

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Memoire de fin d'études



*En vue de l'obtention du diplôme de Master Académique
en Génie Civil*

**OPTION : Charpente
métallique**

Thème

**Etude comparative d'un contreventement en X et un
contreventement en V**



Etudié par :

M^r ACHIR NASSIM

Dirigé par:

M^r MISSOUM

Promotion 2014/2015

Remerciement

Je remercie tout d'abord Dieu tout puissant de m'avoir facilité le parcours et donné la patience pour aboutir à ce modeste prestation.

En deuxième lieu, je tien à remercier mon promoteur. Mr MISSOUM de m'avoir suivi et orienté durant l'élaboration de ce mémoire ; et pour ses conseils.

Mes remerciements s'adressent aussi au corps enseignant et a tout le personnel du département génie civil , aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail

Et enfin, merci à toutes personnes ayant participé à la réalisation du présent mémoire.

Dédicaces

Merci allah (mon dieu) de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le bonheur

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie
Qui a été toujours présente à mes côtés et sur laquelle je puisse compter à tout moment, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite à ma mère .*

À mon père, école de mon enfance , qui a été mon ombre durant toutes les années d'études , et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger . que dieu les garde et les protège.

À mes belles coeurs .

*À mes amis Sadek et Samir Layri, Mouh, Zaki, Ghiles,
nassim
pipiou atatass et tout Ce qui même.*

ACHIB NASSIM

Sommaire

➤ Introduction general

Chapitre I : Généralités sur less contreventements.....	02
Chapitre II : Aperçue sur les effets sismiques.....	20
Chapitre III : Calcul des efforts sismiques	30
Chapitre IV : Présentation, pré-dimension de l'ouvrage.....	49
Chapitre V : Récolte des résultats.....	78

➤ Conclusion générale

Bibliographie

Introduction général

Introduction général

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions Civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société.

Dans ce chapitre, sont expliqués les effets particuliers des séismes ainsi que c'est influences sur le sol et le comportement des structures durant un séisme. La complexité de ces phénomènes naturels à pousser les scientifiques à dégager des mesures visant à minimiser les effets.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les structures métalliques sont actuellement l'un des systèmes de construction les plus utilisés à travers le monde. Dans le cas de l'Algérie, ce type de construction est largement préféré après le séisme de Boumerdes du 21.05.2003, en raison de leurs principaux avantages en zones sismiques.

Les palées de contreventements sont adoptées fréquemment en structures métalliques pour augmenter la rigidité latérale et réduire les déplacements sous charges latérales causées généralement par le vent et le séisme, ainsi que leurs influences sur la dissipation d'énergies sismiques des structures.

Le RPA dans sa version 2003, présente un certain nombre de système de contreventement pour ce qui est de structures parasismiques des bâtiments en charpente métallique. Ces systèmes de contreventement sont repris ci-dessous.

- Ossature contreventée par palées triangulées en **X**
- Ossature contreventée par palées triangulées en **V**
- Portique auto stable ductile

Comme le calcul de l'effort sismique V à la base du bâtiment dépend étroitement du facteur de comportement R , dont la valeur est donnée justement selon les différents systèmes de contreventement, il faut calculer cet effort pour dimensionner les éléments qui vont constituer le système de contreventement.

Le but assigné à ce travail est de faire une étude comparative des systèmes de contreventement calculés pour un bâtiment à étages et à usage d'habitation, c'est-à-dire en zone de forte sismicité. Ce bâtiment a déjà fait l'objet d'un calcul au vent sous les charges verticales.

Chapitre I

Généralités sur les contreventements

I.1 Présentation des contreventements

Une présentation exhaustive des configurations usuelles de contreventement constitue la première partie du présent chapitre. Les avantages et les inconvénients de ces systèmes de contreventement, ainsi que les recommandations des règlements en vigueur y sont énumérés. La seconde partie quant à elle, expose les modèles de structure adoptés, les hypothèses de calcul et les méthodes d'analyse dynamique utilisées.

I.2 Définition et rôle des contreventements

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures non autostables 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.

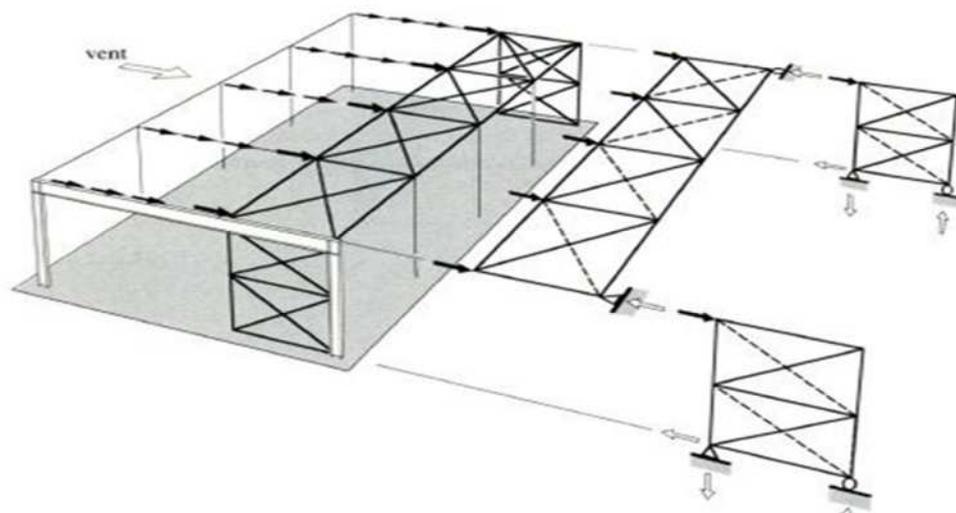


Figure I.1 Cheminement des forces transversales dans le cas d'une structure à toiture horizontale

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

I.3 Types de structure :

Les structures métalliques peuvent être classées dans l'une des catégories suivantes, en fonction de leur comportement sous chargement sismique :

I.3.1 Ossatures en portique :

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres ou dans les assemblages, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. Les zones dissipatives peuvent aussi être situées à la base de l'ossature et au sommet des poteaux dans le dernier niveau des bâtiments à plusieurs étages (*Eurocode 8*).

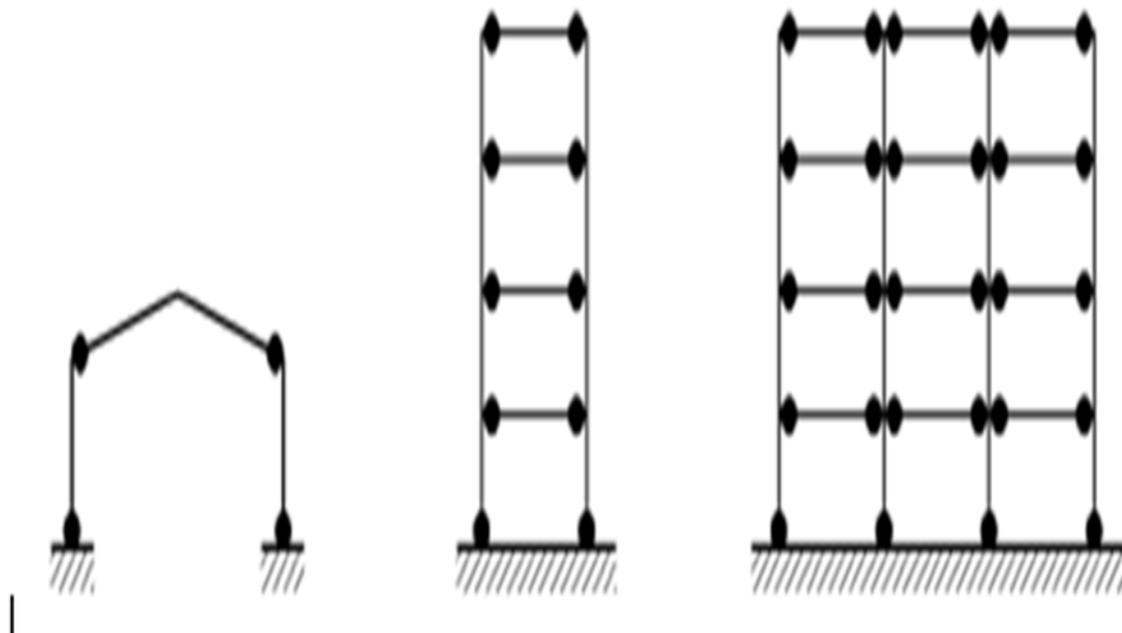


Figure I.2. Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux)

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.

I.3.2 Ossatures avec triangulation à barres centrée

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 le phénomène de flambement de ces dernières soit vérifié dans le cas de la compression. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans les barres tendu

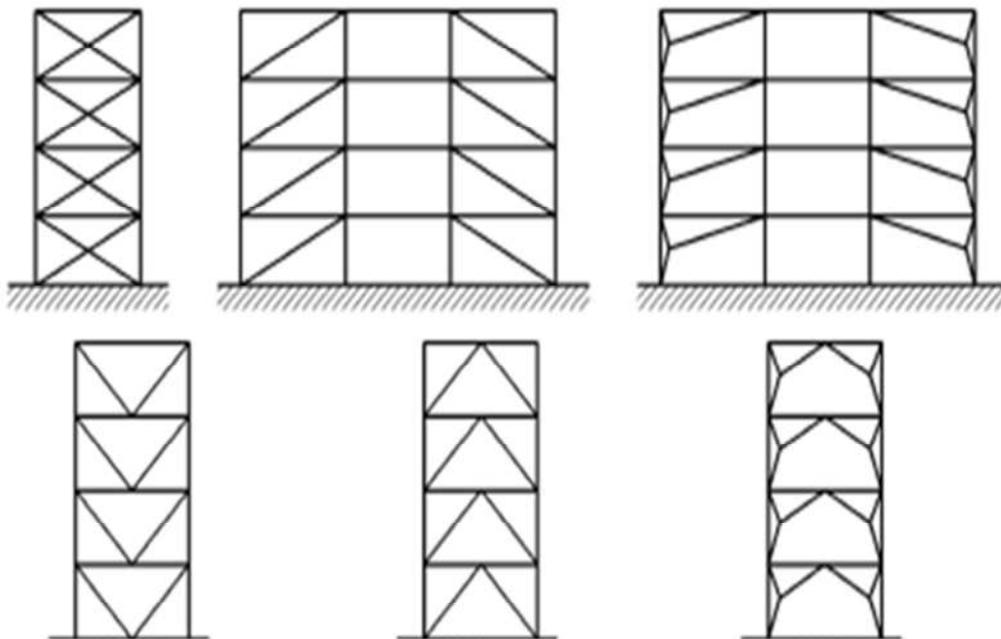


Figure I.3 Ossatures avec triangulation à barres centrées

I.3.3 Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Dans ce type de structure, 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 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 seront actifs, comme le montre la figure ci-dessous (*Eurocode 8*).

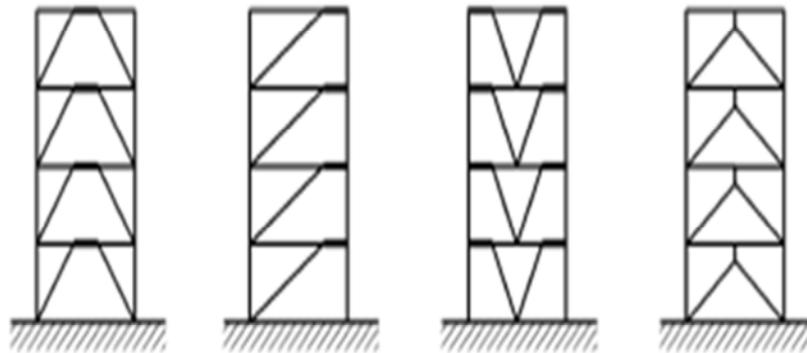


Figure I.4 Ossatures avec triangulation à barres excentrées

I.4 types de contreventement à barres centrées

a) Contreventement en X (croix de Saint André) :

Dans ce type de palée, 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

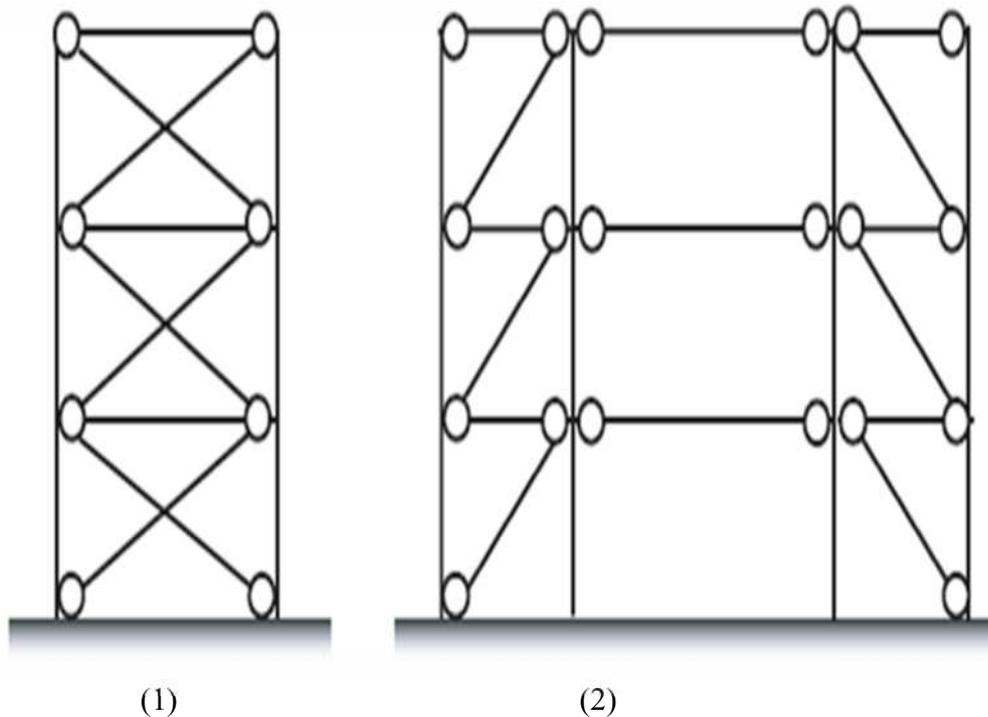


Figure I.5 Contreventement en X

(1) diagonales sur la même travée

(2) diagonales sur deux travées différentes



Figure I.6 Exemple n°1 sur le contreventement en X



Figure I.7 Exemple n°2 sur le contreventement en X

b) Contreventement en V:

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée 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.

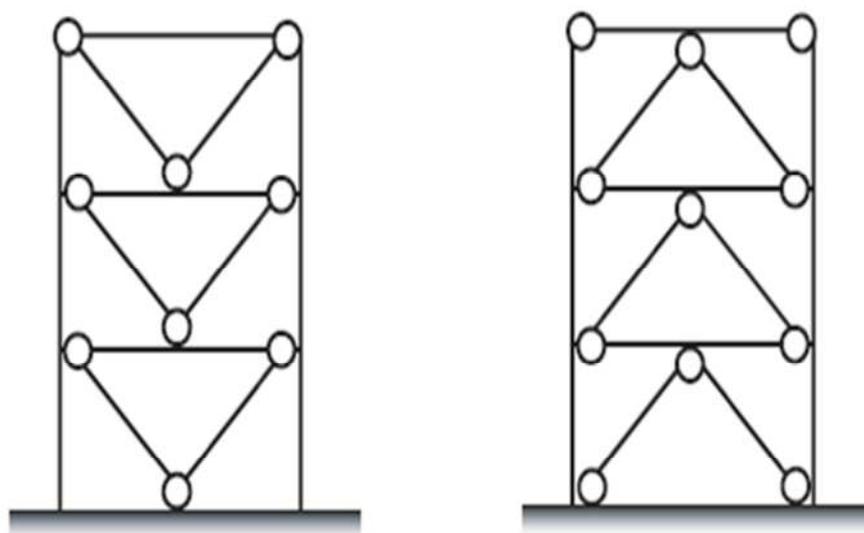


Figure I.8 Contreventement en V



FIGURE I.9 Exemple sur le contreventement en V

c) Contreventement 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 ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure

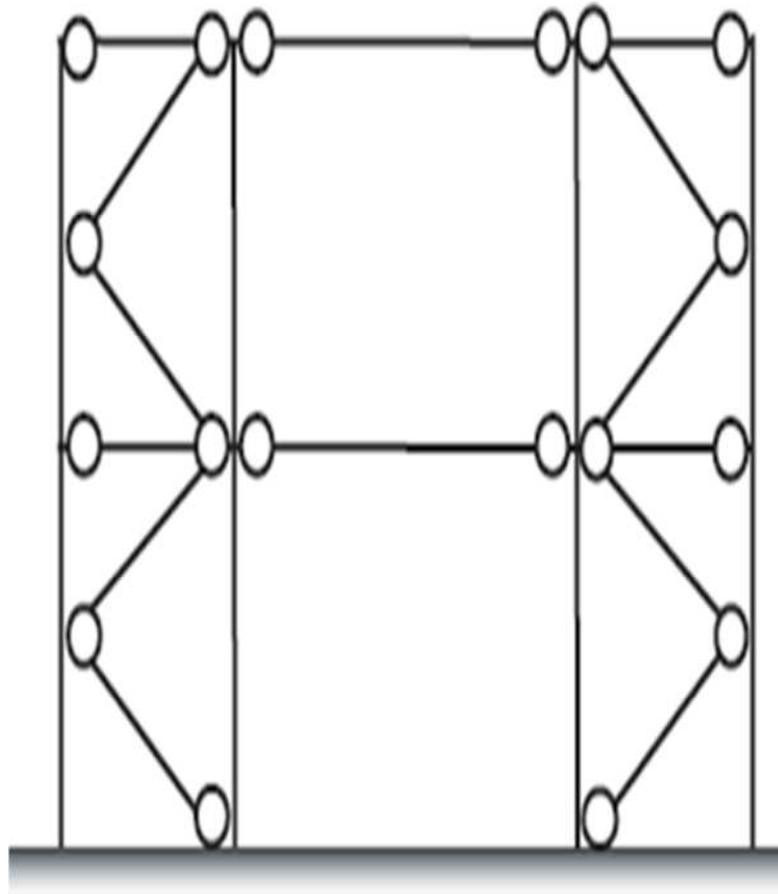


Figure I.10 Contreventement en K

I.5 Coefficient de comportement R selon le type de contreventement

Le coefficient de comportement R permet de prendre en compte la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Les valeurs de référence de ce coefficient sont données dans le tableau (I.1) conformément aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA2003

Structures en acier

Catégorie	Type de contreventement	R
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	portiques en console vertical	2

Tableau I.1 Valeurs du coefficient de comportement R

I.6 Les stratégies pour les assemblages entre élément de contreventement

▪ Résistance à l'arrachement :

Bien réalisées, les liaisons entre élément (soudure ou boulonnage) doivent assurer la continuité mécanique des éléments assemblés. Les règles définissent les conditions de mise en oeuvre. Evitez toute rupture fragile (protocoles de mise en œuvre à respecter).

Les zones ductiles dans les barres doivent « fonctionner » (formation de la rotule plastique)

Avant que le niveau de contraintes soit trop élevé dans les assemblages

▪ Encastrement ou articulation :

Les règles sont formelles, l'assemblage doit être conçu et dimensionné pour être soit :

-rigide (plastification hors de la zone critique), il contribue directement à la stabilité d'ensemble.

- articulé (vraie articulation ou rotule plastique sur la liaison entre les éléments)

_ Pas d'assemblage semi-rigide pouvant changer le mécanisme « projeté » pendant le Séisme.

▪ Eviter toute rupture fragile (protocoles de mise en œuvre à respecter).

▪ Les zones ductiles doivent « fonctionner » avant que le niveau de contrainte soit trop élevé dans les assemblages. Renforcement par entretoises.

▪ L'EC8 recommande en contrôle sur chantier de la qualité des assemblages.

I.6.1 Classification des assemblages selon L'EC3

▪ Critères de classification :

_ Rigidité

_ Résistance

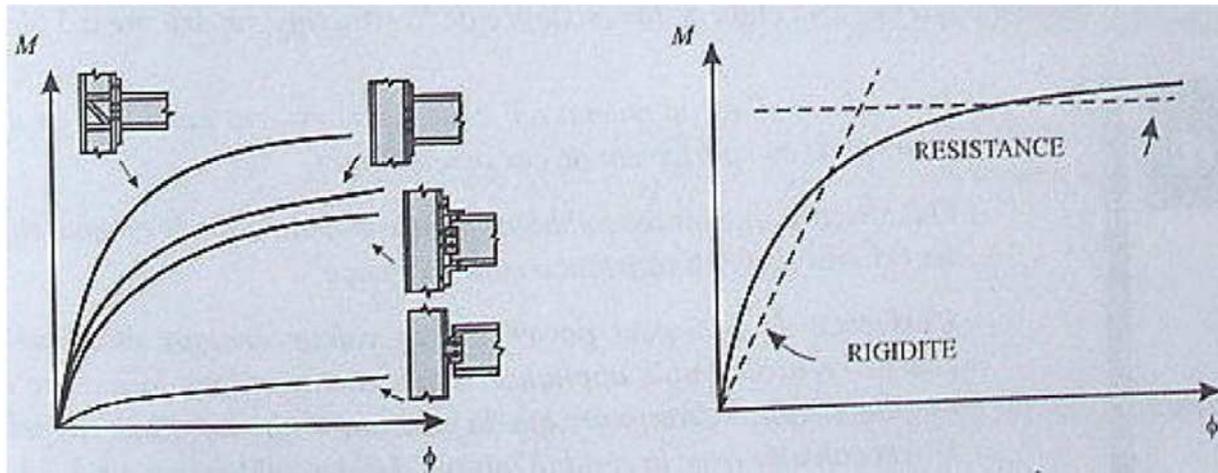


Figure I.11 les courbes de résistance et rigidité



Figure I.12 Liaisons rigides sur l'ossature principales et articulées, par faiblesse de la plaque d'assemblage qui peut plastifier rapidement, entre les barres des croix de Saint-André, et la structure principale.



Figure I.13 Articulation « Vraies » pour la liaison de tirants de contreventement

▪ **Assemblages soudés**

- Les assemblages entièrement soudés, réalisés par cordon de soudure, présentent une meilleure continuité mécanique et un comportement plus ductile.

- En cas de défaut de réalisation, le risque d'éclatement fragile existe (les discontinuités créent un effet d'entaille).

- Aussi il est recommandé de souder en usine les assemblages de pièces sensibles et d'épaisseur importante.

▪ **Exemple d'assemblage de contreventement avec une plat longitudinal sur des poteaux en « RHS»**

Les plats longitudinaux soudée aux poteaux en profil I, pour les assemblages articulés des ossatures contreventée en acier ,correspondent à une méthode traditionnelle de fixation des élément de contreventement par un assemblage boulonné sur site. En effet, dans les structures contreventées de tels plats sont extrêmement utiles pour assembler un ou plusieurs élément de contreventement suivant l'angle d'inclinaison de l'élément. Cette pratique a été appliquée aux poteaux en **RHS**, mais la zone d'assemblage est beaucoup plus flexible avec un élément en **RHS**.

La (figure I.14) montre ces deux cas d'assemblage par plats longitudinal.

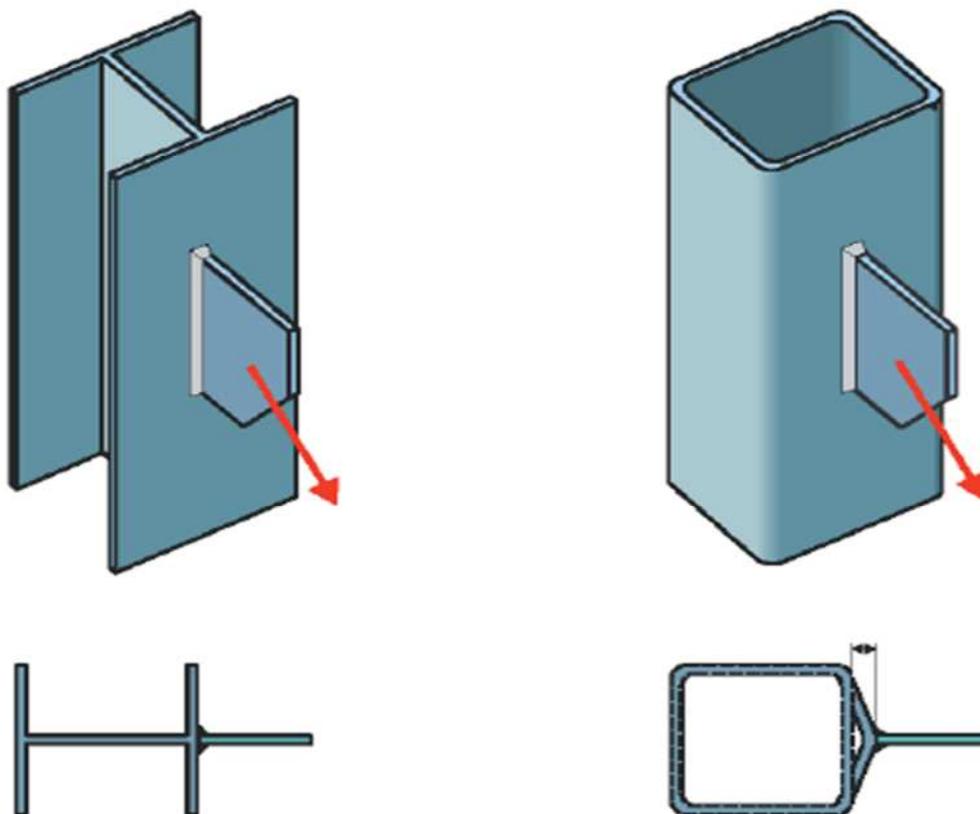


figure I.14 Assemblage par plats longitudinaux dans les structures contreventées

▪ Assemblage boulonnées (Barres principales ou de contreventement)

-Travail au cisaillement :

Boulons précontraints à haute résistance et serrage contrôlé, résistant au glissement à l'état limite ultime sont seuls autorisés sur les zones dissipatives.

-Travail en traction :

Boulons précontraints à haute résistance serrage contrôlé calculés (NFP 226460 ou J3.2 de l'EC3).

I.7 Classification sur base de contreventement

▪ Un système de **contreventement** est normalement destiné à transmettre les charges horizontales

Aux fondations et à empêcher, ou au moins à restreindre, les déplacements latéraux dans les ossatures à un ou plusieurs étages. Il peut également avoir pour rôle de fournir des appuis nécessaire à la stabilisation d'éléments porteurs. Les treillis verticaux, les murs de cisaillement (en maçonnerie ou en béton) et les noyaux centraux en béton (abritant cages d'escaliers et d'ascenseurs , combinés avec des dalles ou des treillis horizontaux, constituent des systèmes de contreventement courants.

figure I.15 Stabilisation longitudinale d'un bâtiment industriel par contreventement :

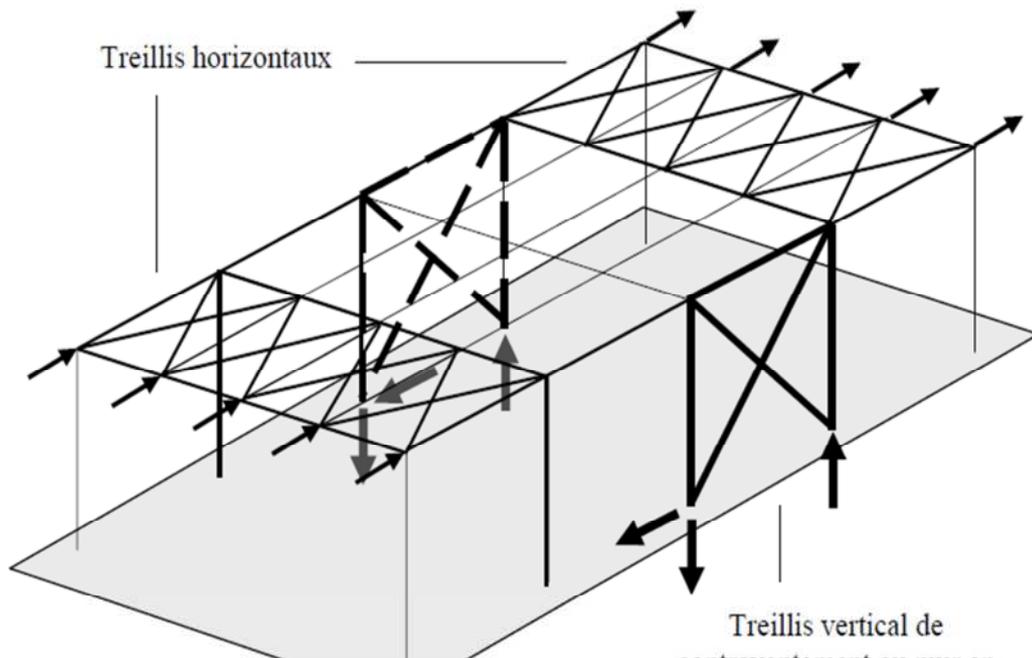


Figure I.16 Stabilisation latérale d'un bâtiment industriel assurée par cadre rigide

(absence de contreventement)

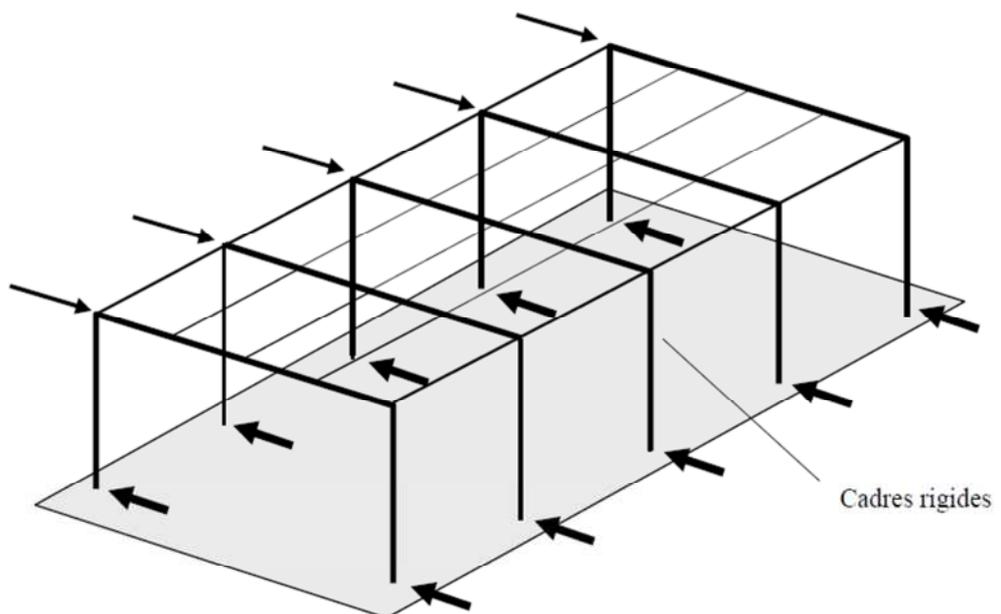
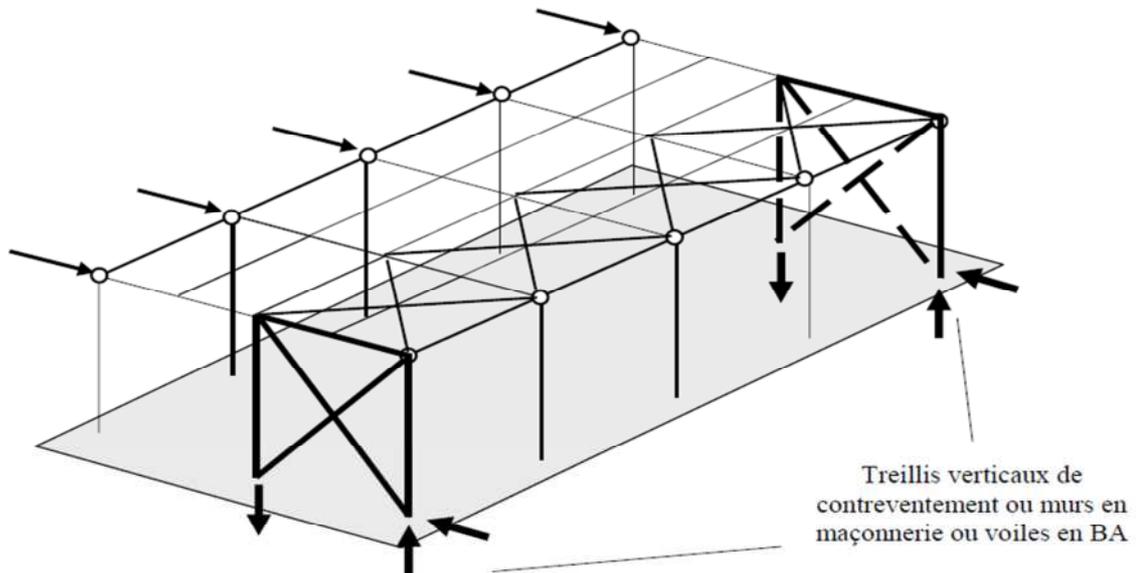


Figure I.17 Stabilisation latérale d'un bâtiment industriel à ossature articulée par contreventement



Remarque :

- Pour qu'une ossature soit classifiée en **ossature contreventée**, elle doit comporter un système de contreventement possédant une **rigidité appropriée**.

- Pour les ossatures dépourvues de système de contreventement. Ainsi que pour les ossatures munies d'un système de contreventement mais qui n'est pas suffisamment rigide pour permettre la classification de l'ossature comme ossature contreventée, la structure est classifiée comme **non contreventée**

I.7.1 Influence sur l'analyse globale de l'ossature

Lorsque la classification de l'ossature comme **contreventée** est justifiée, il est possible d'analyser l'ossature et le système de contreventement séparément de la façon suivante :

- **L'ossature**, sans système de contreventement, est traitée comme totalement appuyée

latéralement et sera calculée pour supporter l'action des charges verticales uniquement :

- **Le système de contreventement**, supportera toutes les charges horizontales appliquée aux ossatures qu'il contrevente, toutes les charges verticales éventuelles qui lui sont directement appliquées ainsi que les effets des imperfections des ossatures qu'il contrevente et du système de contreventement lui-même.

- Il convient de remarquer que dans une ossature comportant un système de contreventement de type treillis ou de type cadre rigide, certains éléments (notamment les colonnes) participent au système de contreventement en plus de leur participation à la structure (sans contreventement).

- Pour les ossatures dépourvues de système de contreventement ainsi que pour les ossatures munies d'un système de contreventement mais qui n'est pas suffisamment rigide . la structure est classifiée comme **non contreventée**. Dans tous les cas d'ossatures non contreventée, un système structural unique , composé de l'ossature et du contreventement s'il existe , doit être analysé en ce qui concerne tant les charges verticales que les charges horizontales agissant ensemble ainsi qu'en ce qui concerne les effets des imperfections.

Chapitre II

Aperçue sur les effets

sismiques

Il existe d'autres phénomènes pouvant provoquer un tremblement de terre tels que les volcans, les glissements de terrains, les explosions d'origine humaine...etc. mais leurs effets sont de moindre importance que ceux causés par les mouvements des plaques.

II.4 Propagation des ondes

L'énergie libérée lors d'un séisme se dissipe sous forme d'ondes qui se propagent à partir de l'hypocentre ; endroit où se produit le séisme, et font le tour du globe tout en s'atténuant progressivement sous l'effet de l'amortissement du sol. En effet, les ondes parcourent ce dernier suivant toutes les directions et engendrent en surface des déplacements plus ou moins importants et un mouvement complexe difficile à prédire dans un site donné.

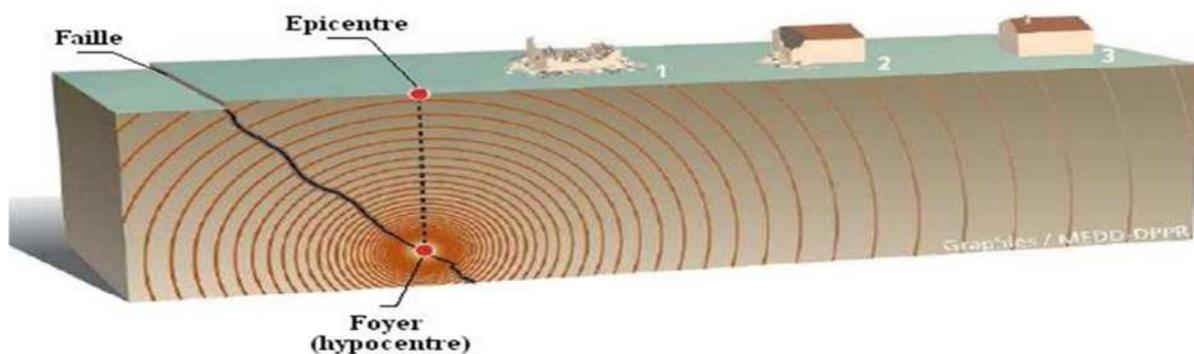


Figure II.2 Propagation des ondes sismiques

On peut distinguer deux principaux types d'ondes sismiques :

- **Les ondes de volume :** Ces ondes prennent naissance au niveau du foyer et se propagent sous forme d'ondes *longitudinales* et *transversales*.

Les ondes longitudinales (ou ondes *P*) produisent de légères vibrations et ont une vitesse de propagation supérieure à celle des ondes transversales (ou ondes *S*). Elles se propagent par compression – dilatation alternées et s'accompagnent d'un changement de volume du milieu

dans lequel elles évoluent. Les ondes transversales quant à elles provoquent un cisaillement sans changement de volume et se propagent uniquement dans des milieux pouvant transmettre les efforts de cisaillement.

Les ondes de surface : Ces ondes résultent de l'effleurement de la surface du sol par les ondes de volume et se propagent sous formes d'ondes de *Rayleigh* et de *Love*.

Les ondes de Rayleigh (ou ondes *R*) provoquent un mouvement semblable au mouvement de la houle dans le plan vertical de propagation et entraînent des tractions, des compressions, et des cisaillements dans le sol. De leur part, les ondes de Love (ou ondes *Q*) génèrent uniquement des contraintes de cisaillement et se propagent dans un plan tang

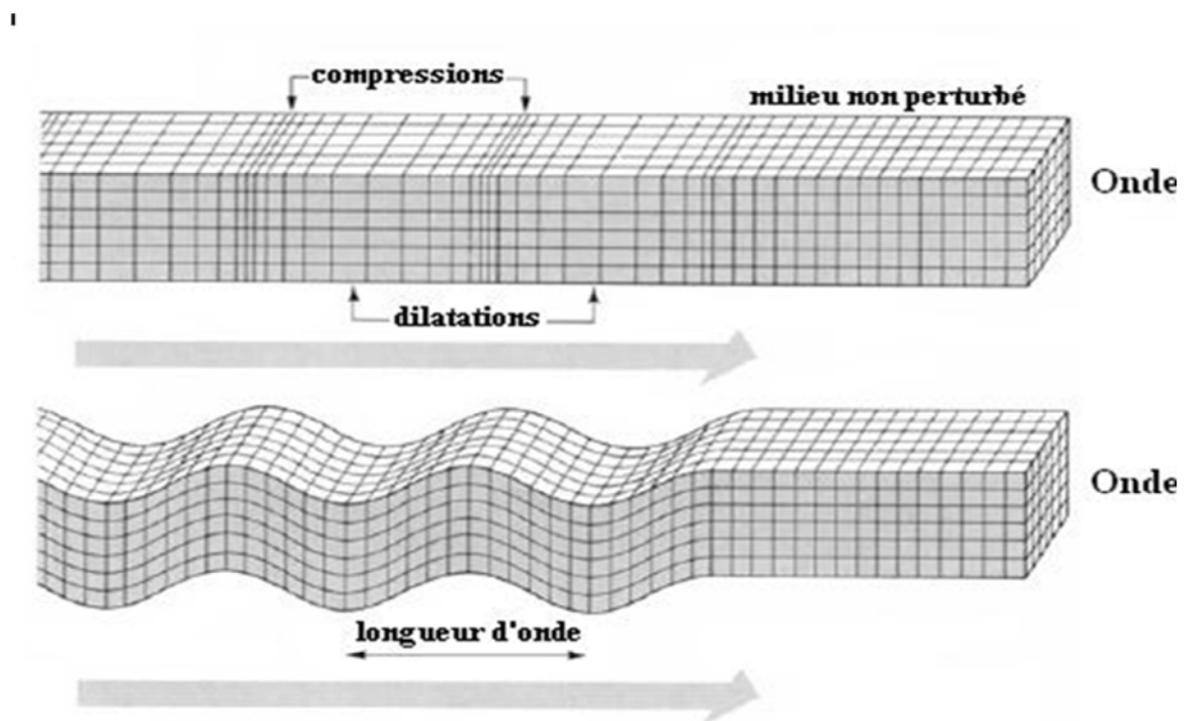


Figure II.3 Propagation des ondes sismiques P et S.

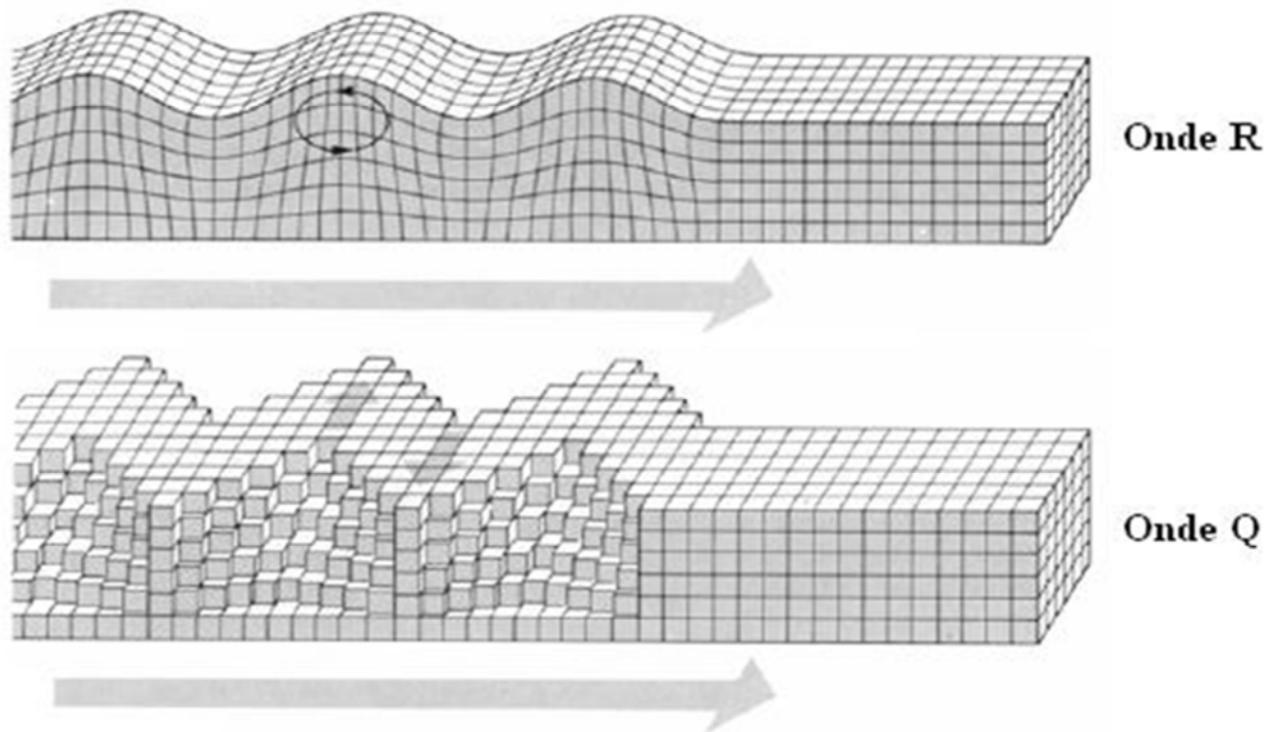


Figure II.4 Propagation des ondes sismiques R et Q

II.5 Effets particuliers des séismes

Outre les pertes matérielles et humaines que provoquent les tremblements de terre, de nombreux phénomènes peuvent surgir entraînant le plus souvent de graves conséquences. Ces phénomènes dépendent de plusieurs facteurs tels que l'emplacement géographique, la nature du sol, l'endroit du séisme ...etc. Parmi ces phénomènes on peut citer :

Les tassements : sous l'effet des vibrations, certains sites peuvent subir d'importants tassements différentiels pouvant atteindre plusieurs dizaines de centimètres, provoquant ainsi des **décrochements** significatifs dans le sol et parfois même des glissements de terrain.

La liquéfaction : la mise en mouvement du sol sous l'effet d'un séisme entraîne une augmentation de la pression interstitielle U et qui a pour effet de réduire progressivement la résistance au cisaillement du sol jusqu'à son annulation. Arrivé a ce

stade, le sol perd sa capacité portante et commence à se comporter comme un liquide. Ce phénomène touche en particulier les sols composés essentiellement de sable fin saturé en eau et nécessite une énergie de vibration capable d'élever significativement la pression interstitielle.

Le tsunami : ce phénomène est visible uniquement si le séisme se produit au fond de la mer. Ce dernier provoque une formation de vague en surface de l'eau qui se propage sur des centaines de kilomètres depuis le foyer et qui peut atteindre une dizaine de mètre de hauteur pour des séismes majeurs.

II.6 Qualité au regard des sollicitations sismiques

Très bon comportement sous séisme dû à ses qualités :

- Très bonne résistance en traction et en compression.
- Bonne résistance au cisaillement.
- Rapport résistance / masse volumique élevé (pour la résistance nécessaire, faible masse, donc forces d'inertie réduites).
- Ductilité très élevée (sauf certains aciers spéciaux et types de sections à éviter).
- Restent à maîtriser le comportement global de la structure (conception) et la résistance mécanique des assemblages (réalisation).

En outre, le fait de pouvoir réparer la structure après séisme par remplacement des éléments

Endommagés est un avantage complémentaire non négligeable.

II.7 Influence du sol

La logique des choses voudrait que plus on s'éloigne de l'épicentre et plus les dommages diminuent, ceci n'est pas toujours vrai puisque le sol joue parfois un rôle d'amplificateur de mouvements dans certaines régions. En effet, on a souvent constaté lors des séismes

destructeurs que les dommages sont nettement plus élevés dans les zones à formation sismiques sont donc influencés par la nature du sol et par le relief topographique des sites.

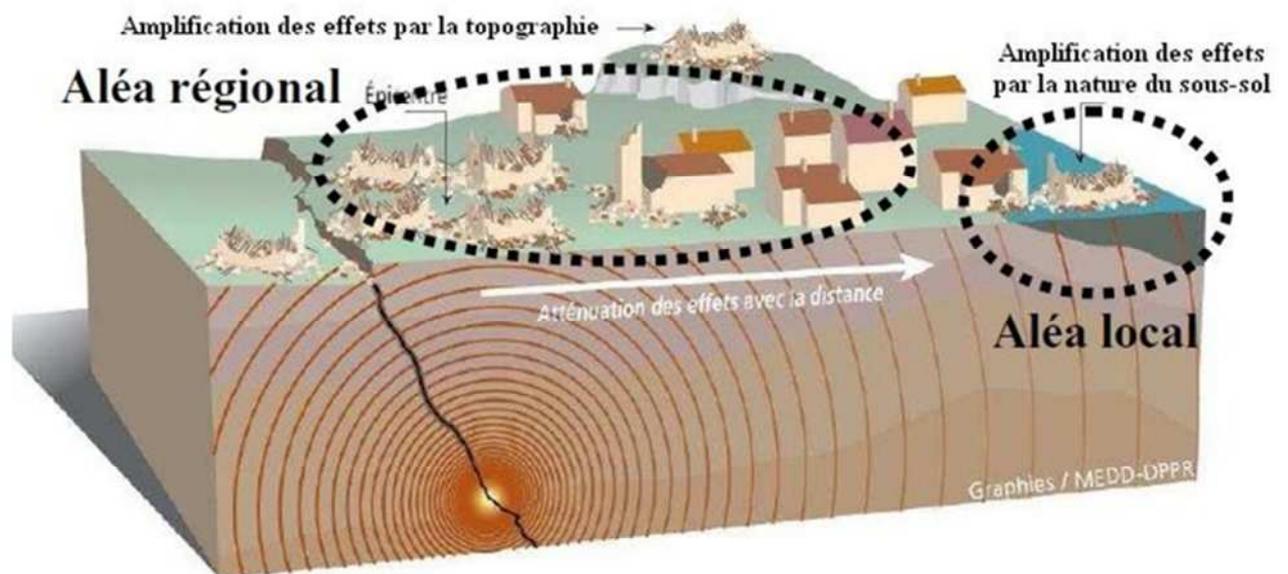


Figure II.5 Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques.

II.8 Comportement des structures durant un séisme

Il est clair que le comportement des structures lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement au vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, les mouvements sismiques eux produisent des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent 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 dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôles de s'opposer aux actions horizontales générées par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse, et disposé suivant les directions principales

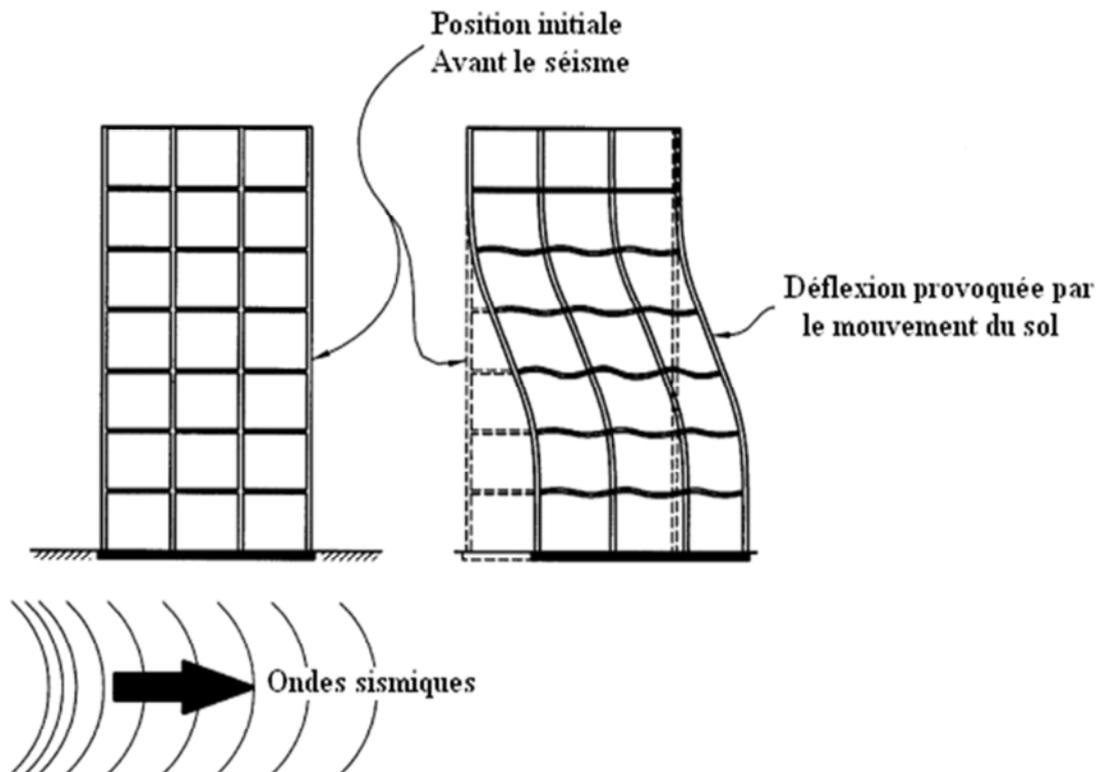


Figure II.6 Comportement des structures durant un séisme

II.9 Les dommages en cas de séisme

II.9.1 Types de dommage observé

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

FigureII.7:

L'instabilité de forme des sections doit être maîtrisée quant à localisation (on évitera les poteaux), mais elle est Recherchée en raison de la bonne ductilité du matériau.



FigureII.8: *Flambement sur structure légère.*





figureII.9 Plastification en pied de poteau

-Dommages aux éléments non stucturaux

- La consepction des ossatures métalliques est souvent « flexible », ce qui entraine des Dommages élevés aux éléments non stucturaux qui s'accomodent mal des Déformations sous séisme.
- Il est souhaitable de découpler élément rigides de manière à ce qu'ils Ne soient pas contraints par les déformations de la structure métallique.

II.10 Classification des zones sismique en Algérie selon le RPA 2003

D'après le Règlement Parasismique Algérien, l'Algérie est devisée en cinq (05) zones sismiques dont le degré de sismicité est croissant. (Tableau II.1) [RPA. 2003]

Zone sismique	Degré de la sismicité
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone IIa et IIb	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

Tableau II.1: Classification de zones sismiques en Algérie

Chapitre III

Calcul des efforts sismiques

III.1 Présentation de l'ouvrage

le projet intitulé "étude d'un bâtiment R+3 à usage d'habitation implanté en zone sismique III" est une structure en charpente métallique.

le terrain est plat avec une surface de **245.07m²**

Remarque :

C'est donné que j'ai choisi une structure déjà dimensionnée est cela pour faire une étude comparative de différents types de contreventement X et V.

III.2 Les données géométriques

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

- Longueur totale: 22.05m
- Largeur totale: 10.8m
- Hauteur totale = 13.65m + l'acrotère 0.6m = 14.25m
- Hauteur de RDC: $H_{\text{rdc}} = 3.45\text{m}$
- Hauteur de premier étage: $H^{1\text{er}} = 3.4\text{m}$
- Hauteur de deuxième étage: $H^{2\text{eme}} = 3.4\text{m}$
- Hauteur de troisième étage: $H^{3\text{eme}} = 3.4\text{m}$

III.3 Règlements utilisés

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

1. règlement Neige et vent « **RNV A 99** »
2. règlement parasismique algériennes « **RPA99 version 2003** »; pour l'étude sismique
3. béton armé aux états limites « **BAEL91** »
4. « **DTRB.C22** » charge permanentes et charge d'exploitation
5. règlement **Eurocode 3** «calcul des structures en acier »
6. règlement **Eurocode 8**

III.4 mode de construction

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants :

III.4.1 Acier de construction pour les éléments de structure:

On admet pour la nuance d'acier S275 qui a comme caractéristique:

Résistance limite d'élasticité	
Module d'élasticité longitudinal	$E=2.1 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$
Poids volumique	$P=7850 \text{ daN/m}^3$
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$
Module de cisaillement	$G=E/(2(1+\nu))=0.8 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$
Coefficient de poisson	$\nu=0.3$

Tableau III.1 différents caractéristiques d'acier E28

III.4.2 LE Béton armé:

A. le béton

le béton utilisé est dosé à **350kg/ m³**.

Caractéristiques du béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

La résistance à la compression à 28 jours : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle

de compression par la relation : **$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$**

Poids volumique: $p=2500 \text{ daN/mm}^2$

B. L'acier

pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres HA type 1 de nuance FeE40 dont la contrainte limite d'élasticité est $f_e=40 \text{ daN/mm}^2$ module d'élasticité longitudinal $E=2.1 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$

III.4.3 les contreventements

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

III.4.4 Les planchers

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

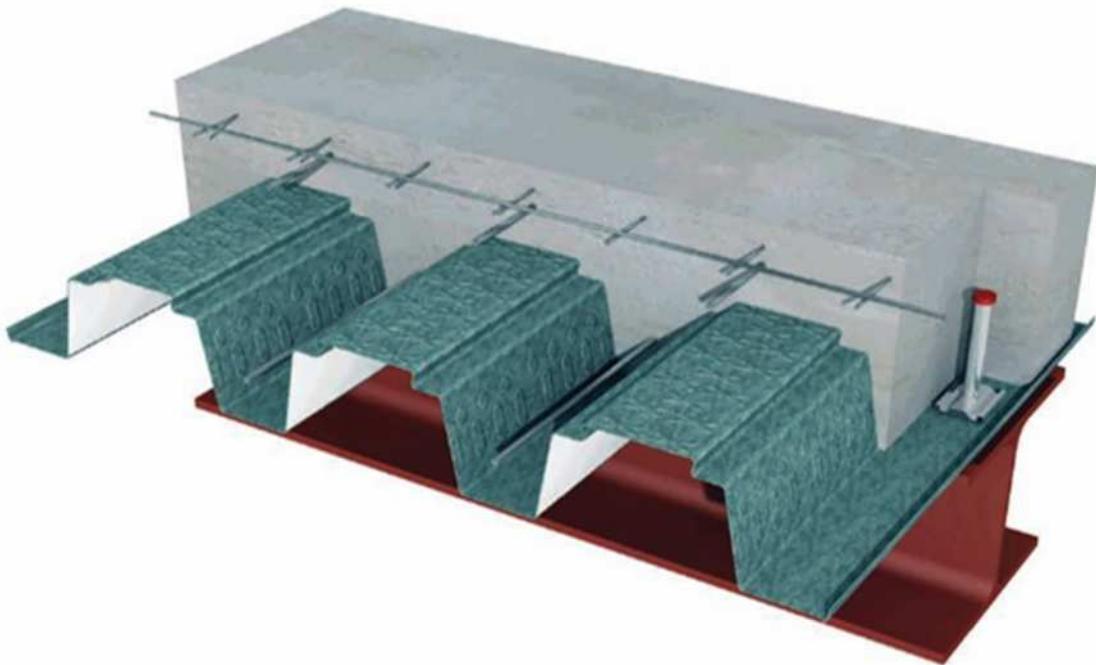


Figure III.1 planché collaborant

III.4.5 Les escaliers:

Le type d'escalier qui assure la liaison entre étage est composé de 2 volées avec (1) palie

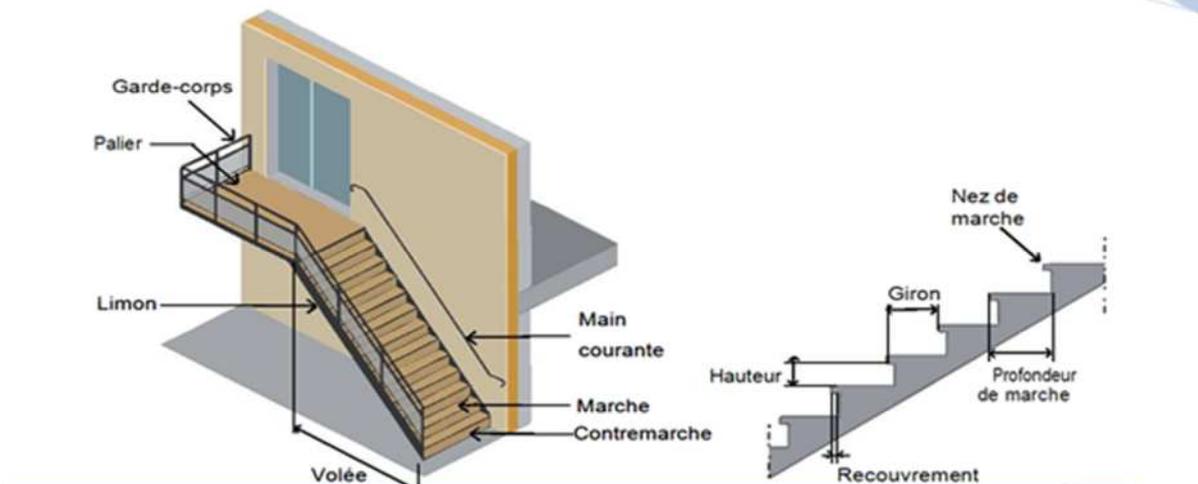


Figure III.2 escalier métallique rapporté

- Marche : surface horizontale sur laquelle on se déplace.
- Contremarche : paroi fermant le devant d'une marche.
- Limon : élément incliné support des marches.
- Palier : plateforme horizontale à l'extrémité du limon ou entre deux volées
- Volée : suite ininterrompue de marches entre deux paliers
- Garde-corps : ouvrage de protection formant une barrière destinée à protéger du risque de chute les personnes stationnant ou circulant à proximité de ce dernier, sans leur interdire le passage ou l'escalade forcée ou volontaire.
- Rampe : ouvrage de protection établi au bord des zones de circulation inclinées, ou à l'extrémité des marches d'escalier.
- Main courante : partie supérieure d'un garde-corps ou d'une rampe d'escalier destinée à être prise en main.

III.4.5.1 Types d'escaliers métalliques

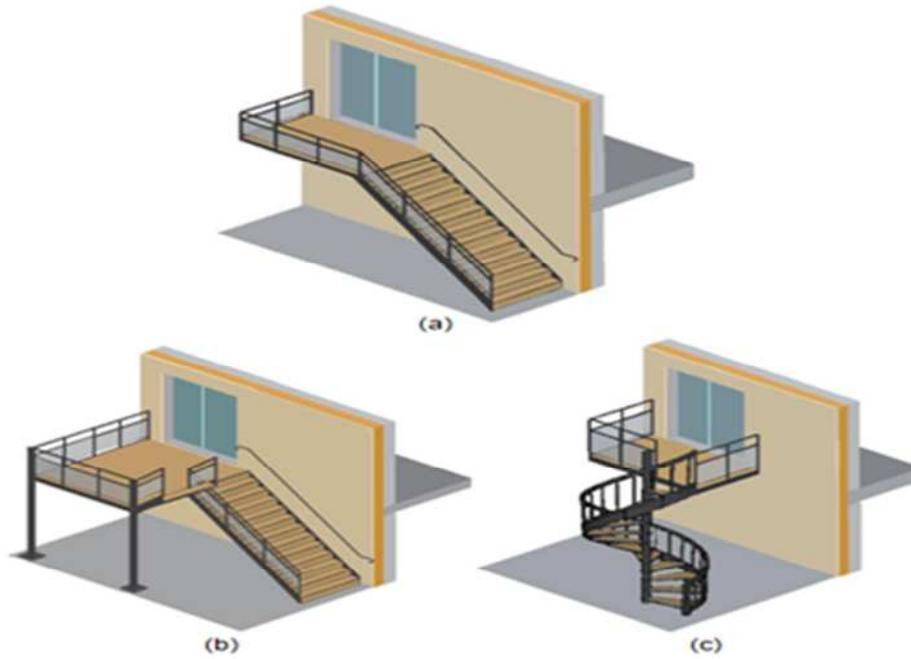


Figure III.3 types d'escaliers métalliques

- Classement selon la forme
 - a) Escaliers droits
 - b) Escaliers demi tournant
 - c) Escaliers hélicoïdaux

III.4.6 Les façades:

On opte aux briques creuses comme élément de remplissage.

Les cloisons sont en brique creuse de 10cm d'épaisseur pour la répartition et de 30cm pour les cloisons de périphérique.

III.5 Evaluation des charges

Introduction

pour concevoir et calculer une structure il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes:

- poids propre (structure porteuse et élément non porteurs)
- charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température)
- Action accidentelles (les séismes, les explosions.....)

III.5.1 charge permanentes :

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

III.5.1.1 Plancher courant:

Cloison de répartition ép=10cm.....	90kg/m ²
Revêtement(carrelage20x20) ép=2cm.....	40kg/m ²
Lit de sable ép=2cm	34kg/m ²
Mortier de pose (ép=2cm).....	40 kg/m ²
Faux plafond ép=2cm (10kg/ m ²).....	20 kg/m ²
Dalle collaborant en béton armé(0.08).....	200 kg/m ²
TN40(tôle d'acier Nervurée).....	10 kg/m ²

$$G_{pc}=434 \text{ kg/m}^2$$

III.5.1.2 Plancher terrasse (inaccessible)

protection par gravillon(ép=3cm).....	60 kg/m ²
Forme de pente béton (dalle flottante;ép=5cmx22)	110 kg/m ²
Blocs de liège (4cmx4 kg/m ²)	16 kg/m ²
Etanchéité multicouche ép =2cm.....	12 kg/m ²

Faux plafond (plancher de plâtre).....	40 kg/m ²
TN40(Tôle d'acier Nervurée).....	10 kg/m ²
Dalle collaborant en béton armé(0.08cm).....	200 kg/m ²

G_{pt}=448 kg/m²

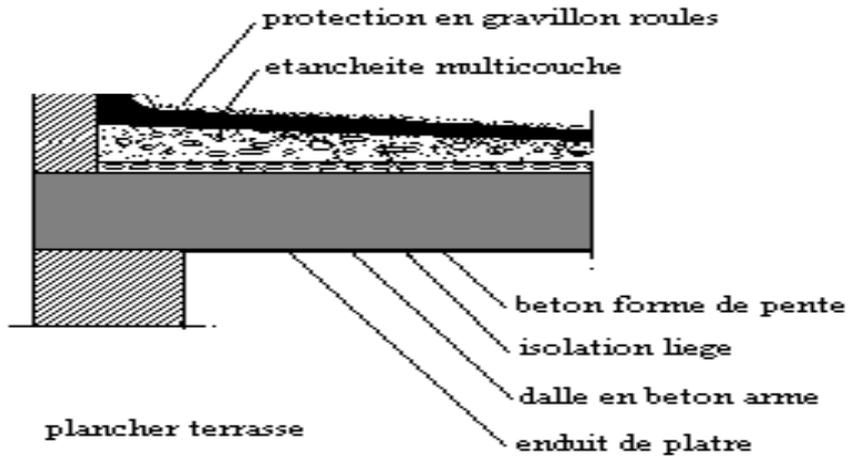


Figure III.4 planché terrasse

III.5.1.3 les façades:

Enduit plâtre.....	10kg/m ²
Enduit ciment.....	20 kg/m ²
brique creuse.....	90 kg/m ²

G_{faç}=120 kg/m²

III.5.1.4 Acrotère:

Enduit ciment sur le deux faces.....	40 kg/m ²
Acrotère (e=10cm),(suite de cloisons).....	90 kg/m ²

G_{acr}=130 kg/m²

III.5.1.5 Escalier

Tôle striée(e=5mm).....	45daN/m ²
Mortier de pose.....	40 daN/m ²
Revêtement carrelage.....	40 daN/m ²

G_{esc}=125 daN/m²

III.5.2 Charge variable

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

III.5.2.1 charge d'exploitations

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en

fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charge et surcharge).

plancher terrasse inaccessible	100 daN/m ²
plancher étage courant.....	150 daN/m ²
Escalier.....	250 daN/m ²

III.5.2.2 Charges climatiques

III.5.2.2.1 L'effet de Vent

▪ Introduction

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

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

Les actions du Vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.

- Le site d'implantation de la structure.
- La forme géométrique et les ouvertures qui sont continue par la

Structure les estimations de l'effet de Vent se feront on appliquant le Règlement Neige et Vent « **RNV 99** ».

III.5.2.2.2 Effet de la Neige

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

Le règlement RNVA 99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre structure se trouve à une altitude environ de 120 m.

III.6 Prédimensionnement des éléments

Après avoir choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solive) ainsi que les (poteaux centrales et de rives) on pré dimensionne chaque élément a partir de deux conditions :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.

III.6.1 Quelques notions relatives au règlement Eurocode03

Objectif

Le règlement Eurocode03 a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu.

III.6.1.1 Domaine d'application

Ce document contient des principes, des règlements et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci-dessus.

- Les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et les hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.
 - structures fabriquées à partir des produits de construction en acier laminés à chaud
- l'exception des nuances d'acier à haute résistance.

III.6.1.2 Classification des sections transversales selon l'Eurocode3

Pour les besoins de calcul l'Eurocode3 a proposé quatre (4) classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

a. Classe 1

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

b. Classe 2

Section transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

c. Classe 3

Section transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

d. Classe 4

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

$M_{pl,Rd}$: Moment à l'état plastique réduit.

$M_{el,Rd}$: Moment à l'état élastique réduit

Coefficient partiel de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

Section de classe (1,2,3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$

Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$

Section nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$

Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,10$

III.6.2 Pré dimensionnement des Solives

III.6.2.1 Définition

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent en flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7 \leq L \leq 1,50$$

(Chapitre 2.2) « LES CHARPENTES METALLIQUES »

par **E.GUSTIN** et **J.DIEHL** leur écartement varie de 0,70m à 1,50m, suivant la nature du support de plancher et la destination des locaux (bureaux ou habitation) .

On opte pour une distance de $L = 1,35\text{m}$

III.6.2.2 Prédimensionnement des Solives de plancher terrasse

▪ Les solives plancher terrasse : **IPE 140**

Caractéristique de poutrelle utilisée IPE 140

$h = 140 \text{ mm}$	$I_y = 541 \text{ cm}^4$
$b = 73 \text{ mm}$	$I_z = 449 \text{ cm}^4$
$A = 16,4 \text{ cm}^2$	$W_{pl-y} = 77,3 \text{ cm}^3$
$P = 12,9 \text{ Kg/m}$	$W_{pl-z} = 12,3 \text{ cm}^3$
$T_f = 6,9 \text{ mm}$	$i_y = 5,74 \text{ cm}$
	$i_z = 1,65 \text{ cm}$

III.6.2.3 Pré dimensionnement des Solives de plancher courant

Vue qu'il ont la même charge et les Solives des étages courants ont la même longueur

⇒ Donc on garde le prédimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure

(IPE 140).

III.6.3 Pré dimensionnement des Poutres



Figure III.5 exemple de poutres en acier IPE

II.6.3.1 Poutre principale de rive

- La poutre principale de rive : **IPE 240 Classe A**

Caractéristiques de IPE 240 Classe A

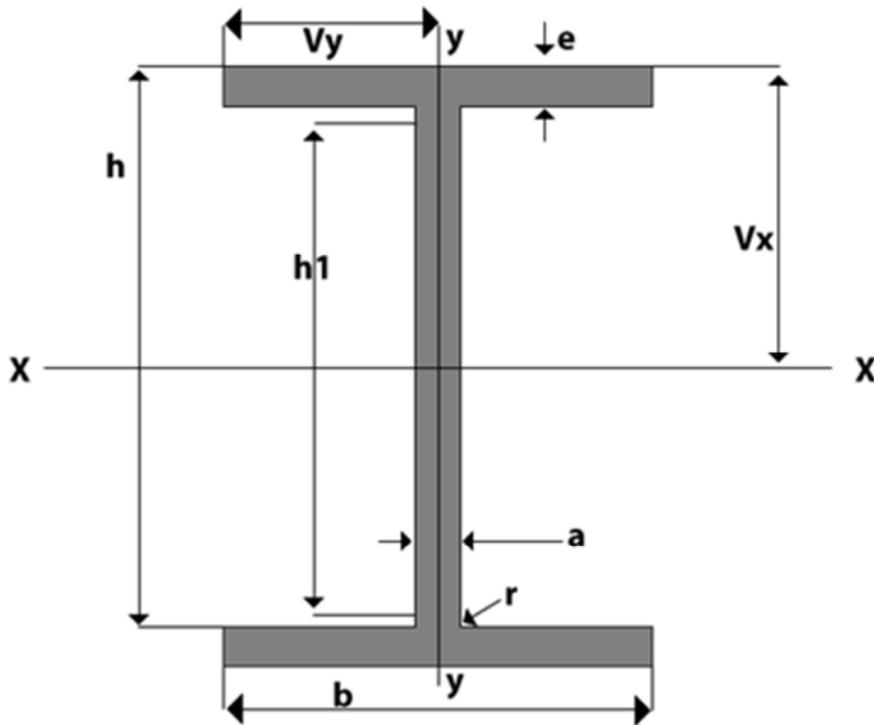


Figure III.6 profilé en IPE (dimensions)

$$h = 240 \text{ mm}$$

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4$$

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$I_z = 284 \text{ cm}^4$$

$$A = 39,1 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl-y} = 324 \text{ cm}^3$$

$$P = 30,7 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pl-z} = 47,3 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 9,8 \text{ mm}$$

$$i_y = 9,97 \text{ cm}$$

$$i_z = 2,69 \text{ cm}$$

III.6.3.2 La Poutre principale intermédiaire

▪ La poutre principale intermédiaire : **IPE 270** .

Elle est deux fois chargée car les Solives s'appuient sur chaque poutre de part et d'autre

Caractéristiques de IPE 270

$$h = 270 \text{ mm}$$

$$I_y = 5790 \text{ cm}^4$$

$$b = 135 \text{ mm}$$

$$I_z = 420 \text{ cm}^4$$

$$A = 45,9 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl-y} = 429 \text{ cm}^3$$

$$P = 36,1 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pl-z} = 62,2 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 10,2 \text{ mm}$$

$$i_y = 11,2 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,02 \text{ cm}$$

III.6.3.3 La Poutre pallié

- La poutre palière est de profilée : **IPE 160**

III.6.4 Pré dimensionnement des Poteaux

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



Figure III.7 exemple de poteaux en acier HEA dans hangar

III.6.4.1 Les poteaux Centrale

- Pour les poteaux Centrale on propose le profilé : **HEA 240 Classe A**

Caractéristiques de HEA 240 Classe A

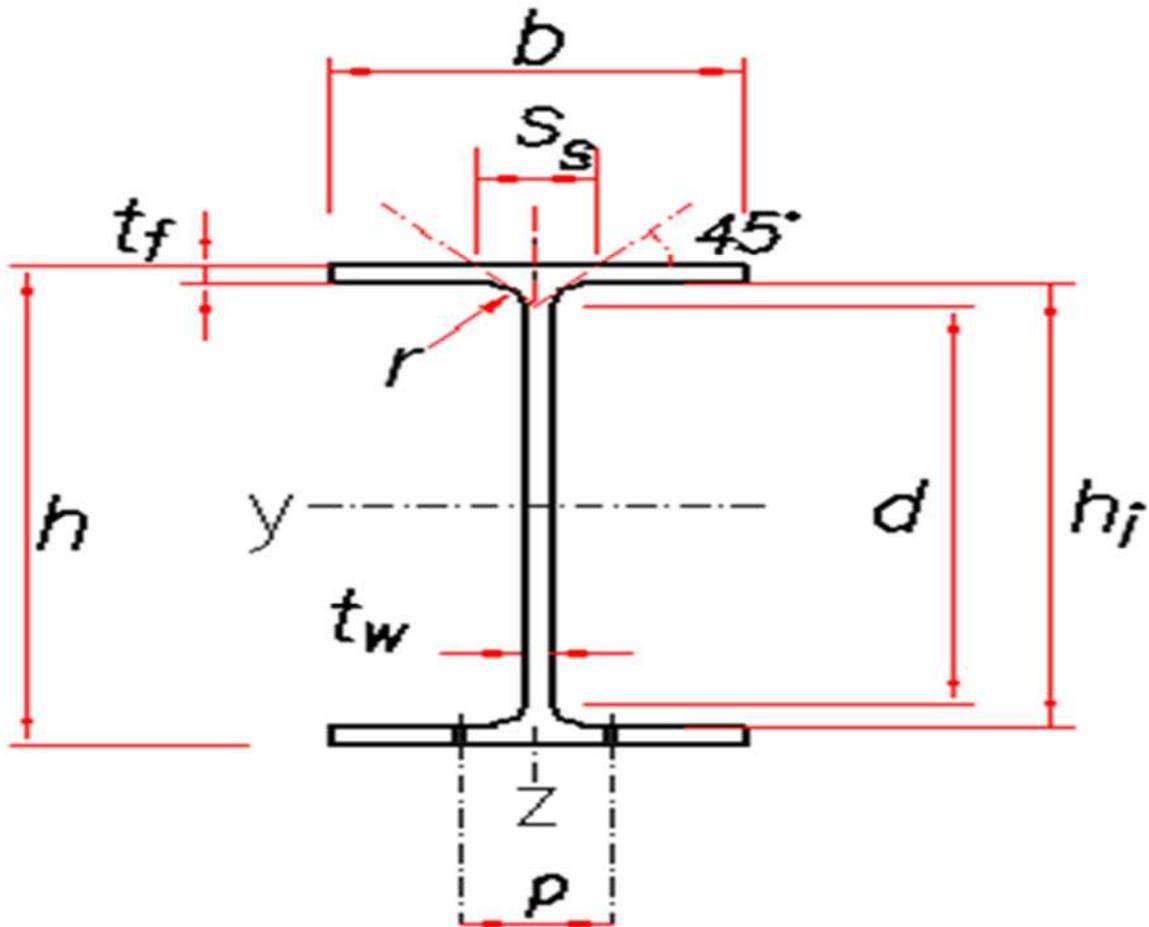


Figure III.8 profilé en HEA (dimensions)

$$h = 230 \text{ mm}$$

$$I_y = 7763 \text{ cm}^4$$

$$b = 240 \text{ mm}$$

$$I_z = 2769 \text{ cm}^4$$

$$A = 76,8 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl-y} = 675 \text{ cm}^3$$

$$P = 60,3 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pl-z} = 231 \text{ cm}^3$$

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

$$i_y = 10,1 \text{ cm}$$

$$i_z = 6,00 \text{ cm}$$

III.6.4.2 Les poteaux de rives

▪ Pour les poteaux de rive on propose le profile : **HEA220 Classe A** qui a les caractéristiques suivantes :

$$h = 210 \text{ mm}$$

$$I_y = 5410 \text{ cm}^4$$

$$b = 220 \text{ mm}$$

$$I_z = 1955 \text{ cm}^4$$

$$A = 64,3 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl-y} = 515 \text{ cm}^3$$

$$P = 50,5 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pl-z} = 178 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 11 \text{ mm}$$

$$i_y = 9,17 \text{ cm}$$

$$i_z = 5,51 \text{ cm}$$

Chapitre IV

Présentation, pré-dimension de l'ouvrage

IV.1 METHODES D'ANALYSE STRUCTURALE

Dans le calcul parasismique habituel des structures, on fait appel à diverses méthodes d'analyses qui, à savoir leurs utilité dans le règlement en vigueur, ont pour objet de calculer les contraintes imposées par l'action sismique.

Les contraintes et les déformations résultant du mouvement de sol peuvent être évaluées par différentes méthodes qui fournissent différents degrés d'exactitude. Les méthodes suivantes peuvent être adoptées :

- Analyse statique équivalente
- Analyse modale spectrale
- Analyse temporelle (généralement par accélérogramme)

Ces trois méthodes peuvent être utilisées pour une analyse linéaire, bien que l'analyse non linéaire est effectué généralement par les deux principales méthodes, à savoir statique non linéaire (Puchover) et dynamique non linéaire basé essentiellement sur des accélérogrammes sismiques réelles ou simulés, ainsi par un chargement cyclique adopté par les règlements ou par les laboratoires de recherches.

Dans notre cas en va ce concentré sur la méthode statique équivalente

IV.1.1 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

D'après RPA99/2003, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

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

La distribution verticale de la force sismique à la base V sur la hauteur de la structure est exprimée selon les formules suivantes :

$$V = Ft + \sum Fi$$

Pour tenir compte l'effet des modes supérieurs de vibration, la force concentrée au sommet F_t doit être déterminée par la formule :

$$F_t = \begin{cases} 0.07 TV & \text{avec } Ft < 0.25V \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ se} \end{cases}$$

La distribution de la force restante de V ($V - F_t$) est effectuée sur la hauteur de la structure par la formule :

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

On note que le calcul la force sismique V du Règlement RPA est inspiré du celui Américain UBC (Belazougui)

Le règlement Américain UBC considéré comme le premier règlement parasismique (fondé en 1927), la dernière version de ce code, UBC 97 (75ème édition) qui a été remplacé par IBC 2000, ce dernier est actualisé chaque trois années, d'où il existe IBC 2003, 2006 et 2009. UBC a exprimé l'effort sismique à la base avant 1958 par la formule suivante :

$$V = KCW$$

Avec

W= poids de la structure

K= coefficient du système structural

C= facteur d'amplification spectral donné en fonction de la période fondamentale de la structure T,

La formule 3.5 $C = \frac{0.05}{\sqrt{T}}$ à été modifié plusieurs fois, dont la version de l'UBC 1988 préconise de déterminer l'expression de l'effort à la base :

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W$$

Avec, C a incorporé le facteur de réponse de structure de sol S, et RW signifie le principe du facteur K (appelé cette fois, facteur de comportement). Calcul

IV.2 CONTREVENTEMENT EN (X)

IV.2.1 CALCUL DE V AVEC LES PALEES DE STABILITE (X)

La force sismique horizontale totale à la base de la structure V est exprimée selon le code RPA99/2003 par la formule suivante :

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

a) Calcul du poids total du bâtiment W_t

On note ici que le poids total W est calculé selon RPA par la formule :

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondérations

$$(\beta = 0.2) \text{ (pour batiment à usage d'habitation)}$$

$$W_t = W_{rdc} + W_{e1} + W_{e2} + W_{e3}$$

$$W_{rdc} = 184,4702 \text{ tf}$$

$$\text{On a : } W_{e1} = W_{e2} = 154,874 \text{ tf}$$

Et

$$W_{e3} = 135,9612 \text{ tf}$$

$$W_{\text{total}} = 630,179 \text{ tf}$$

$$W_t = 630,179 \text{ tf}$$

b) Calcul de A coefficient de zone sismique

groupe d'usage	zone sismique			
	I	II a	II b	III
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,1	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

TabIV.1 valeur de A selon RPA99 version 2003.

Donné par le tableau (III-1) dans le RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas

- Zone **III**
- Il s'agit d'un bâtiment a usage d'habitation : **groupe 2**

$$A=0,25$$

c) facteur d'amplification dynamique D

le facteur d'amplification dynamique moyen dépend du site , de la période du bâtiment , et de l'amortissement , il est donnée par

$$D = \begin{cases} 2.5 \square & \text{pour } 0 < T < T_2 \\ 2.5 \square \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour } T_2 \leq T < 3s \\ 2.5 \square \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour } T \geq 3s \end{cases}$$

- La période caractéristique du site T2 est donnée par le tableau suivant

Site	s1	s2	s3	s4
T2	0,3	0,4	0,5	0,7

TabIV.2 valeur de T2 selon le site RPA99 version2003.

On a le site est S3

Donc T₂ = 0.5

- Calcul de T la période

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = CT * h(H)^{3/4}$$

Avec :

H : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N

CT : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Cas n°	Système de contreventement	Ct
1	Portiques autostables en BA sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en Acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en BA ou en avec remplissage en maçonnerie	0,05
4	CV assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA , palées ou murs	0,05

TableauIV.3 valeur de Ct selon RPA99 version2003.

Donc T = 0.05 * (13,65)^{3/4}

$$T = \mathbf{0,355 \text{ s}}$$

Avec 0 < T < T₂ avec 0 < 0.355 < 0.05

Donc D = 2.5 □

- Facteur de correction de l'amortissement critique

$$\square = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \text{avec } \xi=5 \text{ donc (Portique en acier avec remplissage dense)}$$

$$\square = 1$$

$$D = 2.5 * 1 = 2.5$$

$$\text{donc } D = 2.5$$

$$\mathbf{D = 2.5}$$

d) FACTEUR DE QUALITE Q

Le facteur de qualité est fonction de :

1. La redondance et la géométrie des éléments structuraux
2. La régularité en plan et en élévation
3. La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} Pq$$

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

TabIV.4 Valeur des pénalités(Pq) selon le site RPA99 version2003

Donc $Q=1+(0+0.05+0+0+0+1)$

$Q = 1.15$

Q = 1.15

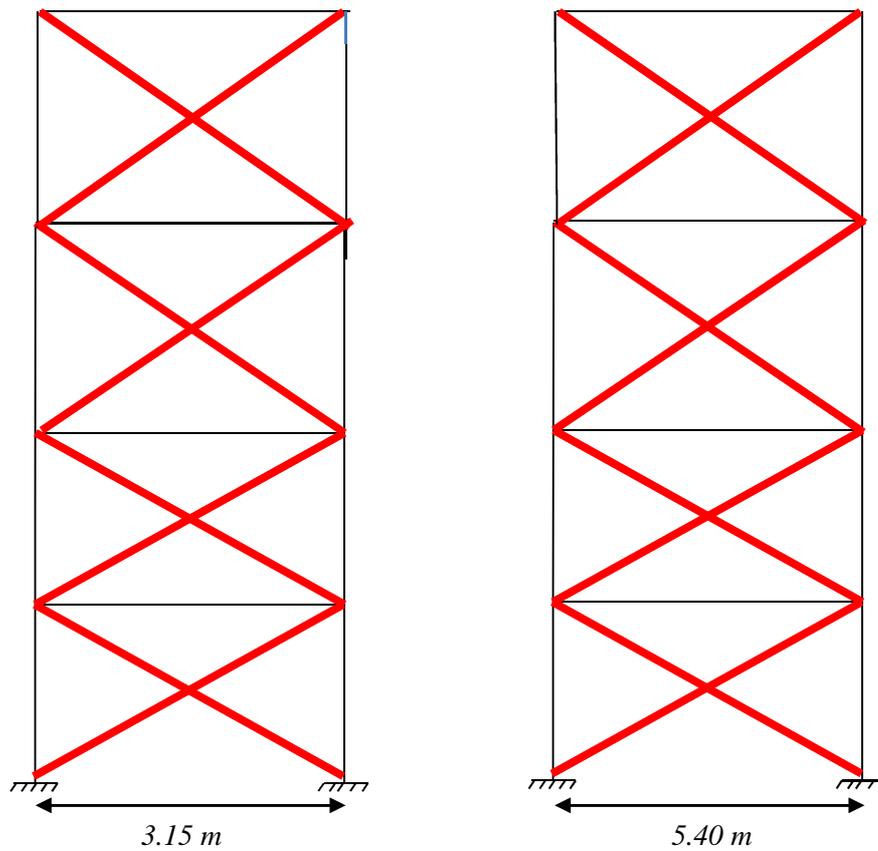
• **Facteur de comportement R**

Le RPA99 donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure. La valeur du coefficient est donné suivant le système de contreventement. On note que ce règlement ne traite pas les ossatures avec triangulations à barres excentrées

Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles	6
Portiques autostables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portique/palées triangulées en X	5
Mixte portique/palées triangulées en V	4
Portique en console verticale	2

TabIV.5 Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003

- Pour les deux sens transversal (Y) et longitudinal (X) la structure est contreventée par palées triangulées en X **R = 4**
- Pour les deux sens transversal (Y) et longitudinal (X) la structure est contreventée par palées triangulées en Y **R = 3**



FigIV.1 portiques contreventé en X dans le sens longitudinal et transversal

Dans notre cas le contreventement est assurée par palées triangulées en X dans les deux sens (transversal, longitudinal)

Donc $R=4$

R = 4

On a
$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Avec

$$A = 0.25$$

$$D = 2.5$$

$$Q = 1.15$$

$$R = 4$$

$$W = 630.179 \text{ tf}$$

$$V = \frac{0.25 * 2.5 * 1.15}{4} * 630.179$$

$$V = 113.23 \text{ tf}$$

IV.2.2 DISTRIBUTION DES FORCES SUR CHAQUE NIVEAU

V est distribué à chaque niveau par :

$$F_k = \frac{(v - f_t) W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

· F_t : Force horizontale appliquée au niveau (n)

· W_n : Masse au niveau (n)

· h_n : Hauteur du niveau (n)

· i : variant de 1 à n

$$f_t = 0 \quad \text{si} \quad T \leq 7s$$

$$f_t = \frac{7}{100} TV \quad \text{si} \quad T > 7s$$

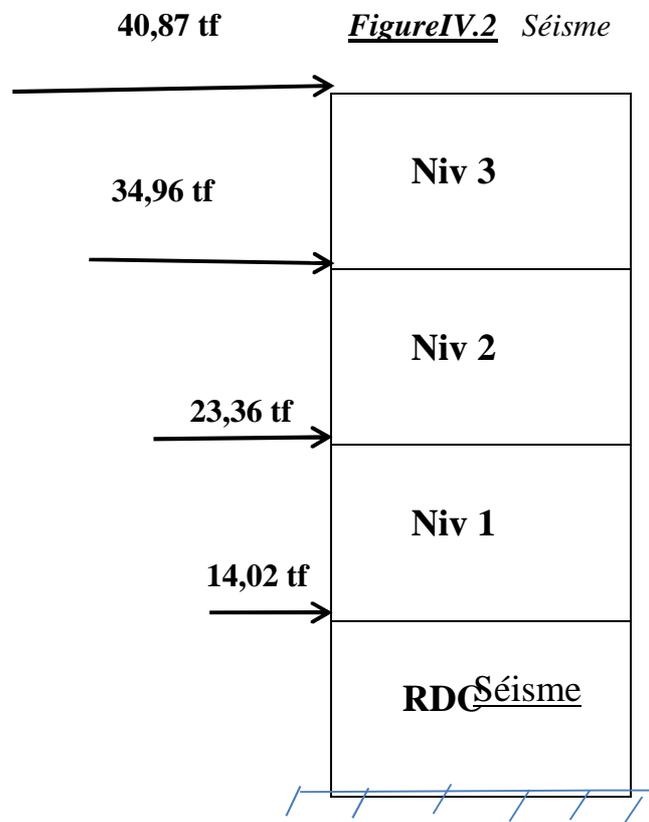
on

$$T = 0.355 < 7s \text{ donc } F_t = 0$$

Les résultats sont donnés pour les deux sens (X) et (Y) dans le tableau suivant

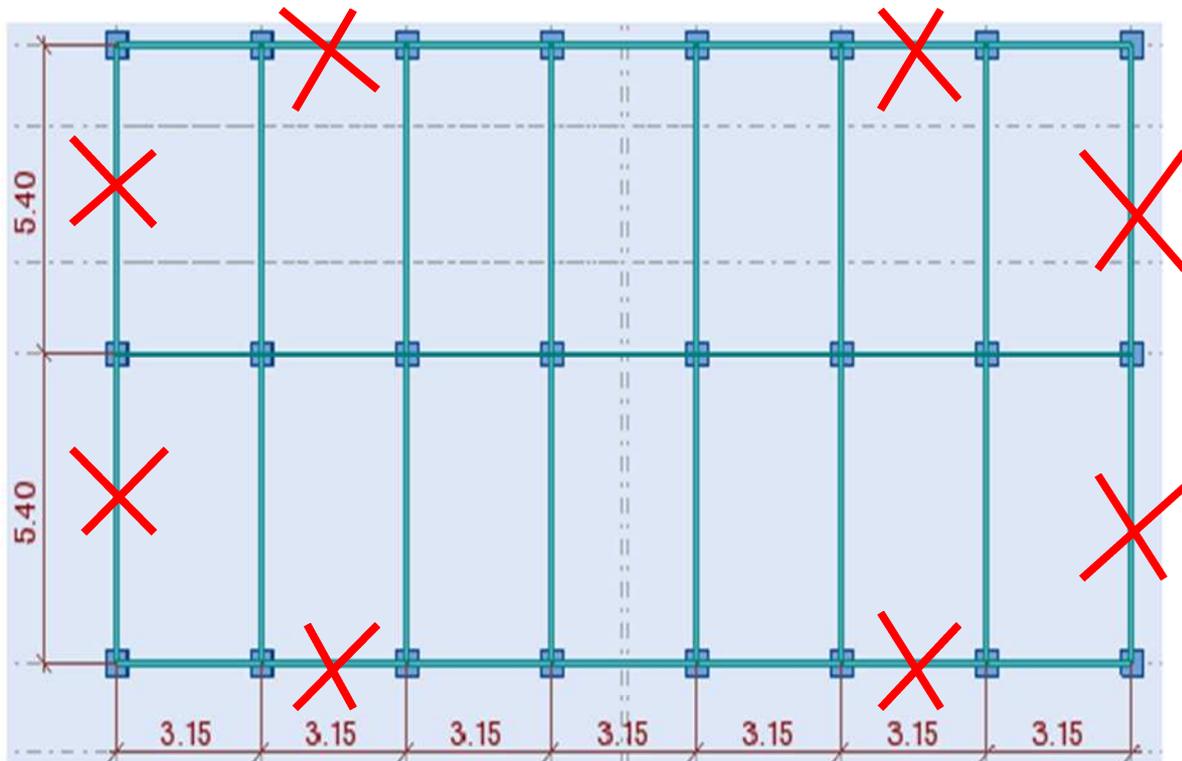
Niveau	W_i (tf)	h_i (m)	$W_i * h_i$	V_x (tf)	F_i (tf)
RDC	184,470	3,45	636,42	113,23	14,02
Niv 1	154,87	6,85	1060,85		23,36
Niv 2	154,87	10,25	1587,46		34,96
Niv 3	135,96	13,65	1855,86		40,87
	$\sum W_j h_j$		5140,6		

$$F_k = \frac{(V)W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$



IV.2.3 DISTRIBUTION DES FORCES SUR LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

Il y'a (4) palées de stabilité en (X) dans chaque sens identique donc on a
 $F_{stab\ i} = F_i/4$



FigureIV.3 structure avec contreventement en X

$$F_{stab\ rdc} = F_{rdc}/4 = 14,02 / 4 = 3,50\ tf$$

$$F_{stab\ rdc} = 3,50\ tf$$

$$F_{stab\ 1} = F_1/4 = 23,36/4 = 5,84\ tf$$

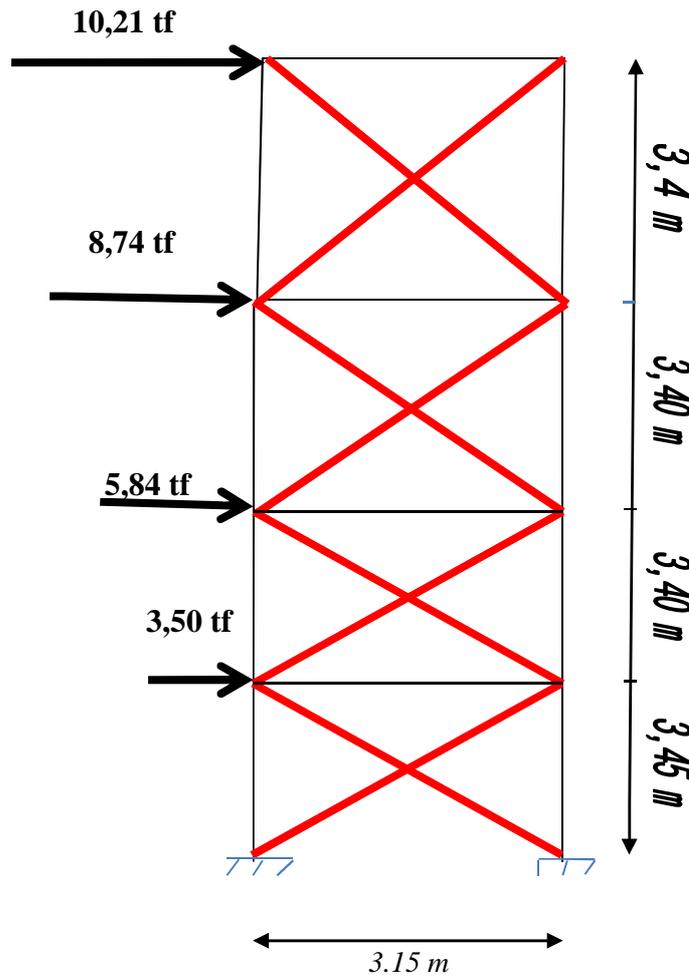
$$F_{stab\ 1} = 5,84\ tf$$

$$F_{stab\ 2} = F_2/4 = 34,96/4 = 8,74$$

$$F_{stab\ 2} = 8,74\ tf$$

$$F_{stab\ 3} = F_{3/4} = 40,87/4 = 10,21\ \text{tf}$$

$$F_{stab\ 3} = 10,21\ \text{tf}$$



FigIV.4 les forces reprises par portique dans le sens longitudinal (X)

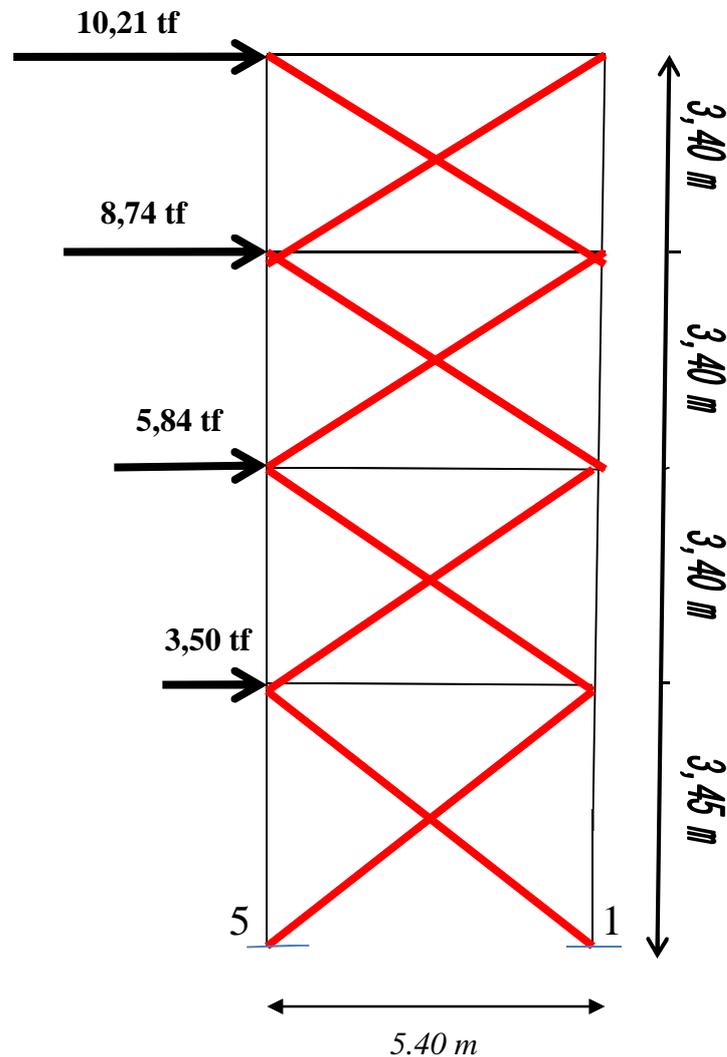


Fig IV.5 les forces reprises par portique dans le sens transversal (Y)

IV.2.4 Calcul des sections des diagonales

l'ore de calcul manuel en commence par ignoré les barres comprimé (théoriquement)

car en réalité le séisme peut changer de direction

Pour le calcul des sections des diagonales on opte pour un logiciel de calcul **ROBOT**

➤ Sens longitudinale

•La section pour le RDC (h=3.45m)

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 100*100*12 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=22.71 \text{ cm}^2$

• **La section pour 1^{er} étage (h=6.85m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 120*120*9 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=20.94 \text{ cm}^2$

• **La section pour 2^{ème} étage (h=10.25m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 120*120*8 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=18.74 \text{ cm}^2$

• **La section pour 3^{ème} étage (h=13.65m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 100*100*8 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=15.51 \text{ cm}^2$

➤ **Sens transversale**

• **La section pour le RDC (h=3.45m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 120*120*12 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=27.54 \text{ cm}^2$

• **La section pour 1^{er} étage (h=6.85m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 120*120*10 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=23.18 \text{ cm}^2$

• **La section pour 2^{ème} étage (h=10.25m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 120*120*8 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=18.74 \text{ cm}^2$

• **La section pour 3^{ème} étage (h=13.65m)**

le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 100*100*8 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=15.51 \text{ cm}^2$

Les sections des poteaux et poutre pour le portique avec contreventement en X

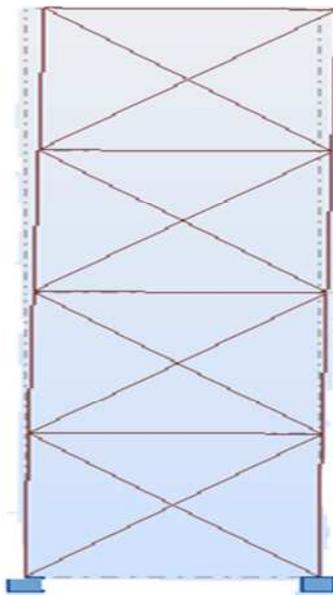
- **Sens longitudinale**
 - poutre IPE140
 - poteau HEA 240
- **Sens transversale**
 - poutre IPE 240
 - poteau HEA 220

Les sections des poteaux et poutre pour le portique sans le contreventement en X

- **Sens longitudinale**
 - poutre IPE 360
 - poteau HEA 260
- **Sens transversale**
 - poutre IPE 330
 - poteau HEA 240

IV.2.5 Déplacement latérale des portiques

- **Avec le contreventement**



FigIV.6 déplacement latéral avec contreventement

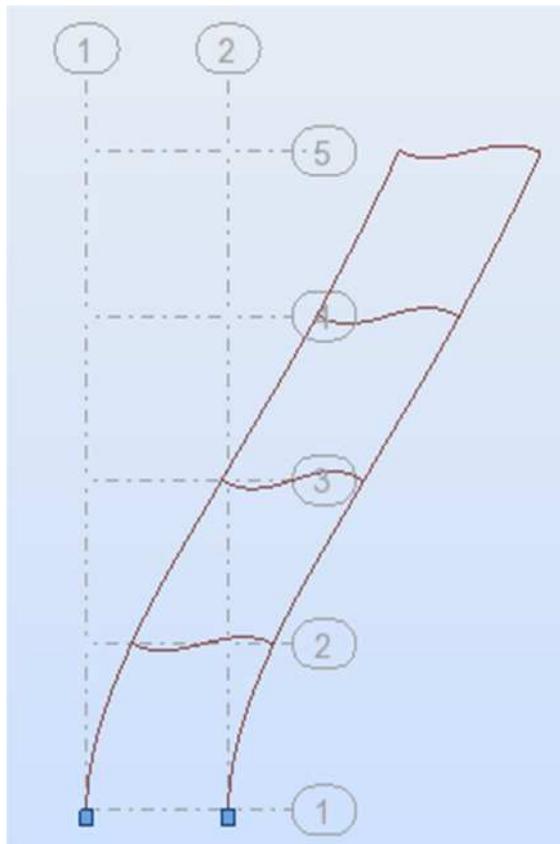
Tableau des résultats des déplacements selon (**robot**) :

Noeud/Cas		UX [cm]
1/	1	0,0
2/	1	0,5
3/	1	0,0
4/	1	0,5
5/	1	1,2
6/	1	1,2
7/	1	2,0
8/	1	2,0
9/	1	2,8
10/	1	2,8

TablIV.6 Valeur du déplacement

Dép max = 2,8 cm

- sans contreventement



figIV.7 déplacement latérale sans contreventement

Tableau des résultats des déplacements selon (**reboot**) :

Noeud/Cas		UX [cm]
1/	1	0,0
2/	1	16,8
3/	1	0,0
4/	1	16,8
5/	1	50,4
6/	1	50,3
7/	1	85,8
8/	1	85,7
9/	1	116,1
10/	1	116,0

TablIV.7 Valeur du déplacement

Dép max = 116,0 cm

IV.3 CONTREVENTEMENT EN (V)

IV.3.1 CALCUL DE V AVEC LES PALEES DE STABILITE (V)

La force sismique horizontale totale à la base de la structure V est exprimée selon le code RPA99/2003 par la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

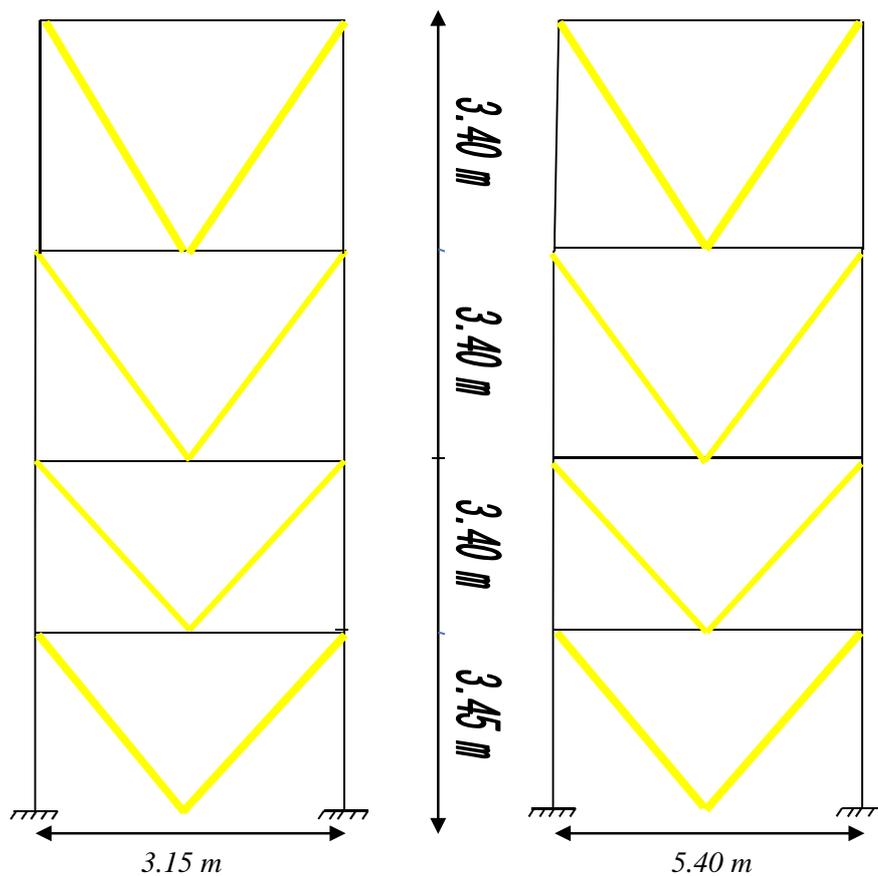
Les valeurs de A , D , Q et W_t ne changent pas seule la valeur de R qui change comme suite

- **Facteur de comportement R**

La valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement. Donnée par RPA99 2003

Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles	6
Portiques autostables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portique/palées triangulées en X	5
Mixte portique/palées triangulées en V	4
Portique en console verticale	2

TabIV.8 Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003



FigIV.8 portiques contreventé en V dans le sens longitudinal et transversal

Dans notre cas le contreventement est assurée par palées triangulées en V dans les deux sens (transversal, longitudinal)

Donc $R = 3$

$$\mathbf{R = 3}$$

On a
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec

$$\mathbf{A = 0.25}$$

$$\mathbf{D = 2.5}$$

$$Q = 1.15$$

$$R = 3$$

$$W = 630.179 \text{ tf}$$

$$V = \frac{0.25 * 2.5 * 1.15}{3} * 630.179$$

$$V = 150.98 \text{ tf}$$

IV.3.2 DISTRIBUTION DES FORCES SUR CHAQUE NIVEAU

V est distribué à chaque niveau par :

$$F_k = \frac{(v - f_t) W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

· F_t : Force horizontale appliquée au niveau (n)

· W_n : Masse au niveau (n)

· h_n : Hauteur du niveau (n)

· i : variant de 1 à n

$$f_t = 0 \quad \text{si} \quad T \leq 7s$$

$$f_t = \frac{7}{100} TV \quad \text{si} \quad T > 7s$$

on

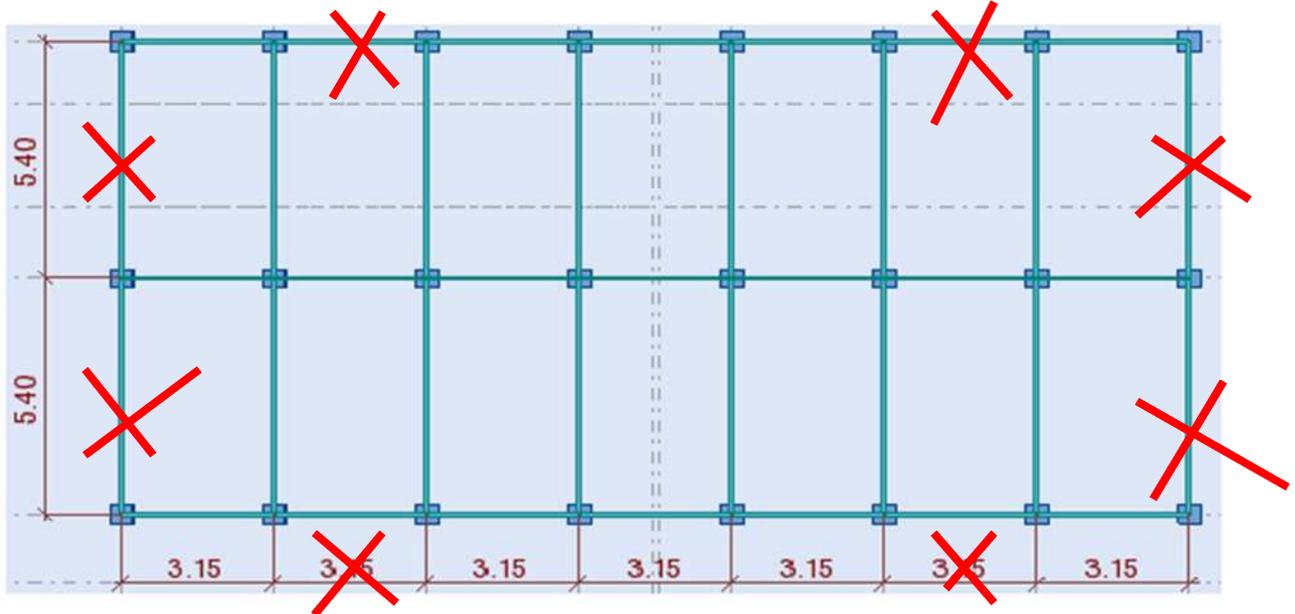
$$T = 0.355 < 7s \text{ donc } f_t = 0$$

$$F_k = \frac{(v) W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

IV.3.3 DISTRIBUTION DES FORCES SUR LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

Il y'a (4) palées de stabilité en (V) dans chaque sens identique donc on a

$$F_{stab\ i} = F_i/4$$



FIGIV.9 La structure contreventée en (V)

Les résultats sont donnés pour les deux sens (X) et (Y) dans le tableau suivant :

Niveau	W_i (tf)	h_i (m)	$W_i * h_i$	V_X (tf)	F_i (tf)
RDC	184,470	3,45	636,42	150,98	18,69
Niv 1	154,87	6,85	1060,85		31,15
Niv 2	154,87	10,25	1587,46		46,62
Niv 3	135,96	13,65	1855,86		54,50
		$\sum W_j h_j$	5140,6		

$$F_{\text{stab rdc}} = F_{\text{rdc}}/4 = 18,69 / 4 = 4,67 \text{ tf}$$

$$F_{\text{stab rdc}} = 4,67 \text{ tf}$$

$$F_{\text{stab 1}} = F_1/4 = 31,15/4 = 7,78 \text{ tf}$$

$$F_{\text{stab 1}} = 7,78 \text{ tf}$$

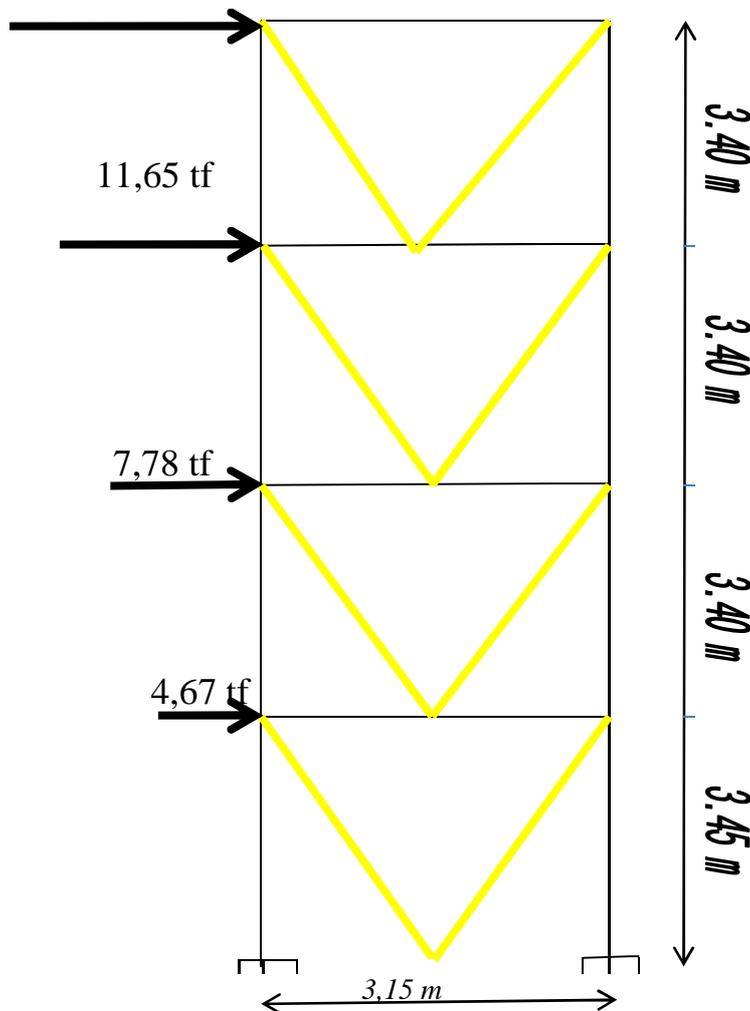
$$F_{\text{stab 2}} = F_2/4 = 46,62/4 = 11,65 \text{ tf}$$

$$F_{\text{stab 2}} = 11,65 \text{ tf}$$

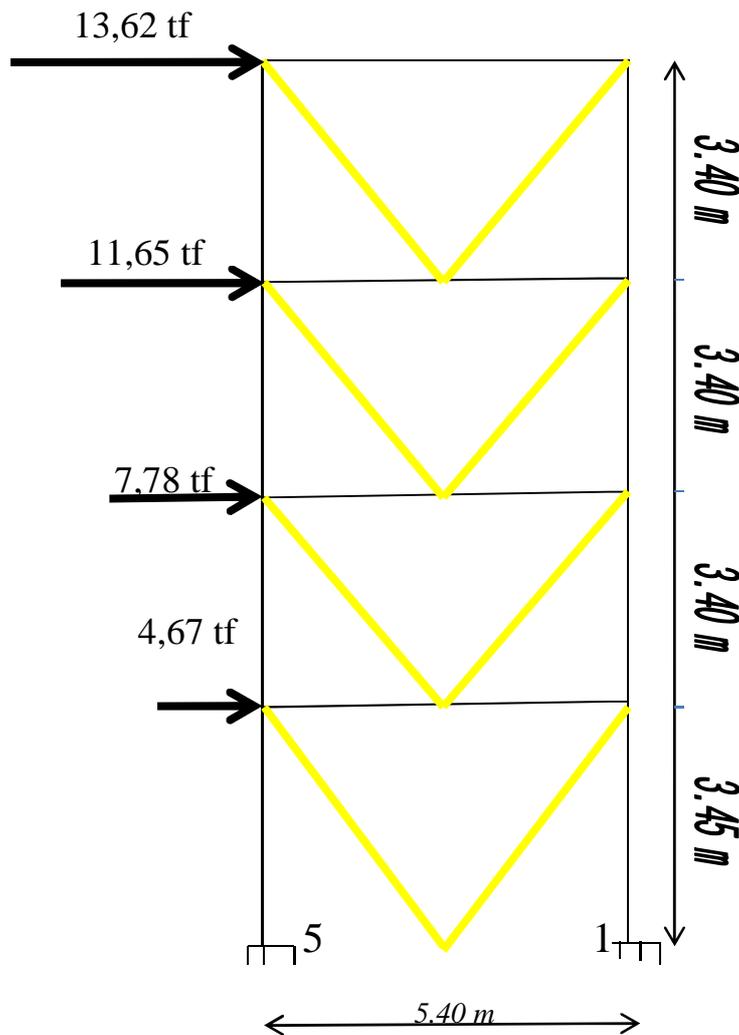
$$F_{\text{stab 3}} = F_3/4 = 54,50/4 = 13,62 \text{ tf}$$

$$F_{\text{stab 3}} = 13,62 \text{ tf}$$

13,62 tf



FigIV.10 les forces reprisent par portique dans le sen longitudinal (X)



FigIV.11 les forces reprisent par portique dans le sens transversal (Y)

IV.3.4 Calcul des sections des diagonales

L'ore de calcul manuel en commence par ignoré les barres comprimé (théoriquement) car en réalité le séisme peut changer de direction

Pour le calcul des sections des diagonales on opte pour un logiciel de calcul **ROBOT**

➤ Sens transversal

•La section pour le RDC (h=3.45m)

Le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 150*150*14 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=40.31 \text{ cm}^2$

•La section pour 1^{er} étage (h=6.85m)

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 120*120*15 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=33.93 \text{ cm}^2$

• **La section pour 2^{ème} étage (h=10.25m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 120*120*10 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=23.18 \text{ cm}^2$

• **La section pour 3^{ème} étage (h=13.65m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 100*100*10 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=19.15 \text{ cm}^2$

➤ **Sens longitudinal**

• **La section pour le RDC (h=3.45m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 120*120*12 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=31.82 \text{ cm}^2$

• **La section pour 1^{er} étage (h=6.85m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 120*120*10 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=27.54 \text{ cm}^2$

• **La section pour 2^{ème} étage (h=10.25m)**

Le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 120*120*8 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=22.71 \text{ cm}^2$

• **La section pour 3^{ème} étage (h=13.65m)**

le logiciel de calcul ROBOT nous propose la cornière suivante L 100*100*8 comme cornière minimal pour assurer la stabilité de la structure avec $A=15.52 \text{ cm}^2$

➡ **Les sections des poteaux et poutre pour le portique avec contreventement en V**

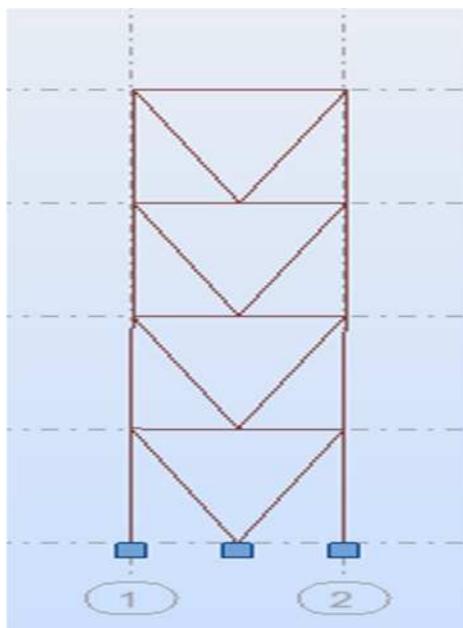
- **Sens longitudinale**
 - poutre IPE 160
 - poteau HEA 220
- **Sens transversale**
 - poutre IPE 240
 - poteau HEA 220

➔ Les sections des poteaux et poutre pour le portique sans le contreventement en V

- **Sens longitudinale**
 - poutre IPE 400
 - poteau HEA 280
- **Sens transversale**
 - poutre IPE 360
 - poteau HEA 280

IV.3.5 Déplacement latérale des portiques

- Avec le contreventement



FigIV.12 déplacement latéral avec contreventement

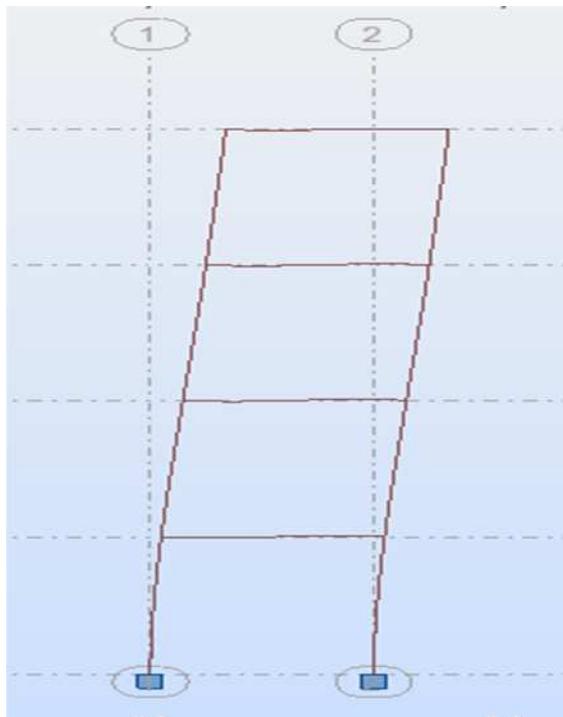
Tableau des résultats des déplacements selon (**robot**) :

Noeud/Cas		UX [cm]
1/	1	0,0
2/	1	1,0
3/	1	2,4
4/	1	4,0
5/	1	5,5
6/	1	0,0
7/	1	1,0
8/	1	2,4
9/	1	4,1
10/	1	5,6
11/	1	4,1
12/	1	2,5
13/	1	1,0
14/	1	0,0

TablIV.9 résultats des déplacements

Dép max = 5,6 cm

- sans contreventement



figIV.13 déplacement latérale sans contreventement

Tableau des résultats des déplacements selon (**reboot**) :

Noeud/Cas		UX [cm]
1/	1	0,0
2/	1	22,4
3/	1	67,1
4/	1	114,3
5/	1	154,7
6/	1	0,0
7/	1	22,4
8/	1	67,1
9/	1	114,3
10/	1	154,7

Dép max = 154,7 cm

Chapitre V

Récolte des résultats

V.1 RECOLTE DES RESULTATS

V.1.1 les forces reprisent par niveau (pour chaque type de contreventement)

Voilà en résumé les différentes valeur de la force F distribuer sur chaque niveau , chaque portiques, et cela pour chaque type de contreventement en X , V sur un schéma du portique représentatif et cela dans des deux sens (longitudinal , transversal) .

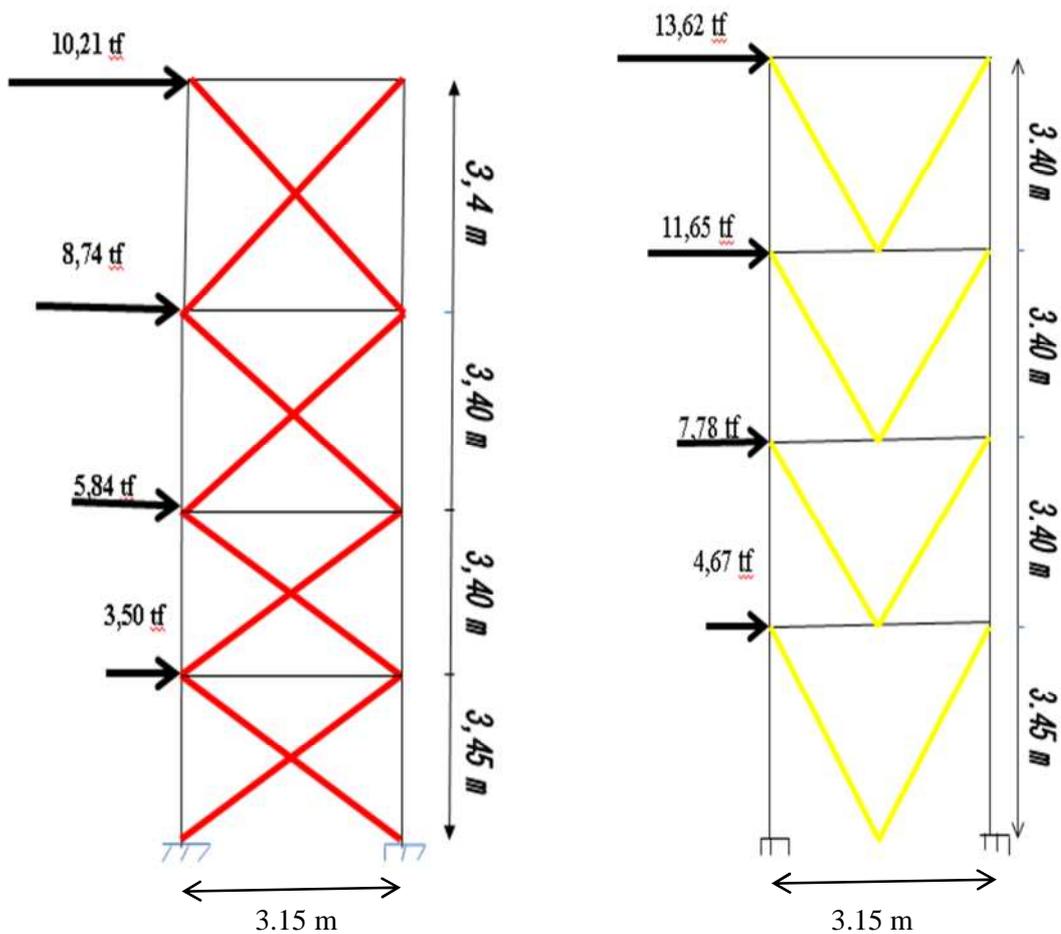


Fig v.1 les forces reprisent par portique dans le sens longitudinal

V.1.2 sections des diagonal sens longitudinal portique de 3.15 m

Les sections calculer pour les corniers pour assurer le contreventement en **X** qui différent bien entendu selon les efforts repris sont les suivante :

On prend en considération les résultats trouvé avec le logiciel de calcul ROBOT

Pour : $A3 = 15.51 \text{ cm}^2$

$$A2 = 18.74 \text{ cm}^2$$

$$A1 = 20.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ardc} = 22.71 \text{ cm}^2$$

Les sections calculer pour les corniers pour assurer le contreventement en **V** qui différent bien entendu selon les efforts repris sont les suivante :

Pour : $A3 = 15.52 \text{ cm}^2$

$$A2 = 22.71 \text{ cm}^2$$

$$A1 = 27.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ardc} = 31.82 \text{ cm}^2$$

V.1.3 sections des diagonal sens transversal portique de 5.40 m

Les sections calculer pour les corniers pour assurer le contreventement en **X** qui différent bien entendu selon les efforts repris sont les suivante :

On prend en considération les résultats trouvé avec le logiciel de calcul ROBOT

Pour : $A3 = 15.51 \text{ cm}^2$

$$A2 = 18.74 \text{ cm}^2$$

$$A1 = 23.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ardc} = 27.54 \text{ cm}^2$$

Les sections calculer pour les corniers pour assurer le contreventement en **V** qui différent bien entendu selon les efforts repris sont les suivante :

Pour : $A3 = 19.15 \text{ cm}^2$
 $A2 = 23.18 \text{ cm}^2$
 $A1 = 33.93 \text{ cm}^2$
 Ardc = 40.31 cm^2

V.2. TABLEAUX RECAPITULATIF DES RESULTATS (selon robot)

V.2.1 selon les sections des cornières

	type de contreventement	
	en X	en V
total des sections des barres	651.48cm ²	856.64 cm ²

Tab V.1 comparaison selon le total de section de chaque type de contreventement

On remarque que la plus importante en terme de section et bien entendu celle du **PORTIQUE CONTREVENTE EN V** avec **856.64 cm²** par rapport aux sections du **PORTIQUE CONTREVENTE EN X** et moins élevé avec **651.48 cm²**.

V.2.2 selon le poids total

Type de contreventement	en X	en V
total du poids des barres	2324,62 Kg	1293,46 Kg

TabV.2 comparaison selon le total des poids de chaque type de contreventement

Le contreventement en X reste beaucoup plus lourd vue que les sections des cornières ont un poids plus important que le contreventement en V.

V.2.3 selon le prix

	type de contreventement	
	en X	en V
total des couts	325446,8 DA	181084,45 DA

TabIV.3 Comparaison des résultats selon le prix

Comme donnée nous avons :

- Profilé en acier des série IPN, IPE,HEB,HEA,HEM,UPN,L et FER PLAT coute 140 DA/kg (source :www.algerie.prix-construction.info)

V.3 Déplacement latéraux des portiques avec et sans contreventement XetV

V.3.1 Selon les déplacements des portiques

Type de contreventement	X	V
Déplacement des portiques Sans c.v (cm)	116,0	154,7
Déplacement des portiques Avec c.v (cm)	2,8	5,6

TabV.4 comparaison selon le déplacement de chaque type de contreventement

- On remarque que le déplacement latéral des portiques sans contreventement X et V est plus défavorable par rapport aux déplacements du portique avec contreventement X et V.
- On remarque aussi que le déplacement du portique contreventé en V avec et sans contreventement est plus défavorable par rapport aux portiques contreventées en X.

Conclusion générale

Conclusion générale

La construction métallique a connu ces dernières années un essor important puisqu'elle a montré qu'elle peut être économique à souhait et présente un certain nombre d'avantages indéniables par rapport aux constructions classiques.

Pendant notre étude nous étions confronté a des difficultés qui nous ont amené a documenter est a étudier la méthode statique équivalente.

On procédons a la comparaison des (02) types de contreventement qui sont prévues par le règlement algérien et a la lumière des résultats obtenus, on peut tirer les conclusion suivantess

- Le contreventement par palées de stabilité triangulées centré en V il est palus économique par rapport au contreventement en X.

- Entre les deux types de contreventement V et X c'est le V qui est légèrement moins chère que le contreventement X mais cela en théorie. Mais en pratique en préfère les cornières placées en X.

- Le déplacement des palées contreventées en en V est plus défavorable par rapport aux palées contreventées en X , car V est plus léger par rapport à X.

Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus pondèrent est le facteur expérience qui est vraiment indispensable.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisante, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace a décider et résoudre les différents problèmes rencontrer au cours d'une étude et réalisation d'un projet.

Bibliographie

Bibliographie

Règlements :

**RPA99 v2003,
EUROCODE 3
EUROCODE 8**

Ouvrage :

- [1] Construction parasismique en acier.....**PATRICIA BALANDIER**
- [2] Institut Hemme Gramme**JACQUES DEHARD**
- [3] Conceptions des assemblages en acier.....**SCIA GROUP NV 2008**
- [4] Construire avec des profils creux en acier**Y. KUROBANE, J.A.PACKER**
- [5] Etude de l'évolution des paramètres dynamiques des sols à partir d'essais géophysiques.....**LILA SACI**
- [6] Le séisme et les constructions en métal et en bois.....**Mme PATRICIA BALANDIER**
- [7] Construction parasismique (Euro code 08)**PHILIPPE BISH**
- [8] Etude de la performance sismiques des structures métalliques.....**M^F LAOUDJ SID. ALI**
- [9] Parasismique**MILAN ZACEK**
- [10] Cour et T.D des années de spécialité**M^F DAHMANI et HARMIM**
- [11] Etude d'un bâtiment (R+3) en charpente métallique à usage d'habitation en zone sismique III.....**M^F MOSTEFAI KAMAL**