

République Algérienne Démocratique et Populaire

---

*UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU*

**FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION**

*Département de Génie Civil*

*Thèse de Doctorat*

de Mr **MECHICHE Mohamed Oussalem**

*Thème*

**Evaluation du facteur de comportement global. Relation entre ce facteur et la ductilité locale requise. Cas des structures en acier en contreventements centre et excentre**

Soutenu devant le Jury

Mr <b>BOUAFIA</b> Youcef	Professeur	FGC /UMMTO	Président
Mr <b>BOUHERAOUA</b> Ali	Maitre de conférences A	FGC /UMMTO	Rapporteur
Mr <b>ALLICHE</b> Abdenour	Maître de conférences U.P.M.C. Paris VI		Examineur
Mr <b>BOUKHALED</b> Ahmed	Maitre de conférences A	FGC /USTHB	Examineur
Mr <b>HAMIZI</b> Mohand	Maitre de conférences A	FGC /UMMTO	Examineur
Mr <b>NECHNECH</b> Ammar	Maitre de conférences A	FGC /USTH	Examineur
Mr <b>BALI</b> Abderrahim	Professeur	ENP,	Invité

Soutenu le / / 2013

# Remerciements

Mes plus vifs remerciements vont à Messieurs :

Ali **Bouheraoua**, Maitre de conférences à l'UMMTO, pour m'avoir soutenu et aidé à mener à terme ce travail de recherche.

André **Plumier**, Professeur à l'Université de Liège, pour m'avoir accueilli dans son Laboratoire dans le cadre de mes recherches.

Abderrahim **Bali**, Professeur à l'ENP, pour sa disponibilité lors de nos différentes entrevues.

Farid **Chalah**, Maitre Assistant A à l'USTHB, pour son aide sans réserves dans la préparation finale de ce travail.

Et aussi, aux membres du Jury qui me feront l'honneur d'examiner ce travail.

## **SOMMAIRE**

<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
<i>Chapitre I - SYNTHÈSE DES CONTREVENTEMENTS MÉTALLIQUES</i>	
<b>I.1 INTRODUCTION</b>	<b>3</b>
<b>I.2 PRISE EN COMPTE DU COMPORTEMENT PLASTIQUE</b>	<b>3</b>
<b>I.3 INTERET DES DIVERSES SOLUTIONS</b>	<b>4</b>
<b>I.4 OBJECTIFS DE L'ÉTUDE</b>	<b>6</b>
<i>Chapitre II - POSITION DE L'EUROCODE 8 À L'ÉGARD DES STRUCTURES EN ACIER</i>	
<b>II.1 LES MATÉRIAUX</b>	<b>8</b>
<b>II.2 RÈGLES PARTICULIÈRES</b>	<b>10</b>
<b>II.3 TYPE DE STRUCTURE ET COEFFICIENT DE COMPORTEMENT</b>	<b>11</b>
<b>II.4 CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT ET RÈGLES DE DÉTAILS COMMUNS À TOUS LES TYPES DE STRUCTURES À COMPORTEMENT DISSIPATIF</b>	<b>15</b>
<b>II.5 RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT ET DE DÉTAILS POUR LES OSSATURES AVEC TRIANGULATION CENTRÉES</b>	<b>16</b>
<b>II.6 RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT ET DÉTAILS POUR LES OSSATURES AVEC TRIANGULATION À BARRES EXCENTRÉES</b>	<b>18</b>
<i>Chapitre III - DÉFINITION DES STRUCTURES ÉTUDIÉES</i>	
<b>III.1 OSSATURES À TRIANGULATIONS CENTRÉES</b>	<b>21</b>
<b>III.2 OSSATURES À TRIANGULATIONS EXCENTRÉES : TRONÇON SISMIQUE</b>	<b>24</b>

**Chapitre IV - COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL**

**- ACTIONS SISMIQUES -**

<b>IV.1</b>	<b>CŒFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL</b>	<b>27</b>
<b>IV.2</b>	<b>ACTION SISMIQUE</b>	<b>29</b>

**Chapitre V - RESULTATS DE L'ETUDE NUMERIQUE**

<b>V.1</b>	<b>RESULTATS DE L'ETUDE NUMERIQUE POUR LES STRUCTURES A CONTREVENTEMENT AVEC BARRES CENTREES</b>	<b>35</b>
<b>V.2</b>	<b>RESULTATS DE L'ETUDE POUR LES STRUCTURES A CONTREVENTEMENT A BARRES EXCENTREES</b>	<b>36</b>
<b>V.3</b>	<b>DETERMINATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL Q EN FONCTION DE LA DUCTILITE GLOBALE <math>\mu_{\Delta} = \frac{D_i}{D_y}</math></b>	<b>39</b>
<b>V.4</b>	<b>DETERMINATION DE LA DUCTILITE LOCALE <math>\mu_i</math> DE NIVEAU H<sub>i</sub> EN FONCTION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL Q</b>	<b>44</b>

**Chapitre VI - INTERPRETATION DES RESULTATS  
DE L'ETUDE NUMERIQUE**

<b>VI.1</b>	<b>DU POINT DE VUE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL Q</b>	<b>55</b>
<b>VI.2</b>	<b>DU POINT DE VUE DUCTILITES LOCALES REQUISES</b>	<b>56</b>
<b>VI.3</b>	<b>COMPARAISON DES COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT GLOBAL POUR LES DIFFERENTS CONTREVENTEMENTS</b>	<b>57</b>
<b>VI.4</b>	<b>PROPOSITION DE COURBE DE DISTRIBUTION DE DUCTILITES SUIVANT LA HAUTEUR DES STRUCTURES</b>	<b>59</b>
<b>VI.5</b>	<b>COMPARAISON ENTRE LES DEUX ACCELEROGRAMMES</b>	<b>61</b>
<b>VI.6</b>	<b>SEQUENCE DE PLASTIFICATION DES BARRES</b>	<b>62</b>

*Evaluation du facteur de comportement global. Relation entre ce facteur et la ductilité locale requise. Cas des structures en acier en contreventements centré et excentré*

<b>CONCLUSION ET PERSPECTIVES</b>	66
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	68
<b>ANNEXES</b>	
REPONSE DYNAMIQUE	72

## **LISTE DES FIGURES**

**Figure II.1** Comportement d'un joint idéal élasto- plastique

**Figure II.2** Ossature en portique

**Figure II.3** Ossature avec triangulation centrée

**Figure II.4** Ossature avec triangulation en V

**Figure II.5** Ossature avec triangulation en K

**Figure II.6** Ossature avec excentrement

**Figure II.7** Ossature avec noyau.

**Figure II.8** Exemple illustratif du critère de dimensionnement

**Figure II.9** Rotation  $\theta_p$  du tronçon d'excentrement.

**Figure III.1** Vue en élévation d'un élément de contreventement à trois niveaux

**Figure III.2** Vue en élévation des différentes structures étudiées

**Figure III.3** Loi de comportement utilisée

**Figure III.4** Vue en élévation d'un élément de contreventement à barre excentrée à trois niveaux

**Figure III.5** Vue en élévation des différentes structures étudiées

**Figure III.6** Loi de comportement en traction - compression

**Figure III.7** Courbe d'interaction - tronçon sismique-

**Figure III.8** Courbe d'interaction – poteau-

**Figure IV.1** Procédure de calcul par DRAIN2D

**Figure IV.2** Structure 1 de l'étude

**Figure V.1** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 1

**Figure V.2** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 2

**Figure V.3** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 3

**Figure V.4** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 3A

**Figure V.5** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 4

**Figure V.6** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 5

**Figure V.7** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 1'

**Figure V.8** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 2

**Figure V.9** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 3

**Figure V.10** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 4

**Figure V.11** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc5

**Figure V.12** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 2

**Figure V.13** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 3

**Figure V.14** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 3A

**Figure V.15** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 4

**Figure V.16** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 5

**Figure V.17** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 2

**Figure V.18** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 3

**Figure V.19** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 4

**Figure V.20** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 5

**Figure VI.1** Comparaison des coefficients q pour la STR 4

**Figure VI.2** Proposition de courbe de distribution de ductilités locales.

**Figure VI.3** Proposition de courbe de distribution de ductilité locale

**Figure VI.4** Proposition de courbe de distribution de ductilité locale

**Figure VI.5** Proposition de courbe de distribution de ductilité locale

**Figure VI.6** Comparaison des coefficients de comportement pour deux accélérogrammes

**Figure VI.7** Séquence de formation de rotules plastiques pour la structure 5.

**Figure VI.8** Séquence de formation de rotules plastiques pour les trois contreventements, structure 5.

**Figure VI.9** Séquence de formation de rotules plastiques pour les trois contreventements, structure 5 (suite).

**Figure VI.9** Séquence de formation de rotules plastiques pour les trois contreventements, structure 5 (suite).

## **LISTE DES TABLEAUX**

**Tableau II.1** Niveau de ductilité

**Tableau II.2** Principe de dimensionnement class de ductilité et limites supérieures de la valeur du coefficient de comportement

**Tableau II.3** Limite supérieure de la valeur du coefficient de comportement

**Tableau II.4** Exigence relative à la classe des sections en fonction de la classe de ductilité et du coefficient de comportement  $q$

**Tableau III.1** Descente de charge

**Tableau III.2** Sections des éléments choisis

**Tableau III.3** Aire des sections des éléments structuraux

**Tableau III.4** Chargement aux nœuds

**Tableau III.5** Eléments structuraux

**Tableau III.6** Caractéristiques des éléments structuraux

**Tableau IV.1** Nombre de rotules plastiques qui rendent la structure mécanisme (barres excentrées)

**Tableau IV.2** Nombre de barres plastifiées qui rendent la structure mécanisme (suite)

**Tableau IV.3** Nombre de barres plastifiées qui rendent la structure mécanisme (barres centrées)

**Tableau IV.4** Nombre de barres plastifiées qui rendent la structure mécanisme (suite)

**Tableau V.1** Déplacement global, ductilité globale en fonction de  $q$  des structures 1 et 2 à barres centrées

**Tableau V.2** Déplacement global, ductilité globale en fonction de  $q$  des structures 3 à 5 à barres centrées

**Tableau V.3** Déplacement global, allongement en fonction de  $q$  des structures à barres excentrées

**Tableau V.4** Déplacement global, Allongement en fonction de  $q$  des structures à barres excentrées (suite)

**Tableau V.5** Allongement, ductilité du niveau des structures à barres centrées

*Evaluation du facteur de comportement global. Relation entre ce facteur et la ductilité locale requise. Cas des structures en acier en contreventements centré et excentré*

**Tableau V.6** Allongement, ductilité du niveau des structures à barres centrées (suite)

**Tableau V.7** Distribution des ductilités locales  $\mu_i$  dans les colonnes et les diagonales des structures à barres centrées

**Tableau V.8** Ductilité locale correspondant à q des structures à barres excentrées

**Tableau V.9** Ductilité locale correspondant à q des structures à barres excentrées (suite)

**Tableau V.10** Distribution de la ductilité locale requise  $\mu$  dans les poteaux, les diagonales et les tronçons d'excentrement

**Tableau VI.1** Comparaison du coefficient q(R) pour la structure 4

**Tableau VI.2** Comparaison des coefficients de comportement pour deux accélérogrammes

## NOTATIONS

A : section de barre

B : facteur de comportement selon les normes parasismiques algériennes RPA2003

D : paramètre représentatif du déplacement horizontal global d'une structure

$D_e$  : valeur de D telle qu'on obtient la limite élastique en un point de la structure

$D_{max}$  : valeur de D telle qu'on obtient une déformée maximale de la structure

$D_u$  : valeur du D correspondante à la ruine de la structure

E : module d'élasticité d'un matériau

$E_t$  : énergie impulsée à la structure par un tremblement de terre

$E_e$  : énergie de déformation élastique de la structure

$E_a$  : énergie d'amortissement viscoélastique

$E_{cin}$  : énergie cinétique

$E_p$  : énergie absorbée par hystérésis

F : force horizontale dans la structure

$F_y$  : valeur de F qui correspond à l'état élastique de la structure

G : charge permanente

$H_i$  : hauteur de l'étage i

$H_t$  : hauteur totale du bâtiment

$M_y^+$  : moment plastique en traction

$M_y^-$  : moment plastique en compression

$\bar{N}$  : résistance au flambement d'une barre

N : force verticale dans la structure, effort dans une diagonale

$N_{yd}$  : force qui provoque la plastification de la diagonale tendue

$P_{yt}$  : force de plastification en traction

$P_{yc}$  : force de plastification en compression

Q : surcharge d'exploitation

R : résistance d'un joint dans un assemblage

a(t) : accélérogramme

b : largeur d'une section carrée

*Evaluation du facteur de comportement global. Relation entre ce facteur et la ductilité locale requise. Cas des structures en acier en contreventements centré et excentré*

$e$  : excentricité, allongement

$e_y$  : valeur de  $e$  qui correspond à l'état élastique

$e_p$  : valeur de  $e$  qui correspond à la ruine

$f_y$  : contrainte élastique du matériau acier

$h$  : hauteur d'une section

$t$  : épaisseur d'une section

$t_f$  : épaisseur de la semelle

$t_w$  : épaisseur de l'âme

$q$  : facteur de comportement sismique d'une structure

$\alpha$  : coefficient multiplicatif de  $F$

$\alpha_1$  : valeur de  $\alpha$  qui correspond à l'état élastique d'une structure

$\alpha_u$  : valeur de  $\alpha$  qui correspond à l'état de ruine d'une structure

$\beta_i$  : angle de degrés

$\lambda$  : coefficient multiplicateur de  $a(t)$

$\lambda_e$  : valeur de  $\lambda$  qui correspond à l'état élastique d'une structure

$\lambda_{max}$  : valeur de  $\lambda$  qui correspond à la déformée maximale de la structure

$\lambda_{lim}$  : valeur de  $\lambda$  qui correspond à l'état de ruine

$\lambda$  : élancement

$\lambda_c$  : élancement critique

$E$  : déformation relative d'un matériau

$E_y$  : valeur de  $E$  qui correspond à l'état élastique d'un matériau

$E_p$  : valeur de  $E$  qui correspond à l'état d'écroutissement d'un matériau

$\mu_e$  : ductilité d'un matériau

$\mu_0$  : ductilité d'un matériau de structure

$\mu_\Delta$  : ductilité globale d'une structure

$\varepsilon_y$  : allongement relatif qui correspond à la limite élastique

$\varepsilon_p$  : allongement relatif qui correspond à la ruine.

## INTRODUCTION

L'étude des structures soumises aux actions sismiques revêt un caractère important dans les pays à forte sismicité.

Les récentes secousses survenues en Algérie (**Chlef** 10/10/1980, Constantine 27/10/1985, **Chenoua** 29/10/1989, **Boumerdes** 21/05/2003) nous confirment hélas que des vies et biens humains sont exposés à ce fléau. C'est pour cette raison que des efforts d'investigation en vue de :

- recherche de nouvelles conceptions,
- élaboration de procédés performants de calcul prenant en compte ce phénomène naturel devrait guider les autorités à investir les moyens appropriés.

Par ailleurs, il est connu que les efforts induits dans les constructions sont évalués à l'aide de codes réglementaires. Cependant, l'observation *a posteriori* des dommages qui leurs sont causés montrent que ces derniers reprennent des efforts beaucoup plus grands que ceux pour lesquels elles ont été calculées.

L'explication de cet état réside en grande partie dans le mécanisme de dissipation d'énergie transmise par le séisme par le biais de déformations inélastiques des structures. Particulièrement, le coefficient de comportement global de la structure  $q$  (R pour le règlement Algérien) [12] tient compte de ce phénomène de dissipation. Ce coefficient lui-même dépend :

- de la ductilité de la structure ;
- du type de contreventement ;
- de la qualité des joints ;
- du degré d'amortissement ;
- du contenu fréquentiel et énergétique du séisme.

L'objet de la présente étude est de donner une méthode d'évaluation du coefficient de comportement global des structures contreventées par :

- un système à barres centrées ;
- un système à barres excentrées.

Par ailleurs on fera référence aux relations qui lient ces coefficients (pour chaque type de contreventement) avec les ductilités locales requises des éléments de structure (poteaux,

tronçons d'excentrement et diagonales) et avec les ductilités globales des différentes structures.

La conduite générale du travail est orientée sur cinq structures pour chaque type de contreventement à un, trois, quatre, cinq, six étages respectivement.

Nous avons gardé la même travée et le même nombre d'étages pour pouvoir faire des comparaisons aussi fiables que possible.

En fin de travail nous comparons les coefficients de comportement global obtenus pour chaque type de contreventement ainsi que la demande en ductilité locale requise pour les éléments structuraux (poteaux, tronçons d'excentrement, diagonales).

En conclusion nous donnons une valeur moyenne du coefficient de comportement global  $q$  pour chaque type de contreventement ainsi qu'une proposition de distribution de ductilités locales pour chaque type de contreventement et pour chaque élément structural.

Nous tenons à préciser que ce type de travail n'est fiable que s'il est réalisé avec un certain nombre d'accélérogrammes. Pour notre part nous en avons disposé de deux : EL CENTRO 1940 et BOUMERDES 2003. Ces deux accélérogrammes sont assez révélateurs de par leur contenu fréquentiel et énergétique.

## Chapitre I

# SYNTHESE DES CONTREVENTEMENTS METALLIQUES

## I.1 INTRODUCTION

De nombreux constats, à posteriori de dommages subis par les structures à la suite de tremblements de terre, attestent que les structures métalliques sont celles qui se comportent le mieux. il y a plusieurs raisons à cela :

- la ductilité de l'acier, des éléments et de la structure elle-même. On retiendra que la ductilité est la propriété qu'a un matériau, un élément, une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture ou ruine prématurée.

- grande capacité des éléments métalliques d'absorber l'énergie dissipée par le séisme sous la forme :

$$E_t = E_c + E_e + E_a + E_p$$

On a constaté que les trois premiers termes sont faibles devant le quatrième. Ces deux qualités intrinsèques : bonne ductilité ,grande capacité d'absorption d'énergie quelque soit le mode de sollicitation ne se trouvent systématiquement pas assurées dans les autres matériaux : béton et bois.

- rapport élevé résistance/masse qui permet d'avoir des structures légères.
- avantages que présente la fabrication des éléments en usine qui minimise les aléas de la construction sur chantier.

## I.2 PRISE EN COMPTE DU COMPORTEMENT PLASTIQUE

Si seulement le comportement élastique est pris en compte dans le dimensionnement sismique, l'énergie impulsée par le tremblement de terre est restituée sous forme d'énergie cinétique et l'énergie absorbée par la structure est nulle. Dans ce cas le comportement ductile n'est pas pris en compte. L'analyse dynamique est alors simple mais conduit au dimensionnement des structures très lourdes et couteuses.

A l'inverse, si on tient compte des capacités de déformations plastiques de l'acier, nous aurons des structures économiques mais le calcul devient complexe. Il n'y a pas de correspondance linéaire entre les forces et les déplacements : Le comportement étant devenu

non linéaire. Le but de ce travail est de s'intéresser à un moyen pour tenir compte de cette réalité.

### I.3 INTERET DES DIVERSES SOLUTIONS

Le choix d'un système adéquat de contreventement est important dans le comportement des structures appelées à résister aux actions sismiques.

Classiquement il y a trois types de contreventement :

- Structures de type en portiques
- Structures de type à contreventement centré
- Structures de type à contreventement excentré.

Ces types de contreventement se distinguent par des comportements très différents sous l'action cyclique des charges horizontales alternées.

#### a) Structures en portiques

L'énergie communiquée par le séisme est dissipée dans l'ossature par la formation de rotules plastiques qui se trouvent le plus communément aux points de discontinuité géométrique et accessoirement aux points d'application des charges concentrées.

Le fonctionnement de ce type de contreventement est bien connu. En général, si la ductilité de chaque élément est assurée, le bon fonctionnement de l'ossature est assuré. Dans ce cas la ductilité de l'ensemble est voisine de la ductilité du plus faible élément composant la structure.

Des essais expérimentaux d'ossatures en portiques à assemblages entièrement soudés sous l'action de charges horizontales alternées ont mis en évidence l'influence de certains paramètres [55] :

- Les boucles d'hystérésis sont stables et peu affectées par la formation de rotules plastiques,
- Les assemblages soudés se comportent bien et ils transmettent des efforts supérieurs à ceux pour lesquels ils ont été calculés, du fait du rôle d'écrouissage de l'acier.

La détérioration des boucles d'hystérésis provient principalement du flambement des poteaux, ce qui implique l'effet  $p-\Delta$ .

Des études comportementales sur le sujet ont également été menées [6] et ont conclu que les rotules plastiques se forment dans les poutres. Ce qui démontre que ce type de contreventement permet une bonne dissipation d'énergie transmise par l'action sismique

Cependant une analyse pareille nécessite la disposition de plusieurs accélérogrammes pour tester plusieurs structures afin de conclure sur le comportement des différents éléments structuraux.

### **b) Structures à barres centrées**

Les structures avec triangulation à barres centrées sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement pour des éléments soumis à des efforts normaux.

Une bonne topologie est telle que la stabilité de l'ossature soumise à l'application des forces horizontales d'une direction donnée soit assurée même si on enlève de l'ossature toutes les diagonales comprimées. Une telle topologie est considérée comme dissipative car les barres tendues se plastifient.

Si au contraire des diagonales sont nécessaires à la stabilité de l'ossature, celle-ci sera considérée comme moins dissipative. De plus il faut veiller à ce que le mécanisme de ruine n'implique pas les poteaux ou le flambement de ceux-ci [55-57].

On distingue plusieurs types d'ossatures avec triangulation à barres centrées.

#### **▪ Ossatures à triangulations diagonales**

Dans ce cas la résistance aux charges horizontales peut être assurée par les seules diagonales tendues et en négligeant dans les calculs l'existence des diagonales comprimées.

#### **▪ Ossatures à triangulations en V**

Dans ce cas la résistance aux charges horizontales demande de considérer à la fois les diagonales tendues et comprimées. L'inconvénient dans ce cas est que les diagonales comprimées flambent. Ce type de contreventement est moins dissipatif. Cependant, il possède une certaine ductilité si les poutres sont dimensionnées sans tenir compte de leur appui sur le V.

#### **▪ Ossatures à triangulations en K**

Dans ce cas l'intersection des diagonales se trouve sur le poteau. Ces ossatures ne sont pas dissipatives. Dès qu'il ya flambement d'une diagonale comprimée, la résistance du cadre de contreventement correspond à celle d'un portique dans lequel des rotules plastiques se forment à mi-hauteur d'étage dans les poteaux.

Le but de notre recherche est de s'intéresser aux valeurs du coefficient global qui tient compte de cette faculté de dissipation d'énergie transmise par l'action sismique. Nous donnerons ensuite la comparaison avec les valeurs de l'Eurocode 8 [107] et ce suivant les niveaux de ductilités.

Malgré leur faible capacité de dissipation d'énergie les structures réalisées avec ce type de contreventement offrent une meilleure facilité d'exécution, ce qui leur confère une économie dans le projet [101, 102].

### c) Ossatures à contreventement excentré

Ce type a été mis en évidence aux Etats Unis et au Japon [54]. Il présente un triple avantage :

- réduit la flexibilité du système à portiques,
- améliore le manque de capacité de dissipation d'énergie constaté dans le système à barres centrées [63],
- offre un meilleur espace pour le type de conception architecturale souhaité : on peut concevoir des constructions à grandes portées.

Dans ce système les efforts sont repris par les diagonales et une partie des traverses par flexion et/ou cisaillement en fonction de la longueur de celles-ci. Cette partie de la traverse s'appelle zone active.

Du point de vue ductilité, pour ces types de contreventement, les études menées vérifient les hypothèses de celle-ci sur le matériau, l'élément et la structure [3].

Là aussi pour le but visé dans notre étude, on ne dispose pas de littérature adéquate. Il est vrai que des valeurs à considérer dans les études sont données dans le code européen unifié. Nous voulons aussi à titre de comparaison voir de plus près.

Les études menées portent sur la résistance et la stabilité de ce type de structures [58-63]. Pour ce dernier cas, le règlement parasismique algérien n'évoque aucune valeur à prendre en compte. Il est vrai que ce type d'ossatures est très peu connu. Nous voulons à travers cette étude aider à ce que ce type se développe car il présente des avantages comme signalé précédemment.

## 4. OBJECTIFS DE L'ETUDE

Le but de l'étude est de donner une méthode d'évaluation du coefficient de comportement global pour deux types de contreventement. Ce coefficient est un paramètre important de la

faculté de dissipation d'énergie transmise par l'action sismique à la structure. Nous voulons aussi :

- se positionner dans les fourchettes de l'euro-code 8 en fonction des niveaux de ductilité pour les deux types de contreventement,
- aider à la connaissance du contreventement par barres excentrées dans les réalisations puisqu'il offre une bonne tenue aux actions sismiques. De plus il présente un confort architectural,
- proposer si besoin est une valeur moyenne du coefficient de comportement global pour le type de contreventement à barres excentrées.

## Chapitre II

## POSITION DE L'EUROCODE 8 A L'EGARD DES STRUCTURES EN ACIER

### II.1. LES MATERIAUX

L'acier doit être conforme aux normes indiquées dans l'eurocode 3 [16]. La distribution des propriétés des matériaux, telle que la limite d'élasticité  $f_y$  doit être telle que les zones dissipatives se situent aux endroits prévus dans le dimensionnement.

De plus pour un bon comportement sismique, il est prévu d'utiliser [4, 5, 7] :

- Des matériaux adéquats
- Des sections de barres correctement choisies

Des assemblages conçus de manière que l'énergie dissipée pour les structures soit plus importantes que l'énergie élastique emmagasinée sous les mêmes forces [3].

Le matériau acier répond parfaitement à ce dernier objectif car il est caractérisé par :

- Un allongement élastique de 0,30 %
- Un allongement plastique de 10 %

Ainsi, dans le cas d'un joint dont le comportement est idéal élasto-plastique (Figure II.1), l'énergie dissipée dans un cycle est :

$$E_p = (\epsilon_p - \epsilon_y) f_y \cdot 4 = 4 f_y (\epsilon_p - \epsilon_y) \quad (\text{II.1})$$

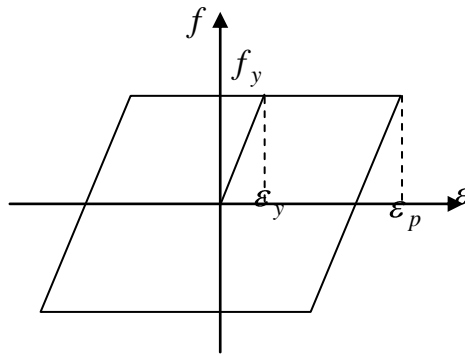
$$E_e = \frac{1}{2} \epsilon_p \cdot f_y \cdot 2 = \epsilon_y \cdot f_y \quad (\text{II.2})$$

$$\frac{E_p}{E_e} = 4 \left[ \frac{e_p}{e_y} - 1 \right].$$

Comme :  $\frac{e_p}{e_y} = \frac{10}{0,3} = 33$

Alors :  $\frac{E_p}{E_e} = 4 \cdot (33 - 1) = 4 \cdot 32 = 128$

Donc en moyenne :  $\frac{E_p}{E_e} = 100 \quad (\text{II.3})$



**Figure II.1** Comportement d'un joint idéal élasto-plastique.

Si on passe du comportement du matériau ou de l'assemblage à celui de la structure, on trouve

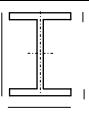
plusieurs causes de réduction de ce rapport  $\frac{E_p}{E_e}$ . On peut citer :

- L'instabilité des éléments comprimés par suite de flambement
- L'instabilité de l'ensemble de la structure
- La rupture fragile par suite de défauts des matériaux ou d'imperfections géométriques
- Dégradation des courbes d'hystérésis charge- déformation

Pour palier à ces phénomènes, un certain nombre de restrictions doivent être observées :

a) Rapport  $\frac{b}{t_f}$  et  $\frac{d}{t_w}$  limités à des valeurs faibles, selon le niveau de ductilité recherché

**Tableau 2.1** Niveau de ductilité

		Niveau 1	Niveau 2	Niveau 3
$\frac{d}{t_w}$ (flexion)	$f_{y24}$	71	65	60
	$f_{y36}$	58,6	52,8	48
$\frac{b}{t_f}$ (compression)	$f_{y24}$	15,5	11	9
	$f_{y36}$	12,7	9,1	7,2

Les niveaux de ductilité correspondent respectivement à :

- Niveau 1 : ductilité modérée
- Niveau 2 : ductilité moyenne

- Niveau 3 : ductilité grande

Les barres comprimées ne peuvent être considérés comme le siège de dissipation d'énergie.

L'élançement doit respecter la relation :

$$1,2\lambda_c < \lambda < 2.\lambda_c \quad (\text{II.4})$$

$\lambda$  : Elancement

$$\lambda_c = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \text{ élançement critique.}$$

b) Les efforts du second ordre seront sévèrement limités

c) Donner au moins une résistance aux assemblages de 20 % supérieure à celle des barres qu'ils assemblent pour éviter la rupture fragile.

Il est clair que ces restrictions sont dues à la faiblesse des connaissances des problèmes décrits. Elles ne seront levées ou atténuées que par des travaux de recherche.

Pour les cas précis des structures contreventées par des barres centrées et excentrées, l'énergie dissipée dépend beaucoup du comportement élasto-plastique des diagonales et tronçons d'excentrement [2, 7].

## II.2 REGLES PARTICULIÈRES

Les structures en acier résistant aux séismes doivent être dimensionnées selon l'un des principes suivant :

Principe a) : comportement de structure faiblement dissipatif.

Principe b) : comportement de structure dissipatif.

Le tableau suivant donne les valeurs de classe de ductilité et les valeurs de référence du coefficient de comportement (R pour le code Algérien)

**Tableau II.2** Principe de dimensionnement class de ductilité et limites supérieures de la valeur du coefficient de comportement.

Principe de dimensionnement	Classe de ductilité de la structure	Valeur de du coefficient q (R)
Principe a)	DCL (ductilité limitée)	$\leq 2$
Principe b)	DLM (ductilité moyenne)	$\leq 4$
	DCH (Haute ductilité)	Limité par le tableau II.3

Dans le principe a), les effets de l'action sismique peuvent être calculés sur la base d'une analyse élastique globale sans tenir compte d'un comportement non linéaire significatif du matériau.

Dans le principe b), la capacité de certaines parties de la structure (zones dissipatives) à résister aux actions sismiques au delà du domaine élastique est prise en compte.

## **II.3 TYPE DE STRUCTURE ET COEFFICIENT DE COMPORTEMENT**

### **II.3.1 Type de structure**

Les structures en acier doivent être classées dans l'une des catégories suivantes de structures en fonction du comportement sismique.

- ***Ossatures en portiques***

Ce sont les structures pour lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement en flexion.

- ***Ossatures avec triangulations centrées***

Ce sont les structures pour lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux.

- ***Ossatures avec triangulations excentrées***

Ce sont les structures pour lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux mais où l'excentricité de la configuration est telle que l'énergie peut être dissipée dans des tronçons sismiques, soit par flexion cyclique, soit par cisaillement cyclique.

- ***Ossatures avec noyaux***

Ce sont les structures pour lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée par ces noyaux.

#### **II.3.1.1 Les ossatures en portiques**

Les zones dissipatives sont situées dans les rotules plastiques formées dans les barres ou dans les assemblages poteaux poutres, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique.

Les zones de dissipations peuvent aussi être situés dans les poteaux :

- à la base de l'ossature
- au sommet des poteaux dans le dernier étage de bâtiment à plusieurs niveaux
- au sommet et à la base des poteaux de bâtiment à un étage dans lesquels :

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad (\text{II.5})$$

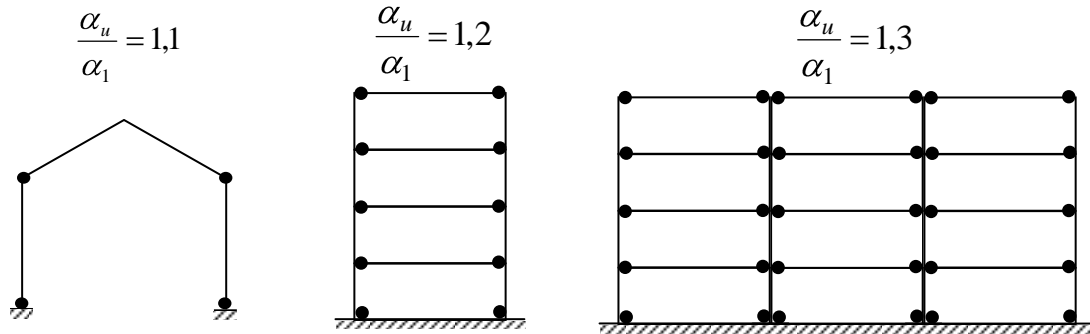


Figure II.2 Ossature en portique

### II.3.1.2 Ossatures avec triangulations centrées

Les zones dissipatives sont situées dans les diagonales tendues. La triangulation peut appartenir à l'une des catégories suivantes :

- la triangulation diagonale, dans laquelle la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligés (figure II.4)
- la triangulation en V, dans laquelle la résistance aux forces horizontales est assurée à la fois par les diagonales tendues et comprimées (figure II.5)
- la triangulation en K, dans laquelle l'intersection est située sur un poteau (figure II.6) .Ces diagonales ne peuvent être utilisés car n'ayant aucun rôle dissipatif.

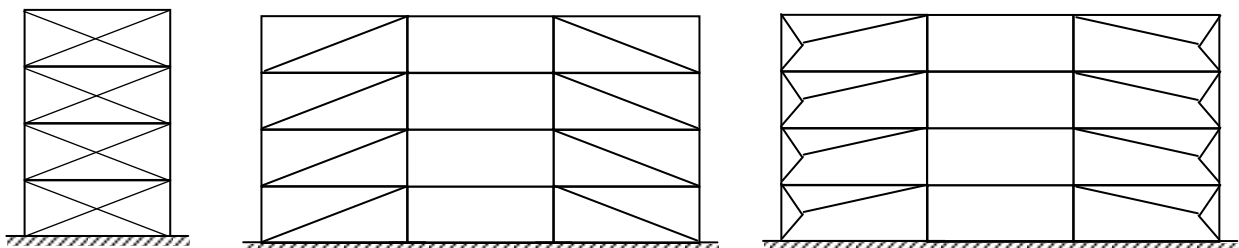
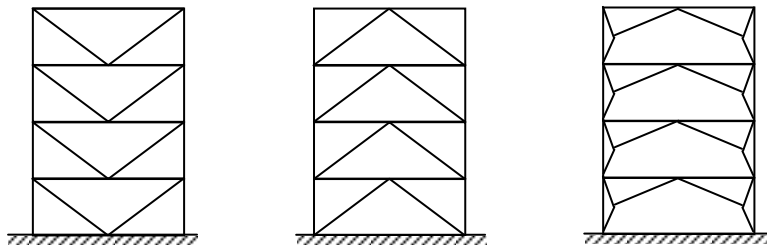
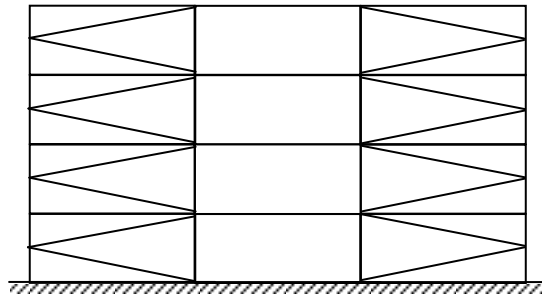


Figure II.3 Ossature avec triangulation centrée



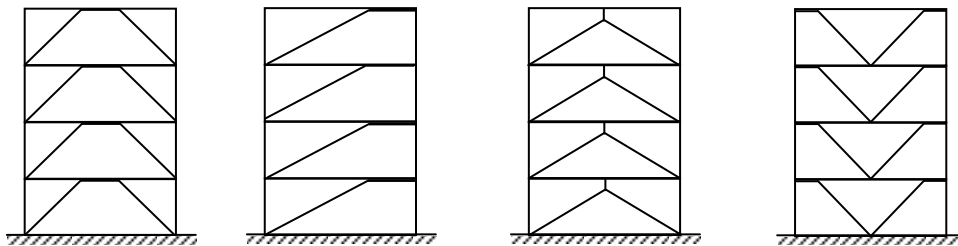
**Figure II.4** Ossature avec triangulation en V



**Figure II.5** Ossature avec triangulation en K

**II.3.1.3 Ossature avec triangulations à barres excentrées**

Il faut utiliser des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement soient actifs (figure II.7)

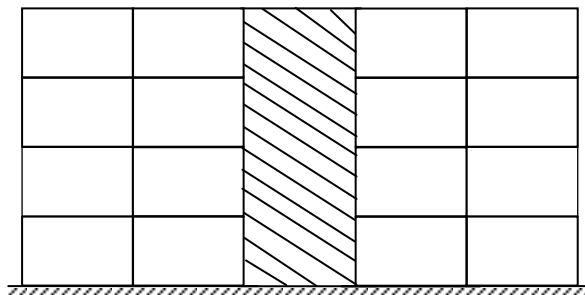


$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$$

**Figure II.6** Ossature avec excentrement

**II.3.1.4 Ossatures avec noyau ou mur en béton**

Ici seul le noyau assure la résistance aux charges horizontales



**Figure II.7** Ossature avec noyau.

Ce sont les principales structures qui assurent un comportement vis-à-vis des charges horizontales. Quant à nous, dans l'étude projetée, nous allons s'intéresser à la détermination des facteurs de comportement dans deux types : Structures à triangulations centrées et excentrées. Puis par la suite les comparer entre eux et à celui des structures en portiques [6].

### II.3.2 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement  $q$  (R pour le code Algérien) prend en compte la capacité de dissipation d'énergie de la structure (tableau II.3).

**Tableau II.3** Limite supérieure de la valeur du coefficient de comportement

Type de structure	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
Ossatures en portiques	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Ossatures avec triangulation à barres centrées.		
- Entretoises diagonales	4	4
- Entretoises en V	2	2,5
Ossatures en portiques avec triangulations excentrées	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

### II.3.2 Remarques

- Si le bâtiment présente une irrégularité en élévation, il convient de réduire les limites supérieures du tableau 1.3, de 20%.
- Pour les bâtiments réguliers en plan, si les calculs permettant d'évaluer  $\alpha_u/\alpha_1$  ne sont pas effectués, les valeurs par défaut présentées dans les figures peuvent être utilisées avec :

$\alpha_1$  : Valeur pour laquelle les actions sismiques sont multipliées pour atteindre pour la première fois la résistance plastique dans un élément de la structure.

$\alpha_u$  : Valeur pour laquelle les actions sismiques sont multipliées pour que les rotules plastiques se forment dans un nombre suffisant de sections pour que l'instabilité d'ensemble de la structure se développe.

- Pour les bâtiments irréguliers en plan, la valeur approximative de  $\alpha_u/\alpha_1$  qui peut être utilisée si elle n'est pas évaluée par le calcul est égale à la moyenne de :
  - Un (1)
  - La valeur donnée sur les figures respectives.

## II.4 CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT ET RÈGLES DE DÉTAILS COMMUNS A TOUS LES TYPES DE STRUCTURES À COMPORTEMENT DISSIPATIF

Les zones dissipatives doivent avoir une résistance et une ductilité appropriées, conformément aux règles de l'Eurocode 3 [16].

Les zones dissipatives doivent être situées dans les éléments structuraux ou dans les assemblages.

### II.4.1 RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT POUR LES ÉLÉMENTS DISSIPATIFS EN COMPRESSION OU EN FLEXION

Les éléments qui dissipent l'énergie en compression ou en flexion doivent avoir une ductilité suffisante en limitant le rapport  $\frac{b}{t_f}$  selon les classes de sections spécifiques [16] (tableau II.4).

**Tableau II.4** Exigence relative à la classe des sections en fonction de la classe de ductilité et du coefficient de comportement  $q$

Classe de ductilité	Valeur de référence du coefficient de comportement « $q$ »	Classe de sections requises
DCM	$1 < q \leq 2$	Classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	Classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	Classe 1

### II.4.2 Règles de dimensionnement pour les éléments dissipatifs tendus

Il convient de respecter l'exigence de ductilité énoncée dans les règles de l'Eurocode 3 [16].

### II.4.3 Règles de dimensionnement pour les assemblages dans les zones dissipatives

La conception doit permettre de limiter l'étendue de déformations plastiques, le niveau des contraintes résiduelles et les défauts de fabrication.

Les assemblages non dissipatifs d'éléments dissipatifs réalisés par des soudures bout à bout peuvent être considérés comme satisfaisants à ce critère.

Dans les assemblages par soudure d'angle ou par boulonnage non dissipatif, il convient de respecter la condition suivante :

$$R_{c_j} \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{i_j} \quad (\text{II.6})$$

$R_{c_j}$  : Résistance de l'assemblage

$R_{i_j}$  : Résistance plastique de l'élément dissipatif assemblé.

$\gamma_{ov}$  : Coefficient de sur résistance

Il convient d'utiliser les catégories B et C pour les assemblages boulonnés travaillant en cisaillement et la catégorie E pour les assemblages boulonnés travaillant en traction.

## II.5 RÈGLES DE DIMENSIONNEMENT ET DE DÉTAILS POUR LES OSSATURES AVEC TRIANGULATION CENTRÉES

### II.5.1 Critères de dimensionnement

- 1) Les ossatures avec triangulations à barres centrées doivent être dimensionnées de telle sorte que la plastification des diagonales tendues se produise avant la rupture des assemblages et avant la plastification ou le flambement des poutres et des poteaux respectivement.
- 2) Il convient de respecter les règles suivantes à chaque niveau (figure II.8)

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (\text{II.7})$$

Où  $A^+$  et  $A^-$  sont les aires des projections horizontales des sections droites des diagonales tendues, suivant le sens réversibles des actions horizontales sismiques

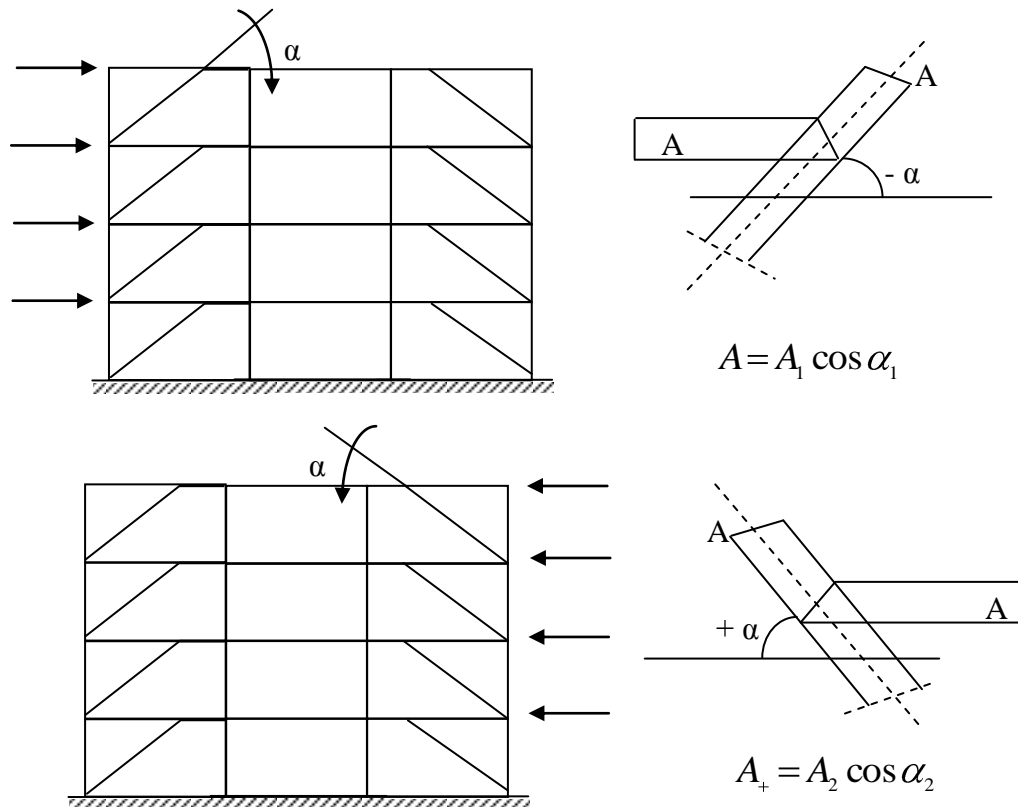


Figure II.8 Exemple illustratif du critère de dimensionnement

## II.5.2 Analyse

Dans les ossatures à triangulations diagonales, seules les diagonales tendues doivent être prises en compte.

Dans les ossatures à triangulation en V, à la fois les diagonales tendues et comprimées doivent être prises en compte.

## II.5.3 Eléments diagonaux

- 1) Dans les ossatures à triangulation diagonale en X, il y a lieu que l'élancement relatif  $\bar{\lambda}$  tel que défini en 2.1, soit compris dans l'intervalle :  $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$ .
- 2) Dans les ossatures ne comportant pas plus de deux étages, aucune limitation ne s'applique à  $\bar{\lambda}$ .
- 3) La résistance plastique  $N_{pl,Rd}$  de la section brute des diagonales est telle que  $N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$ .

## II.5.4 Poutres et poteaux

- 1) Il convient de respecter pour les poutres et les poteaux soumis à des efforts normaux l'exigence de résistance minimale suivante :

$$N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \leq N_{pl,Rd} \quad (\text{II.8})$$

Avec :

$N_{pl,Rd}$  : Résistance de calcul vis-à-vis du flambement de la poutre ou du poteau en tenant compte de l'interaction avec le moment fléchissant  $M_{ed}$  dans sa situation sismique.

$N_{Ed,G}$  : Effort normal dans la poutre ou le poteau dû aux actions non sismiques inclus dans la combinaison pour la situation sismique de calcul.

$N_{Ed,E}$  : Effort normal dans la poutre ou le poteau dû à l'action sismique de calcul.

$\gamma_{ov}$  : Coefficient de sur-résistance.

$\Omega$  : Valeur minimale du rapport  $\frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed,E}}$  sur toutes les diagonales du système de triangulation.

- 2) Dans les ossatures à triangulation en V, il convient de dimensionner les poutres de sorte qu'elles résistent à toutes les actions non sismiques sans tenir compte de l'appui intermédiaire ramené par les diagonales.
- 3) Dans les ossatures à triangulation en V, il convient aussi de vérifier la poutre à l'effet de l'action sismique verticale apportée par le flambement de la diagonale comprimée. Cet effet est pris égal à :

\*  $N_{pl,Rd}$  pour les diagonales tendues.

\*  $0,3N_{pl,Rd}$  pour les diagonales comprimées.

## II.6 REGLES DE DIMENSIONNEMENT ET DETAILS POUR LES OSSATURES AVEC TRIANGULATION A BARRES EXCENTREES

### II.6.1 Critères de dimensionnement

Les ossatures à barres excentrées doivent être dimensionnées de telle sorte que les tronçons d'excentrement sismiques puissent dissiper l'énergie par la formation de mécanismes plastiques de flexion et/ou de cisaillement. Les tronçons sismiques peuvent être des éléments horizontaux ou verticaux (figure II.7).

- 1- Il convient que l'âme d'un tronçon d'excentrement présente une seule épaisseur, sans renfort par une fourrure, ni de trou ou pénétration.
- 2- Les tronçons sismiques sont classés en trois catégories selon le type de mécanisme plastique développé.
  - Tronçons longs, qui dissipent l'énergie par plastification principalement en flexion.
  - Tronçons courts qui dissipent l'énergie par plastification par cisaillement.
  - Tronçons intermédiaires, dans lesquelles le mécanisme plastique implique le cisaillement et la flexion.
- 3- Pour les sections en I, les grandeurs suivantes sont utilisées pour définir les résistances de calcul et les limites de catégories :

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (\text{II.9})$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad (\text{II.10})$$

- 4- Si  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$ , il convient que la résistance de calcul du tronçon respecte les deux relations suivantes aux deux extrémités du tronçon :

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (\text{II.11})$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

$N_{Ed}$  : Effort normal de calcul aux extrémités du tronçon

$M_{Ed}$  : Moment fléchissant de calcul aux extrémités du tronçon

$V_{Ed}$  : Effort tranchant de calcul aux extrémités du tronçon

- 5- Si  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \geq 0,15$ , il convient de respecter les expressions (1.11) et (1.12) avec les valeurs réduites suivantes  $V_{p,link,r}$  et  $M_{p,link,r}$

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[ 1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})^2 \right]^{0,5} \quad (\text{II.13})$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[ 1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \right] \quad (\text{II.14})$$

- 6- Si  $N_{Ed} / N_{Rd} \geq 0,15$ , il convient que la longueur du tronçon « e » ne dépasse pas :

\* Lorsque  $R < 0,3$  :

$$e = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad (\text{II.15})$$

\* Lorsque  $R > 0,3$  :

$$e = (1,15 - 0,5R) 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad (\text{II.16})$$

$$\text{Où } R = \frac{(N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f))}{(V_{Ed} \cdot A)} \quad (\text{II.17})$$

Avec : A : aire de la section brute du tronçon.

- 7- Pour obtenir un comportement dissipatif global de la structure, il convient de vérifier les valeurs des rapports  $\Omega_i$  (II.5.4) ne dépassent pas la valeur minimale  $\Omega$  de plus de 25%.

- 8- Pour une conception dans laquelle une seule rotule plastique se formerait à une extrémité du tronçon, les valeurs de la longueur « e » définissent les catégories de tronçons pour une structure en I sont :

Tronçon	« e »
court	$e < e_s = 0,8(1 + \alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$
long	$e < e_L = 1,5(1 + \alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$
intermédiaire	$e_s < e < e_L$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_{Ed,A}}{M_{Ed,B}}$$

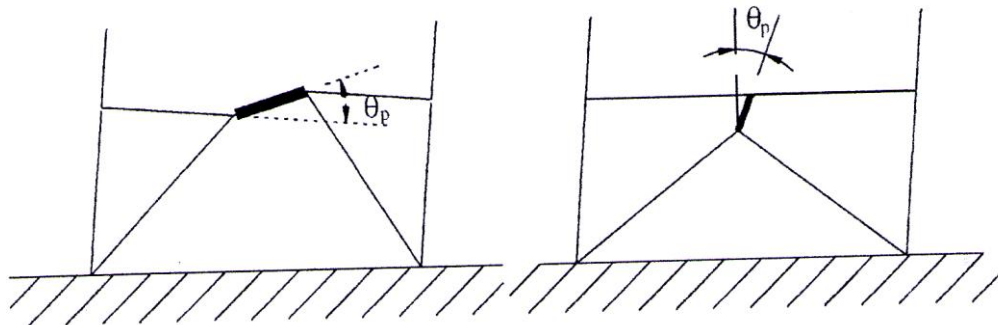
$M_{Ed,A}$  : le plus petit moment fléchissant à une extrémité du tronçon dans la situation sismique de calcul

$M_{Ed,B}$  : le plus grand moment fléchissant à l'extrémité où se formerait la rotule plastique

Ces deux moments sont pris en valeurs absolues.

- 9- Il convient que l'angle de rotation du tronçon  $\theta_p$  entre le tronçon et l'élément à l'extérieur du tronçon soit cohérent avec les déformations globales. Généralement, il ne dépasse pas les valeurs suivantes (figure II.10)

Longueur du tronçon	« $\theta$ »
Court	$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08rd$
Long	$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02rd$
Intermédiaire	$\theta_p \leq \theta_{pR}$ = la valeur déterminée par interpolation linéaire entre les deux valeurs ci-dessus.



**Figure II.9** Rotation  $\theta_p$  du tronçon d'excentrement.

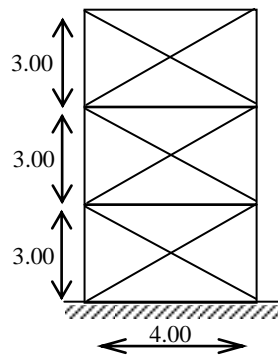
Chapitre III

**DEFINITION DES STRUCTURES ETUDIEES**

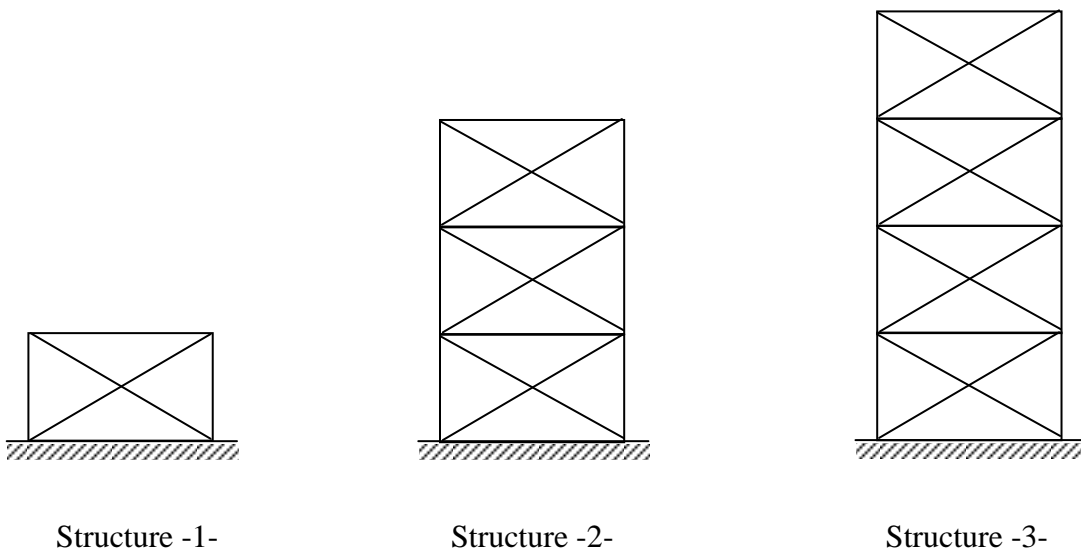
**III.1 OSSATURES A TRIANGULATIONS CENTREES**

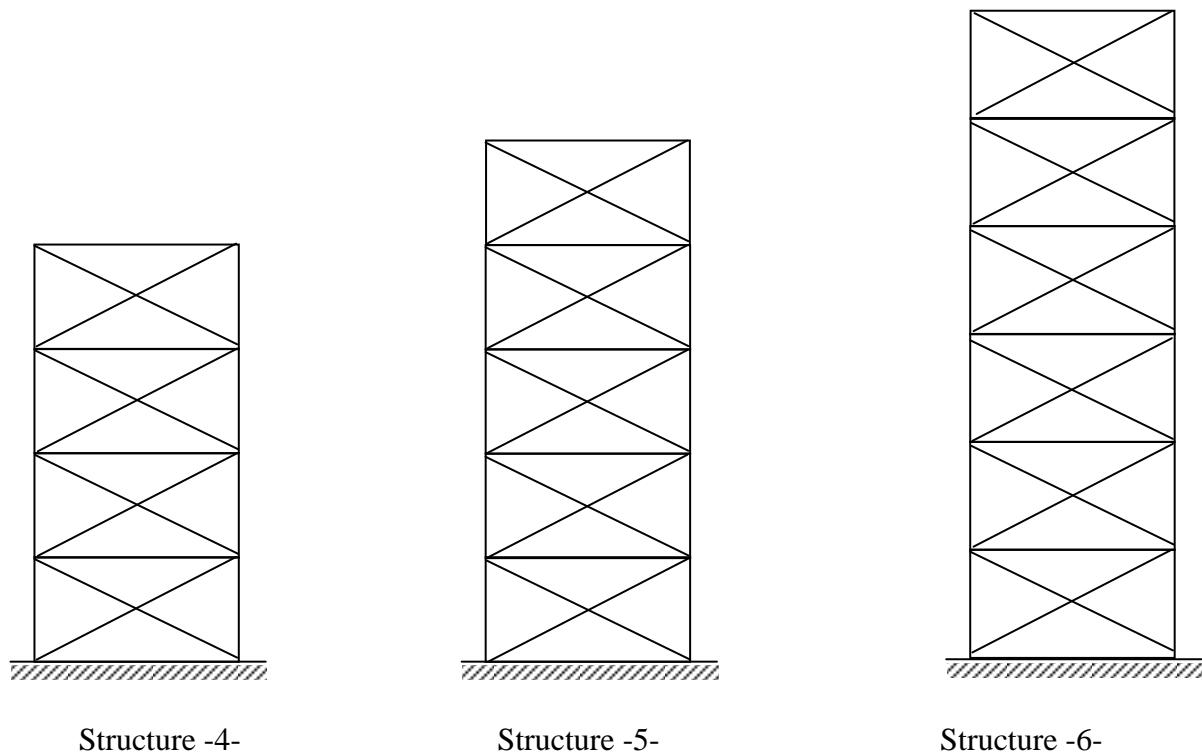
**III.1.1 Introduction**

Les structures étudiées sont celles présentant un contreventement en croix (X). Ce sont des structures à un, trois, quatre, cinq et six niveaux (figure III.1).



**Figure III.1** Vue en élévation d'un élément de contreventement à trois niveaux.





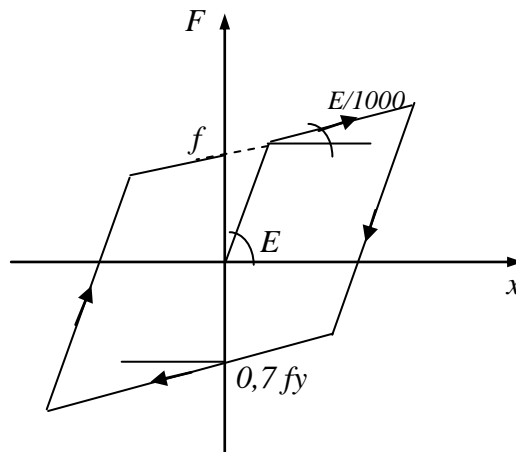
**Figure III.2** Vue en élévation des différentes structures

Les degrés de liberté par nœud sont tous retenus, c'est-à-dire que chaque nœud peut se déplacer horizontalement, verticalement et peut tourner autour d'un axe vertical perpendiculaire au plan de la structure.

La loi de comportement du matériau est du type élasto-plastique parfait comme représenté à la figure III.3.

La limite élastique  $f_y$  est prise égale à  $235 \text{ N/mm}^2$  en traction et à  $164,5 \text{ N/mm}^2$  ( $0,7 f_y$ ) en compression pour tenir compte d'un éventuel flambement.

De plus on donne au module d'écroutissage une valeur non nulle pour des raisons de processus numérique.



**Figure III.3** Loi de comportement utilisée

### III.1.2 Pré dimensionnement

La numérotation des niveaux se fait de bas en haut. Pour avoir une bonne comparaison des résultats, nous avons gardé les mêmes dimensions des éléments structuraux (colonnes, poutres diagonales) pour toutes les structures.

Une étude préliminaire sous charges statiques a été menée. Le chargement aux nœuds a été fait conventionnellement à l'action ultime  $1,35G + 1,5Q$  avec dégression pour la charge d'exploitation  $Q$  (tableau III.1). Le dimensionnement a donné les valeurs des sections données aux tableaux III.2 et III.3.

**Tableau III.1** Descente de charge

N°	G (dan/m <sup>2</sup> )	Q (dan/m <sup>2</sup> )	G / nœud (dan)	Q/nœud (dan)	1,35G +1,5Q (dan)/noeud
6	514	100	4400	800	7140
5	882	250	7500	2000	13125
4	1250	385	10700	3080	19065
3	1618	505	13900	4040	24825
2	1986	610	17000	4880	29670
1	2354	700	20000	5600	35400

**Tableau III.2** Sections des éléments choisis

	STR 1	STR 2	STR 3	STR 4	STR 5	STR 6
<b>Colonnes</b>	HEA 240	HEA 240	HEA 240	HEA 300	HEA 240	HEA 240
<b>Poutres</b>	IPE 240	IPE 240	IPE 240	IPE 240	IPE 240	IPE 240
<b>Diagonales</b>	80x80x8	80x80x8	80x80x8	80x80x8	80x80x8	80x80x8

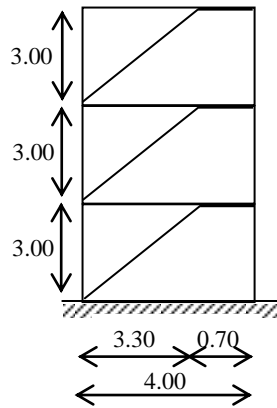
**Tableau III.3** Aire des sections des éléments structuraux

Elément Aire	HEA 240	HEA 300	IPE 240	80x80x8
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	106,00	149,10	39,10	24,32

### III.2 OSSATURES A TRIANGULATIONS EXCENTREES : TRONÇON SISMIQUE

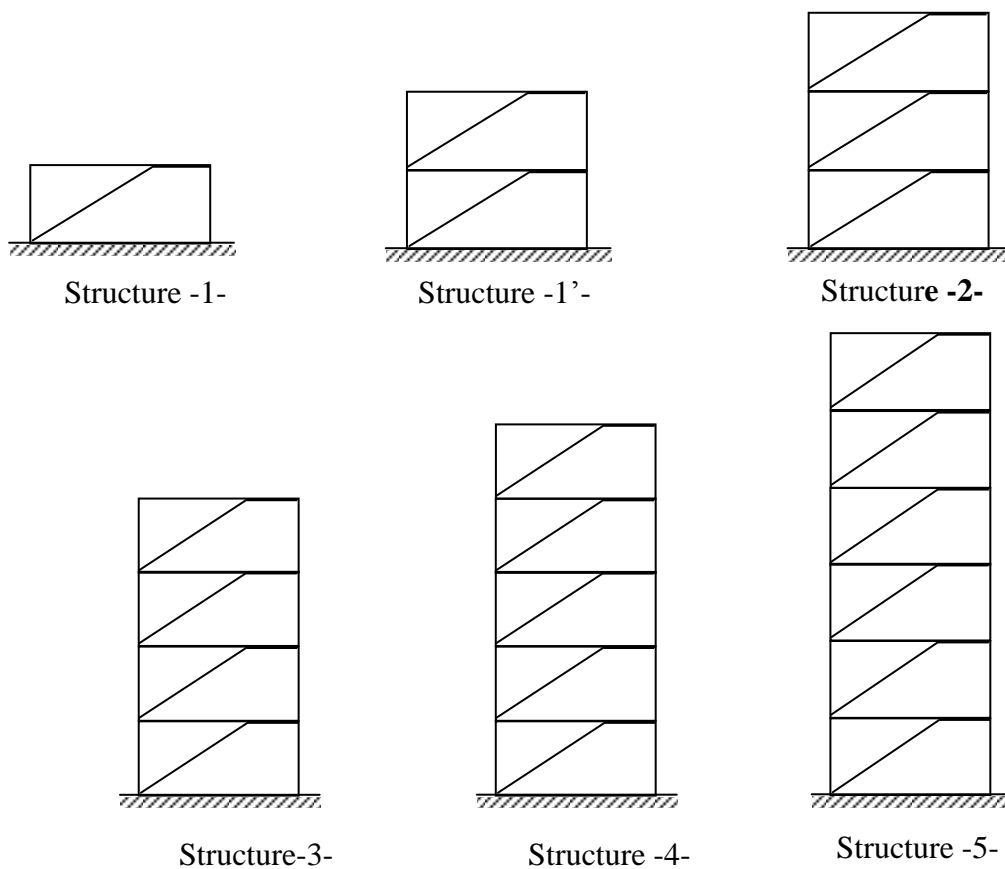
#### III.2.1 Introduction

Les éléments de contreventement étudiés sont du type à barres excentrées (figure III.4).



**Figure III.4** Vue en élévation d'un élément de contreventement à barre excentrée à trois niveaux

Ces éléments sont les travées de contreventement de bâtiments à un, deux, trois, quatre, cinq et six niveaux. Ce sont des éléments de type tronçon d'excentrement de portée « e » comme représenté sur les différentes figures III.5.



**Figure III.5** Vue en élévation des différentes structures étudiées

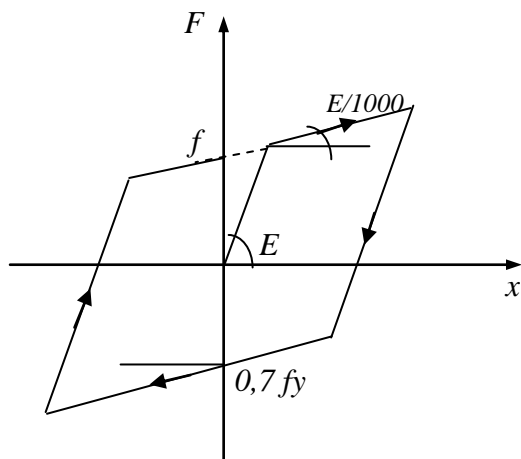
Ils sont posés sur le long pan des structures respectives, car c'est dans ce plan que la faible inertie des portiques impose un dispositif de contreventement.

Nous avons retenu ces différents éléments (une travée avec un, deux, trois, quatre, cinq et six niveaux) pour pouvoir comparer les deux études : contreventement à barres centrées et contreventement à barres excentrées.

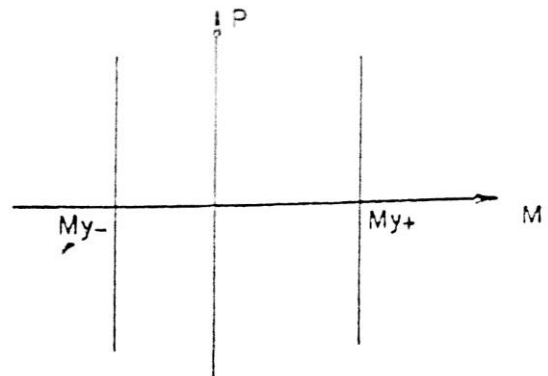
Ces types de contreventement ont pour particularité comme signalée au chapitre I de dissiper l'énergie transmise par l'action sismique par :

- plastification des diagonales tendues et comprimés,
- formation de rotules plastiques dans le tronçon d'excentrement par flexion et / ou par cisaillement.

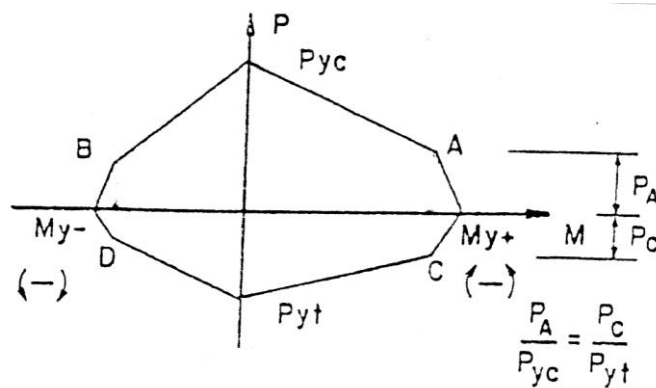
Les différentes lois de comportement et d'interaction sont représentées sur les figures III.6, III.7, III.8.



**Figure III.6** Loi de comportement en traction - compression



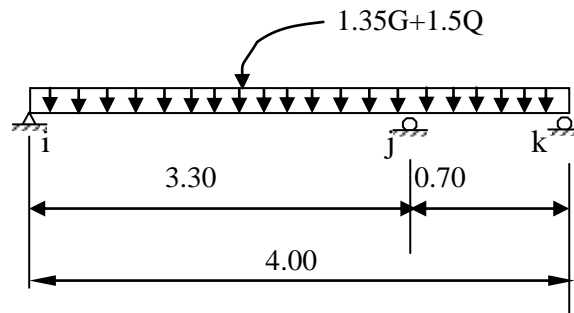
**Figure III.7** Courbe d'interaction, tronçon sismique.



**Figure III.8** Courbe d'interaction – poteau-

### III.2.2 Pré dimensionnement

Afin de faire un pré dimensionnement des éléments composants le contreventement, une étude statique a été menée.



**Tableau III.4** Chargement aux nœuds

Niveaux	G (dan/m <sup>2</sup> )	Q (dan/m <sup>2</sup> )	1.35G +1.5 Q (dan/m <sup>2</sup> )	1.35G +1.5Q (dan) nœud i	1.35G + 1.5Q (dan) nœud j	1.35G + 1.5Q (dan) nœud k
Terrasse	539,00	100,00	877	5548	7016	1227
Etage courant	517,00	150,00	923	6088	7384	1301

L'étude statique menée a permis de déterminer les éléments suivants (tableau III.5).

**Tableau III.5** Eléments structuraux

	Strc -1-	Strc -1'-	Strc -2-	Strc -3-	Strc -4-	Strc -5-
<b>Colonnes</b>	HEB 240	HEB 240	HEB 240	HEB 240	HEB 240	HEB 240
<b>Poutres</b>	IPE 240	IPE 240	IPE 240	IPE 240	IPE 240	IPE 240
<b>Diagonales</b>	UAP 250	UAP 250	UAP 250	UAP 250	UAP 250	UAP 250

**Tableau III.6** Caractéristiques des éléments structuraux

	A	I <sub>y</sub> *10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> *10 <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> *10 <sup>3</sup>	W <sub>el,z</sub> *10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,y</sub> *10 <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> *10 <sup>3</sup>
<b>HEB 240</b>	106,0	11260	3923	938,3	326,9	498,4	1053
<b>IPE 240</b>	39,10	3892	283,6	324,3	47,27	366,6	73,92
<b>UAP 250</b>	43,80	4136	295,4	330,9	48,87	391,8	87,65

## Chapitre IV

## COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL, ACTIONS SISMIQUES

### IV.1 COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL

Nous avons déjà à travers le chapitre II, décrit les deux types de contreventement : à barres centrées (en X) et à barres excentrées (avec tronçon sismique). Les deux types de contreventement ont leur propre capacité de dissipation de l'énergie transmise par l'action sismique. Cette qualité est décrite dans la littérature par un coefficient appelé : coefficient de comportement global. Chaque code de calcul national le définit par une affectation propre au pays d'origine. Ainsi le code Algérien [12] le définit par le coefficient « R » et l'Eurocode 8 [7] par le coefficient « q ».

Au sens de l'Eurocode 8, partie 1.3, chapitre 3 [7], ce facteur est calculé de la manière suivante,

$$q = \frac{\lambda_{\max}}{\lambda_e}$$

$\lambda_{\max}$  et  $\lambda_e$  sont définis comme suit : soit un accélérogramme  $a(t)$  et une structure donnée. A l'aide d'un programme de calcul non linéaire, on trouve par essais multiples  $\lambda_{\max}$  et  $\lambda_e$ , de manière que :

- sous  $\lambda_e \times a(t)$ , on atteint la limite élastique  $f_y$  en un point de la structure. La déformation correspondante est  $D_e$ . Cet état correspondant à la plastification de la première barre (pour le contreventement à barres centrées) et l'apparition de la première rotule plastique (pour le contreventement à barres excentrées).
- sous  $\lambda_{\max} \times a(t)$ , on atteint une valeur «  $f$  » qui peut être la valeur de rupture ou une valeur jugée grande. La déformation correspondante est  $D_{\max}$ . Cet état correspondant à un mécanisme de ruine pour les deux systèmes de contreventement.

Cette déformée obtenue lors d'un calcul dynamique non linéaire est égale à la déformée maximale que l'on obtiendrait par un calcul dynamique linéaire effectué avec un accélérogramme  $\lambda_{\max} \times a(t)$  pour une structure de limite élastique  $q \cdot f_y$  (figure IV.1).

Ce facteur de comportement global  $q$  dépend :

- du système structural,
- de la durée de l'accélérogramme ainsi que de son contenu fréquentiel et énergétique.

Les facteurs q (ou R pour le règlement Algérien) peuvent donc être en toute logique différents pour deux structures identiques construites sur deux sites différents [45].

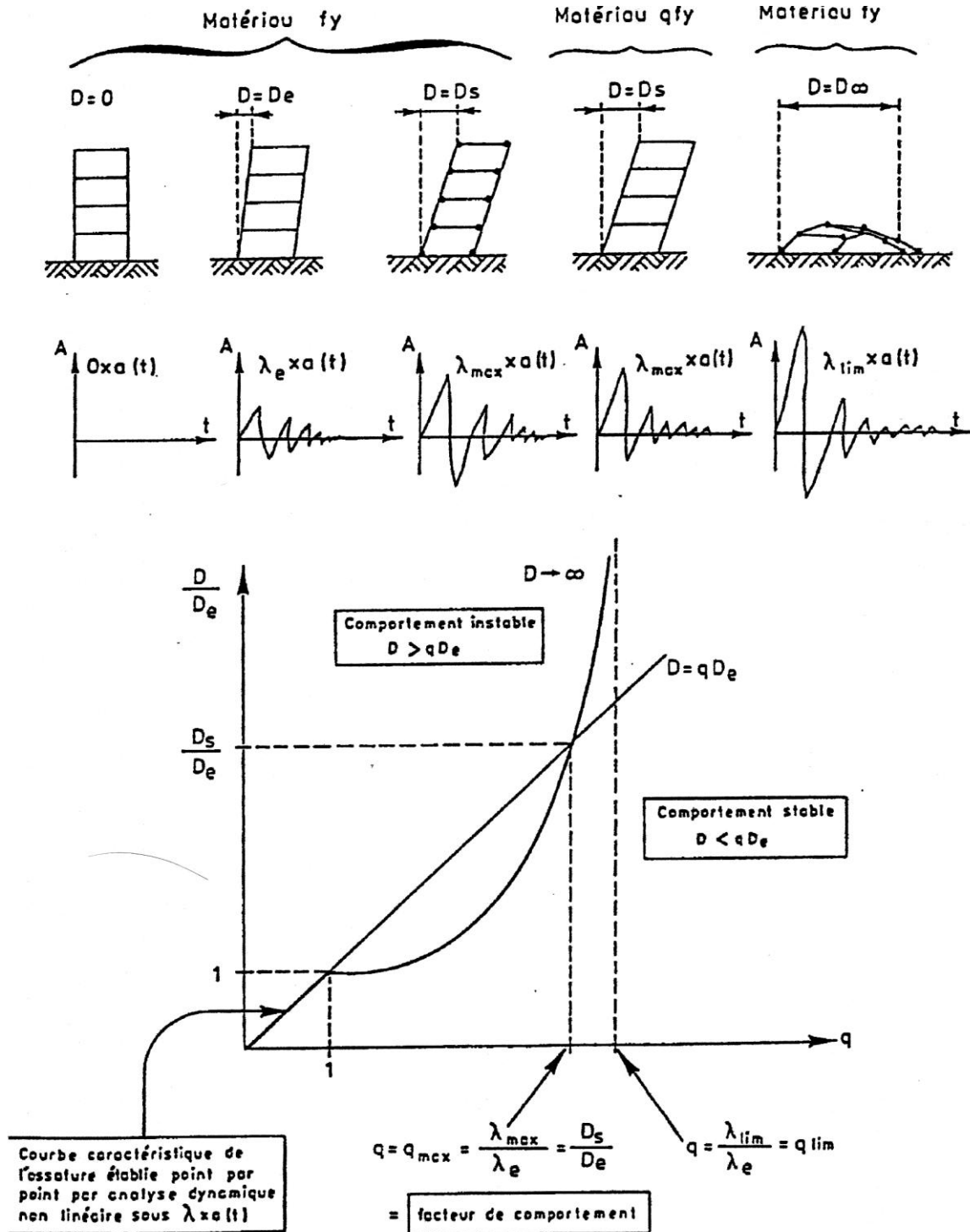


Figure IV.1 Procédure de calcul par DRAIN-2D

## IV.2 ACTION SISMIQUE

### IV.2.1 Introduction

Nous savons que la capacité qu'a un matériau ou une structure à s'allonger dans le domaine plastique sans rupture ni perte de résistance est définie par sa ductilité. On se référera si besoin est pour un examen plus complet de l'interprétation du diagramme réel de type « chargement - déplacement » à [3].

Dans la suite, on considère uniquement des éléments de structure dont la caractéristique sous action cyclique est du type défini aux figures III.6, III.7 et III.8, respectivement pour un élément en traction et compression, en flexion, en flexion avec effort axial. On donne au module d'écroutissage de l'acier (figure III.6) une valeur non nulle ( $E/1000$ ) pour des raisons de convergence du processus numérique.

### IV.2.2 Logiciel de l'étude

Le logiciel utilisé est le programme DRAIN2D développé par G.H POWEL à l'université de BERKELEY (Californie [36]). Il dispose des éléments suivants :

- a. Un élément poutre qui se plastifie par flexion.
- b. Un élément poutre colonne qui se plastifie par formation de rotules plastiques aux nœuds rigides.
- c. Un élément d'assemblage semi - rigide.
- d. Un élément de voile de cisaillement qui possède une rigidité à l'effort tranchant uniquement.
- e. Un élément barre qui se plastifie en traction et flambe élastiquement en compression (figure III.6).

Dans la présente étude, les éléments b) et e) sont utilisés.

### IV.2.3 Action sismique

Les actions sismiques sont définies par :

- la composante NORD-SUD de l'accélération du séisme d'El Centro du 18 Mai 1940 (Californie).
- La composante EST -OUEST de l'accélérogrammes de Boumerdes du 21 Mai 2003.

Ces deux séismes sont pris comme référence pour les similitudes qu'ils offrent en terme d'intensité 0,34g et 0,32g respectivement.

#### IV.2.4. Recherche du nombre de rotules plastiques qui rendent la structure mécanisme

Soit une structure (figure IV.2) à nœuds rigides :

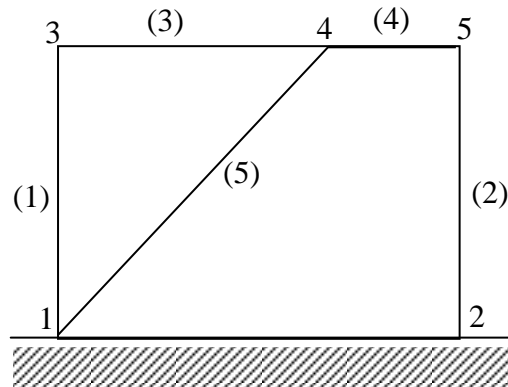


Figure IV.2 Structure 1 de l'étude

Appelons :

**n** : nombre de nœuds

**b** : nombre de barres

**bc** : nombre de barres coupées

**bnc** : nombre de barres non coupées

**A** : nombre d'appuis

**C** : nombre de coupures (dans les barres et aux nœuds)

Nous allons effectuer des coupures dans la structure hyperstatique afin d'obtenir une structure isostatique supportée par un seul appui. Nous serons amenés à supprimer tous les appuis sauf un, ceci pour tenir compte de l'hyperstaticité externe de la structure. Il faut en plus couper un certain nombre de barres pour tenir compte de l'hyperstaticité interne, soit  $bc$ .

Nous avons alors :

Hyperstatique externe  $C_1 = A - 1$

$$bc = b - bnc$$

On remarque :

$$bnc = n - 1$$

$$C_2 = bc = b - n + 1$$

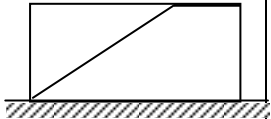
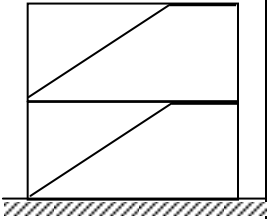
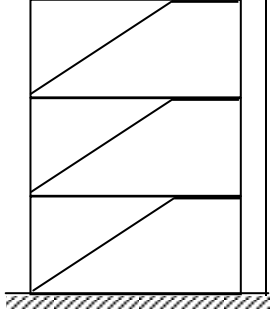
D'où le nombre total de coupure :  $C = C_1 + C_2$

$$C = (A - 1) + b - (n + 1) = b - n + A$$

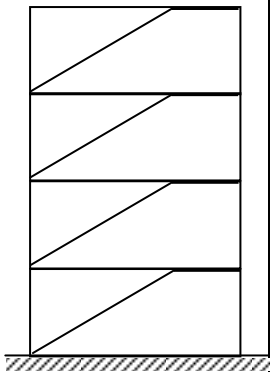
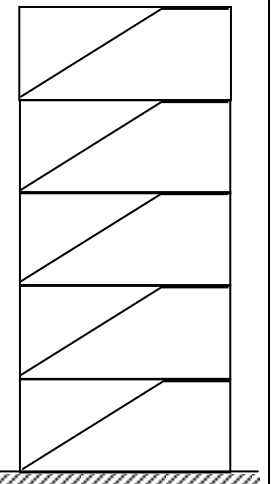
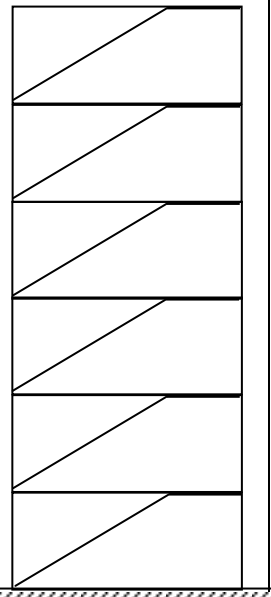
Nous savons que chaque coupure libère trois liaisons inconnues hyperstatiques. Le nombre total d'inconnues hyperstatiques est  $h = 3 C$ .

Ainsi le nombre de rotules plastiques qui rendent la structure mécanisme est égal à  $m = h + 1$  (tableau IV.1).

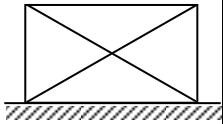
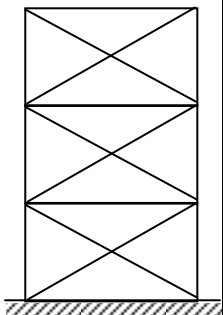
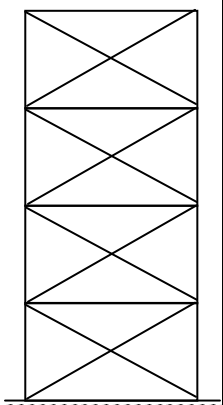
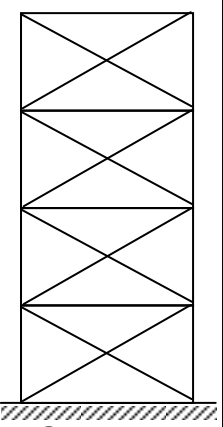
**Tableau IV.1** Nombre de rotules plastiques qui rendent la structure mécanisme (barres excentrées)

Structure	b	n	A	$C_1=A-1$	$C_2 =b-n+1$	C	h	h+1
 <b>Strc1</b>	5	4	2	1	2	3	9	10
 <b>Strc1'</b>	10	7	2	1	4	5	15	16
 <b>Strc2</b>	15	10	2	1	5	6	18	19

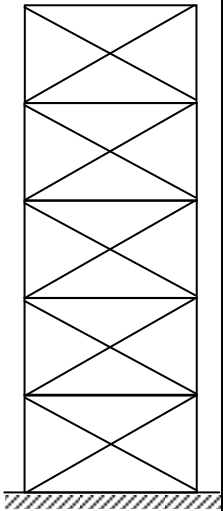
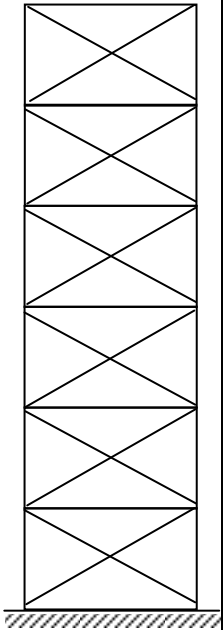
**Tableau IV.2** Nombre de rotules plastiques qui rendent la structure mécanisme (suite)

Structure	b	n	A	$C_1=A-1$	$C_2 = b-n+1$	C	h	h+1
 <p><b>Strc3</b></p>	20	13	2	1	8	9	27	28
 <p><b>Strc4</b></p>	25	16	2	1	9	10	30	31
 <p><b>Strc5</b></p>	30	19	2	1	12	13	39	40

**Tableau IV.3** Nombre de barres plastifiées qui rendent la structure mécanisme  
(Barres centrées)

Structure	b	n	A	$C_1=A-1$	$C_2 =b-n+1$	h=C	h+1
 <p><b>Strc1</b></p>	5	4	2	1	2	2	3
 <p><b>Strc 2</b></p>	15	8	2	1	8	8	9
 <p><b>Strc3</b></p>	20	10	2	1	11	11	12
 <p><b>Str 3A</b></p>	20	10	2	1	11	11	12

**Tableau IV.4** Nombre de barres plastifiées qui rendent la structure mécanisme (suite)

Structure	b	n	A	$C_1=A-1$	$C_2 =b-n+1$	h=C	h+1
 <p><b>Strc4</b></p>	25	12	2	1	14	14	15
 <p><b>Strc 5</b></p>	30	14	2	1	17	17	18

Chapitre v

**RESULTATS DE L'ETUDE NUMERIQUE**

**V.1. RESULTATS DE L'ETUDE NUMERIQUE POUR LES STRUCTURES A CONTREVENTEMENT AVEC BARRES CENTREES**

L'étude a permis de s'intéresser aux aspects suivants :

Nous avons d'abord déterminé les déplacements « D » de la structures en fonction du coefficient de comportement global q de celle-ci. La procédure d'obtention de ce facteur a été présentée au chapitre IV.

Ensuite, nous nous sommes intéressés aux déplacements « e » des éléments structuraux : poteaux, diagonale, tronçon d'excentrement sismique.

De là, nous avons dressé des tableaux exprimant les ductilités globales  $\mu_{\Delta} = \frac{D_i}{D_e}$  et

locales  $\mu_i = \frac{e_i}{e_y}$  des éléments structuraux ; et ceci pour chaque structure.

Les différents tableaux donnant ces paramètres sont donnés dans la suite de la présentation.

**Tableau V.1** Déplacement global, ductilité globale en fonction de q des structures 1 et 2 à barres centrées

STRUCTURE	q	D (mm)		$\frac{D}{D_e}$	
		+	-	+	-
STR 1	1	5	4	1.00	1.00
	2	20	5	4.00	1.25
	3	22.40	19	4.48	4.75
	4	42.50	239	8.50	59.75
	5	362	583	72.40	145.75
STR 2	1	13	14	1.00	1.00
	2	26	20	2.00	1.43
	3	49	21	3.77	1.50
	4	59	31	4.54	2.21
	5	120	49	9.23	3.50
	6	173	109	13.30	7.78
	7	133	178	10.23	12.71
	8	148	263	11.38	18.76

**Tableau V.2** Déplacement global, ductilité globale en fonction de q  
des structures 3 à 5 à barres centrées

STRUCTURE	q	D (mm)		$\frac{D}{D_e}$	
		+	-	+	-
STR 3	1	15	18	1.00	1.00
	2	20	31	1.33	1.72
	3	72	30	4.80	1.66
	4	170	23	11.33	1.27
	5	217	55	14.46	3.05
	6	158	146	10.53	8.10
STR 3 A	1	25	32	1.00	1.00
	2	41	67	1.64	2.09
	3	108	75	4.32	2.34
	4	368	53	14.72	1.65
STR 4	1	19	23	1.00	1.00
	2	27	47	1.42	2.04
	3	51	45	3.68	1.95
	4	98	28	5.15	1.21
STR 5	1	21	26	1.00	1.00
	2	44	26	2.10	1.00
	3	43	45	2.04	1.73
	4	31	64	1.47	2.46
	4.5	37	104	1.67	4.02

## V.2 RESULTATS DE L'ETUDE POUR LES STRUCTURES A CONTREVENTEMENT A BARRES EXCENTREES

La procédure d'extraction des résultats d'analyse des fichiers résultats reste la même que pour l'étude des structures à contreventement à barres centrées.

**Tableau V.3** Déplacement global, allongement en fonction de q des structures à barres excentrées

Structures	q <sub>i</sub>	D		D/D <sub>e</sub>		Poteaux				Diagonales				Tronçon d'excentrement			
						e		e/e <sub>y</sub>		e		e/e <sub>y</sub>		e		e/e <sub>y</sub>	
		+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
<b>Strc -1'-</b> λ <sub>e</sub> =1,5	1	0,004	0,003	1,00	1,00	0,000	0,000	1,00	1,00	0,001	0,001	1,00	1,00	0,004	0,003	1	1,00
	1,75	0,025	0,016	6,25	5,33	0,002	0,001	-	-	0,013	0,020	12,00	20,00	0,025	0,016	6,25	5,33
	2	0,319	0,026	12,76	8,66	0,002	0,001	-	-	0,048	0,100	48,00	100,0	0,091	0,043	22,75	14,33
<b>Strc -2-</b> λ <sub>e</sub> =1,28	1	0,008	0,007	1,00	1,00	0,001	0,001	1,00	1,00	0,001	0,001	1,00	1,00	0,008	0,007	1,00	1,00
	2	0,078	0,014	9,75	2,00	0,002	0,002	2,00	2,00	0,005	0,037	5,00	37,00	0,042	0,007	5,25	1,00
	3	0,150	0,022	18,75	3,14	0,002	0,002	2,00	2,00	0,005	0,063	5,00	63,00	0,086	0,017	10,75	2,43
	3,5	0,171	0,062	21,37	8,85	0,002	0,002	2,00	2,00	0,032	0,073	32,00	73,00	0,092	0,057	11,50	8,14
	4	0,766	0,168	95,75	24,00	0,001	0,003	1,00	3,00	0,185	0,546	185,0	546,0	0,766	0,168	95,75	24,00
<b>Strc -3-</b> λ <sub>e</sub> =1,20	1	0,014	0,013	1,00	1,00	0,001	0,001	1,00	1,00	0,003	0,002	1,00	1,00	0,011	0,010	1,00	1,00
	2	0,022	0,021	1,57	1,75	0,002	0,002	2,00	2,00	0,005	0,003	1,66	1,50	0,012	0,013	1,09	1,30
	3	0,052	0,092	3,71	7,07	0,003	0,003	3,00	3,00	0,048	0,024	16,00	12,00	0,035	0,078	3,18	7,80
	4	0,062	0,151	4,92	11,61	0,003	0,003	3,00	3,00	0,060	0,030	20,00	13,50	0,053	0,143	4,81	14,30
	5	0,176	0,156	12,57	12,00	0,003	0,003	3,00	3,00	0,061	0,085	20,33	42,50	0,079	0,056	7,18	5,60
	5,83	0,257	0,233	18,35	17,92	0,003	0,003	3,00	3,00	0,089	0,118	29,66	59,00	0,178	0,129	16,18	12,90

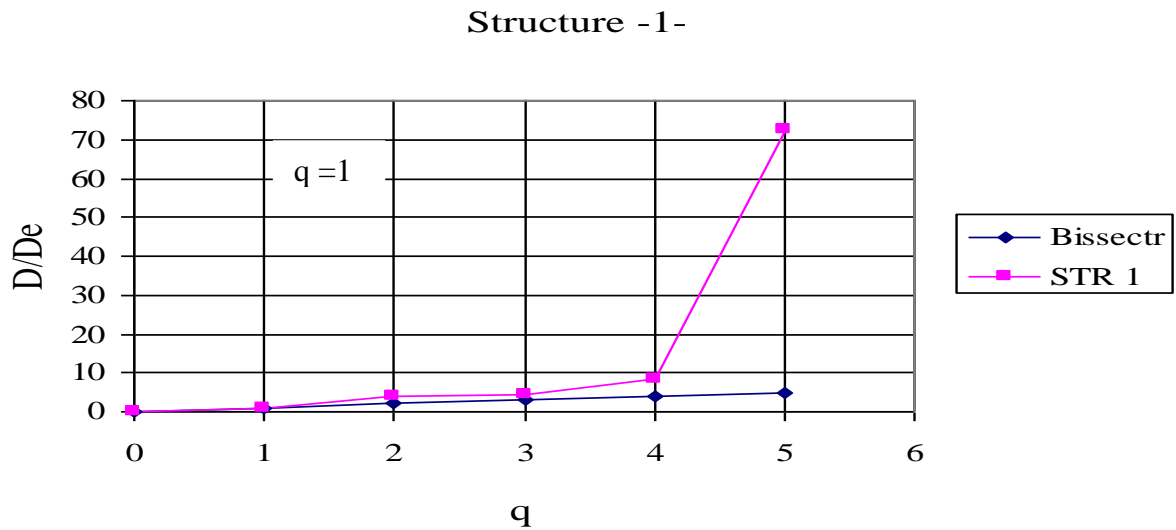
**Tableau V.4** Déplacement global, Allongement en fonction de q des structures à barres excentrées (suite)

Structures	q <sub>i</sub>	D		D/D <sub>e</sub>		Poteaux				Diagonales				Tronçon d'excentrement			
						e		e/e <sub>y</sub>		e		e/e <sub>y</sub>		e		e/e <sub>y</sub>	
		+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
<b>Struc -4-</b> λ <sub>e</sub> =1,28	1	0,019	0,019	1,00	1,00	0,002	0,002	1,00	1,00	0,002	0,002	1,00	1,00	0,019	0,019	1,00	1,00
	2	0,036	0,042	1,89	2,21	0,004	0,004	2,00	2,00	0,007	0,005	3,50	2,50	0,017	0,020	0,94	1,05
	3	0,062	0,263	3,26	13,84	0,003	0,003	1,50	1,50	0,104	0,028	52,00	14,00	0,042	0,164	2,21	8,63
	4	0,286	0,049	15,05	2,57	0,004	0,004	2,00	2,00	0,015	0,129	7,50	64,50	0,224	0,025	11,78	1,31
	5	0,588	0,070	30,94	3,68	0,005	0,004	2,50	2,00	0,058	0,105	29,00	52,50	0,534	0,060	28,10	3,15
<b>Struc -5-</b> λ <sub>e</sub> =1,12	1	0,033	0,049	1,00	1,00	0,003	0,002	1,00	1,00	0,008	0,010	1,00	1,00	0,033	0,050	1,00	1,00
	2	0,248	0,064	7,51	1,30	0,004	0,004	1,33	2,00	0,030	0,269	3,75	26,90	0,248	0,064	7,51	1,28
	3	0,121	0,259	3,66	5,28	0,005	0,005	1,66	2,50	0,072	0,019	9,00	1,90	0,039	0,128	1,18	2,56
	4	0,891	0,077	27,00	1,57	0,005	0,005	1,66	2,50	0,077	0,014	9,62	1,40	0,891	0,077	27,00	1,54
	5	0,869	0,065	26,33	1,97	0,006	0,004	2,00	2,00	0,047	0,331	5,87	33,10	0,869	0,065	26,33	1,30

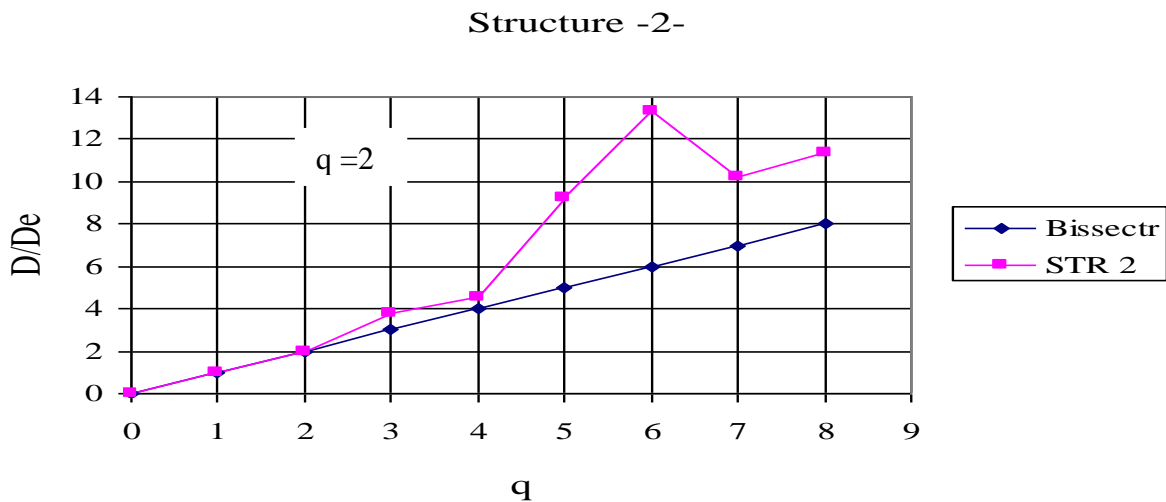
**V.3 DETERMINATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL Q EN FONCTION DE LA DUCTILITE GLOBALE  $\mu_{\Delta} = \frac{D_i}{D_e}$**

**V.3.1 Contreventement à barres centrées**

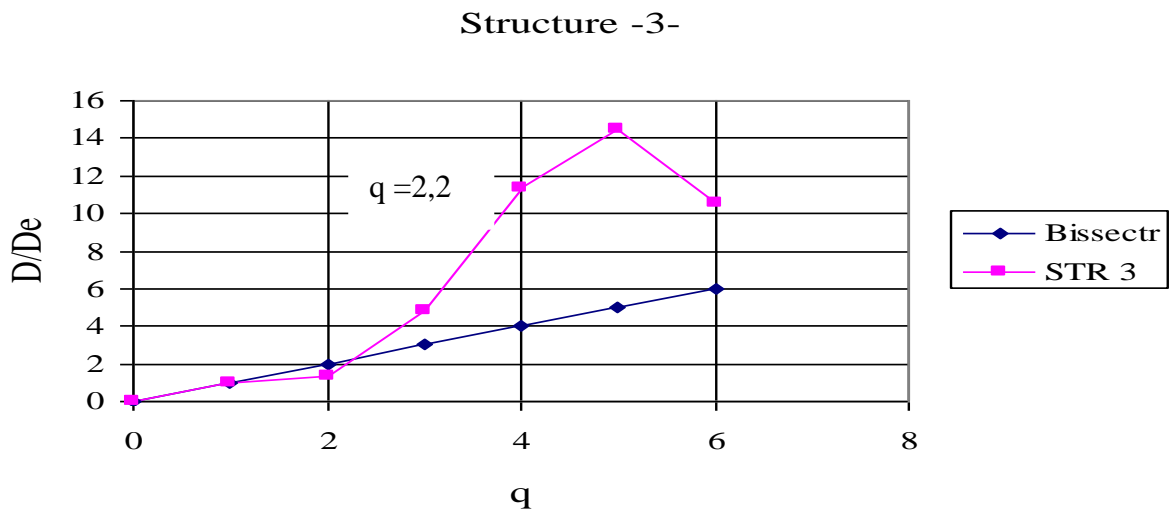
Conformément aux tableaux V.1 et V.2, nous traçons les courbes donnant les valeurs du coefficient global **q** en fonction de la ductilité globale  $\mu_{\Delta}$  .



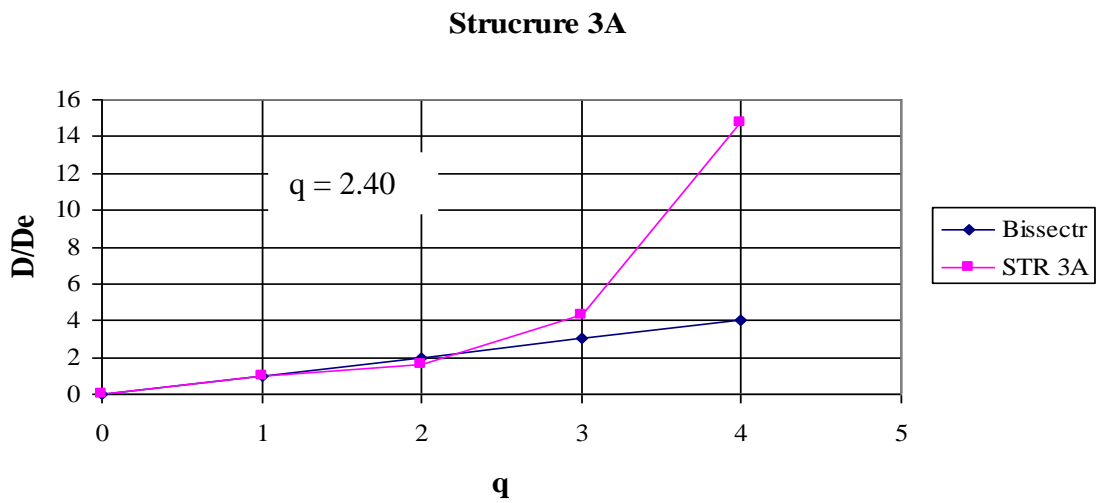
**Figure V.1** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 1



**Figure V.2** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 2

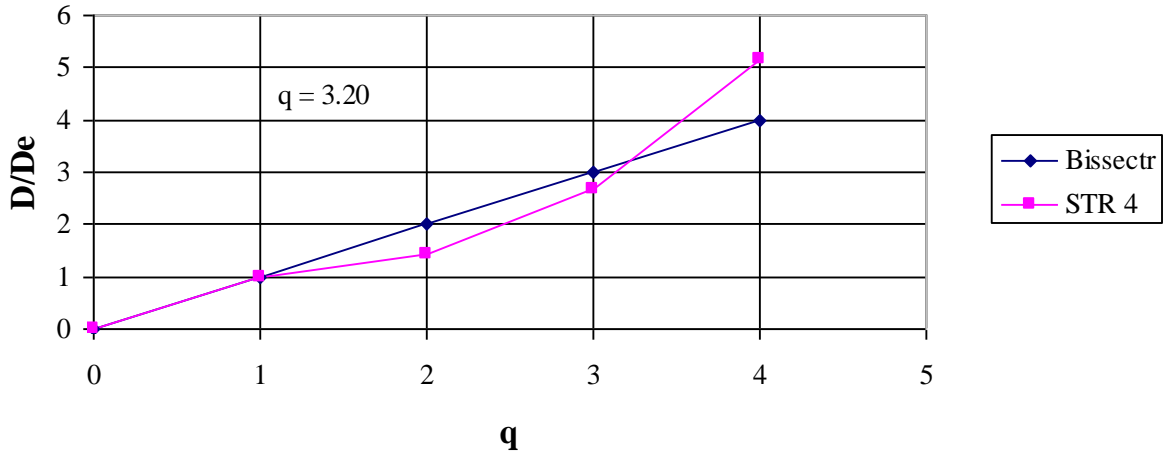


**Figure V.3** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 3



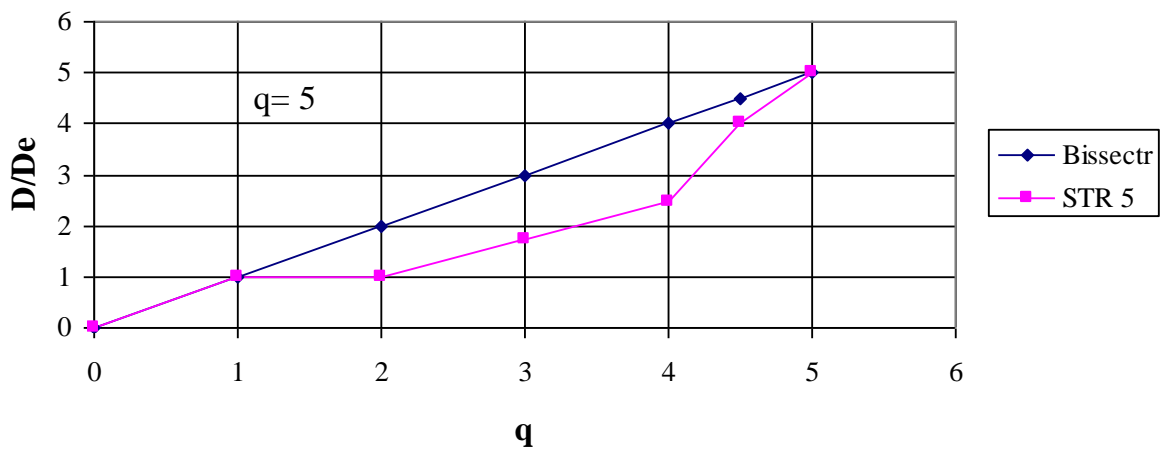
**Figure V.4** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 3A

**Structure -4-**



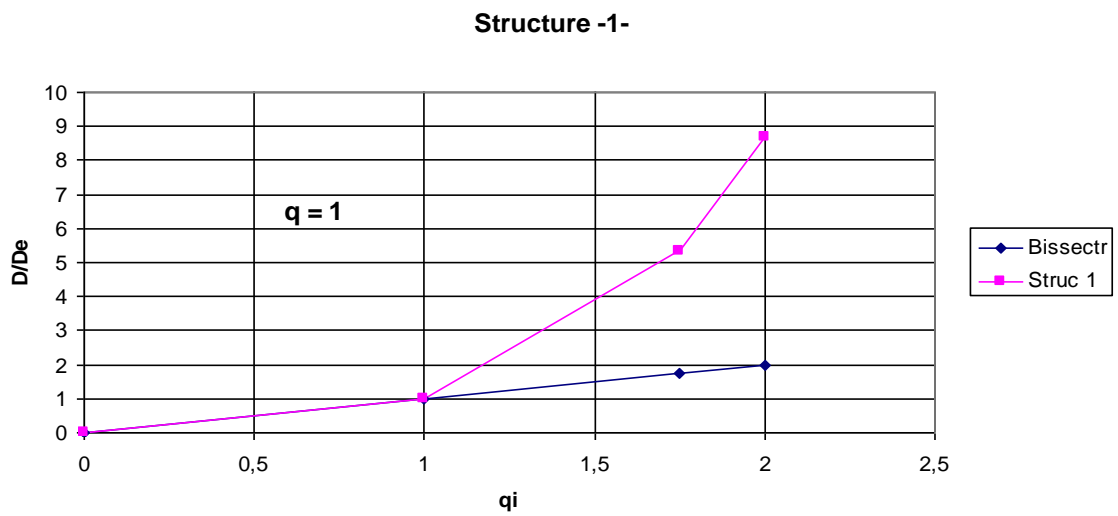
**Figure V.5** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 4

**Structure -5-**

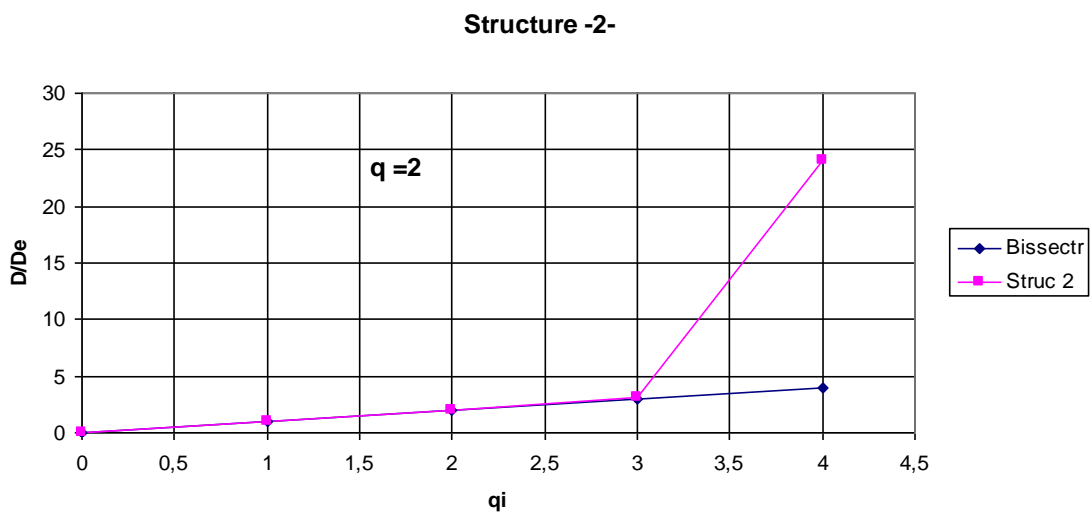


**Figure V.6** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 5

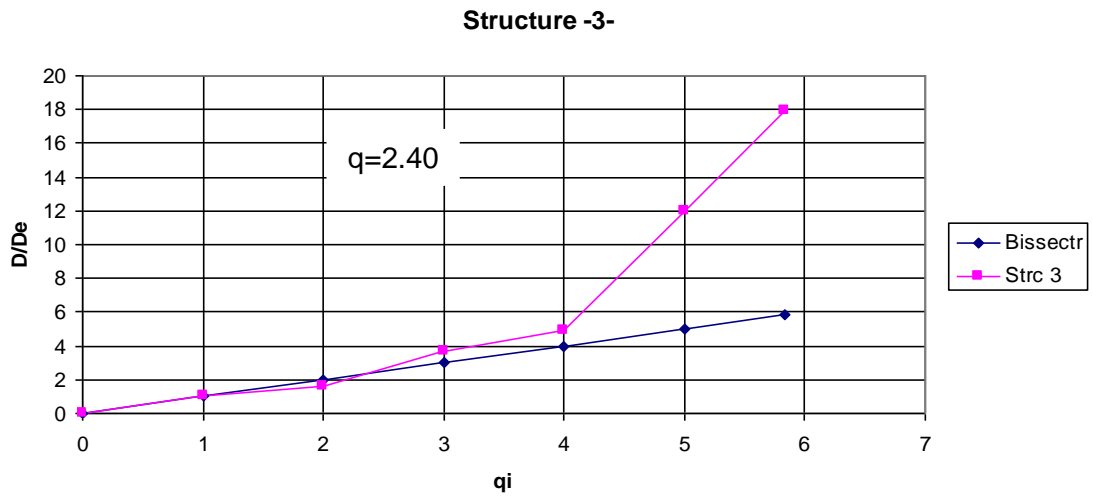
V.3.2 Contreventement à barres excentrées : tronçons sismiques



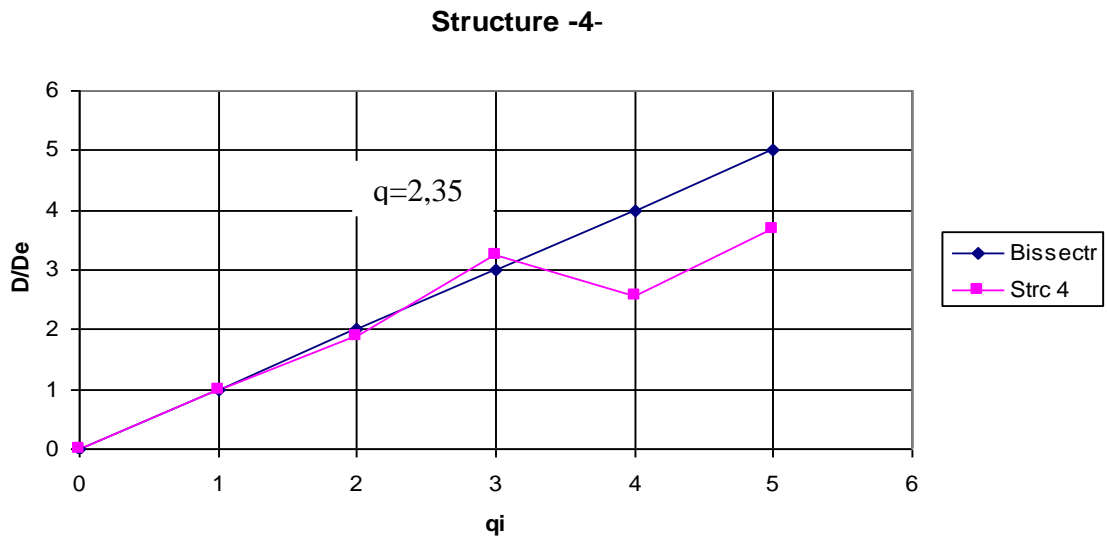
**Figure V.7** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 1'



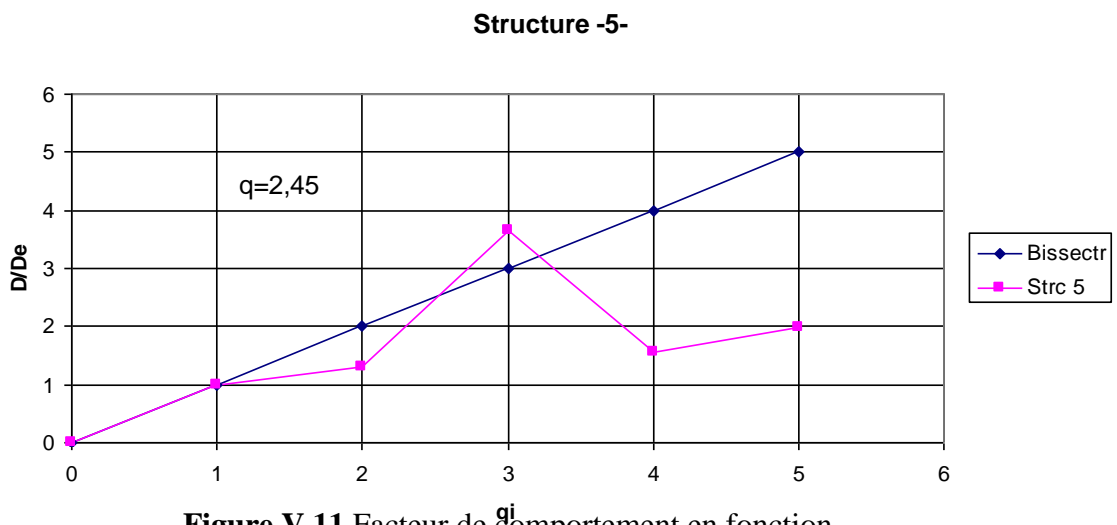
**Figure V.8** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 2



**Figure V.9** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 3



**Figure V.10** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc 4



**Figure V.11** Facteur de comportement en fonction de la ductilité d'ensemble Strc5

**V.4 DETERMINATION DE LA DUCTILITE LOCALE  $\mu_i$  DE NIVEAU  $H_i$  EN FONCTION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL Q**

**V.4.1 Contreventement à barres centrées**

**Tableau V.5** Allongement, ductilité du niveau des structures à barres centrées

Structure	Hi	qi	$e_i (mm)$				$\mu_i = \frac{e_i}{e_e}$			
			Colonne		Diagonale		Colonne		Diagonale	
			+	-	+	-	+	-	+	-
STR 2	1	1	0.17	1.23	1.1	1.57	3.47	1.38	3.30	1.03
		2	0.59	1.84	3.63	1.63				
	2	1	0.09	0.64	0.97	1.22	3.44	1.57	1.85	1.73
2	0.31	1.01	1.83	2.11						
3	1	0.02	0.20	0.87	0.78	5.00	1.58	1.73	1.81	
	2	0.10	0.30	1.16	1.38					
STR 3	1	1	0.	2.04	0.43	1.57	0.	2.17	2.06	2.41
		2	0.	4.43	0.86	3.79				
	2	1	-	1.34	0.55	1.26	-	1.12	1.96	1.29
		2	-	1.50	1.08	1.63				
3	1	-	0.78	0.47	0.93	-	1.11	2.86	1.33	
	2	-	0.87	0.97	1.24					
4	1	-	0.31	0.31	0.49	-	1.13	1.96	1.32	
	2	-	0.35	0.61	0.65					
STR 3A	1	1	0.00	2.62	1.06	2.61	-	1.38	1.70	5.10
		2	0.76	3.63	1.80	13.33				
	2	1	0.	1.69	1.13	2.01	-	1.44	1.87	1.67
		2	0.	2.43	2.12	3.36				
3	1	0.	0.95	0.94	1.49	-	1.43	2.12	2.11	
	2	0.	1.38	1.99	2.62					
4	1	0.	0.38	0.58	0.79	-				
	2	0.	0.50	1.23	1.67					
STR 3B	1	1	0.51	2.12	1.44	1.60	2.57	7.59	1.45	3.78
		2	0.31	16.09	2.09	6.06				
	2	1	0.27	1.41	1.11	1.34	3.22	1.25	1.44	1.27
		2	0.87	1.77	1.60	1.70				
3	1	0.	1.18	2.47	2.37	0.	1.32	16.10	9.76	
	2	0.	1.56	39.80	23.13					
4	1	0.	0.45	0.96	1.27	-	1.42	2.31	2.20	
	2	0.35	0.64	2.20	2.80					

**Tableau V.6** Allongement, ductilité du niveau des structures à barres centrées (suite)

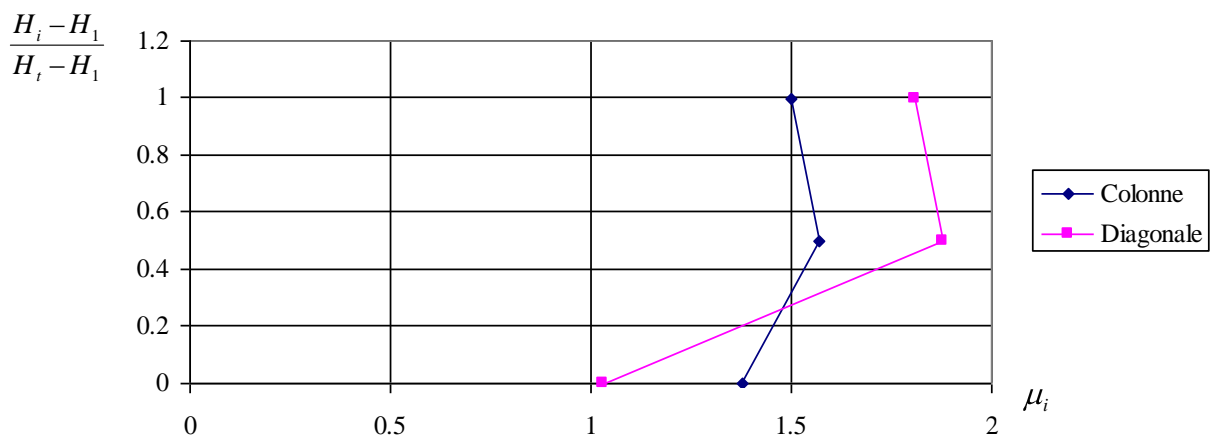
Structure	Hi	qi	$e_i (mm)$				$\mu_i = \frac{e_i}{e_e}$			
			Colonne		Diagonale		Colonne		Diagonale	
			+	-	+	-	+	-	+	-
<b>STR 4</b>	1	1	0.00	2.22	0.23	1.39	-	3.47	2.69	2.23
		3	0.00	8.38	0.62	3.11				
	2	1	0.00	1.58	0.39	1.15	-	1.02	1.66	1.11
		3	0.00	1.62	0.65	1.28				
	3	1	0.00	1.05	0.40	0.92	-	1.04	1.37	1.12
3		0.00	1.09	0.56	1.03					
4	1	0.00	0.57	0.35	0.64	-	1.05	1.25	1.15	
	3	0.00	0.60	0.44	0.74					
5	1	0.00	0.21	0.22	0.33	-	1.09	1.27	1.18	
	3	0.00	0.23	0.28	0.39					
<b>STR 5</b>	1	1	0.00	2.23	0.06	1.03	-	2.50	3.00	1.85
		5	0.00	5.59	0.18	1.90				
	2	1	0.00	1.69	0.20	0.88	-	1.04	1.70	1.11
		5	0.00	1.76	0.34	0.98				
	3	1	0.00	1.23	0.24	0.79	-	1.06	1.83	1.11
		5	0.00	1.30	0.39	0.88				
4	1	0.00	0.78	0.25	0.65	-	1.07	1.64	1.12	
	5	0.00	0.84	0.41	0.73					
5	1	0.00	0.40	0.23	0.49	-	1.12	1.56	1.10	
	5	0.00	0.45	0.36	0.56					
6	1	0.00	0.13	0.17	0.30	-	1.23	1.47	1.13	
	5	0.00	0.16	0.25	0.34					

Nous allons maintenant donner la distribution des ductilités locales  $\mu_i$  pour les colonnes et les diagonales suivant la hauteur des différentes structures (tableau V.7).

**Tableau V.7** Distribution des ductilités locales  $\mu_i$  dans les colonnes et les diagonales des structures à barres centrées

Structure	$\frac{H_i - H_1}{H_t - H_1}$	$\mu_i$	
		Colonnes	Diagonales
STR 2	1.00	1.50	1.81
	0.50	1.57	1.88
	0.00	1.38	1.03
STR 3	1.00	1.13	1.32
	0.66	1.11	1.33
	0.33	1.12	1.29
	0.00	2.17	2.41
STR 3A	1.00	1.43	2.11
	0.66	1.45	1.76
	0.33	1.44	1.67
	0.00	1.38	5.10
STR 4	1.00	1.09	1.18
	0.75	1.05	1.15
	0.50	1.04	1.12
	0.25	1.02	1.11
	0.00	3.47	2.23
STR 5	1.00	1.23	1.13
	0.80	1.12	1.14
	0.60	1.07	1.12
	0.40	1.06	1.11
	0.20	1.04	1.11
	0.00	2.50	1.85

**Structure 2**



**Figure V.12** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 2

Structure 3

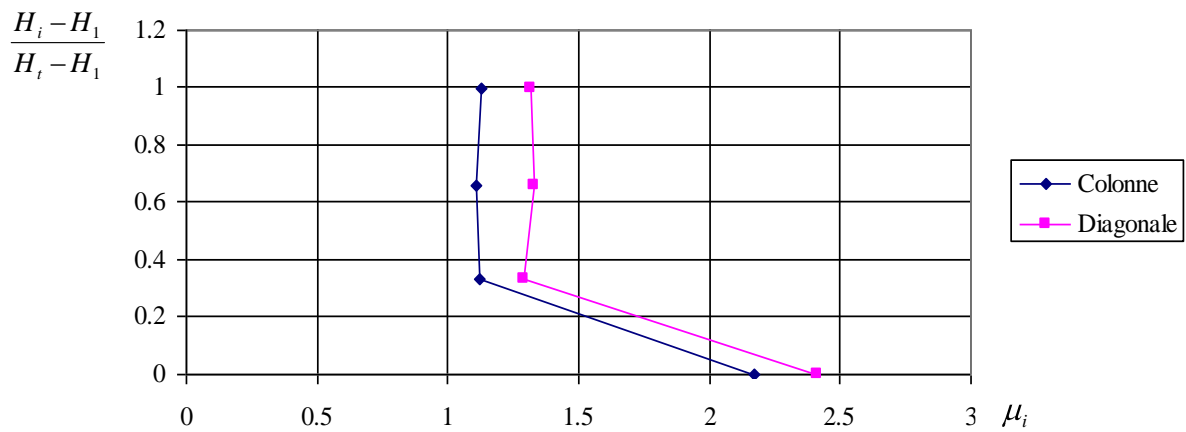


Figure V.13 Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 3

Structure 3A

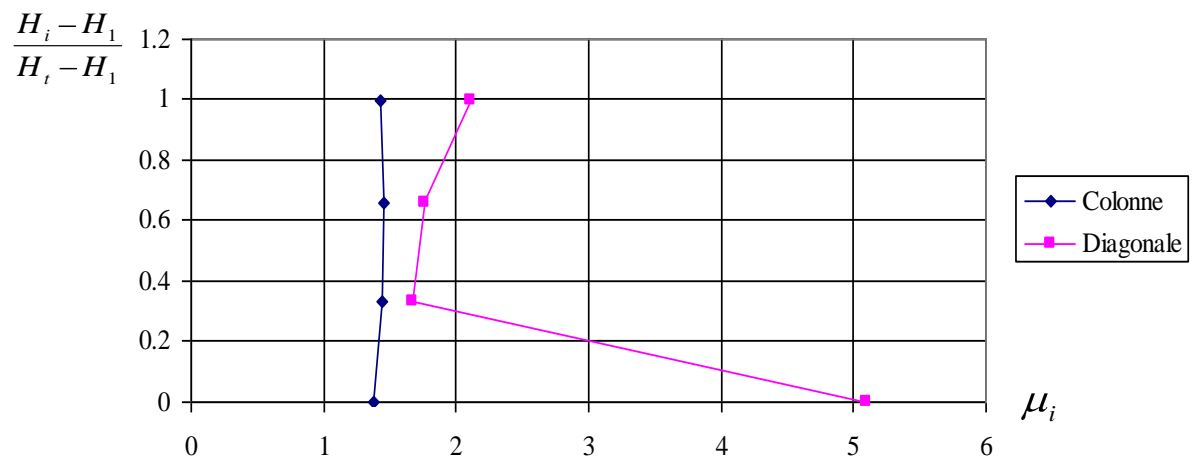
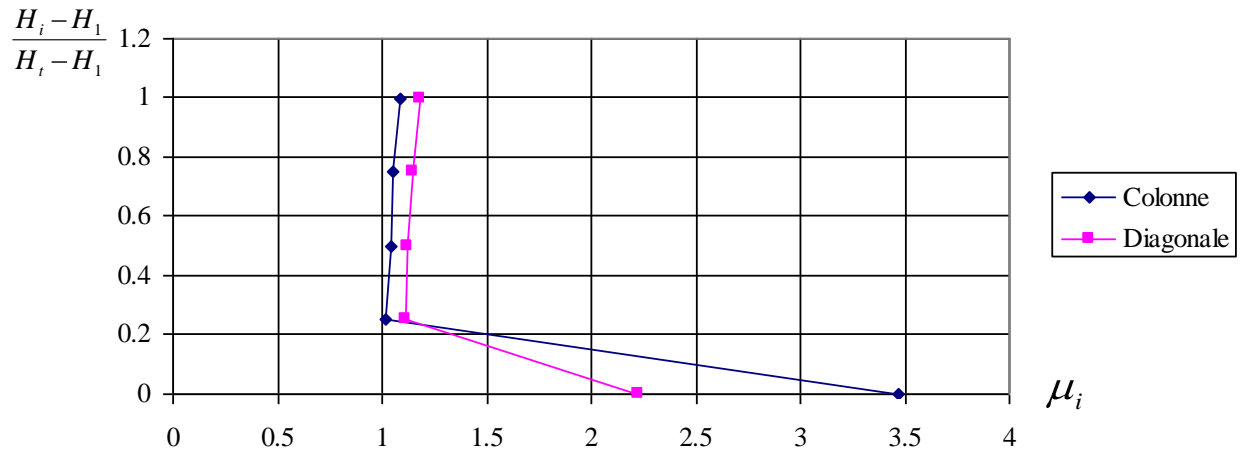


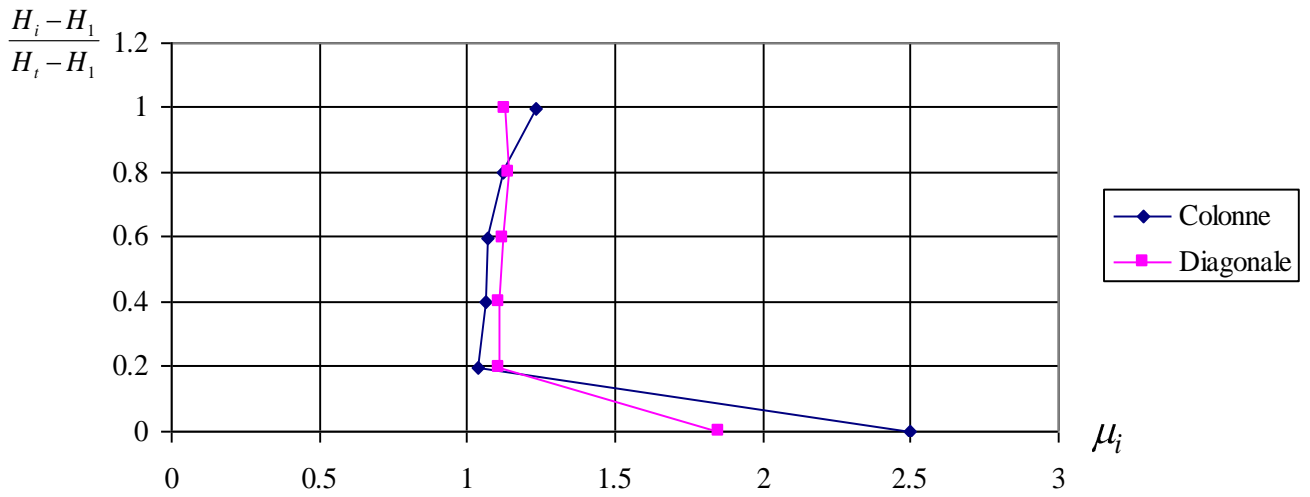
Figure V.14 Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 3A

**Structure 4**



**Figure V.15** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 4

**Structure 5**



**Figure V.16** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 5

#### **V.4.2 Contreventement à barres excentrées (avec tronçon d'excentrement)**

La procédure d'extraction des résultats demeure la même que pour le système de contreventement à barres centrées.

Les résultats sont consignés dans les tableaux ci-dessous

**Tableau V.8** Ductilité locale correspondant à q des structures à barres excentrées

Structure	H <sub>i</sub>	q <sub>i</sub>	Poteau				Diagonale				Tronçon d'excentrement			
			θ		μ = θ / θ <sub>e</sub>		e		μ = e/e <sub>y</sub>		θ		μ = θ / θ <sub>e</sub>	
			+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
Strc - 2-	1	1	0,00106	0,00131	2,08	3,01	0,001	0,001	7,00	7,00	0,00061	0,00086	3,62	4,58
		2	0,00221	0,00394			0,007	0,007			0,00221	0,00394		
	2	1	0,00086	0,00087	3,62	7,69	0,001	0,001	4,00	18,00	0,00053	0,00063	5,86	10,62
2	0,00311	0,00669	0,004	0,018			0,00311	0,00669						
3	1	0,00072	0,00073	4,25	1,59	0,001	0,001	2,00	3,00	0,0027	0,00035	12,15	3,31	
	2	0,00306	0,00116			0,002	0,003			0,00328	0,00116			
Strc - 3-	1	1	0,00147	0,00148	2,87	4,12	0,002	0,001	2,50	13,00	0,00047	0,00043	6,47	15,58
		2,40	0,00423	0,00610			0,005	0,013			0,00304	0,00670		
	2	1	0,00121	0,00136	3,18	3,56	0,002	0,002	7,00	9,00	0,00081	0,00069	4,88	8,37
	2,40	0,00385	0,00485	0,014			0,018	0,00396			0,00578			
3	1	0,0109	0,00115	0,17	2,94	0,002	0,002	15,00	7,50	0,0062	0,00079	0,27	5,70	
2,40	0,00190	0,00339	0,003			0,015	0,00168			0,00451				
4	1	0,00085	0,00104	2,01	1,88	0,001	0,002	3,00	15,00	0,00038	0,00047	5,07	1,85	
2,40	0,00171	0,00196	0,003			0,003	0,00193			0,00087				

**Tableau V.9** Ductilité locale correspondant à q des structures à barres excentrées (suite)

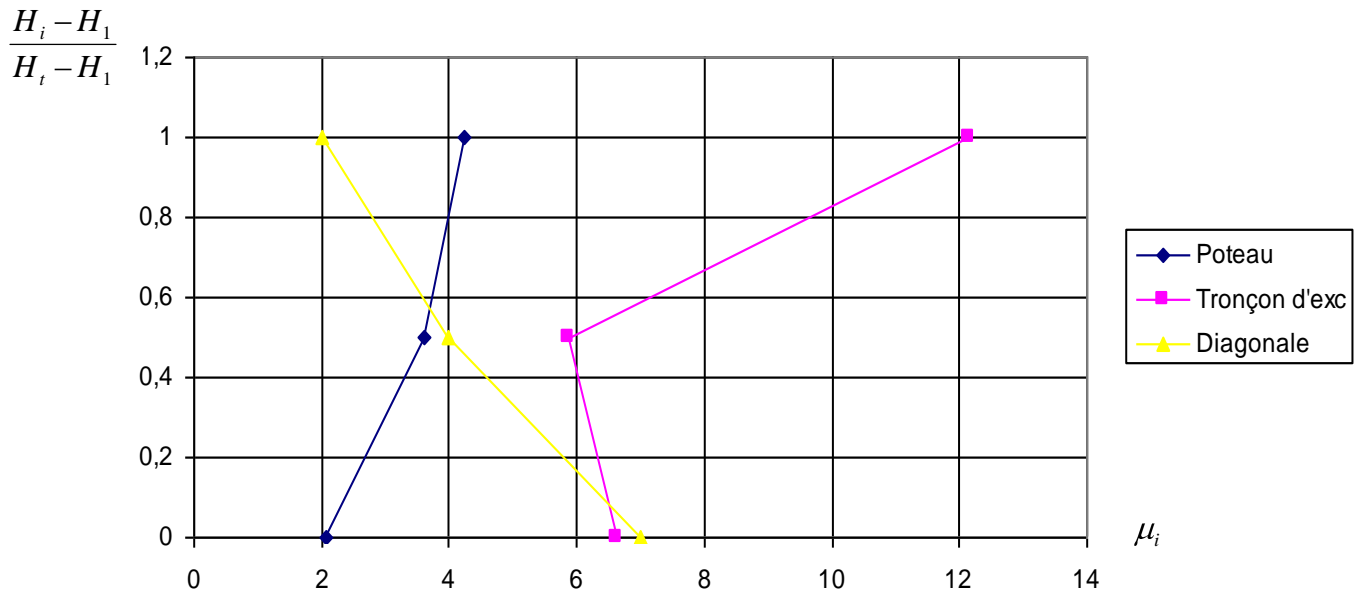
Structure	H <sub>i</sub>	q <sub>i</sub>	Poteau				Diagonale				Tronçon d'excentrement			
			θ		μ = θ / θ <sub>e</sub>		e		μ = e/e <sub>y</sub>		θ		μ = θ / θ <sub>e</sub>	
			+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
<b>Strc – 4-</b>	1	1 2,35	0,00170 0,01584	0,00144 0,00647	9,32	4,49	0,002 0,043	0,002 0,006	21,50	3,00	0,00045 0,01552	0,00060 0,00827	34,48	13,78
	2	1 2,35	0,00145 0,00834	0,00141 0,01253	5,96	8,89	0,002 0,040	0,002 0,040	20,00	20,00	0,00074 0,00562	0,00087 0,01384	7,59	15,90
	3	1 2,35	0,00140 0,00246	0,00148 0,00724	1,75	4,89	0,002 0,004	0,002 0,040	2,00	20,00	0,00083 0,00244	0,00099 0,00750	2,94	7,57
	4	1 2,35	0,00097 0,00187	0,00111 0,00182	1,92	1,64	0,002 0,003	0,002 0,004	1,50	2,00	0,00074 0,00194	0,00093 0,00142	2,62	1,52
	5	1 2,35	0,00259 0,00463	0,00357 0,00695	1,78	1,94	0,002 0,004	0,002 0,003	2,00	1,50	0,00053 0,00087	0,00089 0,00126	1,64	1,41
<b>Strc – 5-</b>	1	1 2,45	0,00191 0,01579	0,00162 0,00498	8,26	3,07	0,002 0,052	0,002 0,007	26,00	3,50	0,00057 0,01582	0,00056 0,00355	27,75	6,34
	2	1 2,45	0,00179 0,00742	0,00144 0,00496	4,14	3,44	0,003 0,032	0,002 0,016	16,00	8,00	0,00108 0,00478	0,00083 0,00515	4,42	6,20
	3	1 2,45	0,00208 0,00345	0,00147 0,00411	1,66	2,79	0,003 0,005	0,002 0,017	1,66	8,50	0,00150 0,00246	0,00104 0,00440	1,64	4,23
	4	1 2,45	0,00189 0,00248	0,00121 0,00311	1,31	2,57	0,003 0,005	0,002 0,006	2,50	3,00	0,00107 0,00349	0,00163 0,00209	3,26	1,28
	5	1 2,45	0,01342 0,4083	0,00990 0,02122	30,42	2,14	0,004 0,032	0,006 0,006	8,00	1,00	0,00546 0,02246	0,00440 0,00998	4,11	2,27
	6	1 2,45	0,01142 0,03704	0,00839 0,01767	3,24	2,11	0,008 0,016	0,010 0,030	2,00	3,00	0,01491 0,04305	0,01095 0,02334	2,88	2,13

Nous allons maintenant donner la distribution des ductilités locales  $\mu_i$  pour les colonnes, les diagonales et tronçons sismiques suivant la hauteur des différentes structures (tableau V.10).

**Tableau V.10** Distribution de la ductilité locale requise  $\mu$  dans les poteaux, les diagonales et les tronçons d'excentrement

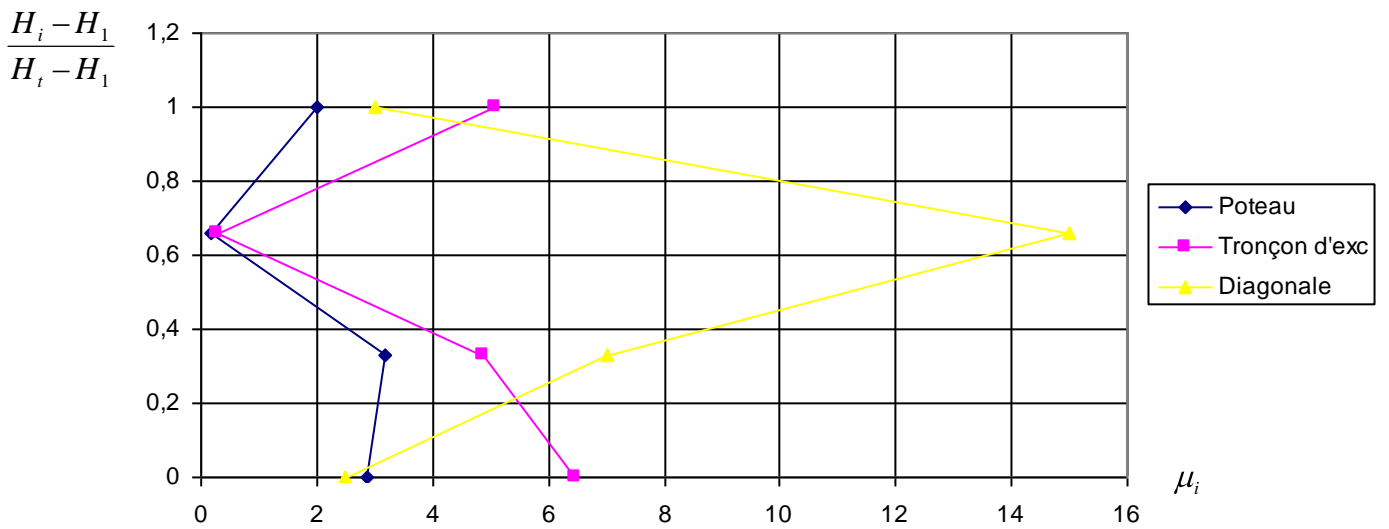
	$\frac{H_i - H_1}{H_t - H_1}$	$\mu = \frac{\theta}{\theta_e}$		$\mu = \frac{D}{D_e}$
		<b>Poteau</b>	<b>Tronçon d'excentrement</b>	<b>Diagonale</b>
<b>Strc -2-</b>	1,00	4,25	12,15	2,00
	0,50	3,62	5,86	4,00
	0,00	2,08	6,62	7,00
<b>Strc -3-</b>	1,00	2,01	5,07	3,00
	0,66	0,17	0,27	15,00
	0,33	3,18	4,88	7,00
	0,00	2,87	6,47	2,50
<b>Strc -4-</b>	1,00	1,78	1,64	2,00
	0,75	1,92	2,62	1,50
	0,50	1,75	2,94	2,00
	0,25	5,96	7,59	20,00
	0,00	9,32	34,48	21,50
<b>Strc -5-</b>	1,00	3,24	2,88	2,00
	0,80	30,42	4,11	8,00
	0,60	1,31	3,26	2,50
	0,40	1,66	1,64	1,66
	0,20	4,14	4,42	16,00
	0,00	8,26	27,75	26,00

**Structure -2-**



**Figure V.17** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 2

**Structure -3-**



**Figure V.18** Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 3

Structure -4-

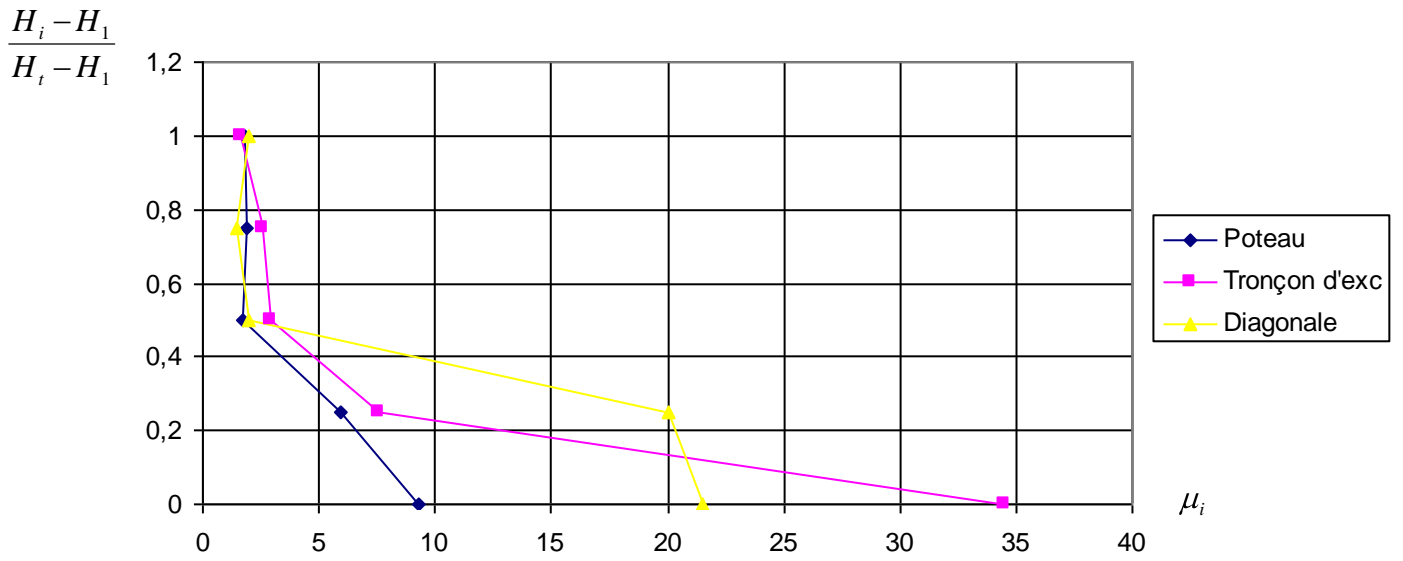


Figure V.19 Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 4

Structure -5-

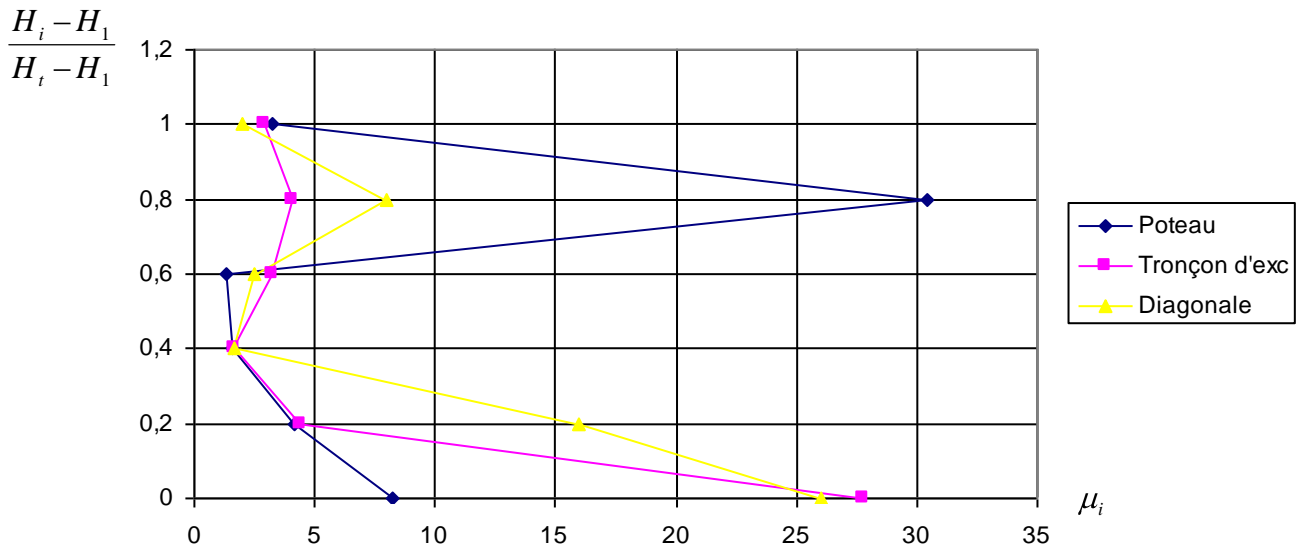


Figure V.20 Distribution des ductilités locales de tous les éléments Strc 5

## Chapitre VI

**INTERPRETATION DES RESULTATS  
DE L'ETUDE NUMERIQUE****VI.1 DU POINT DE VUE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL Q****VI.1.1 Structures à contreventement à barres centrées**

Les valeurs du coefficient de comportement global  $q$  trouvées sont de l'ordre de 2 pour les structures à trois et quatre niveaux. Par contre pour les structures à cinq et six niveaux, elles sont respectivement de l'ordre de 3 et 5.

Cette différence s'explique par le fait que ces dernières sont plus élancées donc présentant une hyperstaticité plus grande. Ceci fait que le mécanisme de ruine apparaît beaucoup plus ultérieurement pour les structures plus grandes. Il est utile de rappeler que le coefficient se

détermine par l'intersection de la courbe  $\frac{D_i}{D_e} = f(q_i)$  et la bissectrice du premier quadrant du système d'axes choisis (figure IV.1 du chapitre IV).

Nous avons remarqué que la plastification touche les diagonales pour les structures à faibles niveaux : structure 2, structure 3 et la structure 3A. Ce qui présente un bon prédimensionnement des poteaux de ces structures.

Par contre pour les structures à niveaux supérieurs : structure 4 et structure 5, les poteaux du 1<sup>er</sup> niveau se plastifie à partir de  $q = 3$ . Ce qui est du reste attendu puis qu'on n'a pas changé les sections de colonnes ; donc le dimensionnement est moins bon. Cette limite de cinq niveaux doit être celle à laquelle un changement de section est souhaitable.

Enfin si on devait classer ce type de contreventement, on dira qu'il est peu dissipatif et cela pour plusieurs raisons :

- 1- On a tenu compte du flambement élastique (lois de comportement du matériau, figure III.3. du chapitre III).
- 2- La symétrie de la structure (une seule travée) ne permet pas une redistribution de plastification à comparer aux structures en portiques par exemple.

- 3- Le prédimensionnement joue un rôle important : plus il est optimal plus la dissipation est assurée.
- 4- Enfin, les charges statiques verticales quand elles sont injectées dans le calcul accélèrent le mécanisme de plastification par suite d'effet P- $\Delta$ .

### **VI.1.2 Structures à contreventement à barres excentrées**

Il en résulte de l'étude que les valeurs du facteur de comportement trouvées sont de l'ordre de 2,5 en moyenne. Cette valeur apparaît comme étant limite avant que n'apparaisse pour les structures un mécanisme partiel de ruine. En effet à  $q = 2,5$ , les tronçons d'excentrement sismiques et les poutres sont plastifiés par effet de flexion. Ceci confère aux structures une faible capacité de dissipation d'énergie sismique, mais cette capacité est améliorée par rapport au premier type de contreventement à barres centrées. Cette affirmation est du reste décrite dans la bibliographie spécifique [7].

Cette relative dissipation d'énergie s'explique là aussi par les phénomènes suivants :

- 1- Influence des efforts statiques verticaux qui provoquent un effet P- $\Delta$ .
- 2- Système de la structure à une travée ne permettant pas une redistribution d'efforts dus aux moments fléchissants.
- 3- Le prédimensionnement joue aussi un rôle non négligeable puisque à  $q = 3$ , il y a plastification des poteaux des grandes structures.

Enfin, on remarque que pour les structures de hauteurs et de travées classiques telles que celles étudiées, la plastification des tronçons d'excentrement survient avant celle des poutres et les poteaux. Ce qui confère un rôle dissipatif de ces dernières. De plus, il est vérifié que ces tronçons se plastifient par flexion. Ce qui atteste que les tronçons sont du type long (relativement à la portée de la travée).

## **VI.2 DU POINT DE VUE DUCTILITES LOCALES REQUISES**

### **VI.2.1 Structures à contreventement à barres centrées**

On considère à chaque fois la ductilité locale maximale demandée dans les zones dissipatives d'un même étage situé à un niveau  $H_i$  ; ceci pour les deux types de contreventement.

Pour les structures à un et trois niveaux, la demande en ductilité locale est de l'ordre de  $q$  aussi bien pour les diagonales que les poteaux.

Pour les structures à quatre niveaux et plus, cette demande en ductilité est de l'ordre de  $1,5q$ . On évitera tout risque en recommandant une ductilité locale minimale au pied de colonne égale à  $2q$  pour toutes les structures.

## **VI.2.2 Structures à contreventement à barres excentrées**

### **VI.2.2.1 Pour les colonnes**

La demande en ductilité locale maximale est de l'ordre de  $q$  pour les étages supérieurs et de  $2q$  pour le 1<sup>er</sup> niveau (figure VI.3)

### **VI.2.2.2 Pour les diagonales**

Les diagonales ont pour rôle l'acheminement des efforts au niveau des tronçons sismiques.

L'étude a montré que la demande en ductilité est de l'ordre de  $q$  pour les niveaux supérieurs et de l'ordre de  $6q$  pour le premier niveau (figure VI.5).

### **VI.2.2.3 Pour les tronçons sismiques**

Les tronçons sismiques sont le siège de dissipation d'énergie sismique. Là aussi on observe que la demande en ductilité est de l'ordre de  $2q$  pour les étages supérieurs et de l'ordre de  $7,5q$  pour le premier niveau. Cette demande est très importante.

On peut imputer cela à un probable sous dimensionnement, surtout pour les grandes structures à cinq et six niveaux (figure VI.4)

## **VI.3 COMPARAISON DES COEFFICIENTS DE COMPORTEMENT GLOBAL POUR LES DIFFERENTS CONTREVENTEMENTS**

L'étude porte sur deux types de contreventement, à savoir :

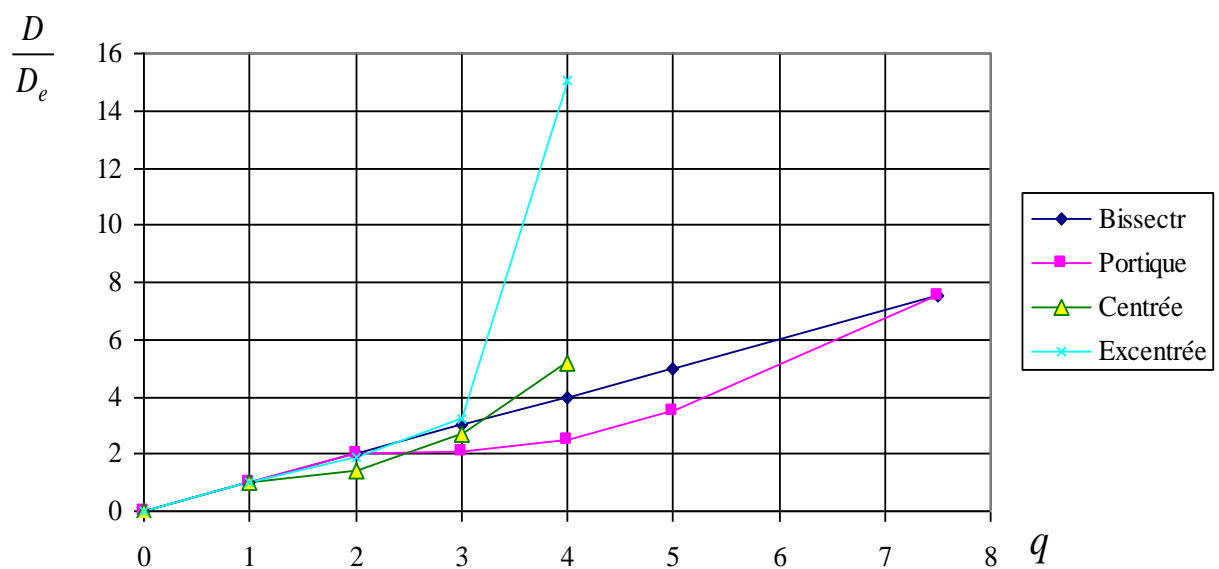
- le contreventement à barres centrées
- le contreventement à barres excentrées.

Nous donnons ci-après la comparaison entre ces deux types de contreventement étudiés et le contreventement en portiques (étudié dans une étude antérieure)

Nous remarquons que les trois types de contreventement sont dissipatifs. Cependant le système en portiques est le plus dissipatif, vient ensuite le contreventement à barres excentrées et enfin celui à barres centrées (figure VI.1)

**Tableau VI.1** Comparaison du coefficient  $q(R)$  pour la structure 4

	q	Portiques D/De	Barres centrées D/De	Barres excentrées D/De
<b>Structure 4</b>	1	1	1	1
	2	2	1,42	1,89
	3	2,1	2,68	3,26
	4	2,5	5,15	15,05
	5	3,5		
	7,5	7,5		

**Figure VI.1** Comparaison des coefficients  $q$  pour la STR 4

## VI.4 PROPOSITION DE COURBE DE DISTRIBUTION DE DUCTILITES SUIVANT LA HAUTEUR DES STRUCTURES

### VI.4.1 Structures à contreventement à barres centrées

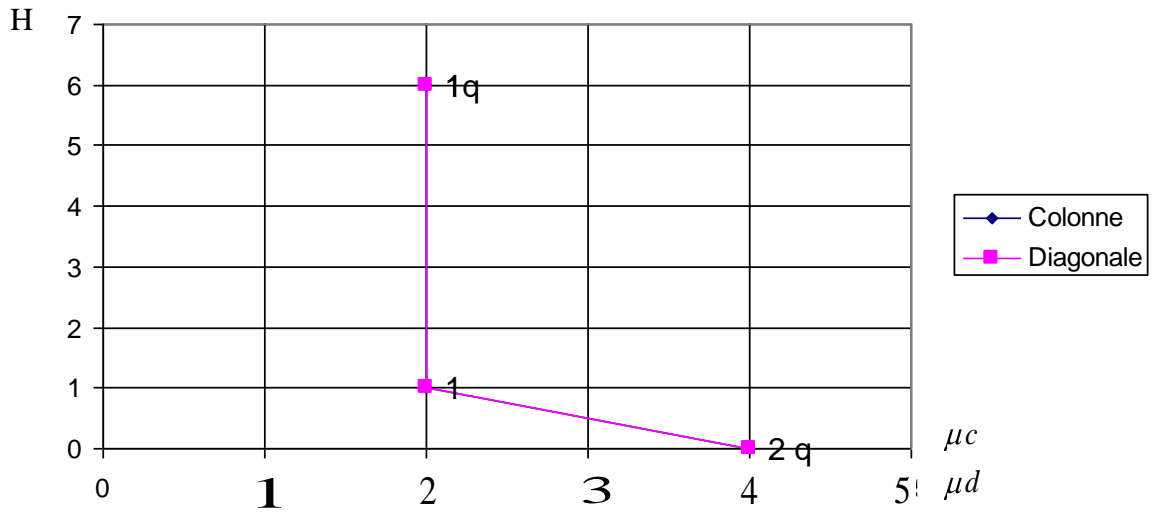


Figure VI.2 Proposition de courbe de distribution de ductilités locales.

### VI.4.2 Structures à contreventement à barres excentrées

#### VI.4.2.1. Colonnes

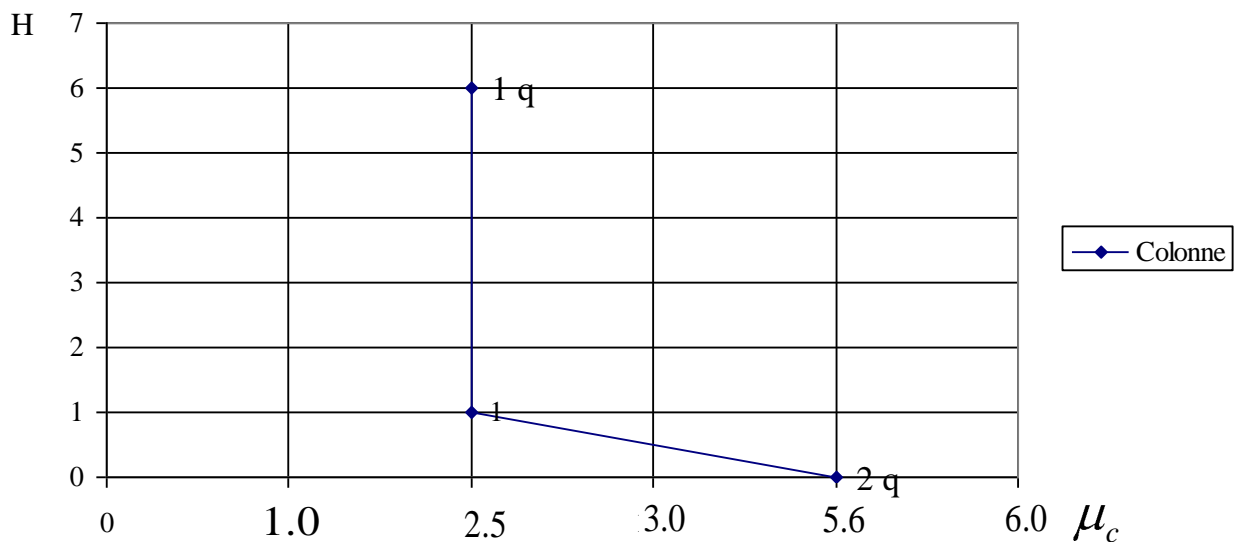
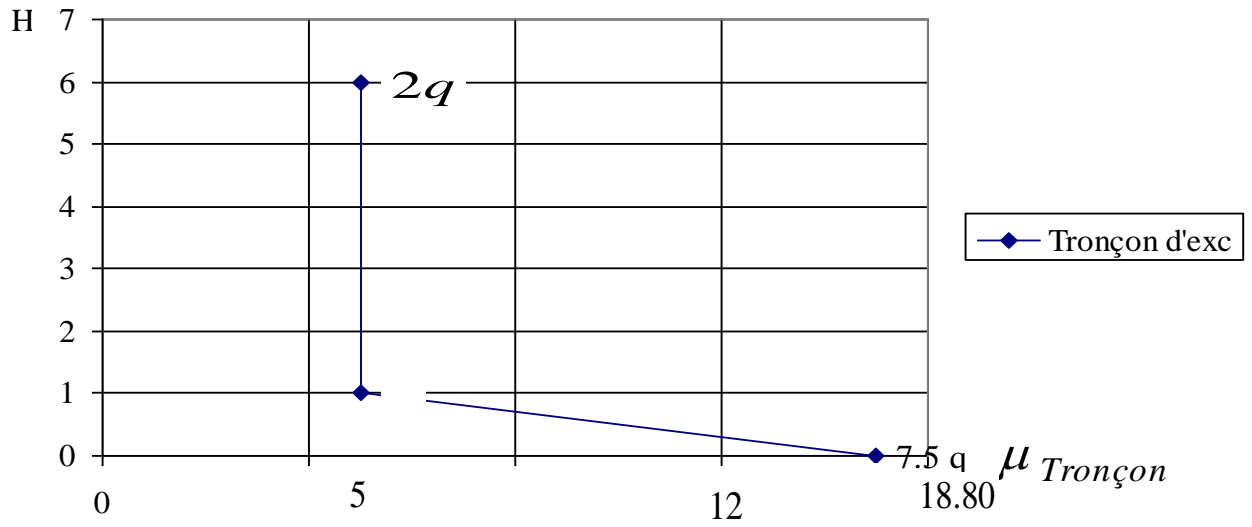


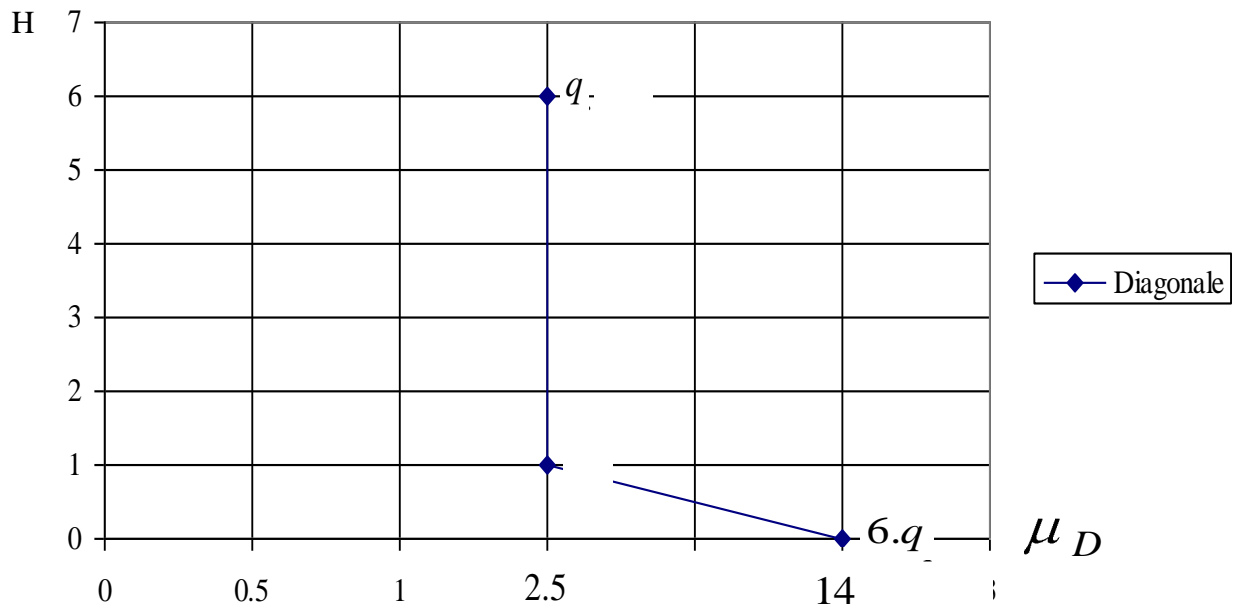
Figure VI.3 Proposition de courbe de distribution de ductilité locale

**VI.4.2.2 Tronçons d'excentrement sismique**



**Figure VI.4** Proposition de courbe de distribution de ductilité locale

**VI.4.2.3. Diagonales**



**Figure VI.5** Proposition de courbe de distribution de ductilité locale

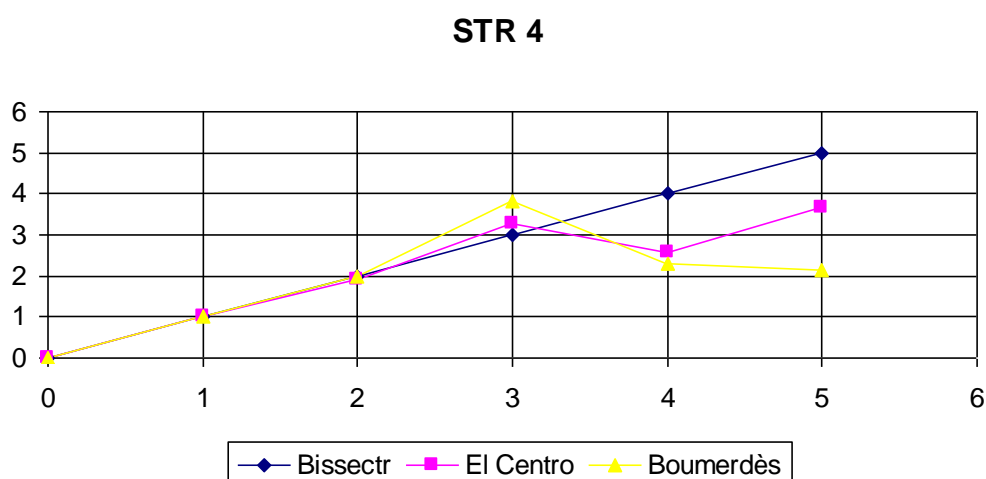
### VI.5.COMPARAISON ENTRE LES DEUX ACCELEROGRAMMES

L'étude a été menée avec deux accélérogrammes : EL CENTRO 1940 et BOUMERDES 2003.

La comparaison est donnée pour la structure 4. Nous avons remarqué que les courbes se confondent pratiquement Ceci peut conforter l'idée qui dit que les séismes nord africains s'apparentent beaucoup de ceux californiens. Cela confirme aussi que les fondements du règlement parasismique algérien sont basés sur le règlement californien.

Structure	q <sub>i</sub>	El Centro 1940				Boumerdès 2003			
		D		D/De		D		D/De	
		+	-	+	-	+	-	+	-
<b>Strc -4-</b> λ <sub>e</sub> =1,28	1	0.019	0.019	1.00	1.00	0.014	0.014	1.00	1.00
	2	0.036	0.042	1.89	2.21	0.028	0.039	2.00	2.78
	3	0.062	0.263	3.26	13.84	0.054	0.213	3.80	15.21
	4	0.286	0.049	15.05	2.57	0.242	0.032	17.30	2.28
	5	0.588	0.070	30.94	3.68	0.487	0.058	34.80	2.14

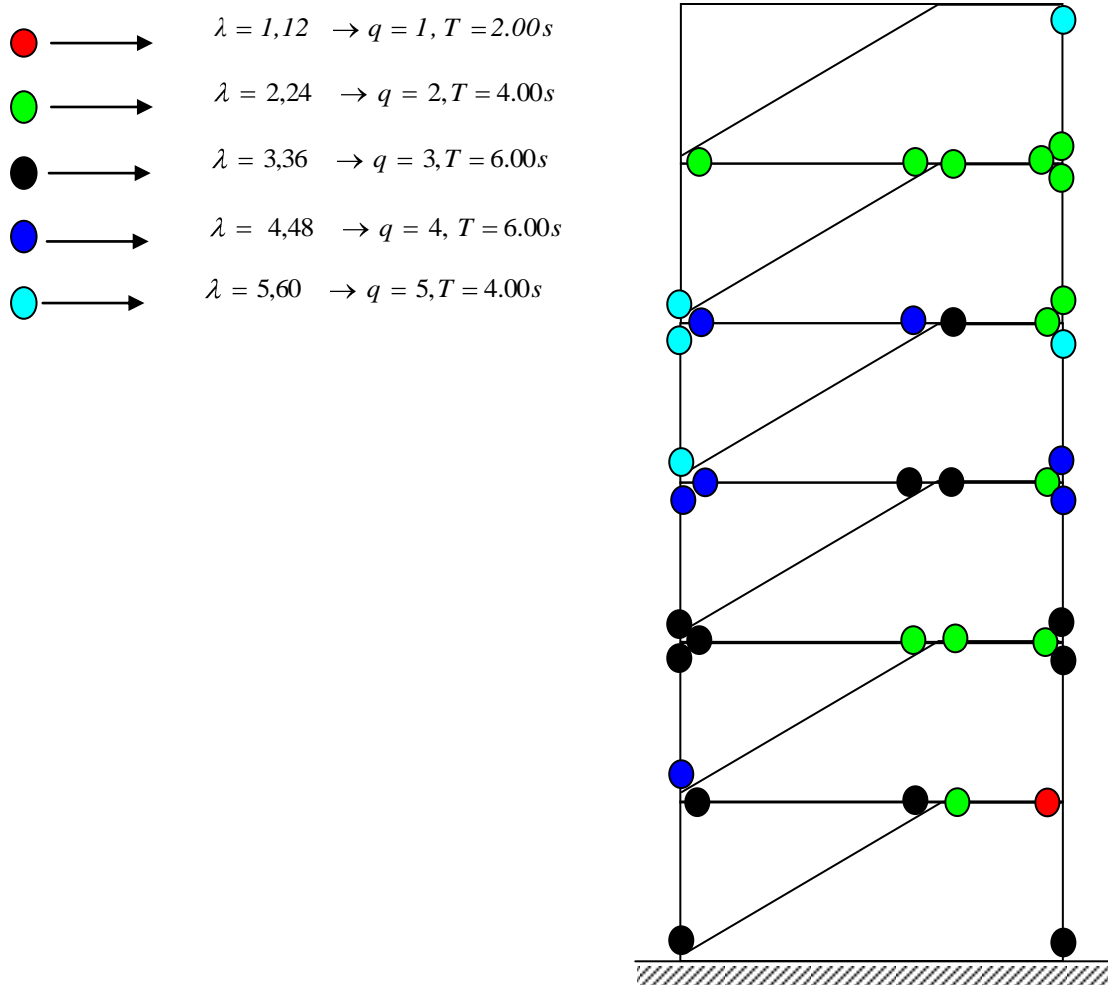
**Tableau VI.2** Comparaison des coefficients de comportement pour deux accélérogrammes



**Figure VI.6** Comparaison des coefficients de comportement pour deux accélérogrammes

## VI.6 SEQUENCE DE PLASTIFICATION DES BARRES

Tout au long de l'étude, nous avons suivi la séquence de plastification des éléments et nous avons remarqué que pour toutes les structures, les tronçons d'excentrement se plastifient avant les colonnes et les poutres. Puis c'est dans les poutres que la plastification se produit et enfin elle apparait dans les colonnes, ce qui du point de vue de l'approche réglementaire est sécuritaire.



**Figure VI.7** Séquence de formation de rotules plastiques pour la structure 5.

q	Contreventement en portiques	Contreventement à barres excentrées	Contreventement à barres centrées
	Structure 5	Structure 5	Structure 5
1			
2			

**Figure VI.8** Séquence de formation de rotules plastiques pour les trois contreventements, structure 5.

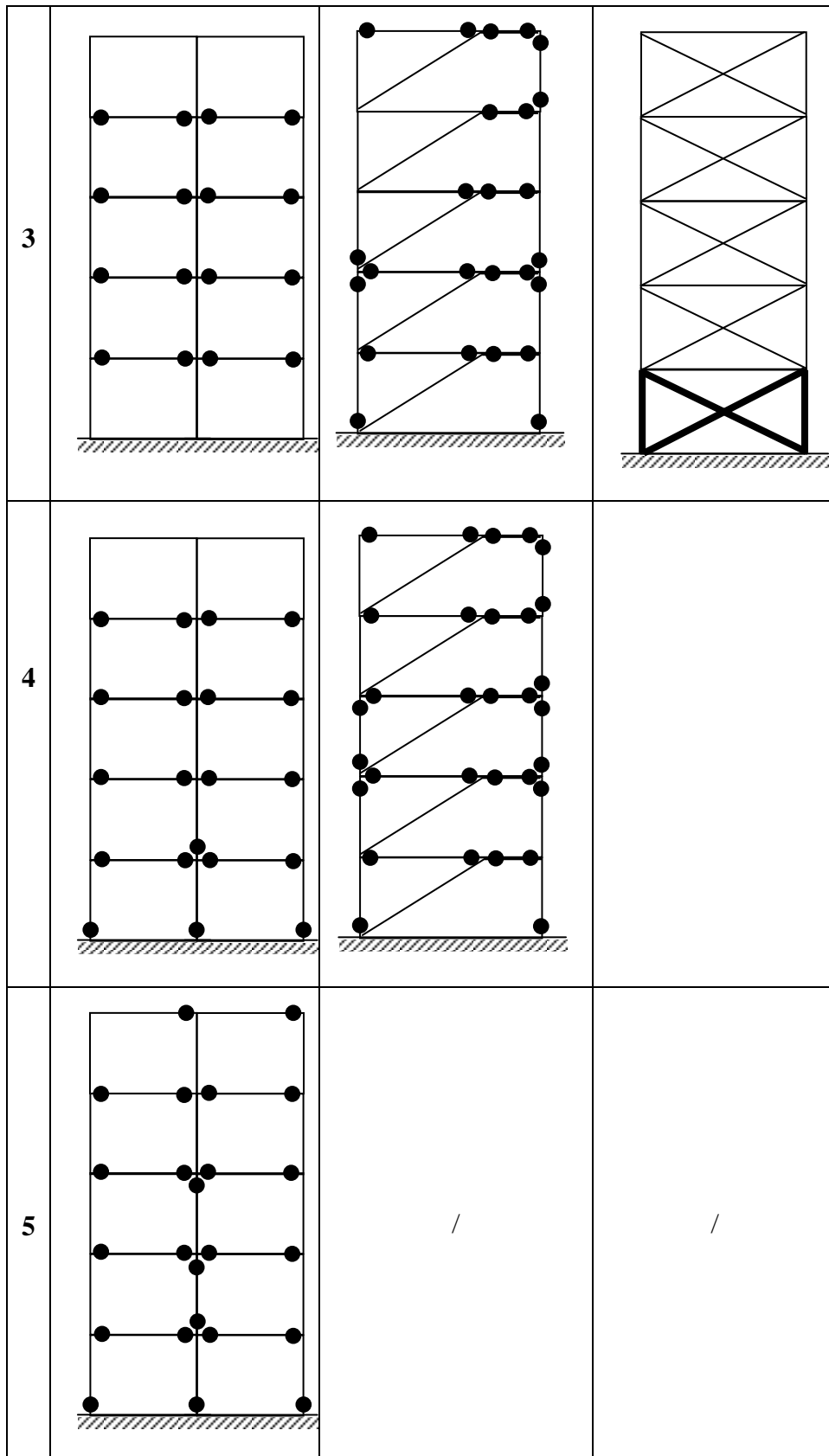
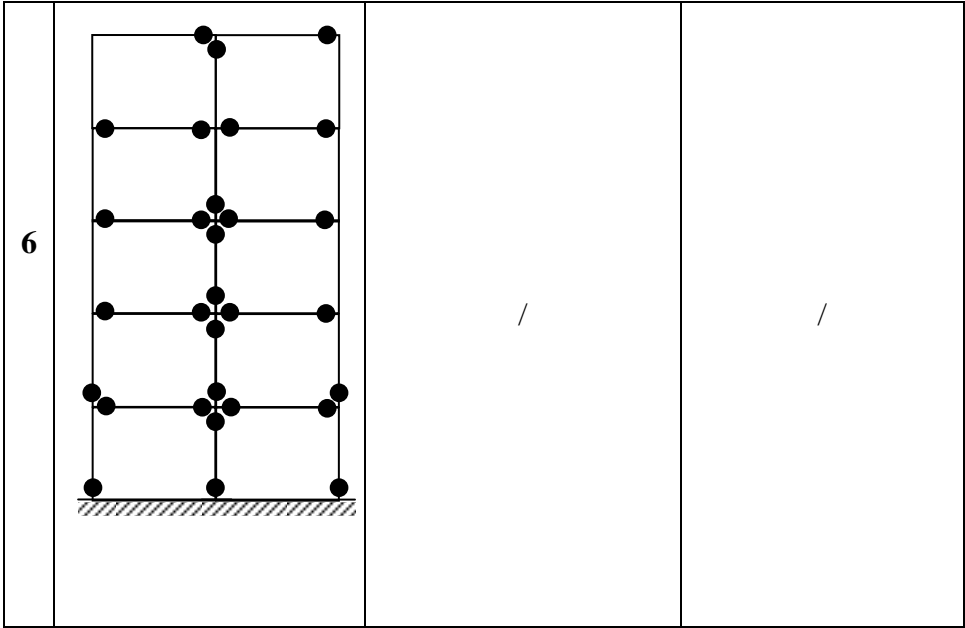


Figure VI.9 Séquence de formation de rotules plastiques pour les trois contreventements, structure 5 (suite).



**Figure VI.9** Séquence de formation de rotules plastiques pour les trois contreventements, structure 5 (suite).

## CONCLUSION ET PERSPECTIVES

L'étude menée consistait en la détermination du facteur de comportement global des structures en acier pour deux types de contreventement :

- le contreventement à barres centrées,
- le contreventement à barres excentrées.

De même on a pu tracer les courbes  $q$  en fonction de la ductilité globale de chaque structure.

Cette étude a permis aussi de faire la comparaison de ces différents paramètres avec une étude ultérieure [6].

L'étude a montré que la faculté de dissipation d'énergie sismique par ordre croissant est ainsi établie :

- contreventement à barres centrées ( $q = 2$ ,  $\frac{D}{D_e} = 1.42$ ),
- contreventement à barres excentrées ( $q = 2.5$ ,  $\frac{D}{D_e} = 2.57$ ),
- contreventement par portiques ( $q = 5$ ,  $\frac{D}{D_e} = 3.50$ ).

L'étude montre que les valeurs trouvées pour le coefficient de comportement global  $q$  se situent dans la fourchette de l'Eurocode 8 en concordance avec le niveau de ductilité moyen.

Il en est aussi ainsi pour la demande en ductilité locale :

- base de poteaux :
  - contreventement à barres centrées est de l'ordre de  $2q$
  - contreventement à barres excentrées est de l'ordre de  $2q$
  - contreventement en portiques est de l'ordre de  $2q$
- diagonales en base des structures à barres centrées, de l'ordre de  $q$ ,
- tronçons d'excentrement sismique en base de structures à barres excentrées, de l'ordre de  $7.5q$ .

Enfin cette étude a été menée avec injection de deux accélérogrammes bien significatifs de par leurs contenus énergétique et fréquentiel :

- El Centro 1940 ;
- Boumerdes 2003.

L'utilisation de deux accélérogrammes est peu exhaustive pour prétendre à une grande fiabilité. Cependant, les temps de passage sur ordinateur et la durée du traitement nous ont limité dans le temps. Pour cette raison nous disons que tout travail est perfectible. Nous laisserons ainsi des perspectives d'amélioration.

Le travail mené a consisté en la détermination du facteur de comportement  $q$  pour deux types de contreventement

- à barres centrées,
- à barres excentrées.

Une comparaison a été faite avec une étude antérieure [6] portant sur les structures en portiques. Pour compléter la question, une étude pour les structures à panneaux de cisaillement est souhaitable. Ce type de contreventement peut être la solution économique du problème à bâtir en Algérie.

# Bibliographie

- 1) American Institute of steel construction AISC. **Seismic provision for structural steel buildings**. Chicago **2002**. Pp. 34-102.
- 2) J.C. ANDERSON. **Seismic behavior of K-braced framing structures**. Journal of structural division. Oct 1975. Pp.2147-2159.
- 3) S.A. ANTAGNOSTOPOULOS. **Inelastic beams for seismic analysis of structures**. Journal of structural division. July 1981.pp.1297-1311.
- 4) ARIBERT, BROZETTI. (n°1/1982). **“Comportement, conception, dimensionnement des structures métalliques en zone sismique”**, Construction métallique. Pp 6- 21.
- 5) G. ARCE. **Impact of higher strength steel of local buckling and overstrength of links in EBF**. Thesis Univ. of Texas **2002**.
- 6) B. AZAR, M. REZA, B. KARIMI. **Study the effect of using different kind of bracing system in tall steel structures**. Eurojournals publishing inc **2012**
- 7) BALLIO G, PERROTTI F. (n°6/1983). **“Cyclic behavior of axially loaded members numerical simulation and experimental verification”**, cours Ecole polytechnique Vilon. Pp 3 – 39.
- 8) BALLIO G, PLUMIER A. (n°3/1985). **“Définition d’une méthode expérimentale d’évaluation de la résistance antisismique”**, construction métallique. Pp 21.
- 9) BALLIO G. (1985). **“Approche de la CECM pour la conception des structures métalliques antisismiques”**, comité 13 Européen convention of construction
- 10) BOLLIO G, CALADO L. (1986). **“The role ductility in seismic resistance of steel structures”**, symposium lisbonne. Pp 373 – 389.
- 11)G. BALLIO, C. A .CASTIGLIONI, F. PEROTTI. **Numericals models for simulating the cyclic behavior and the seismic response of steel structures**. Proc. Of ninth world conference on earthquake engineering. Toky Kyoto. 1988.
- 12)M. BOSCO, P.P. ROSSI. **Seismic behavior of EBF**. Engineering structures **2009** pp 664-674.
- 13)BOUSHABA B. (1987) **“Relation entre ductilité locale et facteur de comportement sismique global des structures métalliques en portiques”**, thèse de maitrise, Université de liège Belgique. steelwork Brussels. Pp 373 -380.

- 14). Boutique AFNOR, Association Française de Normalisation, Eurocode 8. (2005) **“Calcul des structures pour leurs résistance aux séismes”** Belgique. steelwork Brussels. Pp 373 -380
- 15) Boutique AFNOR, Eurocode 8. (2006) **“Règles particulières aux bâtiments en acier”**, APC Ingénierie le
- 16) BOUTIQUE AFNOR.2006. **Eurocode 8, part 1.3 chapitre 3, structures steel in seismic design.** Pp.108-125.
- 17). M. BOSCO. PIROGNETTO. **Di sistemi duali con. Contreventi eccentrici in zona sismica.** Phd. Thesis Univer. of Catania 2005.( in italien).
- 18) BOUTIQUE AFNOR.2006. **Eurocode 8, part 1.3 chapitre 3, structures steel in seismic design.** Pp.108-125.
- 19) CLOUGH. R.w, PENZIEN J, MARC GRAW HILL BOOK Company. (1976). **”Dynamique des structures”.**
- 20) Centre Technique Industriel de la Construction Métallique. (1978). **“manuel pour le calcul en plasticité des constructions en acier”**,
- 21) CTICM. **“Règles de calcul CM 66 et additif 80”.** (2001) règle de calcul des constructions métalliques en acier. 12<sup>ème</sup> édition - Eyrolles.
- 22) Centre national de recherche appliquée en génie-parasismique **“Règles Parasismiques Algériennes RPA 2003.** DTR B C2 48, Ministère de l’habitat.
- 23) CLOUGH. R.w, PENZIEN J, MARC GRAW HILL BOOK Company. (1976). **”Dynamique des structures”.**
- 24) J. T. DEWWOKF, J. F. PELLICIONE. **Cross-bracing design** . Journal structural division. July 1979 . pp.1379-1391.
- 25) DRUCKER D.C. (1956). **“Effect of shear on the Plastic bending of Beams”**, Journal of Applied, Mechanics, Vol. 23(4). P 509.
- 26) **“Eccentrically braced steel frame systems”**, Rep. No. UCB/EERC686/87. Earthquake Engrg. Res. Ctr. Univ. of California, Berkeley.
- 27) **Eurocode 3. (2002).** « calcul des structures en acier » et Document d’Application Nationale.
- 28) A.A. EL-TAYEN, S.C. GOEL. **Effective length factor for design of X bracing system.** Engineering journal. 1986pp.41-45.
- 29) M.D. ENGELHARDT, E.P. POPOV. **Experimental performance of long links in EBF.** Journal structural engineering 1992. Pp.3067-3088.

- 30) M.ED. ENGELHARDT, E.P. POPOV. **Seismic behavior in EBF**. Earthquake engineering research center University of California Berkeley 1989.
- 31) EDJTEMAI, ARIBERT. (n°4/1981). **“Prise en compte de la ductilité dans la réponse spectrales”**, Construction métallique. Pp3 – 23.
- 32) FEDERECO M. MAZZOLANI and VICTOR GIONCU. **“Behavior of steel structures in seismic areas”**, STESSA '94.
- 33) **“Formulation de la construction métallique Règles CM 66 + Additif 80 Normes d’assemblage”**. Euro code 3. Le moniteur.
- 34) HJELMSTAD K.D and POPOV E.P. (1983). **“Seismic behavior of active beam link in eccentrically braced frames”**, Engrg. Struct, 16(1), 33-41.
- 35) HJELMSTAD K.D and POPOV E.P. (1983). **“Cyclic Behavior and Design of Link Beams”**, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No.10 Oct. Pp 2387\_2403.
- 36) HJELMSTAD K.D and POPOV E.P. (1984). **“Characteristics of eccentrically Braced frames”**, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No.2, Feb. pp. 340-353.
- 37) K.D. HJELMSTAD, E.P. POPEV. **Seismic behavior of active beam links in EBF**. Earthquake engineering research center .University of California Berkeley. 1983.
- 38) HERVE (MP2 Kléber) **”Les Constructions Parasismiques”**
- 39) HODGE P.G and POPOV E.P., **“Cyclic Behavior and Design of Link Beam”**, Journal of Structural Engineering, ASCE, in press.
- 40) T. HIROTANI, H. TANIGUCHI, M. IZUMI, M. YAMAMOTO. **Non-linear dynamic analysis of X-steel braces for design use**. Earthquake engineering, tend world conference . 1992. Belkama, Rotterdam.
- 41) S. Rafael. D. Hohbach. **Design of cross bracing for predictable buckling behavior**. Journal of structural engineering, Fev 1999 pp 163-167.
- 42) A.K. JAIN, S.C. GOEL. **Seismic response of eccentricallty braced frames**. Journal of structural division. Avril 1980. Pp.843-859.
- 43) KASAI K. (1983). **“A Plastic Design Method for Eccentrically Braced Frames”**, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, Calif., CE 299 Report.
- 44) K. KASSAI, E.P. POPOV. **A study of seismically resistant eccentrically braced frames**. Earthquake engineering research center of California 1986. Pp 86-101.

- 45) K. KESSAI, A GOYAL. **Link length design and EBF seismic performance**. Proc. Structures congress ASCE 1993. VOL1. PP 397-402.
- 46) K.KESSAI, X. HAN. **New EBF design. Method and application. Behavior of steel structures in seismic areas**. Proc. STESSA 97, Ed.Salerno. Italy.1997.pp.242-249.
- 47) A. LOMBARDO. **Procédure di progetto di structure con contreventi eccentrici**. Phd thesis Univer.of Catania. **2006** ( in italien).
- 48) LESCOURA'CH Y. (n°3/1973). **“Intérêt du calcul en plasticité”** Construction métallique. Pp 5 – 10
- 49) LIBBY J.R. (18, N° 4/ 1981). **“Eccentrically Braced Frames Construction- A Case History”**, AISC Engineering Journal, Vol. Pp. 149-153.
- 50) Y. Lu. **Comparative study of seismic behavior of multistory reinforced concrete framed structures**. Journal of structural engineering, Fev **2002** pp 169-178.
- 51) MALLEY, EGOR P, POPOV, JEAMS O. (n°9/1984). **“Shear links in eccentrically braced frames”**. P 2275/2295. Journal structural Engineering.
- 52) B.F. MAISON, E.P. POPOV. **Cyclic response prediction for braced steel frames**. Journal of structural division. July.1980.pp.1401-1416.
- 53) PIERRE MAITRE. (1994). **“Proceedings of the international workshop”**, organized by the European convention for constructional steel work Timisoara, Romania.
- 54) MALLY J.O and POPOV E.P (1983), **“Design consideration for the links in eccentrically braced frames”**. Rep. No. UCB/EERC683/2. Earthquake Engrg. Res. Ctr.,Univ. of California, Berkeley C.
- 55) MALLEY J.O and POPOV E.P. (1983). **“Design considerations for Shear Links in Eccentrically Braced Frames”**, EERC Report 83-24, University of California, Berkeley, Calif., Nov.
- 56) D.N. MANHEIN, E.P. POPOV. **Plastic shear hinge in steel frames**. Journal of structural engineering. Vol.109.Oct 1983.pp.2404-2419.
- 57) MALLEY J.O., and POPOV E.P. **“Design of Shear Links in Eccentrically Braced Frames”**, Journal of Structural Engineering, ASCE, in press.
- 58) MAHIM S.A, BERTERO V, ASCE SD ST9. (1981) **“An evaluation of inelastic seismic design SPECTRA”**. Pp 1777 – 1795.
- 59) MASSONNET CH, M SAVE. (1976). **“Calcul plastique des constructions”**, Volume 1/ 3<sup>ème</sup> édition, Université de liège Belgique. Edition B. NELISSEN.

- 60) MANHEIM D.N. (1982). **“On the Design of Eccentrically Braced frames”**, D. Eng. Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, Calif., Feb.
- 61) MECHICHE M, PLUMIER A. (1994). **“Etude du facteur de comportement global des structures en acier”**, Thèse de magister, Université HOUARI BOUMEDIENE, BAB EZZOUAR.
- 62) A. R. Mijar. , C. C. Swan., J. S. Azoza, I. Kozaka. **Continuum Topologie optimization for concept design of frame bracing system**. Journal of structural engineering May 1998 pp 541-549.
- 63) MOREL Jean. (1996). **“Calcul des structures métalliques selon l’Eurocode 3”**, 12<sup>ème</sup> tirage – Eyrolles.
- 64) NEAL B.G. (N° 3/ 1961) **“Effect of Shear Force on the Fully Plastic Moment of an I-Beam,”** journal of Mechanics and Engineering Science, Vol. 3. P 258.
- 65) T. OKAZAKI, G. ARCE, H. C. RYU, M.D. ENGELHARDT. **Experimental study of local overstrength and fractures of links in EBF**. Journal of structural engineering. Oct 2005 pp 1526-1535.
- 66) POWEL. G.H, Earthquake Engineering research Center. (1973). **“Drain 2D general purpose prog for the analysis of plane inelastic structures”**, University of California, Berkeley.
- 67) POPOV, EGOR P, ROEDER, CHARLES W. (n°3/1978). **“Eccentrically braced steel frames for earthquake”**. P 391-412.
- 68) POPOV E.P., and HJELMSTAD K.D. (1981). **“Cyclic Web Buckling”** Proceeding, Structural Stability Research council. P 57
- 69) POPOV E.P., and MANHEIM D.N. (1981). **“Eccentric Bracing of Steel frames in Seismic design”**, transaction, 6<sup>th</sup> international Conference on Structural Mechanics in reactor Technology, Paris, France, Vol. K(b), K 13/8, Aug.
- 70) POPOV, EGOR P, RAZUHIKO, ENGELHARDT, MICHAEL D. (n°2/1987) **“Advances in design of eccentrically braced frames”**. P 43-55. Earthquake spectra.
- 71) POPOV, EGORS P. (n°10/1988) **“Seismic eccentrically braced frames”**. P 321-354. Journal of constructional steel research.
- 72) POPOV, EGOR P. (n°2/1989). **“Eccentrically braced frames”**, vs. practice. P 66-80 Engineering journal of the American institute of steel construction.
- 73) POPOV, EGOR P. (n°8/1989). **“On design of eccentrically braced frames”** P 495/511. Earthquake spectra.

- 74) POPOV, EGOR P. (n°3/1991). **“seismic steel code”**, Engineering journal of the American institute of steel construction.
- 75)
- 76) E.P. POPOV, J.M. RICLES, K. KASSAI. **Methodology for optimum EBF link design**. Proc. 10<sup>th</sup>.world conference of earthquake engineering, Belkama, Rotterdam 1992. Vol7. Pp.3983-3988.
- 77) E.P. POPOV, M.D. ENGELHARDT, J.M. RICLES. **Eccentrically braced frames. US PRATICE**. Engineering journal. 1989. pp.66-80.
- 78) E.P. POPOV, M.D. ENGELHARDT. **Seismic EBF**. Journal constructional steel research 1988,pp.321-354.
- 79) A. PISCARD, D. BEAULIEU. **Design of diagonal cross bracing**. Engineering journal. 1987. Pp 122-126.
- 80) T. RAMADAN, A. GHOBARAH. **Analytical model for shear link behavior**. Journal structural engineering. 1995. Pp.1574-1580.
- 81) P. W. RICHARDS, C. M. UANG. **Testing protocol for short links in eccentrically braced frames**. Journal of structural engineering. Aug 2006 pp 1183-1191.
- 82) P. RICHARDS, O. TAICHIRO, M. ENGELHARDT, U. CHIA-MING. **Impact of recent research on EBF design**. Journal of constructional steel research 63. Nov 2007 pp.1529-1545.
- 83) P. RICHARDS, C.M. UANG. **Evaluation of rotation capacity and overstrength of link in EBF**. Dept of structural engineering. Univer. of California. San Diago. 2002. Rep 2002 /18.
- 84) P. RICHARDS, C.M. UANG. **Development of testing protocol for short links in EBF**. Depart of structural engineering Univ. California San Diego. 2003. pp.2003-2008.
- 85) J.M. RICLES, S.M. BOLIN. **Energy dissipation in EBF**. Proc. 4th US National conference on Earthquake engineering California 1990. Vol 2 pp.309-318.
- 86) J.M. RICLES, E.R. POPOV. **Dynamic analysis of seismically resistant EBF**. Earthquake engineering research center Univer. Of California Berkeley 1987. Rep UBC /EERC 87607.
- 87) J.M. RICLES, E.P. POPOV. **Composite action in EBF**. Journal structural engineering 1989, pp.2046-2066.

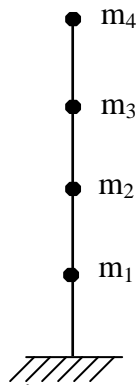
- 88) J.M. RICLES, E.P. POPOV. **Dynamic analysis of seismically braced frames.** Earthquake engineering research center. Univer. of California Berkeley. 1987. Pp.87-107
- 89) RICLS, JEAMS M, POPOV, EGOR P. (n°2/1994) **“Inelastic link element EBF seismic design”**, journal of structural Engineering. P 441-463.
- 90) C.WW. ROEDER, E.P. POPOV. **Eccentrically braced steel frames for earthquake.** Journal steel division .1978. pp.391-412.
- 91) ROEDER C.W, and POPOV, E.P. (1977). **“Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel Frames Under Cyclic Loadings”**, EERC Report 77- 18, Univ. of California, Berkeley, Calif. Aug.
- 92) ROEDER C.W and POPOV E.P. (1978). **“Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes”**, Journal of the structures division, ASCE, Vol. 104, no. ST3.
- 93) ROEDER C.W. and POPOV E.P. (1978). **“Design of an Eccentrically Braced Steel Frame”**, AISV Engineering Journal, Third Quarter.
- 94) C.W. RODER, E.P. POPOV. **Eccentrically braced frames for earthquake.** Journal structural division . 1970. Pp.391-412.
- 95) ROCKEY K.C, and Cook I.T. (1962). **“Shear Buckling of Clamped and Simply Supported Infinitely Long Plates Reinforced by Transverse Stiffeners”**, Aeronautical Quarterly, Vol. XIII.
- 96) P.P. ROSSI. **A design procedure for tied braced frames.** Earthquake engineering structural dynamic. **2007**, pp.2227-2248.
- 97) P.P. ROSSI, A. LOMBARDO. **Influence of the link overstrength factor on the seismic behavior of EBF.** Journal of constructional steel research **63 -2007**.
- 98) K. SEUNG.EOCK, L.DONG, HO, N.H. CUONG. **Shaking tables tests of a two – story unbraced steel frames.** Journal of constructional steel research. Mar **2007**, pp.412-421.
- 99) R. SABELLI, S. MAHIN, C. CHANG. **Seismic demands on steel braced frames buildings with buckling –restrained braces.** American journal of scientific research. **2012**, pp.24-34.
- 100) R. DIPTI SAHOO, S.H. CHAO. **Performance based plastic design method for buckling –restrained braced frames.** Engineering structures. (32) **2010** pp.2950-2958.
- 101) SETTI P. (n°3 /1985). **“A method to compute the behavior factor for construction in seismic zones”**, constructions métalliques. Pp 128 – 139.

- 102) C. SHIH HO, GOEL, C. SUBHASH. **Performance based seismic design of EBF using target drift.** Engineering journal. 63. 2007. Pp.173-200.
- 103) S.H. STOMAM. **Effective length spectra for cross-bracings.** Journal engineering mechanical 1989 . Pp.3112-3122.
- 104) S.H. STOMAM. **Stability criteria for X-bracing system.** Journal Engineering 1988. Pp.1426-1434.
- 105) V. THEVEDRAM, C.M. WANG. **Stability of nonsymemétric cross-bracing systems.** Journal structural engineering 1993.pp.169-180.
- 106) WAKABAYASHI M, MAC GRAW HILL. (1976). **“Design of earthquake resistant buildings”.** Pp 138 – 165.

## REPONSE DYNAMIQUE

### 1- Equation d'équilibre dynamique [45]

Les structures planes à plusieurs degrés de liberté peuvent être modélisées du point de vue comportement dynamique par un ensemble de masse « m » attribuées à chaque plancher « i » considéré comme infiniment rigide, reposant sur des colonnes supposées encastrées à leurs basses, figure (1).



**Figure 1** Représentation massique d'un portique

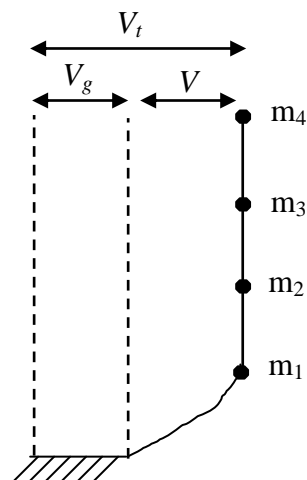
Dans ce cas l'équation d'équilibre dynamique qui régit le déplacement du système s'écrit :

$$\mathbf{M} \left\{ \ddot{\mathbf{V}}_t(t) \right\} + \mathbf{F} \left\{ \dot{\mathbf{V}}(t) \right\} + \mathbf{K} \left\{ \mathbf{V}(t) \right\} = \mathbf{0} \quad (1)$$

Avec :  $V_t(t) = V_g(t) + V(t)$  : Déplacement total, figure (2).

$V_g(t)$  : Déplacement du sol.

$V(t)$  : Déplacement relatif de la structure.



**Figure 2** Déplacement du portique sous action  $g(t)$ 

$$M \left\{ \ddot{V}_g(t) + \ddot{V}(t) \right\} + F \left\{ \dot{V}(t) \right\} + K \left\{ V(t) \right\} = 0 \quad (2)$$

$$M \left\{ \ddot{V}(t) \right\} + F \left\{ \dot{V}(t) \right\} + K \left\{ V(t) \right\} = M \left\{ \ddot{V}_g(t) \right\} \quad (3)$$

$$M \left\{ \ddot{V}(t) \right\} + F \left\{ \dot{V}(t) \right\} + K \left\{ V(t) \right\} = R(t) \quad (4)$$

Avec :  $R(t) = M \left\{ \ddot{V}_g(t) \right\}$

## 2- Décomposition de l'équation dans la base de modes propres

$$V(t) = \Phi \cdot \xi \quad (5)$$

Avec :

$\Phi(t)$  : Vecteur déplacement

$\phi$  : Vecteur modal

$\xi$  : Amplitude

$$M \left\{ \Phi \ddot{\xi} \right\} + F \left\{ \Phi \dot{\xi} \right\} + K \left\{ \Phi \xi \right\} = R(t) \quad (6)$$

On multiplie (6) par  $\Phi^t$

$$\Phi^t M \left\{ \Phi \ddot{\xi} \right\} + \Phi^t F \left\{ \Phi \dot{\xi} \right\} + \Phi^t K \left\{ \Phi \xi \right\} = \Phi^t R(t) \quad (7)$$

La condition d'orthogonalité s'écrit :

$$\left. \begin{aligned} \Phi_m^t M \Phi_n &= 0 \\ \Phi_m^t K \Phi_n &= 0 \\ \Phi_m^t F \Phi_n &= 0 \end{aligned} \right\} m \neq n \quad (8)$$

Donc :

$$M_m \left\{ \ddot{\xi} \right\} + F_m \left\{ \dot{\xi} \right\} + K_m \left\{ \xi \right\} = \Phi^t R(t) \quad (9)$$

$\mathbf{M}_m^-$ ,  $\mathbf{C}_m^-$ ,  $\mathbf{K}_m^-$  : Matrices diagonales de mode  $m$ .

$$\mathbf{M}_m^- = \begin{bmatrix} M_I & 0 \\ & M_{II} \\ 0 & & M_n \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{C}_m^- = \begin{bmatrix} C_I & 0 \\ & C_{II} \\ 0 & & C_n \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$\mathbf{K}_m^- = \begin{bmatrix} K_I & 0 \\ & K_{II} \\ 0 & & K_n \end{bmatrix}$$

### 3- Condition d'orthogonalité de l'amortissement

Le problème est de déterminer la forme de la matrice d'amortissement pour laquelle les conditions d'orthogonalité s'appliquent.

Rayleigh a montré qu'une matrice de la forme :

$$\mathbf{C}_m^- = \alpha \mathbf{M}_m^- + \beta \mathbf{K}_m^- \quad (11)$$

La formule (11) satisfait ces conditions.

Avec :  $\alpha$  et  $\beta$  : coefficients à déterminer.

Mode I :

$$C_I = \alpha m_I + \beta K_I$$

Mode II : (12)

$$C_{II} = \alpha m_{II} + \beta K_{II}$$

On divise par  $m_I$  et  $m_{II}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C_I}{m_I} = \alpha + \beta \frac{K_I}{m_I} \\ \frac{C_{II}}{m_{II}} = \alpha + \beta \frac{K_{II}}{m_{II}} \end{array} \right\} \quad (13)$$

Comme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{K_I}{m_I} = \omega_I^2 \quad \frac{K_{II}}{m_{II}} = \omega_{II}^2 \\ \frac{C_I}{m_I} = 2\omega_I \xi \quad \frac{C_{II}}{m_{II}} = 2\omega_{II} \xi \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2\omega_I \xi = \alpha + \beta \omega_I^2 \\ 2\omega_{II} \xi = \alpha + \beta \omega_{II}^2 \end{array} \right\}$$

$\xi_I$  et  $\xi_{II}$  Sont respectivement les amortissements critiques dans les modes I et II. Ils dépendent du type de matériau (Tableau 1).

### Remarque

- 1- On peut considérer le même amortissement critique  $\xi_i$  ( $\xi_I = \xi_{II} = \xi$ ).
- 2- Les modes I et II représentant les deux modes de vibration prépondérants de la Structure.

$$\left\{ \begin{array}{l} 2\omega_I \xi = \alpha + \beta \omega_I^2 \\ 2\omega_{II} \xi = \alpha + \beta \omega_{II}^2 \end{array} \right\} \quad (14)$$

Après résolution :

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega_I + \omega_{II}}$$

$$\alpha = 2\xi \frac{\omega_I * \omega_{II}}{\omega_I + \omega_{II}}$$

Ou bien :

$$\alpha = \beta * \omega_I * \omega_{II}$$

Donc :

$$\alpha > \beta \quad \text{Pour} \quad \omega_I * \omega_{II} > 1$$



## **RESUME**

Lors de cycles de chargement alternés, comme c'est le cas durant les tremblements de terre, les structures entrent dans un état de comportement non élastique. Ce qui est le cas notamment des structures métalliques. De ce fait, elles offrent une meilleure résistance, car absorbant plus d'énergie communiquée par le séisme.

Cette faculté peut être décrite, à l'aide du facteur de comportement  $q$  (R pour le règlement Algérien).

Dans cette recherche est présentée une méthode de détermination de ce facteur de comportement global  $q$  de structures en acier contreventées par des tronçons d'excentremets sismiques et des barres symétriques en croix ( $x$ ).

## **SUMMARY**

During alternate cycles of loading, as is the case during the earthquakes, the structures fall into a state of non-elastic behaviour. This is particularly the case of metallic structures. Thus, they offer greater resistance, for absorbing more energy imparted by the earthquake.

This option can be described using the behaviour factor  $q$  (R to Algerian Regulation).

In this research is presented a method for determining the overall behaviour factor  $q$  of braced steel structures by seismic centrally and eccentrically sections.