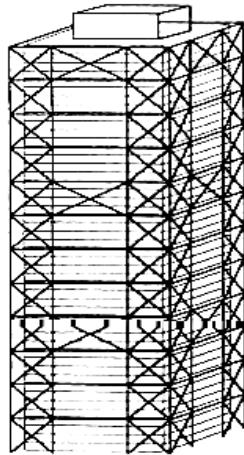


Figure I.31 : Système « tube » et « Méga portique »

Sous l'action du vent, le système structurel conjugue à la fois les avantages du système «tube » et du système de « méga portique » en façade ainsi créé. Il est à noter que la structure extérieure est apparente et est située à 1,5 m des façades. Cette ossature extérieure n'a pas de protection incendie particulière. Les simulations d'incendie naturel prenant naissance dans divers locaux situés au voisinage des façades ont montré que la résistance de la structure satisfait les exigences de résistance au feu requises par les règlements. Seuls quelques éléments de liaison, entre planchers et ossature extérieure, ont été protégés par des produits intumescents. [1]

1.6. Les ceintures d'étages:

Les ceintures d'étage sont une forme modifiée des systèmes contreventés à barres triangulées et à noyau, elles sont utilisées aussi bien dans les structures en aciers que dans les structures mixtes acier/béton [3]. Ce système de contreventement comprend un ,ou plusieurs noyaux, qui peuvent être soit en béton armé, soit en palées de stabilité métalliques formant des poteaux triangulés, et de poutres traversières à treillis, traversant l'intérieur de la structure et reliant le noyau central aux poteaux périphériques. Ces derniers sont reliés entre eux par des poutres à treillis disposées sur, au moins, la hauteur d'un étage et ceinturant ainsi le pourtour de l'immeuble, d'où le nom de ceinture d'étage.

Lorsqu'une structure, ainsi contreventée, est soumise à une excitation dynamique telle l'action du vent ou celle d'un séisme, la rotation du noyau est limitée grâce à la participation de la rigidité axiale des poteaux périphériques et des poutres traversières qui relient ces derniers au noyau central.

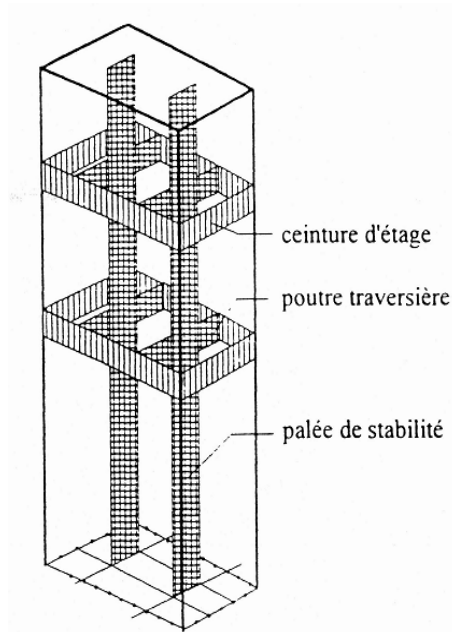


Figure I.31 : système de contreventement à ceinture d'étage

Dépendant du nombre de ceintures d'étages dans la structure et de leur rigidité, les poteaux périphériques et les poutres à treillis, avec le noyau central confèrent à l'ouvrage un comportement mixte. Comparée à une structure ne comportant qu'une seule ceinture d'étage, celles en comportant plusieurs ont une meilleure résistance latérale et ainsi un comportement structurel plus efficace. Toute ceinture d'étage supplémentaire dans l'immeuble augmente sa rigidité latérale, mais d'une faible proportion par rapport aux précédentes [3]. Ce type de contreventement peut être utilisé dans des immeubles pouvant aller jusqu'à une centaine d'étage. Le *US Steel Building* de 64 étages construit en 1967 à Pittsburgh aux Etats Unis (Figure I.32), L'immeuble *First Wisconsin Center*, Milwaukee de 42 étages construit en 1974 (Figure I.33), L'immeuble *Jin Mao building* de 88 étages, construit à Shanghai en 1999 (Figure I.34) et la tour de 101 étages construite à *Taipei* en 2004 (Figure I.35), sont de parfaits exemples d'immeubles contreventés grâce aux ceintures d'étages.



Figure I.32: *US steel building*,
Pittsburgh, USA, 1967



Figure I.33: *First Wisconsin Center*,
USA 1974



Figure I.34: *Jin Mao building*,
Shanghai, 1999



Figure I.35 : *Taipei 101*, Taipei,
Taiwan, 2004

1.7. Quelques travaux de recherche sur les ceintures d'étages

Dans ce qui suit, seront brièvement présentés quelques travaux de recherche menés sur le comportement des immeubles de grande hauteur contreventés par ceinture d'étage :

S. Fawzia et coll. (2011). ont visé dans leurs travaux à limiter les déplacements latéraux et à maîtriser les périodes de vibration des immeubles de grandes hauteurs en construction mixte acier béton. L'étude s'est portée sur trois immeubles de hauteurs différentes, le premier est à 28 niveaux, le deuxième à 42 niveaux et le troisième à 57 niveaux, soit des hauteurs respectives de 98m, 147m et 199.5 m, contreventés par des systèmes à ceintures d'étage et soumis à des charges latérales de vent cyclonique, comme préconisé par le règlement australien (Australian Standard), et les variations du déplacement latéral ont été analysés pour différentes combinaisons du système à ceinture d'étage. Les résultats obtenus sont comparés à ceux obtenus pour un modèle initial (sans ceinture d'étage). D'après ces résultats, la rigidité latérale d'un immeuble de grande hauteur en construction mixte acier béton est inversement proportionnelle à sa hauteur, et l'introduction d'un système à ceinture d'étage est plus efficace pour la limitation des déplacements latéraux que pour atteindre les valeurs requises de la période fondamentale de vibration.

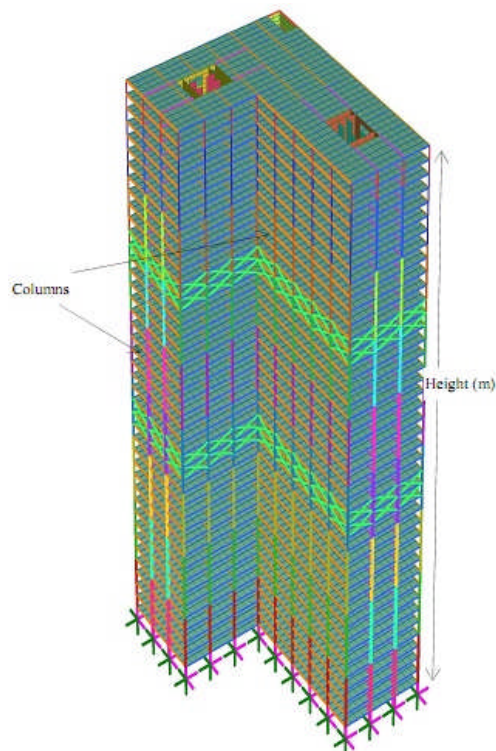


Figure I.36 : Vue 3D de l'un des modèles étudiés.

S. Fawzia and T. Fatima (2010), ont dans cet article, porté leur étude sur le déplacement latéral d'un immeuble de 60 étages, en construction mixte acier béton, contreventé par ceintures d'étage et soumis au chargement du vent. Une analyse par la méthode des éléments fins a été entreprise pour des modèles à une, deux et trois ceintures d'étage. Les résultats obtenus montrent une réduction du déplacement latéral de l'ordre de 34%,42% et 51% respectivement, en comparaison avec un modèle sans aucune ceinture d'étage.

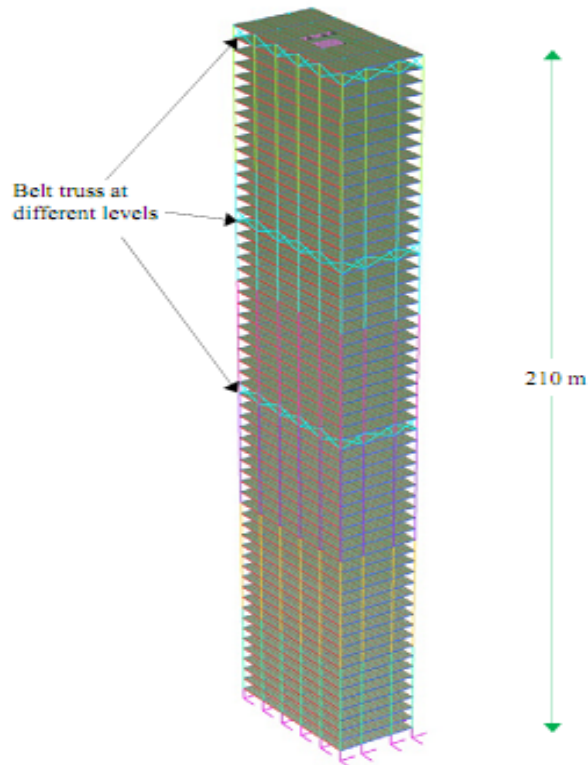


Figure I.37 : Vue en 3D du modèle étudié.

En ce qui concerne les immeubles de grandes hauteurs en béton armé, une étude a été menée par P.S. Kian, et. Coll. Elle porte sur leur comportement vis-à-vis d'un chargement latéral, de vent ou sismique. Huit modèles, bidimensionnels, d'immeubles de 40 étages soumis un chargement latéral de vent et cinq autres, tridimensionnels, d'immeubles de 60 étages, soumis à un chargement sismique, ont été étudiés et les résultats obtenus ont été comparés afin de déduire l'influence des ceintures d'étage, et de leur emplacement, sur la réduction du déplacement latéral des immeubles de grande hauteur en béton armé.

Ces résultats montrent une réduction de l'ordre de 65% du déplacement latéral au sommet des immeubles comportant une ceinture d'étage à leur sommet et une autre à leur mi-hauteur, pour les modèles en 2D. Tant dis qu'une réduction de l'ordre de 18% a été obtenue pour les modèles 3D, avec deux ceintures d'étage, l'une disposée au sommet de la structure et l'autre à son 33^{ème} étage.

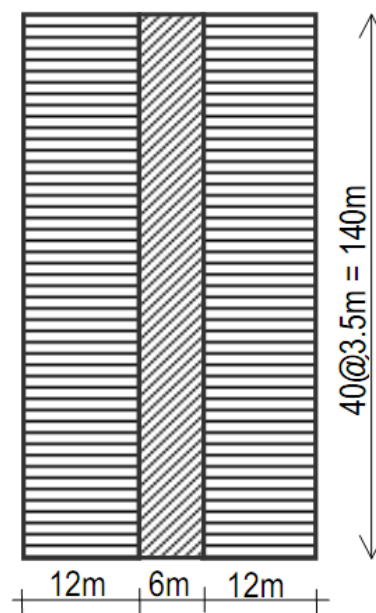


Figure I.38 : représentation d'un modèle à 40 étages.

Conclusion :

Depuis l'apparition des premiers immeubles de grandes hauteurs, leur systèmes structuraux n'ont cessé d'évoluer, à travers les différentes tours et gratte-ciel édifiés aux quatre coins du globe, les ingénieurs et architectes ont imaginé et mis au point une multitude de systèmes visant à assurer la stabilité de ces structures. Certains de ces systèmes sont plus performants que d'autres mais chacun d'entre eux présente des avantages le rendant applicables à un type d'immeuble, suivant des exigences de stabilité et de résistance dépendant de paramètres tels que son usage, son aspect en plan et en élévation et sa hauteurs, plutôt qu'à un autre.

Pour des immeubles de hauteurs ne dépassant pas les quelques dizaines de niveaux, plusieurs de ces systèmes peuvent être envisagés, mais celui qui retient le plus notre attention est celui utilisant les ceintures d'étages car il permet d'assurer le bon comportement de ces immeubles, vis-à-vis des chargements Horizontaux dus au vent ou à un séisme, tout en étant assez économique et sans contraintes d'exécution.

Des études menées sur ce sujet on montré, qu'en effet, l'utilisation des ceintures d'étages comme système stabilisateur permet une augmentation considérable de leur rigidité latérale et une réduction non négligeable de leurs déplacements horizontaux.

2.1. Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons étudier le comportement dynamique d'une structure à dix niveaux, contreventées et à ceintures d'étages. Nos objectifs seront de montrer l'augmentation de la rigidité latérale dans ce type d'immeubles, de mettre en évidence la participation des poteaux périphériques dans la reprise des efforts horizontaux ainsi que l'effet de trainage de cisaillement dans les poteaux lors de l'utilisation de ce système de contreventement. Nous allons, alors, procéder par la modélisation de cette structure avec et sans ceintures d'étages, et pour le cas de la présence des ceintures d'étages, différents modèles seront étudiés, en faisant varier les formes de triangulations utilisées, le nombre ainsi que la position des ceintures d'étages. Les différents modèles ainsi que leurs caractéristiques dynamiques seront présentés dans la suite de ce chapitre.

2.2. Caractéristiques et chargements de la structure

Les charges horizontales et verticales prise en compte dans l'étude des différents modèles sont les suivantes :

- Charge permanente : (plancher collaborant) :
 - Etages courants : 3.7 KN/m²
 - Plancher terrasse : 5KN/m²
- Charge d'exploitation :
 - Etages courants : 2.5KN/m²
 - Plancher terrasse : 1 KN/m²
- Chargement sismique : analyse dynamique modale spectrale.

La structure étudiée (Modèle I) est un immeuble de dix niveaux, à usage de bureaux, régulier en plan et en élévation. Il est constitué, en plan, de cinq travées de 5m de portée dans les deux directions. La hauteur d'un étage est de 3.5m.

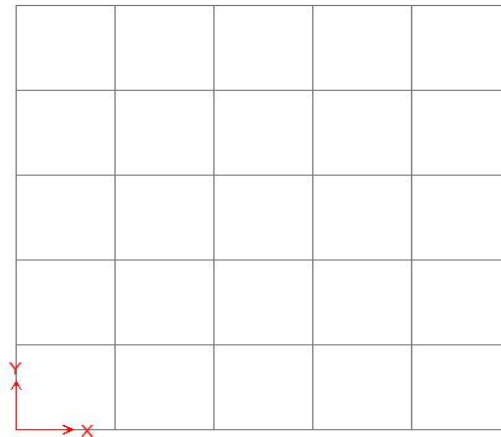


Figure II.1 : Vue en plan de l'immeuble du modèle de référence.

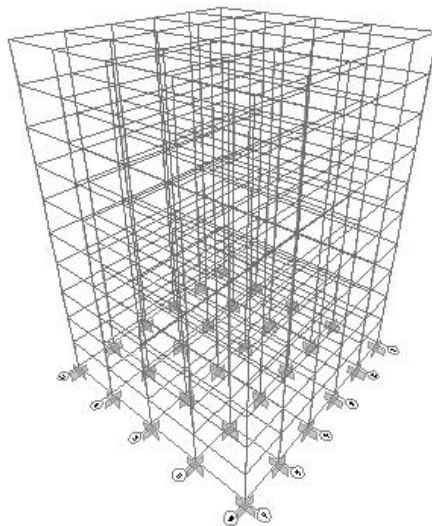


Figure II.2 : vue en 3D de l'immeuble du modèle de référence.

2.3. Présentation des modèles

Modèle 1.1 Structure à cadres (à portiques) : Dans ce cas la structure est entièrement contreventée par un système de portiques. Les sections des poteaux et des poutres sont données sur la figure suivante :

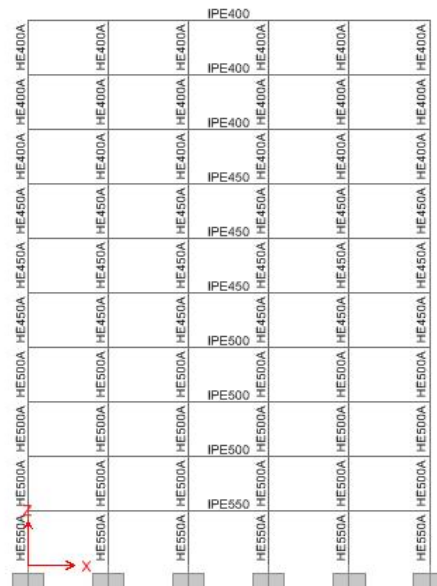


Figure II.3 : Portique du modèle 1.1

Modèle 1.2a : structure contreventée par noyau central et ceintures d'étages en triangulations métalliques en croix de Saint-André (X) :

Le noyau central est disposé dans les travées centrales suivant les deux directions. Le modèle comporte trois ceintures d'étages disposées au 4^{ème}, 7^{ème} et dernier niveau ainsi que deux poutres traversières, au même niveau que les ceintures d'étages, suivant l'axe X. Le noyau central, tout comme les ceintures d'étages et les poutres traversières, est constitué de palées triangulées en croix de Saint-André. Figures II.4 et II.5

CHAPITRE II : ANALYSE DU COMPORTEMENT D'UNE STRUCTURE R+9 AVEC ET SANS CEINTURES D'ETAGES

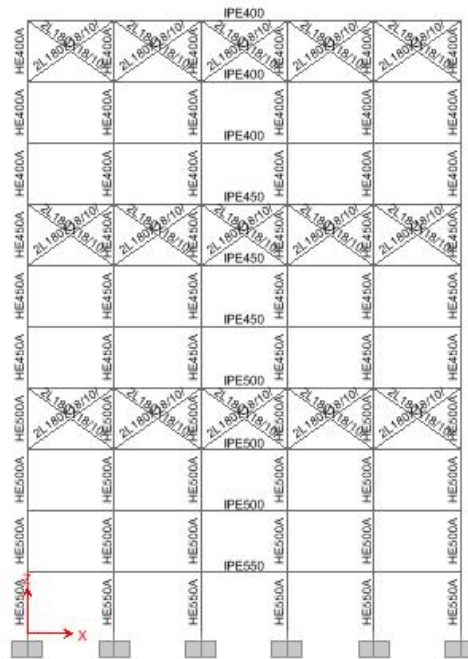


Figure II.4 : Vue d'un portique de rive du modèle 1.2a

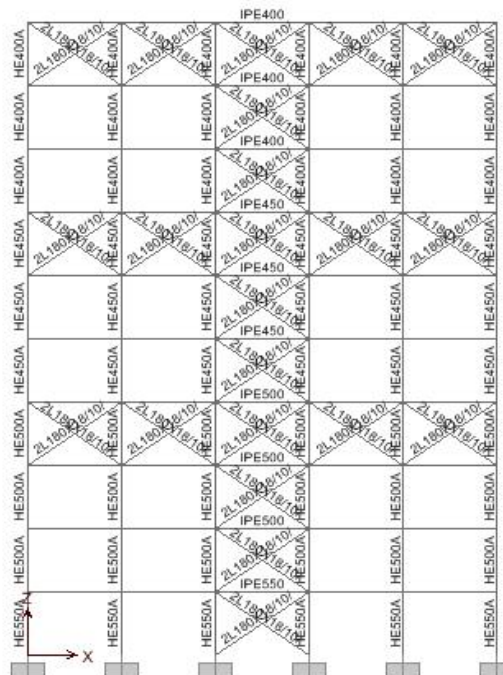


Figure II.5 : Vue d'un portique intermédiaire (Y=15m) du modèle 1.2a

CHAPITRE II : ANALYSE DU COMPORTEMENT D'UNE STRUCTURE R+9 AVEC ET SANS CEINTURES D'ETAGES

Modèle 1.2b : structure contreventée par noyau central et ceintures d'étages en triangulations métalliques en V : Ce modèle est une variante du modèle 1.2a où les triangulations en « X » ont été remplacées par d'autres en forme de « V ».

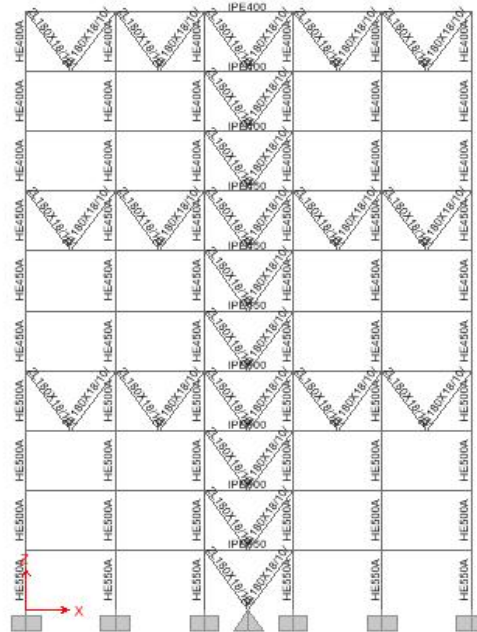


Figure II.6 : Vue d'un portique intermédiaire du modèle 1.2b

Modèle 1.2c : structure contreventée par noyau central et ceintures d'étage en triangulations métalliques en Λ : Aussi une variante du modèle 1.2a.

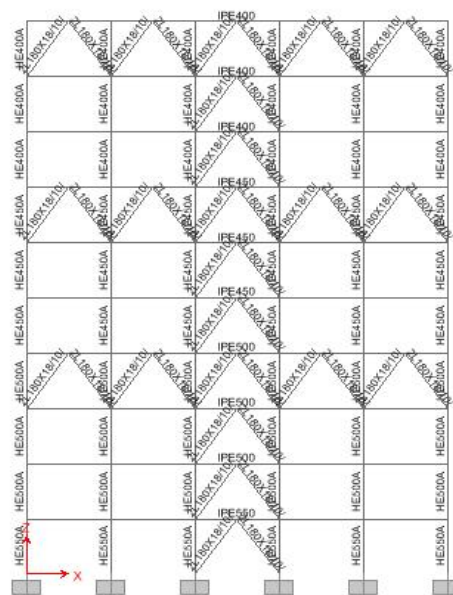


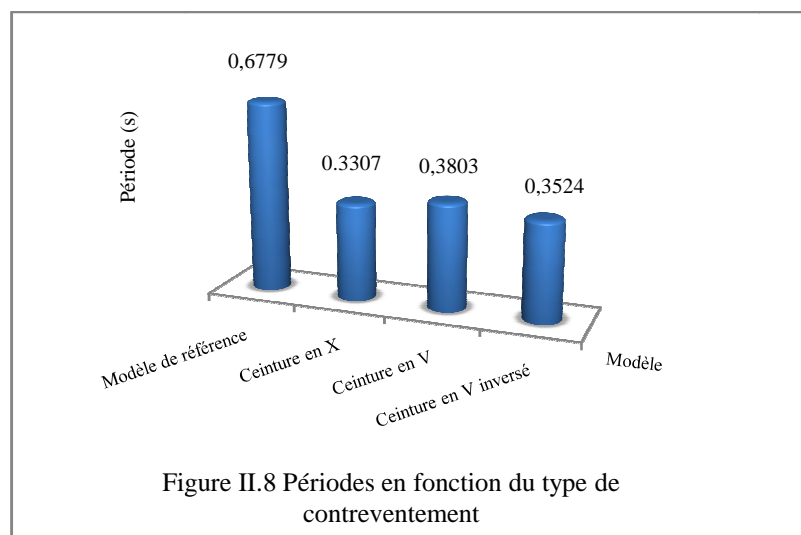
Figure II.7 : Vue d'un portique intermédiaire du modèle 1.2c

2.4. Influence des ceintures d'étages sur la rigidité latérale

Dans la littérature, il est dit que les ceintures d'étages permettraient une réduction remarquable des déplacements latéraux ainsi qu'une augmentation de la rigidité de la structure dépassant les 25%. Afin de vérifier ces résultats nous allons comparer les déplacements, à chaque niveau, pour les différents modèles, avec ceux d'un modèle de référence (sans ceintures d'étage).

2.4.1. Comparaison des périodes de vibration

Afin de comparer les périodes de vibration des différents modèles, nous avons procédé à une analyse modale, sur le logiciel SAP2000, pour chacun d'entre eux. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure suivante.



On remarque que la période de vibration est réduite, respectivement pour le cas des ceintures en X, des ceintures en V et des ceintures en Λ , de 51.22%, 43.9% et 48%, par rapport au modèle de référence. Soit une diminution moyenne d'environ 47%.

2.4.2 Comparaison des déplacements

Pour la comparaison des déplacements latéraux, nous avons procédé à une analyse statique, sous un chargement uniforme de 4 KN/m², suivant la direction de X.

Les courbes A, B et C représentent, dans l'ordre, la comparaison des déplacements latéraux à chaque niveau, des modèles contreventés par ceintures d'étages en X, V et Λ , avec ceux du modèle de référence.

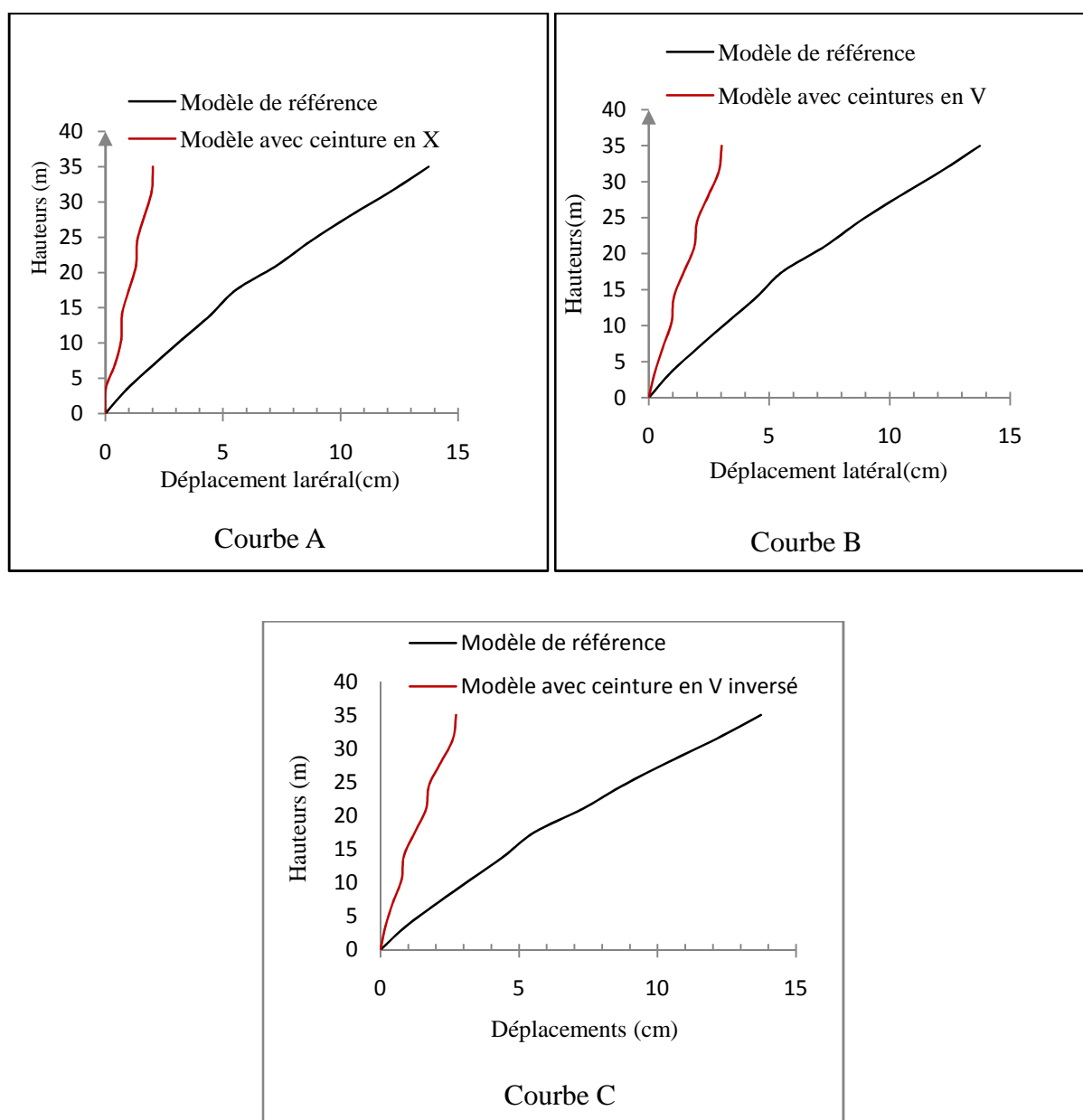


Figure II.9 : Courbes comparatives des déplacements en fonction de la hauteur d'étage

Une réduction des déplacements latéraux maximaux, respectivement pour le modèle avec ceintures en X, celui avec ceintures en V et celui avec ceintures en Λ , de 85.33%, 77.98% et 80.21% a été notée. Soit une réduction moyenne de 81.17%.

2.5. Détermination de meilleure disposition des ceintures d'étages pour l'immeuble du modèle1

La position et le nombre de ceintures d'étage disposées dans un immeuble sont des facteurs déterminants dans la performance des systèmes contreventés et à ceintures d'étages. Ici, les positions qui offrent le plus de stabilité au modèle 1 seront déterminées, lors de l'utilisation d'une seule et de deux ceintures d'étages. Pour cela, l'évolution de la rigidité latérale ainsi que des périodes de vibration de cet immeuble, pour différentes emplacements des ceintures d'étage, seront étudiées. Les ceintures d'étage sont composées de palées de stabilité en croix de Saint-André.

Pour l'étude de la rigidité latérale, les modèles ont été analysés sous un chargement statique de 4 KN/m², tandis que pour l'étude des périodes de vibration, ils ont été soumis à une analyse modale.

Lors de l'utilisation d'une seule ceinture, trois dispositions de cette dernière ont été étudiées, soit au 2^{ème} (modèle 1.3a), 6^{ème} (modèle 1.3b) et dernier niveau (modèle 1.3c). Pour le cas de deux ceintures, dans un premier modèle (modèle 1.4a), une ceinture au 2^{ème} et une autre au 6^{ème} niveau ont été utilisées, puis dans un autre (modèle 1.4b) ; une ceinture a été disposée au 6^{ème} niveau et une deuxième au 10^{ème} niveau et, dans le dernier cas (modèle 1.4c), elles ont été, respectivement, positionnées au 2^{ème} niveau et au dernier niveau. Les résultats obtenus sont présentés, ci-dessous, sous formes de courbes.

2.5.1. Comparaison des déplacements pour le modèle à une seule ceinture

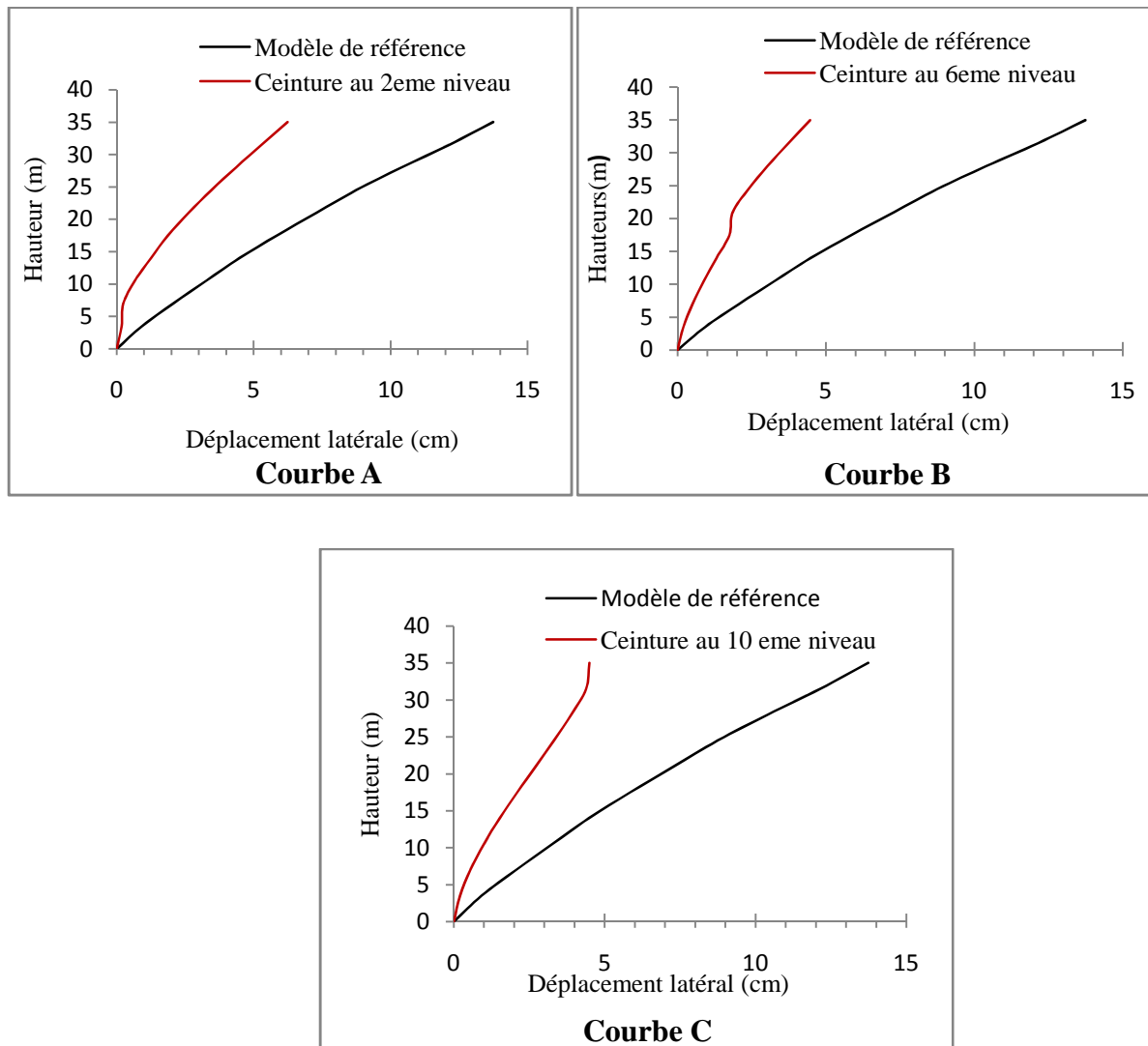


Figure II.10 : courbes comparatives des déplacements latéraux pour différentes positions d'une seule ceinture d'étage

Les courbes montrent une réduction de 54.64%, 67.49% et de 67.27% pour une ceinture d'étage disposée, respectivement, au 2eme, 6eme et dernier niveau.

2.5.2 Comparaison des déplacements latéraux pour le cas de deux ceintures d'étage

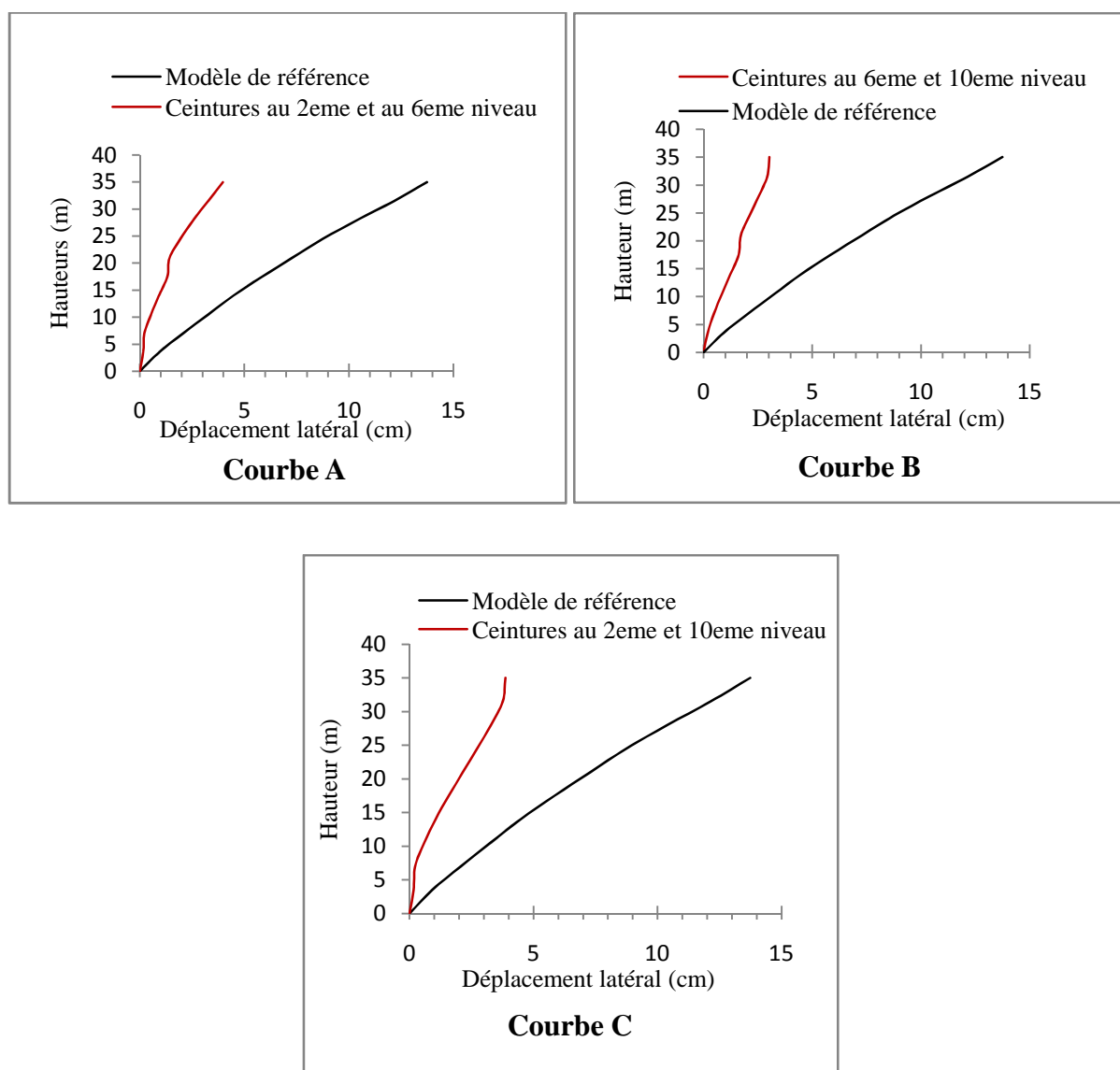
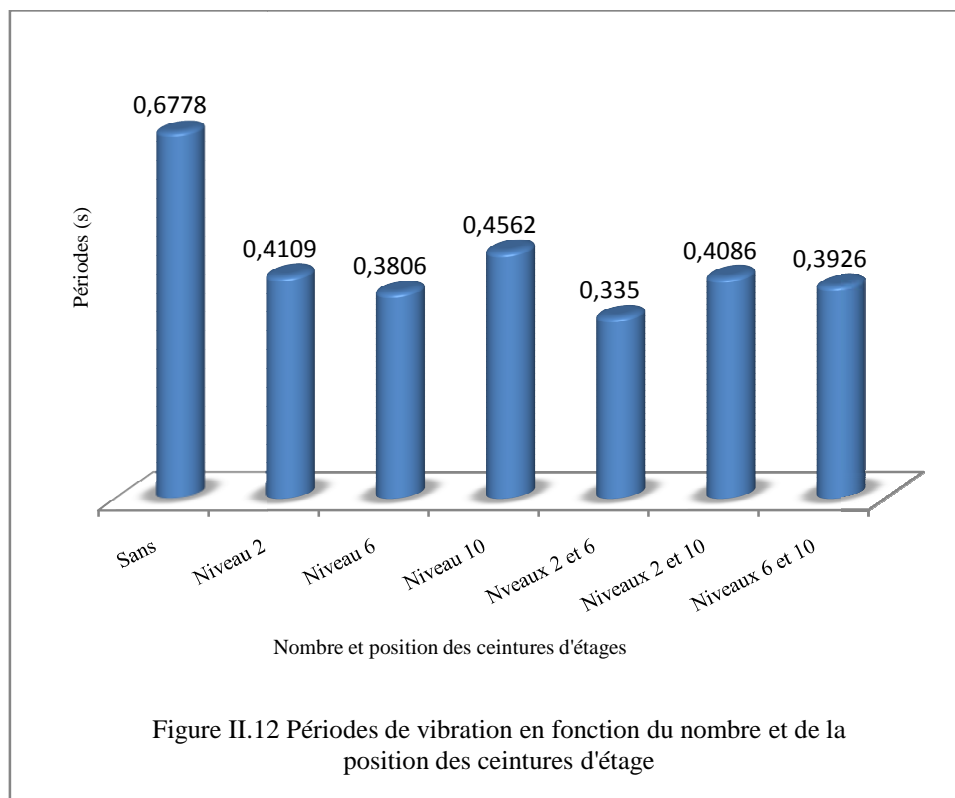


Figure II.11 : courbes comparatives des déplacements latéraux pour différentes positions de deux ceintures d'étage

Les courbes A, B et C montrent des réductions respectives du déplacement latéral, de 71.04%, 77.96 et 71.84%.

2.5.3 Comparaison des périodes de vibration

La figure II.12 montre la variation des périodes d'oscillation d'un immeuble à l'autre en fonction du nombre et de la position des ceintures d'étage utilisées. On peut y constater une diminution de ces périodes pour tous les modèles, mais cette diminution est encore plus significative pour le modèle 1.3b (moins 43%) avec une seule ceinture, et le modèle 1.4b (moins 50.57%) pour deux ceintures.



2.6. Mise en évidence de la participation des poteaux périphériques dans le contreventement

L'utilisation des ceintures d'étage a pour effet de mobiliser les poteaux périphériques dans la reprise des charges horizontales, ils se trouvent alors bien plus sollicités qu'ils ne l'étaient en l'absence de ce système. Dans ce qui suit, nous aurons pour objectif de mettre en évidence ce résultat. Afin d'y parvenir, nous allons tracer les diagrammes de la répartition des efforts normaux dans les poteaux périphériques, pour un modèle de référence (modèle 1.1) et pour les modèles contreventés par ceinture d'étage en croix de Saint-André (modèle 1.2a).

A partir de l'analyse de ces diagrammes, nous allons discuter de l'influence de ce système sur la participation des poteaux périphériques au contreventement. Les figures suivantes représentent les diagrammes de la répartition des efforts normaux dans les poteaux périphériques.

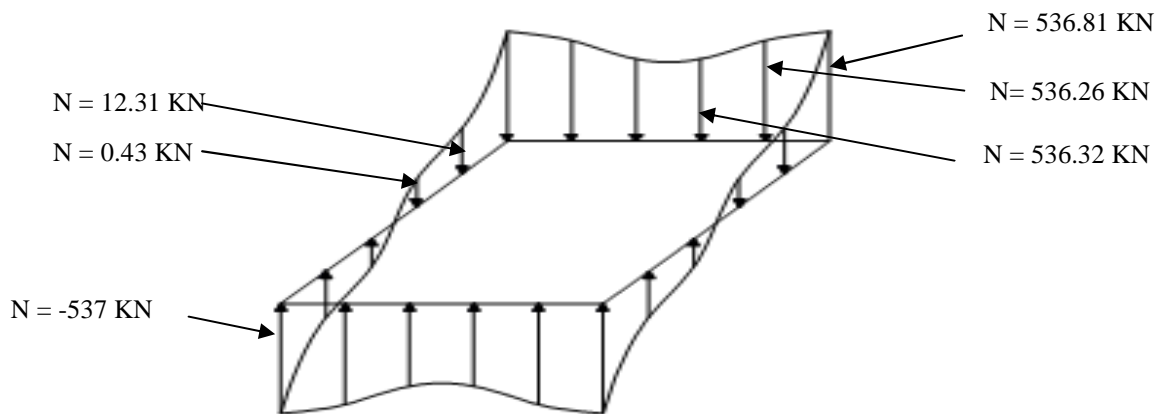


Figure II.13 : Diagramme de la répartition des efforts normaux sur les poteaux périphériques dans le modèle de référence (modèle 1.1).

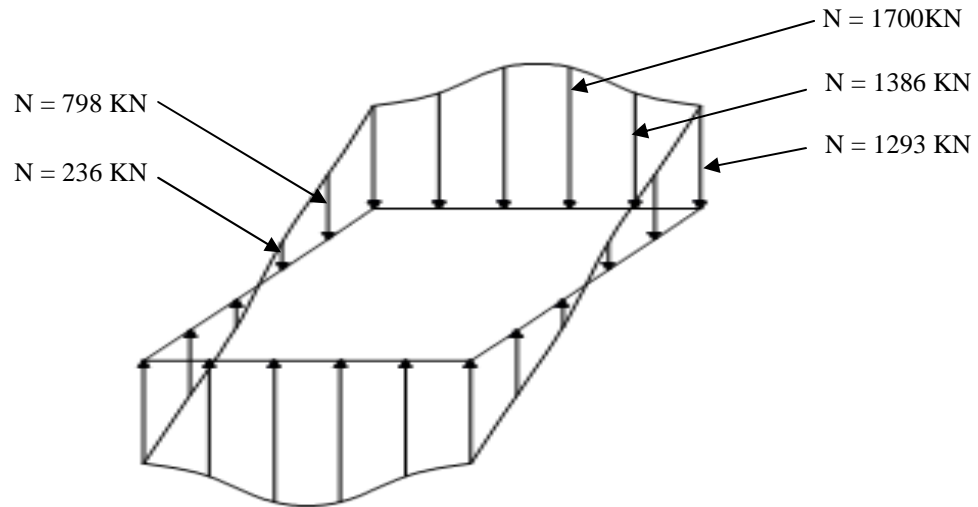


Figure II.14 : Diagramme de la répartition des efforts normaux sur les poteaux périphériques dans le modèle 1.2a

En comparant ces deux figures, on constate, qu'effectivement, l'utilisation des ceintures d'étages a modifié la répartition des efforts normaux dans les poteaux de façades. Les sollicitations dans ces derniers ont augmenté, de telle sorte que l'effort normal maximum est passé de 537 KN à 1700 KN, mais, dans une direction, les poteaux d'angles restent beaucoup plus sollicités que les autres poteaux périphériques.

2.7. Mise en évidence de l'effet de trainage en cisaillement

Comme cela a déjà été montré précédemment, l'utilisation des ceintures d'étages modifie la distribution des efforts normaux sur les poteaux, cette distribution devient non uniforme, de sorte que les poteaux périphériques soient d'avantage sollicités que les autres, mais, dans une direction, se sont ceux d'angle qui reprennent les efforts les plus importants. Ceci est du à l'effet de trainage de cisaillement.

Ce phénomène tend à limiter la hauteur des immeubles contreventés par ceintures d'étages, car plus on monte en hauteur plus importante sera l'influence du trainage en cisaillement, et les poteaux d'angle seront si sollicités qu'ils ne pourront plus supporter les efforts qui leurs seront appliqués et cela causera leurs rupture et la ruine du bâtiment.

2.8. Proposition d'une solution pour limiter l'effet de trainage en cisaillement

Afin de limiter, ou de réduire, l'ampleur de l'effet de trainage de cisaillement, la solution la plus courante est l'utilisation des ossatures à tubes gerbés, qui sont réalisées par la juxtaposition de plusieurs « tubes ». L'assemblage de tubes modulaires liés rigidement les uns aux autres, de hauteurs différentes, constituent ainsi une poutre cantilever multicellulaire.

Nous allons, dans ce qui suit, essayer de combiner les avantages des ceintures d'étages et ceux des ossatures à tubes gerbés afin de mettre au point un système qui serait capable de limiter les déplacements horizontaux et d'augmenter la rigidité latérale des immeubles de grandes hauteurs, tout en assurant une meilleure répartition des efforts axiaux dans les poteaux, en limitant l'influence de l'effet de trainage de cisaillement. Pour ce faire, nous avons étudié un autre modèle (modèle 2) de l'immeuble précédent dans lequel nous avons rajouté au système : noyau, poutres traversières et ceintures d'étages une combinaison de quatre poutres traversières, disposées dans les mêmes niveaux que les ceintures d'étages, (Figure II.15). Cette disposition vise à rapprocher le comportement de cet immeuble de celui d'un immeuble conçu avec un système à « tubes gerbés ».

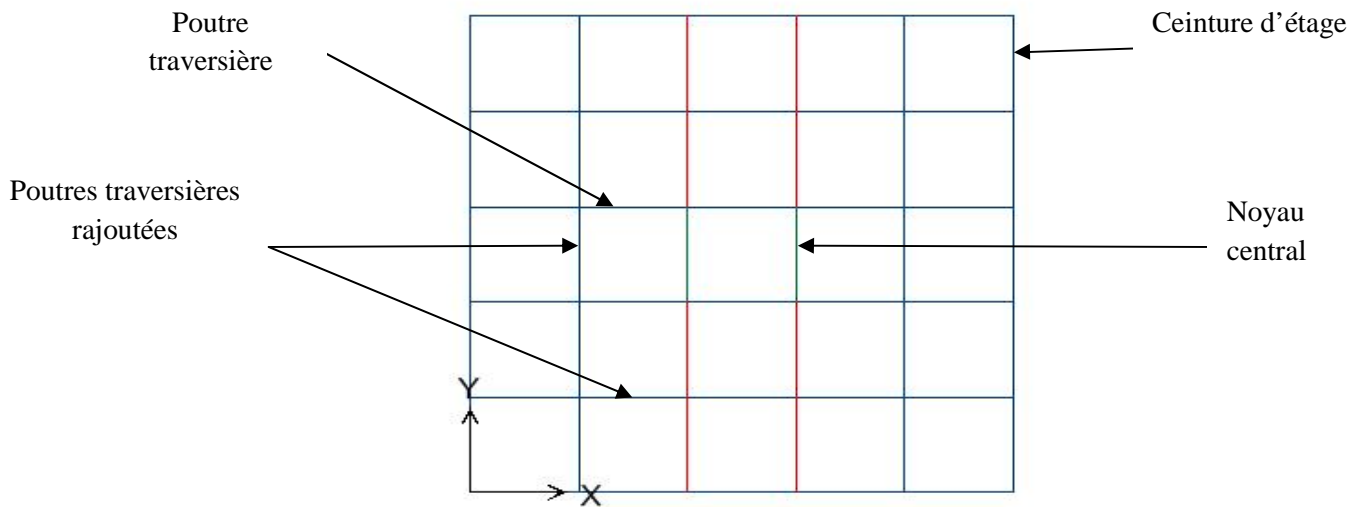


Figure II.15 : Vue en plan du modèle 2

Après une analyse modale du modèle 2, sur le logiciel SAP2000, nous avons tracé le diagramme représentant la répartition des efforts normaux sur les poteaux périphériques (Figure II.16).

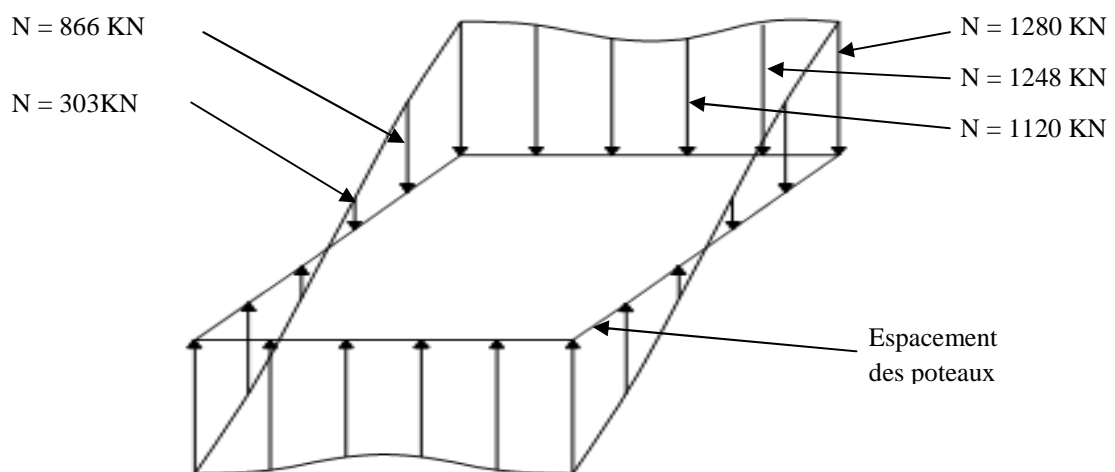


Figure II.16: Diagramme de la répartition des efforts normaux sur les poteaux périphériques dans le modèle 2.

La comparaison du diagramme de la figure II.16 avec celui de la figure II.14 montre que notre système a permis une redistribution des efforts normaux dans les poteaux de façades. Cette nouvelle distribution est presque linéaire. L'effort normal max est passé de 1700 KN à 1280 KN, soit une réduction de 24%.

Pour ce qui est de l'écart max entre le poteau d'angle et le poteau adjacent, il est passé de 495 KN à 414 KN, soit une réduction de 16%. C'est cet écart qui caractérise l'effet de trainage de cisaillement, cette réduction reflète, donc, la réduction du trainage de cisaillement.

3.1. Introduction

Les structures à plan irréguliers présentent un mauvais comportement vis-à-vis de la charge sismique et ce en raison de la répartition non uniforme des masses et des rigidités sur leurs plans horizontaux. En effet dans ce type de bâtiments, les centres de gravité et de rigidité des planchers présentent une excentricité plus au moins importante, ce qui engendre, lors d'un séisme, des efforts supplémentaires dus aux effets de la torsion. Le but du présent chapitre est d'étudier l'influence des formes irrégulières en plan sur le comportement des ceintures d'étages. Pour ce faire nous allons procéder à une étude comparative du comportement dynamique de deux modèles d'une structure présentant des décrochements en plan. Ces modèles ainsi que les résultats de leur modélisation seront présentés durant ce chapitre.

3.2. Description de la structure

C'est un immeuble (Modèle 3) de dix niveaux, dont le plan est irrégulier, il présente des décrochements dans les deux directions (En forme de « L »), il est constitué de travées 5m de porté suivant les deux axes et la hauteur d'étage est de 3.5m. Une vue en plan ainsi qu'une vue en 3D sont présentés sur les figure III.1et III.2.

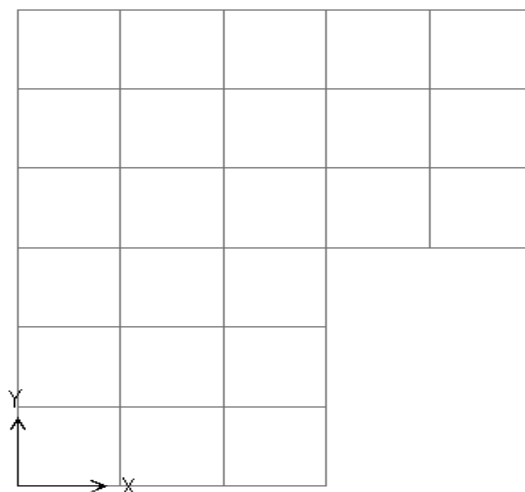


Figure III.1 : Vue en plan du modèle 3

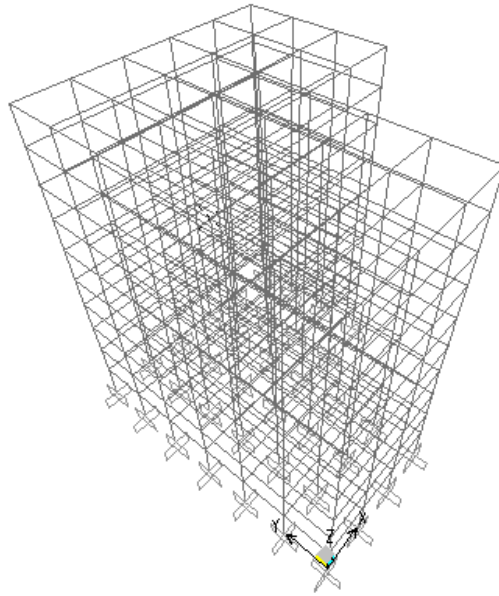


Figure III.2 : Vue en 3D du modèle 3.

3.3. Présentation des deux modèles

Modèle 3.1 : Ici, la stabilité du bâtiment est assurée grâce à un noyau, constitué par des palées de stabilité disposées sur les troisièmes travées pour $Y=15\text{m}$ et $Y=20\text{m}$ suivant X ; et sur les quatrièmes travées pour $X=10\text{m}$ et $X=15\text{m}$ suivant Y , à trois ceintures d'étage situés aux mêmes niveaux que pour l'immeuble du modèle 1 (Soient le 4eme, 7eme et 10eme étages) et quatre poutres traversières, à chacun des niveaux ou se trouve les ceintures et disposées sur les mêmes travées que les palées du noyau, de manière à assurer la liaison entre ce dernier et les ceintures d'étages. (Figures III.3, III.4 et III.5).

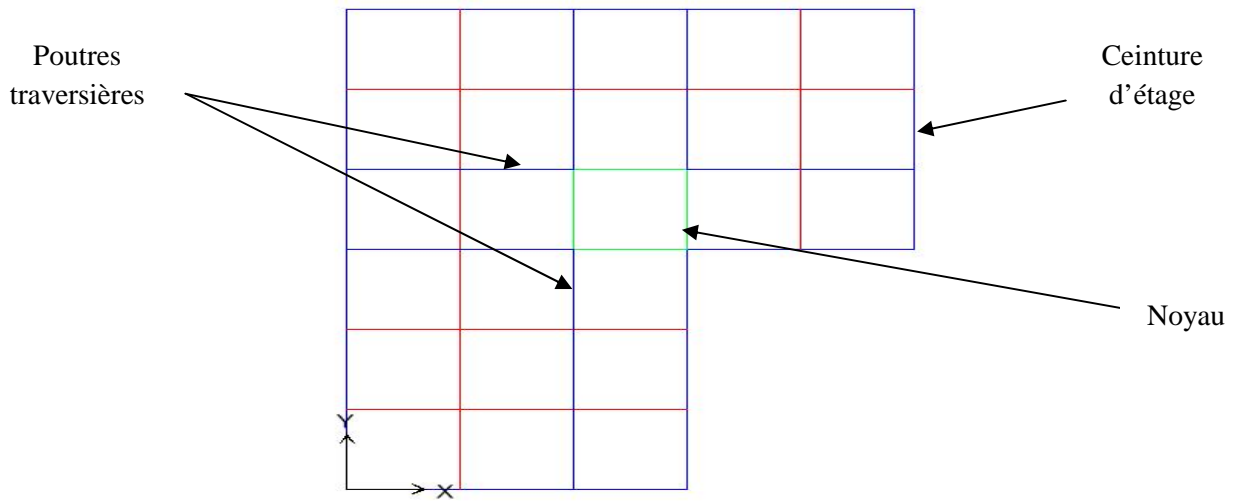


Figure III.3 : Vue en plan du modèle 3.1

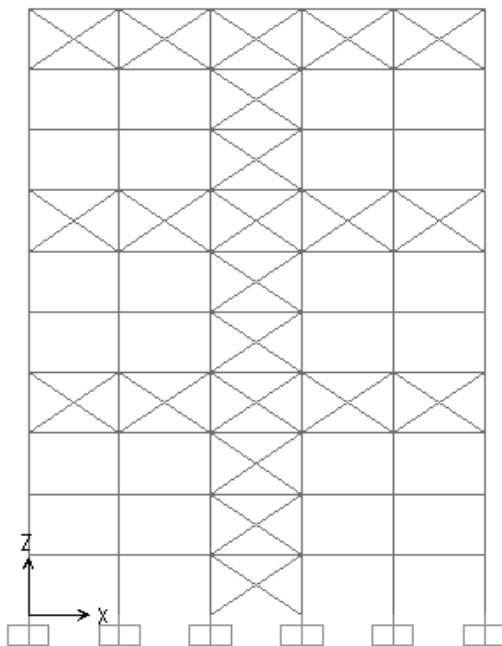


Figure III.4 : Vue des portiques
Y=15m et Y=20m

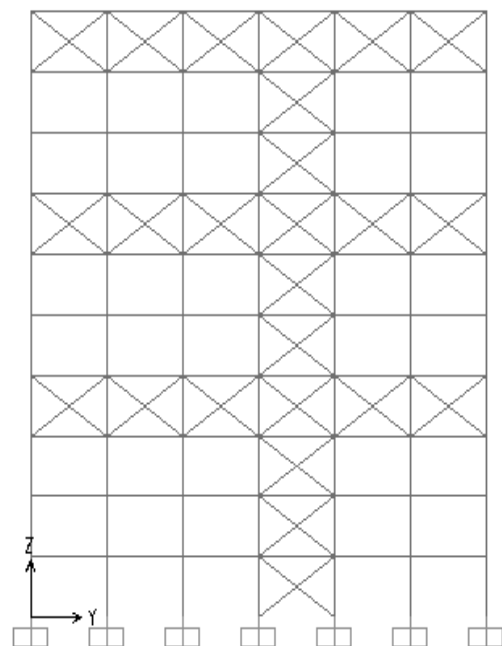


Figure III.5 : Vue des portiques
X=10m et X=15m

Modèle 3.2 : Dans ce cas le noyau, situé dans la partie centrale de la structure, est remplacé par deux noyaux, disposés, chacun dans un des deux décrochements. Nous avons gardé la même disposition pour les ceintures d'étage, mais changé celle des poutres traversières ; en effet, toujours afin d'assurer la jonction entre les noyaux et les ceintures d'étage nous avons disposé ces dernière aux mêmes travées que les palées des noyaux. (Figures III.6, III.7 et III.8)

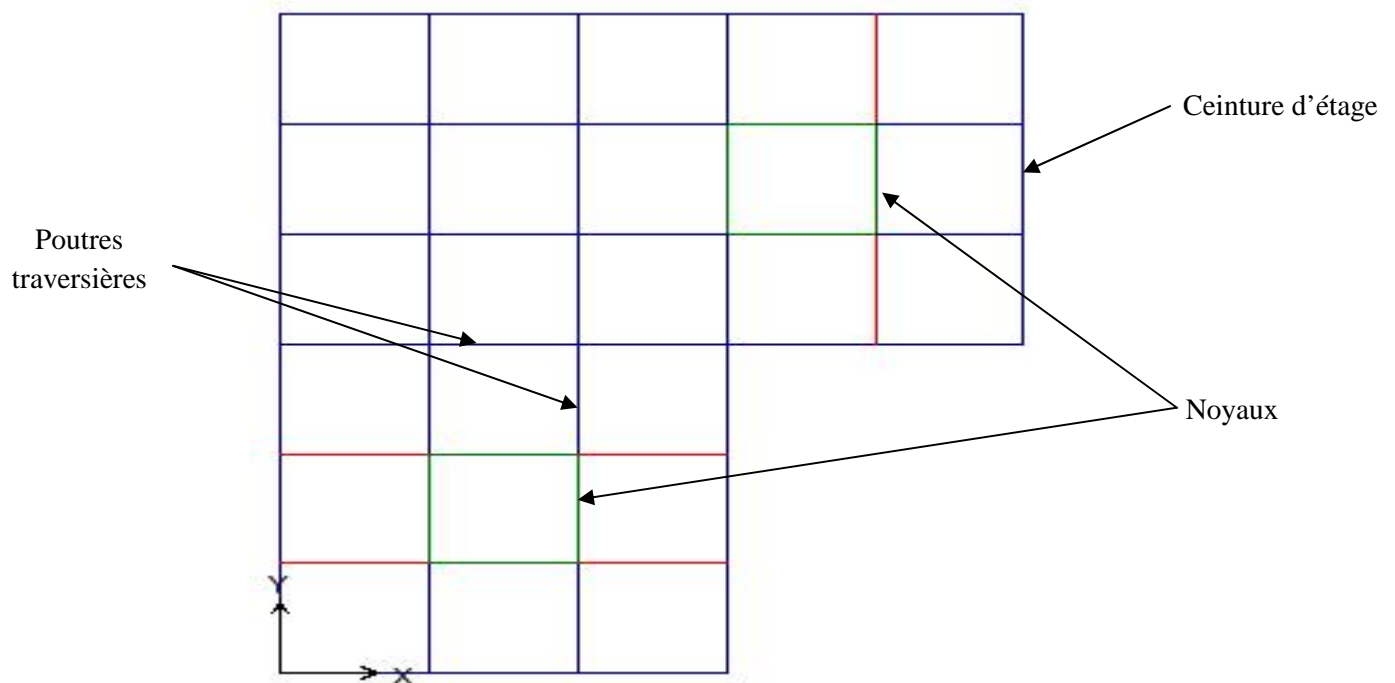


Figure III.6 : Vue en plan du modèle 3.2

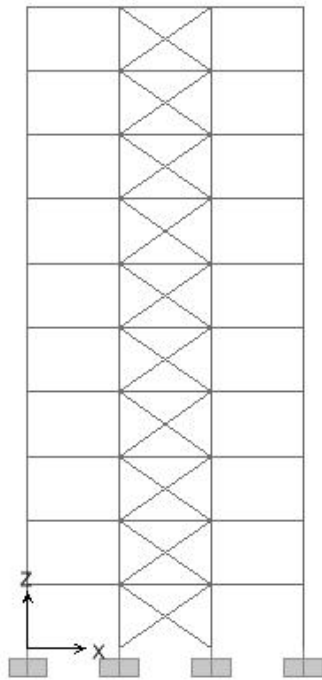


Figure III.7 : Vue des portiques Y=5m et Y=10m du modèle 3.2

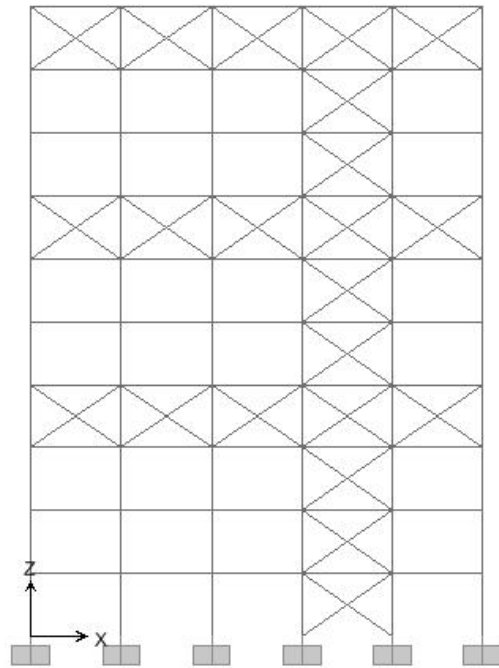


Figure III.8 : Vue des portiques Y=20m et Y=25m du modèle 3.2

3.4. Comparaison des périodes de vibration des deux modèles

Les deux modèles ont été soumis à une analyse dynamique modale sur le logiciel SAP2000. A l'issue de cette analyse, nous avons comparé leurs deux périodes de vibration comme illustré sur la figure III.9. Cette dernière montre une réduction de la période de l'ordre de 29.65 % lors de l'utilisation de deux noyaux par rapport au cas d'un seul noyau.

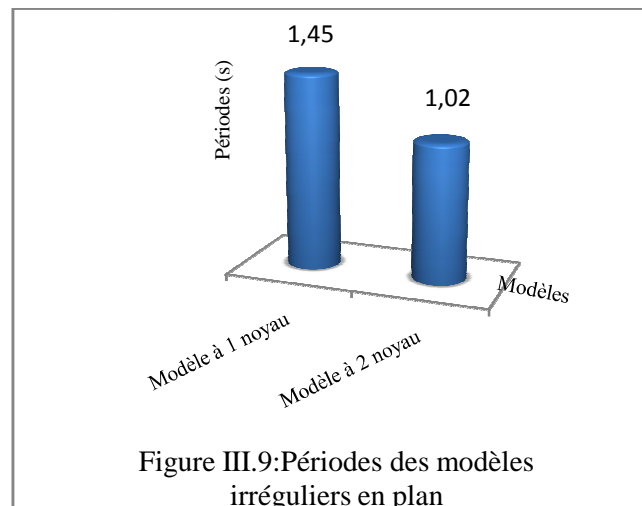
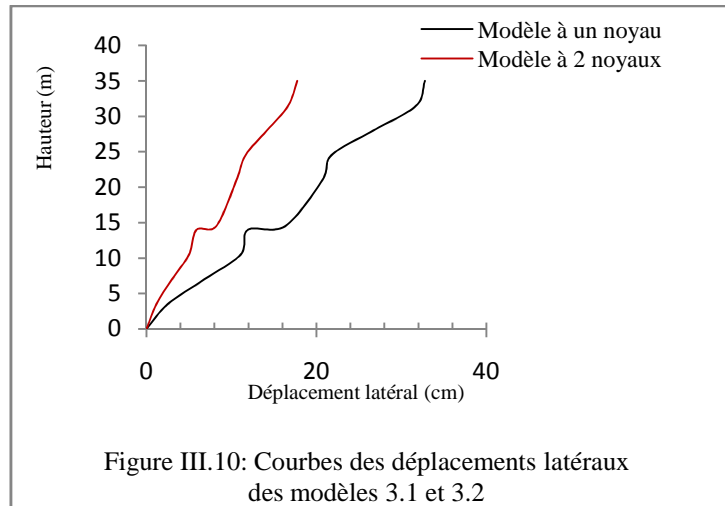


Figure III.9: Périodes des modèles irréguliers en plan

3.5. Comparaison des déplacements

De la même manière que dans le chapitre précédent, nous avons procédé à une analyse sous un chargement statique uniforme de 4 KN/m² et nous avons établis la courbe comparative des déplacements latéraux, en fonction des hauteurs d'étage, des deux modèles étudiés ici.



La figure III.10 montre que lors de l'utilisation de deux noyaux, le déplacement latéral au sommet est nettement réduit, cette réduction est de l'ordre de 41%.

3.6. Comparaison des modes propres de vibration

Après avoir étudié l'évolution de la rigidité ainsi que des déplacements latéraux pour les cas d'un seul et de deux noyaux, nous allons maintenant nous intéresser à l'influence des deux dispositions structurales sur les modes propres de vibration de la structure.

Modes	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Modèle 3.1	Rotation	Translation	Translation
Modèle 3.2	Rotation	Translation	Translation

Tableau III.1 : Modes propres de vibration des modèles 3.1 et 3.2.

On constate que les deux modèles présentent le même comportement pour les trois premiers modes. Ce qui signifie que l'utilisation d'un ou de deux noyaux n'a pas eu d'influence sur les modes propres d'oscillation de cet immeuble.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différents résultats obtenus aux deux précédents chapitres, que nous discuterons pour en tirer les conclusions concernant l'influence des ceintures d'étages sur le comportement, vis-à-vis des charges horizontales, des immeubles de grandes hauteurs.

4.1. Influence des ceintures d'étages sur le comportement d'un immeuble de dix niveaux

4.1.1 Influence des ceintures d'étages sur la rigidité latérale

- Une diminution de la période de vibration de l'ordre de 51.22%, 43.9% et 48%, respectivement, pour les modèles 1.2a (palées en X), 1.2b (palées en V) et 1.2c (palées en Λ) a été observée. En moyenne, elle a été réduite de 47%.
- Des réductions, des déplacements horizontaux, de 85.33% pour le modèle 1.2a, 77.58% pour le modèle 1.2b et 80.21% pour le modèle 1.2c, ont été obtenues. Soit une réduction moyenne de 81.17%.

Les ceintures d'étages ont, comme prévu, permis une réduction remarquable des déplacements latéraux ainsi que des périodes de vibration. Les palées de stabilité en X ont offert le meilleur comportement.

4.1.2 Disposition des ceintures d'étages

- Pour l'utilisation d'une seule ceinture d'étage, l'analyse des trois modèles : 1.3a, 1.3b et 1.3c a montré des réductions respectives de 39.37%, 43.85% et 32.69% de la période de vibration, et de 54.64%, 67.49% et 67.27% des déplacements au sommet du bâtiment. Le modèle 1.3b (ceinture disposée au 6eme niveau) est celui qui présente le meilleur comportement.
- Pour le cas de deux ceintures, trois autres modèles ont été étudiés, avec différentes disposition des deux ceintures. Les sont comme suit :

- Modèle 1.4a : -50.47% pour la période et -71.04% pour le déplacement latéral au sommet de l'immeuble.
- Modèle 1.4b : -39.72% pour la période et -77.96% pour le déplacement latéral.
- Modèle 1.4c : -42% pour la période et -71.84% pour le déplacement latéral.

La comparaison de ces résultats nous amène à dire que deux dispositions sont envisageables, selon que l'on veuille une plus grande réduction de la période propre d'oscillation (modèle 1.4a), soit une ceinture au 2eme niveau et une seconde au 6eme niveau, ou des déplacements latéraux (modèle 1.4b) : une ceinture au 6eme niveau et une seconde au dernier niveau.

Si on compare les résultats obtenus ici et ceux obtenus pour le modèle 1.2a, on constate que l'utilisation de trois ceinture a montré le meilleur comportement.

4.1.3. Participation des poteaux périphériques dans la reprise des charges latérales

La comparaison des répartitions des efforts normaux, pour le modèle 1.1 (modèle de référence) et le modèle 1.2a, a montré une redistribution des ces efforts dans les poteaux de façade. On effet l'effort maximum dans ces poteaux pour le modèle 1.1 été de 537 KN, il est passé à 1700KN pour le modèle avec ceintures d'étage (modèle 1.2a). Il a été augmenté d'environ 68%. Mais la répartition de ces efforts reste non uniforme et les poteaux d'angle sans beaucoup plus sollicités que les autres poteaux périphériques, ce ci est du à l'effet de trainage de cisaillement.

4.1.4. Réduction de l'effet de trainage de cisaillement

A cet effet, nous avons étudié un système qui permet de combiner entre les avantages des ceintures d'étage et ceux des systèmes « tubes gerbés » : modèle 2.

Les résultats de son analyse, sur le logiciel SAP200, ont montré une nouvelle redistribution des efforts normaux dans les poteaux de rives de l'immeuble telle que : l'effort maximal est passé à 1280KN, soit une réduction de 24% par rapport au modèle contreventé par ceintures d'étage (modèle 1.2a).

L'effet de trainage de cisaillement est caractérisé par l'écart entre les efforts normaux, dans un poteau d'angle et un poteau périphérique courant, adjacent. Dans le modèle 1.2a, cet écart était de 902 KN, il est passé à 414 KN dans le modèle 2, soit une différence de 488 KN.

4.2. Influence des formes irrégulières en plan sur les ceintures d'étages

Ce paragraphe fait l'objet de la comparaison du comportement, vis-à-vis d'un chargement horizontal, de deux modèles d'un immeuble de dix niveaux, irrégulier en plan (plan en « L »), tous les deux contreventés par ceintures d'étages, mais le premier (modèle 3.1) comporte un seul noyau, situé dans la partie centrale de la structure, tandis que dans le second modèle (modèle 3.2), deux noyaux ont été utilisés, chacun disposé dans l'un des deux décrochements du bâtiment.

4.2.1. Comparaison des périodes et déplacements

L'analyse modale des deux modèles, sur le logiciel SAP2000, a donné des périodes de 1.45s et 1.02s respectivement pour les modèles 3.1 et 3.2, l'utilisation de deux noyaux a permis une réduction de 29.65% de cette période.

Pour ce qui est du déplacement maximal au sommet de l'immeuble, il a été réduit de 41% lors de l'utilisation de deux noyaux par rapport au cas d'un seul noyau. Tandis que les modes propres de vibration n'ont pas été influencés.

CONCLUSION GENERALE

La présente étude a permis de conclure ce qui suit.

L'utilisation des contreventements à ceintures d'étage pour un immeuble de dix niveaux a permis une réduction moyenne de la période d'oscillation pouvant aller jusqu'à : 47%.

Par ailleurs, ce système a permis une réduction du déplacement maximale au sommet de l'ordre de 81 %.

De plus, il a été constaté que les ceintures d'étage constituées par des palées triangulées en croix de Saint-André sont celles qui offrent le meilleur comportement vis-à-vis du chargement latéral.

Cela étant dit, les nombres et les positions des ceintures d'étages utilisées sont des facteurs déterminants dans l'efficacité de ces systèmes. En effet, les résultats ont montré que les degrés de stabilité sont directement proportionnels aux nombres de ceintures utilisées (plus on augmente le nombre de ces ceintures, meilleure sera la stabilité de la structure).

Les ceintures d'étage engendrent une redistribution des efforts normaux dans les poteaux, de telle sorte que ceux se trouvant sur la périphérie soient plus impliqués dans le contreventement. Toutefois, cette nouvelle répartition des efforts normaux n'est pas uniforme. Par conséquent, les poteaux d'angles sont bien plus sollicités que tous les autres poteaux de façades. Ce ci est dû au phénomène de l'effet de trainage en cisaillement.

Afin de remédier à ce problème, l'utilisation de poutres traversières supplémentaires formant des ceintures internes juxtaposées, visant à rapprocher le comportement, de ce système, de celui d'un système « à tubes gerbés » a permis une réduction significative de l'effet de trainage en cisaillement.

Pour ce qui est de l'immeuble irrégulier en plan, l'association des ceintures d'étages à deux noyaux, situés sur les décrochements de la structure, a montré un meilleur comportement par rapport au modèle ne comportant qu'un seul noyau.

Au final, nous pouvons confirmer tous les résultats cités dans la littérature, particulièrement ceux concernant le contreventement d'immeubles de grandes hauteurs où l'utilisation de ceintures d'étages permet non seulement une augmentation significative de la rigidité latérale mais également une réduction des déplacements horizontaux, et ce, en se basant sur la mobilisation des poteaux de façades dans la reprise des efforts dus aux charges horizontales.

Références bibliographiques

- [1] **A. BECHEUR.** Cours : Immeubles de grandes hauteurs et Ouvrages d'art. Université de BEJAIA, Département de Génie civil. 2013.
- [2] F. ABDELHAMID- Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique. Mémoire de Magister en Génie Civil, Option : Construction en zone sismique. Université Hadj Lakhdar-Batna Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture. Département de génie civil.
- [3] **M. Halis Gunel, H. Emre Ilgin.** A proposal for the classification of structural systems of tall buildings. Faculty of Architecture, Middle East Technical University, Ankara 06531, Turkey. 2006.
- [4] **S. Fawzia, et al.** Study of the Effectiveness of Outrigger System for High-Rise Composite Buildings for Cyclonic Region. Word academy of science, engineering and technology 60 2011.
- [5] **S. Fawzia and T. Fatima.** Deflection Control in Composite Building by Using Belt Truss and Outriggers Systems. Word academy of science, engineering and technology 48 2010.
- [6] **P. S. Kian, et al /** Outrigger And Belt Truss System For High-Rise Concrete Buildings / DTS, Vol. 3, No. 1, Maret 2001, Hal. 36-41.