

W. 664

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Equipement et de l'Aménagement du Territoire

ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS

# THESE DE MAGISTER

Spécialité: Matériaux et Structures

Présentée par:

Mme **NAILI Née DRAIDI Salima Yasmine**  
Ingénieur d'Etat en Travaux Publics



**CONTRIBUTION A L'ETUDE DU FACTEUR  
DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES  
CONTREVENTEES PAR DES PORTIQUES  
AUTOSTABLES EN BETON ARME**

Soutenue publiquement le 19 Février 1997 devant le Jury composé de:

M	<b>B. TILIOUINE</b>	Professeur	ENP	Président
M	<b>H. AFRA</b>	Chargé de Recherche	C.G.S	Direct. Thèse
M	<b>A. CHELGHOUM</b>	Professeur	USTHB	Examineur
M	<b>M.K. BERRAH</b>	Maître de Conférence	ENP	Examineur
M	<b>N. BOURAHLA</b>	Maître de Conférence	USTB	Examineur
M	<b>M. BELAZOUGUI</b>	Maître de Recherche	C.G.S	Examineur
M	<b>B. TAHAR</b>	Directeur de BÉREG		Membre Invité

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Équipement et de l'Aménagement du Territoire

ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS

## THESE DE MAGISTER

Spécialité: Matériaux et Structures



Mme **NAILI** Née **DRAIDI** Salima Yasmine  
Ingénieur d'état en Travaux Publics

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DU FACTEUR  
DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES  
CONTREVENTEES PAR DES PORTIQUES  
AUTOSTABLES EN BETON ARME**

Soutenue publiquement le 19 Février 1997 devant le Jury composé de:

M	<b>B. TILIOUINE</b>	Professeur	ENP	Président
M	<b>H. AFRA</b>	Chargé de Recherche	C.G.S	Direct. Thèse
M	<b>A. CHELGHOUM</b>	Professeur	USTHB	Examinateur
M	<b>M.K. BERRAH</b>	Maître de Conférence	ENP	Examinateur
M	<b>N. BOURAHLA</b>	Maître de Conférence	USTB	Examinateur
M	<b>M. BELAZOUGUI</b>	Maître de Recherche	C.G.S	Examinateur
M	<b>B. TAHAR</b>	Directeur du BREG		Membre Invité

# REMERCIEMENTS

Il m'est particulièrement agréable, au moment où ce travail s'achève, de remercier vivement Monsieur **Mohamed BELAZOUGUI**, Directeur du C.G.S, d'avoir bien voulu m'accueillir au sein de son établissement et de participer au jury. Qu'il trouve, ici, l'expression de ma gratitude et de ma reconnaissance pour son soutien et son aide tant morale que matérielle.

Mes remerciements et considérations s'adressent tout naturellement, en second lieu, à Monsieur **Hamid AFRA**, Directeur de thèse, avec qui j'ai effectué mes premiers pas de recherche dans le domaine du génie parasismique. Ses encouragements, son aide et ses conseils judicieux m'ont été d'un grand apport.

Je suis heureuse et reconnaissante également envers Monsieur **Boualem TILIOUINE**, Professeur à l'E.N.P, d'avoir accepté de présider le jury de cette thèse.

Je remercie aussi Monsieur **Abdelkrim CHELGHOUM**, Professeur à l'U.S.T.H.B, d'avoir accepté d'être examinateur de cette thèse.

Je remercie vivement Monsieur **Nourreddine BOURAHLA**, Maître de conférence à l'U.S.T.B. d'avoir suivi ce travail avec intérêt. Qu'il trouve ici, l'expression de ma reconnaissance.

Que Monsieur **K.Mounir BERRAH**, Maître de conférence à l'E.N.P, accepte mes remerciements d'avoir examiné cette thèse.

Je n'oublierai pas également Monsieur **Bouchakor TAHAR**, Directeur du B.E.R.E.G, d'avoir accepté de participer au jury d'examen.

Je voudrai remercier vivement Monsieur **Abdellah KAHIA**, administrateur système au centre de calcul du C.G.S, pour son aide précieuse et son entière disponibilité.

Je remercie aussi tous mes collègues du C.G.S, dont l'aide de près ou de loin a été d'un apport considérable pour l'accomplissement de ce travail.

## *RESUME*

Cette étude présente une nouvelle formulation du facteur de comportement des structures contreventées par des portiques autostables en béton armé, dans le cadre du règlement parasismique algérien R.P.A.88.

La première partie, dont l'objectif est la validation de la valeur du facteur de comportement donnée par le R.P.A.88, porte sur une étude statistique réalisée sur un échantillon de 294 structures. Bien que le R.P.A.88 propose une valeur égale à  $\frac{1}{4}$  pour ce type de structures, les résultats obtenus montrent clairement que celle-ci ne représente qu'une valeur moyenne et diffère, d'une structure à l'autre en fonction de sa ductilité globale à assurer.

Dans la deuxième partie, nous avons tenté d'imposer un critère de rupture uniforme à l'ensemble des structures étudiées. Pour cela, un critère de dimensionnement en capacité a été proposé. Celui-ci permet à la structure d'avoir un comportement ductile caractérisé par un mécanisme de rupture préférentiel qui entraînerait la formation des rotules plastiques dans les poutres avant les poteaux. Par la suite, une étude paramétrique a permis de quantifier les paramètres susceptibles d'améliorer ce facteur, tels que la ductilité globale, la période propre de vibration, l'amortissement et les conditions de sols.

Dans la troisième partie, nous présentons une nouvelle formule de ce facteur tenant compte de l'ensemble de ces paramètres. Une étude comparative avec d'autres auteurs a montré une bonne cohérence des résultats.

---

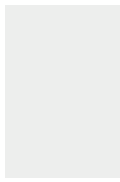
# ***ABSTRACT***

This study presents a new formulation of the behavior factor of the reinforced concrete moment resisting frames. in the framework of the Algerian Seismic Regulations (R.P.A. 88).

The first part, whose objective is the validation of the value of the behavior factor given by R.P.A.88, focuses on a statistical study realized on a series of 294 samples. Although R.P.A.88 gives an equal value of  $\frac{1}{4}$  for this type of structures, the obtained results show clearly that the former represents only an average value and differs from a structure to an other according to its global ductility to insure.

In the second part, we have tried to find a uniform failure criterion for the studied structures. To do that, a criterion of capacity has been proposed. This criterion allows the structure to have a ductile behavior characterized by a preferential mechanism that would entail the plastic hinge be formed in beams before columns. then, a parametric study has allowed to quantify parameters that can improve this factor. such as global ductility, period of vibration, damping and local soil conditions.

In the third part, is presented a new formula that account for all of these parameters. A comparative study with others authors has shown a good coherence of the results.



# SOMMAIRE

# SOMMAIRE

---

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
------------------------------------	----------

<b>1. POSITION DU PROBLEME.....</b>	<b>3</b>
1.1. REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN (R.P.A 88).....	4
1.2. EUROCODE 8.....	4
1.3. CODE VENEZUELIEN.....	5

## **Chapitre I   HISTORIQUE DE L'EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT.**

<b>I.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>7</b>
<b>I.2. TRAVAUX ANTERIEURS.....</b>	<b>8</b>
<b>I.3. CONCLUSION.....</b>	<b>16</b>

## **Chapitre II   METHODOLOGIE.**

<b>II.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>17</b>
<b>II.2. CALCUL STATIQUE EQUIVALENT.....</b>	<b>18</b>
II.2.1. CONDITIONS D'APPLICATION.....	18
<b>II.3. METHODE D'EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT.....</b>	<b>19</b>
II.3.1. CONCEPTS FONDAMENTAUX.....	19
II.3.2. APPROCHE METHODOLOGIQUE.....	20
II.3.3. PROCEDURE D'EVALUATION.....	23

<b>II.4. SIMULATION NUMERIQUE.....</b>	<b>25</b>
II.4.1. HYPOTHESES DE TRAVAIL .....	25
II.4.1.1. <i>Modèle mathématique.</i> .....	25
II.4.1.2. <i>Logiciels utilisés.</i> .....	29
II.4.1.3. <i>Actions sismiques.</i> .....	30
II.4.1.4. <i>Structures étudiées.</i> .....	30
<b>II.5. ETAPES D'EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT.....</b>	<b>31</b>
II.5.1. PREDIMENSIONNEMENT ET ANALYSE STATIQUE. ....	31
II.5.2. ANALYSE DYNAMIQUE.....	32
II.5.2.1. <i>Recherche de l'état élastique de la structure.</i> .....	32
II.5.2.2. <i>Recherche des valeurs du facteur de comportement B:</i> .....	32
II.5.2.2.1. Critère de rupture par formation de mécanisme: .....	32
II.5.2.2.2. Critère des rotations ultimes. ....	32

### **Chapitre III FACTEUR DE COMPORTEMENT DANS LE CADRE DU REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN.**

<b>III.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>34</b>
<b>III.2. ETUDE STATISTIQUE.....</b>	<b>34</b>
III.2.1. ETAPES D'ANALYSES .....	34
III.2.2. INTERPRETATIONS DES RESULTATS.....	37
<b>III.3. ETUDE DE CAS: PORTIQUE A 6 NIVEAUX ET PORTIQUE A 12 NIVEAUX.</b>	<b>38</b>
<b>III.4. CONCLUSION.....</b>	<b>44</b>

## **Chapitre IV FACTEUR DE COMPORTEMENT B - CRITERE DE DIMENSIONNEMENT.**

<b>IV.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>45</b>
<b>IV.2. CRITERES DE DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE. ....</b>	<b>46</b>
IV.2.1. RECHERCHE DE LA RELATION $B = F(R_f)$ . ....	48
IV.2.2. VALIDATION DE LA RELATION $B = F(R_f)$ . ....	52
<b>IV.3. ETUDE COMPARATIVE. ....</b>	<b>54</b>
<b>IV.4. CONCLUSION.....</b>	<b>57</b>

## **Chapitre V ETUDE PARAMETRIQUE.**

<b>V.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>60</b>
<b>V.2. DEFINITION DES PARAMETRES.....</b>	<b>60</b>
V.2.1. DUCTILITE:.....	60
<i>V.2.1.1. Ductilité des matériaux. ....</i>	<i>61</i>
<i>V.2.1.2. Ductilité de l'élément de structure. ....</i>	<i>61</i>
<i>V.2.1.3. Ductilité globale de la structure. ....</i>	<i>62</i>
V.2.2. PERIODE PROPRE. ....	63
V.2.3. AMORTISSEMENT. ....	63
V.2.4. EFFET DE FILTRAGE DU SOL. ....	63
<b>V.3. ETAPES D'ANALYSE. ....</b>	<b>64</b>
<b>V.4. INFLUENCE DES PARAMETRES SUR LE FACTEUR B.....</b>	<b>65</b>
V.4.1. PRESENTATION DES RESULTATS POUR UN SOL FERME. ....	65
<i>V.4.1.1. Variation du facteur de comportement en fonction de la ductilité globale.65</i>	<i>65</i>
<i>V.4.1.2. Variation du facteur de comportement en fonction de la période propre. .68</i>	<i>68</i>
<i>V.4.1.3. Variation de la ductilité globale en fonction de la période propre.....71</i>	<i>71</i>
<i>V.4.1.4. Variation du facteur de comportement en fonction de l'amortissement. ....73</i>	<i>73</i>

V.4.2. PRESENTATION DES RESULTATS POUR UN SOL MEUBLE. ....	73
V.4.2.1. Variation du facteur de comportement en fonction de la ductilité globale. ....	73
V.4.2.2. Variation du facteur de comportement en fonction de la période propre. ....	75
V.4.2.3. Variation de la ductilité globale en fonction de la période propre.....	77
V.4.2.4. Variation du facteur de comportement en fonction de l'amortissement. ....	79
<b>V.5. ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS.....</b>	<b>81</b>
<b>V.6. CONCLUSION. ....</b>	<b>83</b>
<b>Chapitre VI REFORMULATION DU FACTEUR DE</b>	
<b>                  COMPORTEMENT B</b>	
<b>VI.1. INTRODUCTION. ....</b>	<b>84</b>
<b>VI.2. ETAPES D'ANALYSE.....</b>	<b>84</b>
<b>VI.3. PRESENTATION DES RESULTATS. ....</b>	<b>85</b>
<b>VI.4. ETUDE COMPARATIVE. ....</b>	<b>88</b>
<b>VI.5. CONCLUSION.....</b>	<b>96</b>
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>97</b>
<b>ANNEXE.....</b>	<b>101</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>107</b>

## **INTRODUCTION GENERALE**

# INTRODUCTION GENERALE

---

L'Algérie est un pays à haut risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont successivement secoué la région, ont causé d'énormes pertes en vies humaines et en biens matériels. La plupart de son patrimoine bâti ne répond pas aux normes sismiques et se trouve ainsi vulnérable aux séismes (citons par exemple: Chlef: 1300 morts (1954), 3000 morts (1980), Chenoua: 100 morts (1989) et tout récemment Mascara: 180 morts (1994)).

Pour réduire ce risque et préserver les vies humaines et les biens matériels, il est primordial, entre autres, de recourir à une bonne conception parasismique des structures, où le choix du système structurel adéquat, les méthodes de calcul et d'analyse les plus appropriées ainsi qu'une réalisation et un contrôle de qualité rigoureux des ouvrages, constituent les fondements de base.

A cet effet, pour analyser, dimensionner et concevoir correctement ces structures, il faudrait appréhender et définir les sollicitations sismiques susceptibles de se développer lors d'une excitation sismique. Plusieurs procédures de calcul existent, permettant la quantification des forces sismiques qui agissent sur les structures. Elles appartiennent, en général, à deux types de méthodes:

- La méthode statique équivalente.
- Les méthodes dynamiques.

Dans la méthode statique équivalente, qui est reprise dans la plupart des codes de calcul, les forces sismiques, variables dans le temps, sont supposées être constantes et agir d'une manière statique lors de l'excitation sismique. Cependant, la méthode n'est applicable que si la structure satisfait à certains critères dont:

- La symétrie en plan.
- La limitation de la hauteur du bâtiment.
- La régularité en élévation.
- La limitation en excentricité.
- Les effets non-linéaires qui doivent être soit négligeables, soit justifiables d'une correction.

Si ces critères ne sont pas satisfaits, la réponse des structures aux séismes ne peut être correctement appréhendée, dès l'instant où celle-ci est complexe et dépend de plusieurs paramètres dont la nature des matériaux et l'excitation sismique. Dans ce cas, il est recommandé de recourir aux méthodes dynamiques, capables à elles seules de fournir une réponse réaliste du comportement de la structure. Mais le recours à ce type de méthode exige la définition préalable d'un certain nombre de paramètres dont:

- La loi de comportement optimale du matériau.
- La définition de l'excitation sismique de calcul.

Dans le cas de notre pays, et compte tenu de l'état actuel des connaissances en la matière, d'une part, et en raison du nombre souvent limité des enregistrements représentatifs des conditions sismiques et géologiques du site étudié, d'autre part, il n'est pas possible d'appréhender correctement ces paramètres, et par conséquent, le recours à cette méthode reste difficile.

N'est-il pas alors approprié de recourir, dans le cas présent, aux méthodes de calcul simples telles que la méthode statique équivalente, et d'étudier entre temps, les facteurs susceptibles d'améliorer notre compréhension du comportement des structures sous l'effet des séismes?

Le facteur qui nous semble le plus pertinent, dans le cas actuel, et qui peut répondre directement à nos préoccupations est sans doute *le facteur de comportement des structures* qui fait donc l'objet de ce travail de recherche.

## 1. POSITION DU PROBLEME.

Les structures, sous l'effet d'actions sismiques de forte intensité, subissent des déformations se situant très largement dans le domaine post-élastique. Elles résistent à un niveau d'agression supérieur à celui pour lequel elles ont été conçues. Ceci s'explique par le fait que les structures ont une faculté de dissipation d'énergie due à leur comportement non linéaire.

Pour tenir compte de ces incursions dans le domaine post-élastique, les codes considèrent, d'une part, une structure réelle, et d'autre part une structure fictive identique à la précédente sauf qu'elle peut rester indéfiniment élastique quelles que soient les sollicitations s'exerçant sur elle.

Les maxima des sollicitations s'exerçant dans la structure réelle sont respectivement égaux à ceux de la structure fictive mais divisés par un coefficient réducteur. Ce coefficient est appelé coefficient de comportement ou coefficient de réduction. Il est noté  $B$ ,  $q$  ou  $R_{\mu}$  selon les codes.

En d'autres termes, pour concevoir un ouvrage, les codes parasismiques préconisent, non seulement de calculer la réponse de la structure par les méthodes d'analyses de type linéaire équivalent, mais aussi d'estimer la possibilité d'incursion dans le domaine post-élastique en tenant compte des aptitudes effectives des matériaux et assemblages sous forme d'un coefficient réducteur.

Celui-ci regroupe divers paramètres complexes et imbriqués. En association avec le spectre de dimensionnement, il est censé rendre compte de la dégradation des rigidités et des résistances, et d'une façon générale, de l'évolution du système au cours de son mouvement, des faibles non-linéarités géométriques et des imprécisions introduites aux divers stades de la modélisation et du calcul.

Le coefficient réducteur est quantifié de diverses manières dans les codes parasismiques.

Nous essayerons, dans ce qui suit, de présenter brièvement le cas de quelques codes de calcul:

### 1.1. Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 88).

Tel que prescrit dans l'article 3.2.1.3.3 du règlement parasismique algérien R.P.A.88 [8], le facteur de comportement de la structure dépend du type et de la nature de ses contreventements. En effet, d'après les études qui ont servi à l'élaboration de ce code, le facteur de comportement est défini comme suit [42]:

$$B = \frac{1}{2 \cdot d_T} \quad (1)$$

Où  $d_T$  représente un facteur d'endommagement qui dépend de la nature du système structurel.

Celui-ci n'est pas seulement une mesure de la ductilité du matériau, il représente aussi l'aptitude d'une structure à avoir un comportement non linéaire.

### 1.2. Eurocode 8.

D'après les recommandations de l'Eurocode 8 [19], le coefficient de comportement "q" est défini pour l'ensemble de la structure. Il est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, de son mode de contreventement, de l'hyperstaticité, de la ductilité d'ensemble et de ses facultés d'amortissement.

Néanmoins, une certaine correction du facteur "q" est à apporter dans le cas où la période fondamentale de vibration  $T$  est inférieure à une certaine période  $T_B$  du spectre normalisé. Le nouveau facteur de comportement dépend de la période  $T$ , ainsi que du facteur de correction d'amortissement.

La valeur de "q" à prendre en compte est à remplacer par:

$$q' = \frac{2.5 \rho}{1 - \frac{T}{T_B} \left[ 1 - \frac{2.5 \rho}{q} \right]} \quad (2)$$

- Les valeurs de  $T_B$  sont données pour chaque type de sol.
- $\rho$  est le facteur correctif d'amortissement (lorsque  $\xi \neq 0.05$ ). Il est donné par l'expression suivante:

$$\rho = \left[ \frac{5}{\xi} \right]^{0.4} \quad (3)$$

### 1.3. Code Vénézuélien.

D'après le code vénézuélien de 1992 [30], Le coefficient de comportement  $R_\mu$  est donné pour l'ensemble de la structure. Il est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, de son mode de contreventement, de la ductilité d'ensemble et du type de sol.

Le facteur de réduction " $R_\mu$ " est donné par les équations suivantes:

$$\begin{array}{ll} 0 < T < T^*/4 & R_\mu = 1 + (4T/T^*) \cdot (\mu - 1) \\ T > T^*/4 & R_\mu = \mu \end{array} \quad (4)$$

- Où:
- $\mu$  est la ductilité d'ensemble de la structure.
  - $T$  est la période fondamentale de la structure.
  - $T^*$  est la période spectrale caractéristique du sol.

Contrairement aux recommandations de l'Eurocode 8, et du code vénézuélien, qui préconisent un facteur de comportement qui dépend de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, de l'hyperstaticité et de la ductilité d'ensemble en tenant compte de la période et des facultés d'amortissement de la structure et de la nature du sol, le R.P.A 88, prescrit un facteur de comportement qui dépend uniquement du type de la structure et de sa nature de contreventement.

Par conséquent, les objectifs de l'étude que nous nous proposons d'effectuer sont les suivants:

- Vérifier, au moyen d'analyses numériques appropriées si la valeur du facteur de comportement proposée par le code est réaliste.
  
- Démontrer que le facteur de comportement ne dépend pas seulement de la nature des matériaux constitutifs et du système de contreventement, mais aussi d'autres paramètres.
  
- Envisager d'autres paramètres pouvant contribuer à son amélioration.
  
- Proposer une nouvelle formulation de ce coefficient.

Notre étude comporte quatre chapitres. Le premier chapitre retrace les différentes méthodes d'évaluation du facteur de comportement.

Le chapitre II, présente une procédure numérique d'évaluation du facteur de comportement, dans le cadre du R.P.A.88, (y compris les différentes hypothèses ainsi que les étapes d'analyses formulées).

Dans les chapitres III et IV sont exposés, d'une part, une étude statistique du facteur de comportement B pour vérifier la validité de celui-ci dans le cadre du R.P.A.88 et d'autre part, les principes du critère de dimensionnement en capacité afin d'uniformiser le comportement global des structures étudiées.

Les chapitres V et VI sont consacrés, enfin, à l'étude paramétrique mettant en exergue l'influence des différents paramètres susceptibles d'influencer le facteur de comportement B et à la reformulation de celui-ci en tenant compte des résultats obtenus à l'issue de l'étude. La validation des résultats définitifs est confortée par une étude comparative en relation avec d'autres travaux.

*Chapitre I :*

**HISTORIQUE DE L'EVALUATION  
DU FACTEUR DE COMPORTEMENT**

# HISTORIQUE DE L'EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT.

## I.1. INTRODUCTION.

Après l'avènement des codes de calcul parasismique, le facteur de comportement a été introduit empiriquement sur la base d'observations et d'enseignements tirés suite aux différents événements sismiques. Plusieurs chercheurs ont tenté, à travers des validations expérimentales et théoriques de cerner les différents paramètres qui conditionnent ce facteur. Différentes procédures ont été utilisées. Elles sont basées sur l'analyse soit des systèmes à un degré de liberté, soit des systèmes à plusieurs degrés de liberté.

L'analyse des systèmes à un degré de liberté est basée sur l'hypothèse que les incursions dans le domaine non-linéaire commencent à se produire dans les sections qui sont les plus sollicitées. Souvent, il s'agit de sections situées dans la partie inférieure du bâtiment. La structure se comporte, en première approximation, comme une structure à un degré de liberté. Toute la masse serait concentrée dans l'élément plastifié. Dans ce cas là, la méthode la plus utilisée est la méthode de réduction des spectres développée par *Newmark et Hall* [35] où la structure est modélisée par un oscillateur simple. Le spectre de réponse inélastique est alors obtenu en divisant le spectre de réponse élastique par un coefficient de comportement appelé dans ce cas là "facteur de réduction".

Dans l'analyse des systèmes à plusieurs degrés de liberté, le facteur de comportement est soit déterminé expérimentalement par des essais globaux de maquettes sur table vibrante (ou devant un mur à réaction), soit calculé numériquement par une approche dynamique directe du bâtiment en suivant l'évolution des sollicitations lors d'une secousse sismique.

## I.2. TRAVAUX ANTERIEURS.

Nous essayerons de résumer, ci-après, les principaux travaux de recherche effectués dans ce domaine durant ces trente dernières années.

- *Newmark et Hall* [35] ont été les premiers à avoir tenté d'estimer le facteur de comportement. En se basant sur la réponse d'un système à un degré de liberté, ils ont établi une corrélation entre les spectres de réponse élastique et inélastique.

Ils ont observé que:

- Dans les régions des basses et moyennes fréquences, les systèmes élastiques et inélastiques ont approximativement le même déplacement maximal.

- Le principe de la conservation des énergies se produit dans une bande très étroite dans la région des fréquences modérément hautes.

- En hautes fréquences, ce sont les accélérations qui dominent.

La procédure générale de construction des spectres consiste à:

1- Subdiviser le domaine fréquentiel en différentes zones ou régions spectrales: 5 régions spectrales ont été considérées.

2- Réduire le spectre élastique par des facteurs pour chaque zone spectrale.

Le facteur de comportement est donné par les formules suivantes:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < \frac{T_1}{10} & R_\mu = 1 \\
 \frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4} & R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \left[ \frac{T_1}{4T} \right]^{2.513 \log \left[ \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \right]} \\
 \frac{T_1}{4} \leq T < T_1' & R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \\
 T_1' \leq T < T_1 & R_\mu = \frac{T\mu}{T_1} \\
 T_1 \leq T < 10.0s & R_\mu = \mu
 \end{array} \quad (I-1)$$

Où les périodes  $T_1$  et  $T_1'$  sont données dans le spectre de réponse défini par les auteurs.

Le facteur de comportement est caractérisé par des facteurs réducteurs constants  $(\sqrt{2\mu-1}, \mu)$ , à l'exception de deux régions de transition où les facteurs réducteurs ont été déterminés par interpolation.

Le facteur de réduction, ainsi trouvé, dépend de la ductilité et de la région spectrale.

- **Riddell et Newmark** [44] ont effectué une analyse statistique sur des spectres de réponse inélastique de 10 séismes, en considérant des systèmes ayant un comportement élasto-plastique, bilinéaire et de dégradation de rigidité. L'étude a montré que les systèmes élasto-plastique, bilinéaire et de dégradation de rigidité ont des pics de réponse similaires et que l'utilisation du spectre de réponse du système élasto-plastique est généralement conservatrice. Comme pour l'étude de *Newmark et Hall* [35], les facteurs de réduction trouvés dépendent de la ductilité et de la période de vibration  $T$  mais aussi de l'amortissement.

Le facteur de comportement est donné par les formules suivantes:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < 0.0303s & R_{\mu} = 1 \\
 0.0303s \leq T < 0.125s & R_{\mu} = (p_a \mu - q_a)^{r_a} \left[ \frac{1}{8T} \right]^{1.625 \log[(p_a \mu - q_a)^{-r_a}]} \\
 0.125s \leq T < T_1' & R_{\mu} = (p_a \mu - q_a)^{r_a} \\
 T_1' \leq T < T_1 & R_{\mu} = \frac{T}{T_1} (p_v \mu - q_v)^{r_v} \\
 T_1 \leq T < T_2 & R_{\mu} = (p_v \mu - q_v)^{r_v} \\
 T_2' \leq T < T_2 & R_{\mu} = \frac{T}{T_2 p_d \mu^{-r_d}} \\
 T_2 \leq T < 10.0s & R_{\mu} = \frac{1}{p_d \mu^{-r_d}}
 \end{array} \tag{I-2}$$

Où:

Les coefficients  $p_a, q_a, r_a, p_v, q_v, r_v, p_d, r_d$  sont donnés en fonction de l'amortissement

Les périodes  $T_1, T_1'$  et  $T_2$  sont données dans le spectre de réponse défini par les auteurs.

- *Lai et Biggs* [28] ont considéré 20 accélérogrammes artificiels. L'analyse a été effectuée sur un système à un degré de liberté. Le domaine fréquentiel est subdivisé en 3 régions spectrales. Le facteur de comportement est défini par la formule suivante:

$$R_{\mu} = \alpha + \beta (\log T). \quad (I-3)$$

Les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  dépendent de la ductilité  $\mu$  et de la région spectrale.

- *Plumier, Ballio* [42] et *Boushaba* [6] ont proposé une approche qui consiste en la définition d'un facteur de comportement, caractéristique d'un type d'ossature donné. Ce facteur correspond au critère d'égalité des déplacements maxima, observés sous le même accélérogramme. Ces déplacements résultent d'un calcul dynamique non linéaire sur une structure réelle et d'un calcul dynamique linéaire sur la même structure idéalement élastique.

L'intérêt du facteur de comportement, ainsi défini, est de permettre la vérification de la résistance de la structure, en tenant compte de sa capacité de dissipation d'énergie dans le domaine élasto-plastique, par un calcul linéaire en considérant une action sismique réduite par un facteur  $q$ .

Le facteur de comportement "q" de la structure est alors défini par:

$$q = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_e} \quad (I-4)$$

Où:

$\lambda_e$  est l'accélération au sol pour laquelle la structure atteint son état élastique limite.

$\lambda_{max}$  est l'accélération au sol pour laquelle la structure atteint son état ultime.

- *Elghadamsi et Mohraz* [18] ont été les premiers à considérer l'effet des conditions de sol sur le facteur de réduction. Ils ont considéré deux types de sol, le rocher et les alluvions. En se basant sur une analyse statistique des systèmes à un seul degré de liberté, cette étude a montré que l'effet du sol n'a pas d'influence sur le facteur de réduction et que cet effet provient surtout de l'influence des conditions de sol sur le spectre de réponse élastique.

- *Tassios et Lappas* [29] ont proposé, pour l'estimation du facteur de comportement des structures en béton armé, une méthode basée sur une procédure itérative.

Partant d'un facteur de comportement "q" donné, une analyse dynamique non linéaire par spectre de réponse est effectuée. Durant l'analyse, la formation des rotules plastiques, en différents points critiques de la structure, est continuellement observée. Les angles plastiques sont comparés, au fur et à mesure, aux rotations plastiques capacitaires.

La structure est supposée s'effondrer quand la rotation plastique capacitaire est dépassée. Dans ce cas précis, une autre valeur inférieure du facteur de comportement est considérée.

Cette procédure est répétée jusqu'à obtention d'une valeur optimale du facteur de comportement "q".

- *Riddell, Hidalgo et Cruz* [43] ont proposé une formulation simplifiée du facteur de réduction en se basant sur deux régions spectrales. L'étude a été effectuée sur des systèmes à un degré de liberté élasto-plastique.

Le facteur de comportement est donné par les formules suivantes:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T^* & \quad R_{\mu} = 1 + \frac{R^* - 1}{T^*} T \\ T \geq T^* & \quad R_{\mu} = R^* \end{aligned} \quad (I-5)$$

Où les coefficients  $R^*$  et  $T^*$  sont donnés en fonction de la ductilité  $\mu$ .

Ces auteurs ont montré que le facteur de réduction proposé est égal à la ductilité elle-même si elle est comprise entre 2 et 5 et il est inférieur à elle pour une ductilité comprise entre 5 et 10.

- *Arias et Hidalgo* [21] ont proposé une autre formulation, en se basant sur la même étude que celle de *Riddell et al* [43]. Cette formule, applicable sur toute la région spectrale, est la suivante:

$$R_{\mu} = 1 + \frac{T}{kT_o + \frac{T}{\mu - 1}} \quad (I-6)$$

Où le facteur  $kT_o$  varie en fonction des séismes étudiés.

- *Nassar et Krawinkler* [34] ont étudié l'influence sur le facteur de réduction de la distance épiscopentrale ainsi que des paramètres du système structural, tels que la période naturelle de vibration, le coefficient d'érouissage (*strain-hardening*), la ductilité et la loi de comportement inélastique (bilinéaire et de dégradation de la rigidité).

Cette étude, sur les systèmes à un degré de liberté, a montré que la distance épiscopentrale ainsi que le système de dégradation de la rigidité ont une influence négligeable sur le facteur de réduction.

La relation  $R_{\mu}$ , pour le système bilinéaire et pour un amortissement de  $\xi = 5\%$ , est donnée par :

$$R_{\mu} = [c (\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (I-7)$$

$$c = c(T, \mu) = \frac{T^a}{T^a + 1} + \frac{b}{T} \quad (I-8)$$

Où les valeurs de a et b sont données en fonction du coefficient d'érouissage  $\alpha$ .

- *Palazzo et Siano* [37] ont tenu compte dans leur recherche de l'effet P- $\Delta$  pour les structures qui sont sensibles à la détérioration géométrique  $\gamma$ .

En définissant théoriquement les conditions de rupture pour le système à un seul degré de liberté non-linéaire, le facteur de comportement q est déterminé en divisant le spectre élastique par le spectre de rupture trouvé.



# METHODOLOGIE D'EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT

## II.1. INTRODUCTION.

Au cours des trois dernières décennies, des progrès notables ont été réalisés dans la connaissance du comportement sismique des structures. Ils ont permis, dans les nouveaux règlements parasismiques, de prendre en compte la dissipation d'énergie à travers des règles de dimensionnement en plasticité. Le bâtiment, ainsi conçu, doit être capable de résister, avec un certain endommagement, aux différents séismes qu'il pourra rencontrer durant sa vie.

En se basant sur ces considérations, les codes parasismiques préconisent deux méthodes d'analyse des structures:

- La méthode dynamique.
- La méthode statique équivalente.

La première méthode, bien qu'elle permette d'appréhender correctement la réponse sismique de la structure, s'avère par ailleurs difficile à mettre en pratique et n'est donc appliquée que pour des ouvrages très importants. La difficulté réside dans le choix d'un modèle de comportement et dans la quantification de l'action sismique et nécessite, par ailleurs, des moyens numériques et informatiques importants.

La deuxième méthode, relativement simple, est la plus utilisée. Elle permet de prendre en compte globalement les propriétés non linéaires de la structure par des méthodes forfaitaires.

Plusieurs approches, dans la méthode statique équivalente, ont été effectuées pour permettre la prise en compte du comportement ductile de la structure. L'approche la plus

récente consiste en la définition d'un facteur de comportement caractéristique d'un type d'ossature donné. Nous allons, dans ce qui suit, présenter les hypothèses fondamentales de cette méthode ainsi que la méthodologie élaborée pour l'évaluation du facteur de comportement.

## II.2. CALCUL STATIQUE EQUIVALENT.

### II.2.1. Conditions d'application.

Le calcul statique équivalent reste applicable même lorsque les structures étudiées présentent des non-linéarités de comportement anélastique ou des non-linéarités géométriques peu accusées.

Dans ce cas, ces structures peuvent être calculées dans les conditions suivantes:

- **Modèle:** la structure est fictivement considérée comme restant indéfiniment élastique, quelle que soit l'intensité des actions ou sollicitations qui agissent sur elle.
- **Action sismique:** les spectres de réponse élastiques sont remplacés par les spectres de dimensionnement.
- **Déplacements et déformations:** les déplacements et déformations de la structure sont considérés comme égaux à ceux calculés pour le modèle élastique fictif à partir du spectre de dimensionnement.
- **Forces et sollicitations:** les forces et les sollicitations de calcul sont obtenus en divisant les forces et sollicitations, calculées en considérant la structure élastique, par un coefficient dit "*coefficient ou facteur de comportement*".

- Point D: la structure est totalement déchargée ( $F_e = 0$ ).

Le déplacement élastique est nul mais le déplacement total est non nul. Il est réduit à sa composante plastique  $X_{plmax}$ .

$$X_{el} = 0 \quad F_e = 0 \quad F_a = C \dot{X}$$

$$X = X_{pl} = X_{plmax} \quad \dot{X} < 0$$

En ce point D, la structure possède les mêmes caractéristiques qu'au point A, avec un déplacement plastique permanent  $X_{plmax}$ , et une vitesse relative négative.

Le choix du modèle élasto-plastique bilinéaire plutôt qu'un autre modèle s'est fait pour plusieurs raisons.

1. Simplicité du modèle.

2. Domaine d'application. La méthode utilisée dans ce travail est basée sur l'hypothèse des déplacements maxima. Le choix du modèle hystérétique n'a donc pas d'influence sur les résultats car la ductilité utilisée est une ductilité cinématique définie par:

$$\mu = \frac{X_{max}}{X_y} \quad [13].$$

3. Demande en ductilité: La structure peut subir des dégradations de rigidité assez importantes quand elle ne travaille que dans le domaine inélastique. Cependant, la différence entre la demande en ductilité pour un système élasto-plastique bilinéaire et un système de dégradation de rigidité est assez faible, excepté pour de très faibles périodes, où la demande en ductilité du système de dégradation de rigidité est assez importante [31].

De plus, excepté pour les très faibles périodes, le système de dégradation de rigidité dissipe la même quantité d'énergie hystérétique, que le système élasto-plastique bilinéaire, bien qu'ils n'atteignent pas la même résistance [31,47].

### II.4.1.2. Programmes utilisés.

Dans ce travail on a utilisé trois programmes d'analyse, *SETABS* [50], *RESPONSE* [20] et *DRAIN2D* [25]:

a. Le programme *SETABS* est utilisé pour l'analyse du comportement élastique des structures soumises à des chargements statiques et l'analyse dynamique des structures soumises à un séisme. La structure est modélisée comme un système de portiques ou/et de voiles interconnectés par des planchers rigides dans leur plan. Ce programme permet de déterminer les sollicitations de calcul (moments fléchissants, moments de torsion, efforts tranchants et efforts normaux) au niveau des éléments structuraux. A partir de ces sollicitations, le ferrailage nécessaire à disposer est déterminé en concordance avec le R.P.A.88 et le C.B.A.93.

b. Le programme *RESPONSE* permet de déterminer, à partir d'un ferrailage donné du poteau ou de la poutre, les courbes d'interaction M-N. Ces courbes seront introduites plus tard, comme données dans le programme *DRAIN2D*.

Dans le programme *RESPONSE*, il existe deux courbes de "*Contrainte-Déformation*" pour le béton; une courbe proposée par *Thorenfeldt, Tomaszewicz et Jansen* [48] considérant le comportement réel du béton et une autre courbe simplifiée "*parabole-rectangle*". Les paramètres à introduire sont la géométrie des sections et les propriétés des matériaux à étudier. Trois analyses sont permises dans ce programme.

1. La recherche des courbes "*Force-Déplacement*".
2. La recherche des courbes "*Contraintes-Déformation*".
3. La recherche des courbes d'interaction M-N.

C'est cette dernière option qui nous intéresse dans notre travail. Elle permet d'estimer la capacité portante de la section à étudier.

c. Le programme utilisé dans le cadre de notre travail pour l'analyse dynamique non linéaire est *DRAIN2D*. Dans ce programme, la structure est modélisée par un assemblage plan d'éléments discrets.

La méthode d'analyse est la méthode des déplacements. La réponse dynamique est déterminée par une intégration directe pas-à-pas de l'équation de l'équilibre dynamique du système discret soumis à une excitation à la base. Celle-ci est donnée par l'expression suivante [10]:

$$M \Delta \ddot{u} + C_T \Delta \dot{u} + K_T \Delta u = -M \Delta \ddot{x}_o$$

Où:

- M est la matrice de masse du système.
- $C_T$  est la matrice d'amortissement du système.
- $K_T$  est la matrice de rigidité tangente du système.
- $\Delta \ddot{u}$ ,  $\Delta \dot{u}$  et  $\Delta u$  sont respectivement les incréments des vecteurs d'accélération, de vitesses et de déplacements relatives durant le pas de temps  $\Delta t$ .
- $\Delta \ddot{x}_o$  est l'incrément du vecteur de l'accélération sismique durant le pas de temps  $\Delta t$ .

Pour résoudre cette équation différentiel du second ordre, la méthode de *Newmark*  $\beta=1/4$  est utilisée.

La matrice de rigidité est déterminée en résolvant l'équation suivante:

$$C_T = \alpha M + \beta_T K_T + \beta_o K_o$$

Où:

$K_o$  est la matrice de rigidité initiale du système.

$\alpha$ ,  $\beta_T$  et  $\beta_o$  sont les coefficients d'amortissements .

Ce programme dispose des éléments suivants:

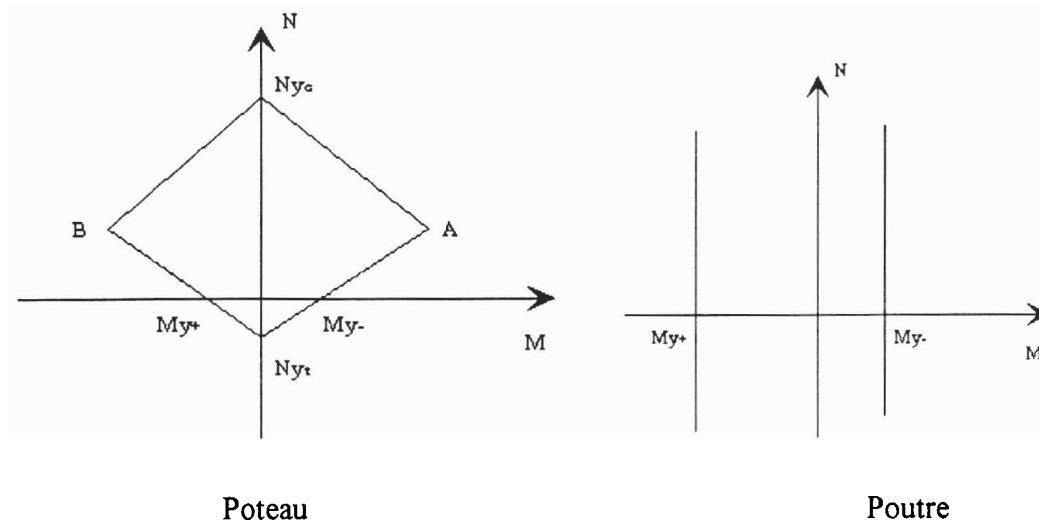
- Un élément barre qui se plastifie en traction et flambe élastiquement en compression.
- Un élément de poutre-colonne qui se plastifie par formation de rotules plastiques à ses extrémités.
- Un élément de remplissage (*infill panel*) qui possède une rigidité à l'effort tranchant et au cisaillement.

Pour notre étude, on ne considérera que l'élément poutre-colonne.

Pour analyser le comportement inélastique du système structural soumis à une excitation sismique, le programme *DRAIN2D* a besoin des données suivantes:

- La géométrie du système (longueur des éléments structuraux, dimensions des sections).
- Le comportement élastoplastique des éléments qui est défini par la courbe d'interaction M-N caractérisée par deux points pour les poutres, à savoir les moments maxima et minima au-delà desquels il y a plastification, et par quatre (04) points pour les poteaux à l'extérieur desquels la plastification survient (voir Figure II-3).
- Les masses du système.
- Les coefficients d'amortissement.
- L'excitation sismique digitalisée.

L'effet P- $\Delta$  est pris en compte par le calcul d'une matrice de rigidité géométrique.



**Figure II-3. Courbes d'interaction.**

Les résultats de l'analyse du comportement inélastique de la structure nous donnent, pour chaque section critique étudiée, les réponses temporelles des efforts internes (moments fléchissants M et efforts normaux N), des déplacements relatifs  $u$ , des rotations  $\theta$  et des déplacements relatifs inter-étages.

### II.4.1.3. Actions sismiques.

La réponse sismique d'une structure dépend des caractéristiques du mouvement du sol.

Dans le cadre de ce travail, les structures sont étudiées sous l'action de sept (07) différents accélérogrammes:

El Centro (1940) - Cherchell (Chenoua 1989) - El Asnam (1980) - Cirta (constantine 1985) - Bouzaréah (Chenoua 1989) - Médea (Chenoua 1989) - Mohammadia (Mascara 1994).

Les caractéristiques de ces accélérogrammes sont données en annexe 1.

### II.4.1.4. Structures étudiées.

Les structures analysées au cours des différentes investigations numériques sont des bâtiments à usage d'habitation implantés en zone de moyenne sismicité. Ces structures sont en béton armé contreventées par des ossatures en portiques autostables.

Elles répondent aux critères du R.P.A.88, à savoir:

- Les conditions minimales des files porteuses.
- La surabondance en plan.
- La symétrie en plan et la régularité en élévation.

Ces structures sont modélisées par des portiques plans. Le nombre de niveaux varie de 1 à 12 et le nombre de travées varie de 3 à 5.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont fixées comme suit:

- Béton: la résistance à la compression à 28j est égale à 23 MPa et 25 MPa.
- Module d'élasticité du béton:  $3.13 \cdot 10^7$  KN/m<sup>2</sup> et  $3.21 \cdot 10^7$  KN/m<sup>2</sup>.
- Armatures longitudinales et transversales de nuance Fe E400.

Les charges et surcharges sont définies par le DTR BC 2-2 [7]. Elles sont fixées comme suit:

Terrasse inaccessible:  $G = 513 \text{ Kg/m}^2$  .

$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$  .

Etage courant:  $G = 496 \text{ Kg/m}^2$  .

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$  .

Les dimensions adoptées pour l'ensemble des éléments et l'ensemble des structures analysées, sont de 25x25 et 30x30 pour les poteaux et de 25x30 et 30x30 pour les poutres.

## II.5. ETAPES D'EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT.

### II.5.1. Prédimensionnement et analyse statique.

Le prédimensionnement statique des éléments (poteaux-poutres) se fait à partir des charges et des surcharges. Les dimensions fixées sont comparées à celles imposées par le R.P.A.

Les sollicitations de calcul (moments fléchissants, efforts tranchants et normaux) pour le calcul du ferrailage, ont été déterminées à partir du programme SETABS [50].

Les combinaisons d'actions pour le ferrailage des éléments sont celles imposées par le R.P.A.88 et le C.B.A.93 [9]. Le pourcentage d'armatures trouvé est comparé au pourcentage d'armatures minimum prescrit par le R.P.A.88.

### II.5.2. Analyse dynamique.

#### II.5.2.1. Recherche de l'état élastique de la structure.

A travers des analyses non linéaires répétées, on établit les valeurs  $\lambda_e \cdot a(t)$  de l'accélération du sol pour lesquelles la structure atteint son état limite élastique, c'est-à-dire la formation de la première rotule plastique. Cet état correspond à  $B = 1/2$ .

#### II.5.2.2. Recherche des valeurs du facteur de comportement B:

L'action sismique est augmentée. Chaque état de la structure se caractérise par l'intensité de l'accélération  $\lambda \cdot a(t)$  et la réponse de la structure en terme de déplacement  $D$  ou de

$$\text{ductilité globale } \mu_g = \frac{D}{D_e}$$

Si la recherche de l'état élastique de la structure ne semble pas poser de problème particulier, l'état ultime définissant le facteur de comportement  $B$  peut être évalué, quant à lui, selon un des critères suivants:

### II.5.2.2.1. Critère de rupture par formation de mécanisme:

La structure ou une de ses parties, est transformée en un mécanisme résultant de la formation de  $n+1$  rotules plastiques ( $n$  étant le degré d'hyperstaticité).

### II.5.2.2.2. Critère des rotations ultimes.

La section est considérée comme rompue si dans la zone plastique qui lui est adjacente, la capacité portante ultime a été atteinte; par exemple, si la rotation plastique mutuelle des sections aux extrémités de la zone a atteint la valeur de la rotation plastique ultime  $\theta_u$ .

Baker et Amarakone [4] donnent les relations suivantes:

- Pour les sections avec axe neutre à l'intérieur de la section on a:

$$\theta_u = \frac{|\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{ce}|}{\chi_u} l_p$$

- Pour les sections entièrement comprimées on a:

$$\theta_u = \frac{|\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{ce}|}{d} l_p$$

La longueur  $l_p$ , dans les deux cas, est donnée par:

$$l_p = C_s C_c \left( 1 - \frac{1}{2} \frac{N}{N_{u, cen, m}} \right) \left( \frac{a}{d} \right)^{1/4}$$

Où:  $N$  : est l'effort normal appliqué à l'élément.

$N_{u, cen, m}$ : est la capacité ultime moyenne de la section en compression centrée.

$a$  : est la distance entre la section critique et le point de moment nul.

$C_s$  : est un coefficient qui représente le type d'acier et est égal à 0.7 pour les aciers naturels et à 0.9 pour les aciers écrouis.

$C_c$  : est un coefficient qui exprime l'influence de la résistance du béton. Il est égal à 0.8 pour les bétons de résistance moyenne  $f_{cm} \leq 20$  MPa à 0.6 pour les bétons de résistance moyenne  $f_{cm} \geq 40$  MPa.

$\chi_u$  : est la courbure ultime de la section.

$\varepsilon_{cu}$  : est la déformation ultime du béton.

$\varepsilon_{ce}$  : est la déformation élastique du béton.

# FACTEUR DE COMPORTEMENT DANS LE CADRE DU REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN

### III.1. INTRODUCTION.

On se propose, dans ce chapitre, de vérifier la validité de la valeur du facteur de comportement B proposé par le règlement parasismique algérien pour les structures autostables en béton armé.

Il s'agit de vérifier si celui-ci représente une valeur moyenne pour le type de structures étudiées. A cet effet, des structures conçues et dimensionnées selon les prescriptions du C.B.A.93 [9] et du R.P.A.88 [8] ont été étudiées.

Les différentes étapes d'analyses, ainsi que les résultats obtenus sont présentés et commentés dans ce qui suit.

### III.2. ETUDE STATISTIQUE.

#### *III.2.1. Etapes d'analyses.*

Les structures étudiées, comme mentionné au chapitre II précédent, sont des portiques dont le nombre de niveaux varie de 1 à 12 et dont le nombre de travées varie de 3 à 5.

En faisant varier la masse et la rigidité du système, ainsi que le nombre de niveaux et de travées, on obtient un ensemble de 42 structures. L'analyse a été faite pour un taux

d'amortissement  $\xi$  de 10%. Chaque structure a été analysée sous sept (07) accélérogrammes différents. Ce qui donne un échantillon de 294 structures

Les étapes d'analyse suivantes ont été suivies:

- 1- Prédimensionnement statique des éléments (poteaux-poutres) à partir des charges et surcharges. Les dimensions obtenues sont comparées aux dimensions minimales imposées par le R.P.A.88.
- 2- Les actions sismiques sont obtenues à partir des charges permanentes, des surcharges d'exploitation et des coefficients fixés par le R.P.A.88.
- 3- Les combinaisons d'actions pour le ferrailage des éléments sont celles imposées par le R.P.A.88 et le C.B.A 93. Le pourcentage d'armatures trouvé est comparé au pourcentage d'armatures minimum prescrit par le R.P.A.88.
- 4- Une analyse dynamique non linéaire est effectuée à l'aide du logiciel *DRAIN-2D* [25], en utilisant comme excitation à la base l'ensemble des accélérogrammes choisis, respectivement.

On obtient, finalement, pour notre étude un échantillon de 294 structures (42 structures x 7 différents accélérogrammes).

Une étude statistique est ensuite effectuée. Les résultats de cette analyse sont donnés dans le tableau III.1 et la figure III.1 suivants:

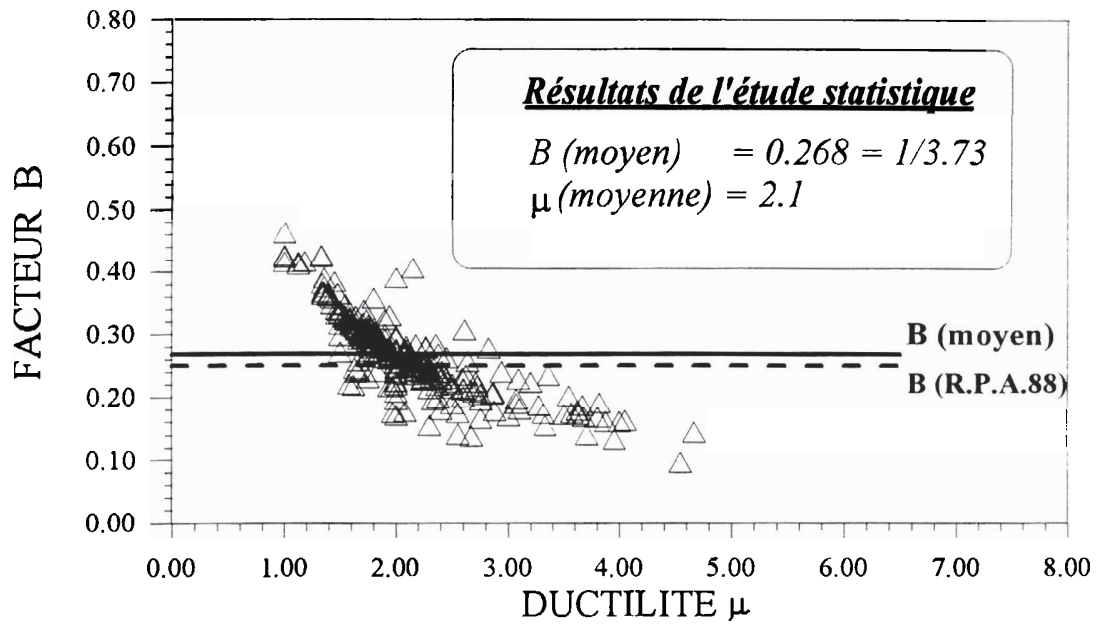


Figure III.1. Etude des structures selon le R.P.A.88.

	Facteur de comportement B	Ductilité $\mu$
<b>Nombre d'échantillons</b>	294	294
<b>Somme</b>	78.85	617.4
<b>Moyenne</b>	0.268	2.1
<b>Ecart type</b>	0.0612	0.677
<b>Minimum</b>	0.095	1
<b>Maximum</b>	0.463	4.666

Tableau III.1. Résultats de l'étude statistique. Facteur de comportement B-Ductilité  $\mu$ .

### **III.2.2. Interprétations des résultats.**

Bien que la valeur du facteur de comportement B moyen obtenu à travers l'analyse des 294 échantillons est proche avec une erreur relative de 6% de celle préconisée par le R.P.A.88 ( $B = 0.25$ ), elle ne pourrait être représentative de l'ensemble des structures étudiées. En effet, on remarque que le nuage de points donne des valeurs plus ou moins dispersées autour de la courbe moyenne; la valeur de l'écart type est de 0.0612 pour une moyenne de 0.268, soit 25%. Ceci s'explique par le fait que ce facteur B n'est pas en réalité uniforme et constant pour toutes les structures ayant le même type de matériaux et de système de contreventement.

Vouloir assurer un même facteur de comportement pour les structures ayant le même type de matériaux et le même système de contreventement, peut conduire tantôt à un surdimensionnement (la valeur minimale étant de 0.095), tantôt à un sousdimensionnement de la structure (la valeur maximale étant de 0.463). Il serait donc intéressant de définir, pour un même type de structure, différentes classes de ductilité à assurer ayant chacune d'elles un facteur de comportement B correspondant.

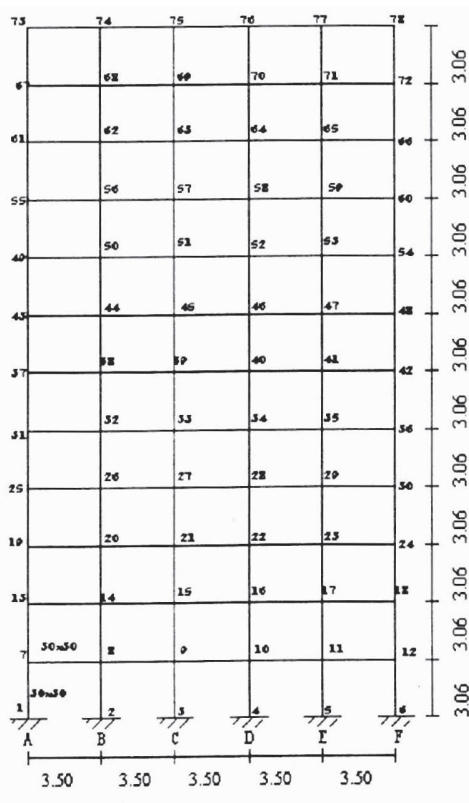
Par ailleurs, l'étude détaillée suivante (§III.3) de ces structures montre que le facteur de comportement est conditionné par le mécanisme de rupture imposé à la structure.

On montre dans ce qui suit, à travers deux exemples de portiques, l'influence de deux différents mécanismes de rupture sur le facteur de comportement B.

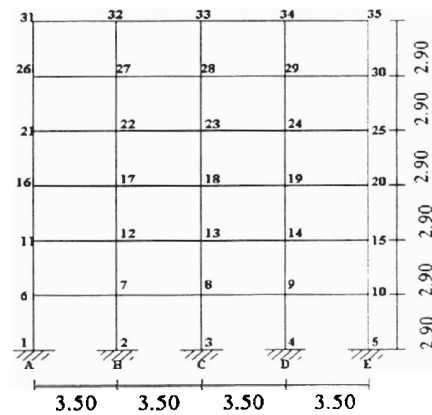
### III.3. ETUDE DE CAS: Portique à 6 niveaux et portique à 12 niveaux.

Les portiques traités sont à 6 et à 12 niveaux (figure III.2). Les deux mécanismes de rupture se produisent par formation de rotules plastiques dans les poteaux et par formation de rotules plastiques dans les poutres (mécanisme en échelle).

On signale que la structure à 6 niveaux a pour période propre de vibration 0.9s et celle à 12 niveaux une période propre de vibration de 1.93s. Les deux structures sont soumises à l'accélérogramme de Bouzaréah (voir annexe).



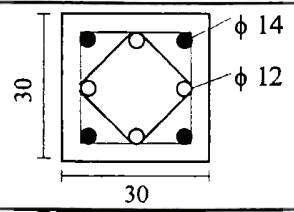
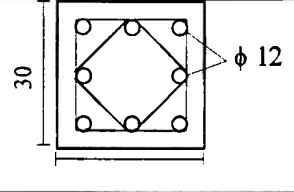
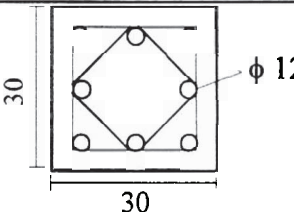
Portique à 12 niveaux



Portique à 6 niveaux

Figure III.2. Présentation des portiques étudiés

Les dispositions de ferrailage des poteaux et des poutres au niveau des noeuds ainsi que les moments capacitaires correspondant sont indiqués dans les tableaux III.2 et III.3 pour le portique à 6 niveaux et le portique à 12 niveaux.

Poteaux du Portique à 6 niveaux				
Niveau	Files	Armatures Longitudinales	Moment Capacitaire KN.m	Coupes des Sections Droites
1	A et E	4 $\phi 14$ et 4 $\phi 12$	42.78	
	B - C et D	8 $\phi 12$	34.85	
2, 3, 4, 5 et 6	Toutes	8 $\phi 12$	34.85	

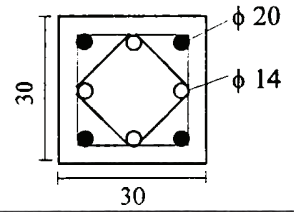
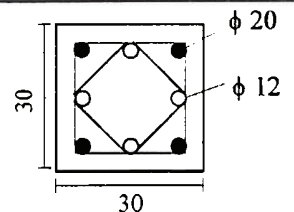
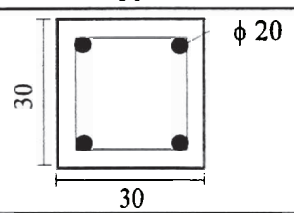
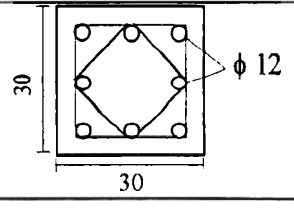
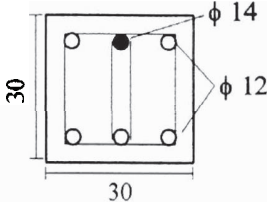
Poteaux du Portique à 12 niveaux				
Niveau	Files	Armatures Longitudinales	Moment Capacitaire KN.m	Coupes des Sections Droites
1	Toutes	4 $\phi 20$ et 4 $\phi 14$	77.36	
2	Toutes	4 $\phi 20$ et 4 $\phi 12$	73.45	
3	Toutes	4 $\phi 20$	62.66	
4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 et 12	Toutes	8 $\phi 12$	34.85	

Tableau III.2. Caractéristiques des poteaux des portiques à 6 et 12 niveaux.

Poutres du Portique à 6 niveaux				
Niveau	Travée	Armatures Longitudinales	Moment Capacitaire KN.m	Coupes des Sections Droites
1, 2, 3, 4,5 et 6	Toutes	Sup: 1 $\phi$ 14 et 2 $\phi$ 12 Inf: 3 $\phi$ 12	38.82	

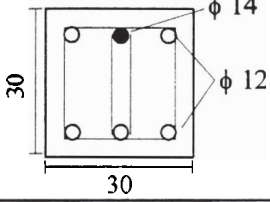
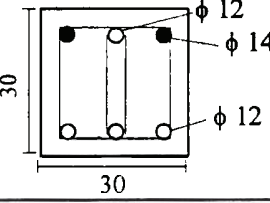
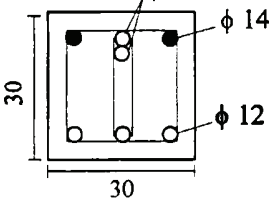
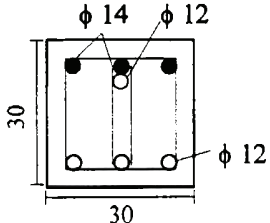
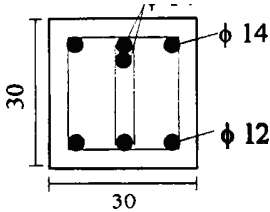
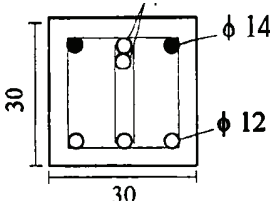
Poutres du Portique à 12 niveaux				
Niveau	Travée	Armatures Longitudinales	Moment Capacitaire KN.m	Coupes des Sections Droites
1, 2	Toutes	Sup: 1 $\phi$ 14 et 2 $\phi$ 12 Inf: 3 $\phi$ 12	38.82	
3	Toutes	Sup: 2 $\phi$ 14 et 1 $\phi$ 12 Inf: 3 $\phi$ 12	42.79	
4, 5, 6, 7 et 8	Toutes	Sup: 2 $\phi$ 14 et 2 $\phi$ 12 Inf: 3 $\phi$ 12	53.64	
9 et 10	Toutes	Sup: 3 $\phi$ 14 et 1 $\phi$ 12 Inf: 3 $\phi$ 12	57.55	
11	Toutes	Sup: 4 $\phi$ 14 Inf: 3 $\phi$ 12	64.33	
12	Toutes	Sup: 2 $\phi$ 14 et 2 $\phi$ 12 Inf: 3 $\phi$ 12	53.64	

Tableau III.3. Caractéristiques des poutres des portiques à 6 et 12 niveaux.

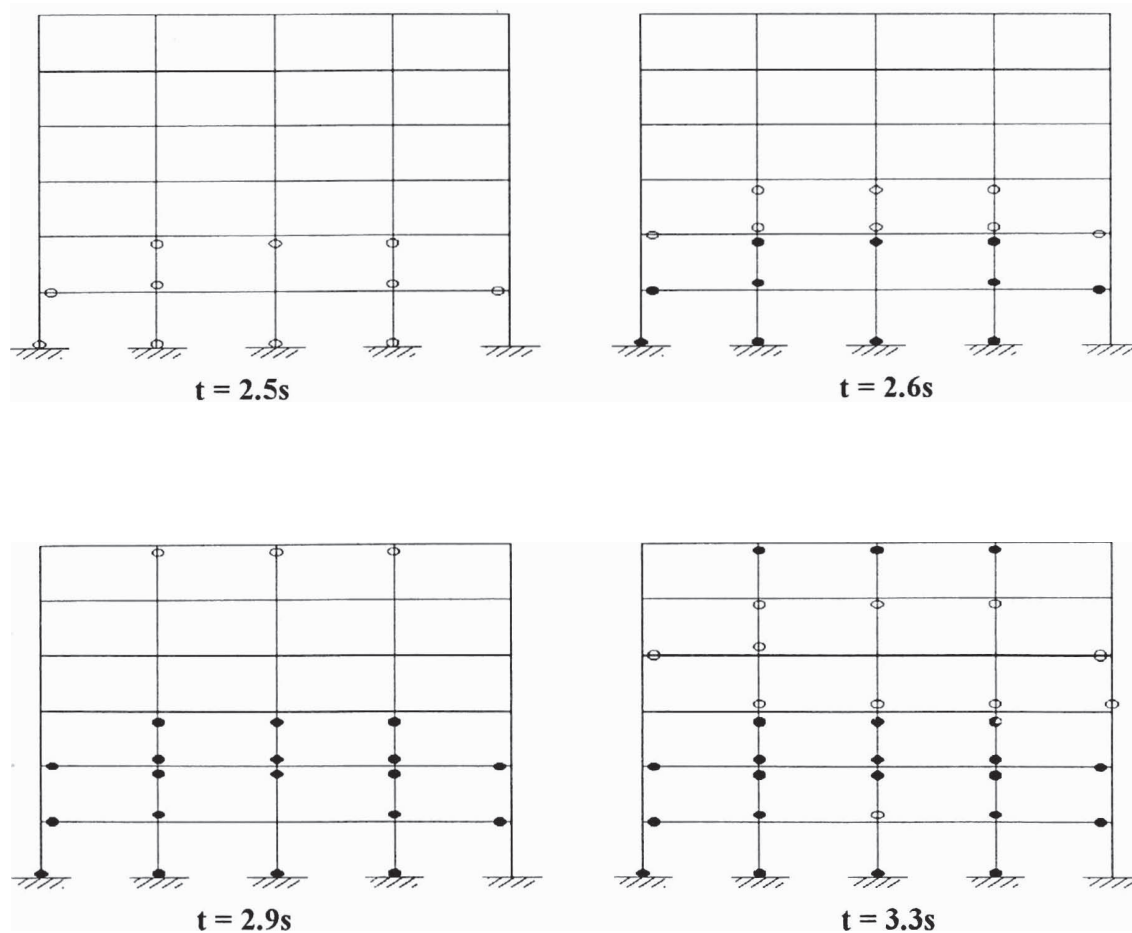
L'analyse de ces deux structures a permis d'obtenir pour le portique à 6 niveaux un facteur de comportement B égal à 0.32 avec une ductilité globale  $\mu_g$  de 1.7 et pour le portique à 12 niveaux un facteur de comportement B égal à 0.106 avec une ductilité globale  $\mu_g$  de 4.5.

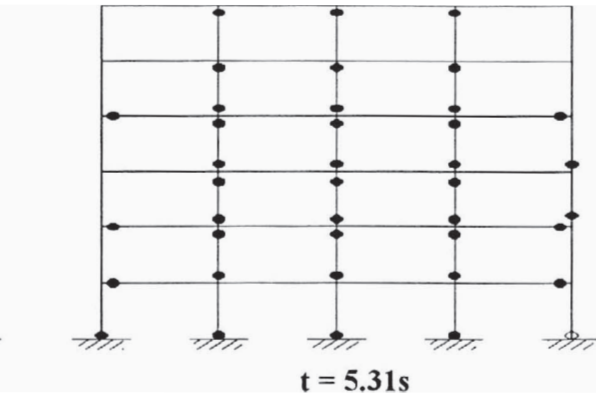
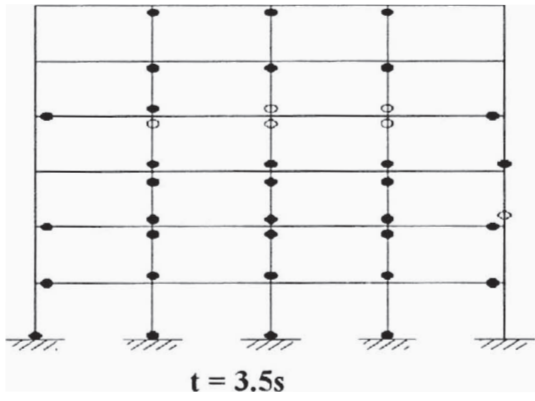
Les deux mécanismes de rupture ayant permis l'obtention de ces facteurs de comportement B sont schématisés par les figures III.3 pour le portique à 6 niveaux et celui à 12 niveaux:

**Figure III.3.** *Séquence de formation des rotules plastiques.*

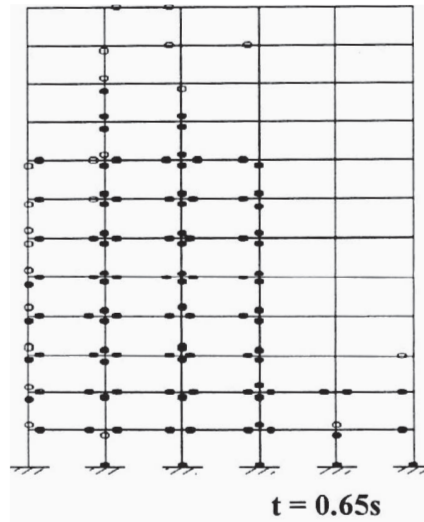
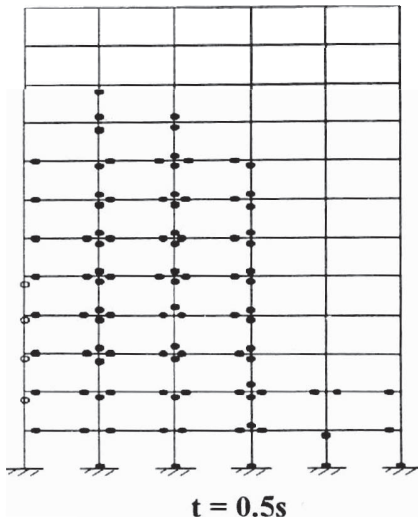
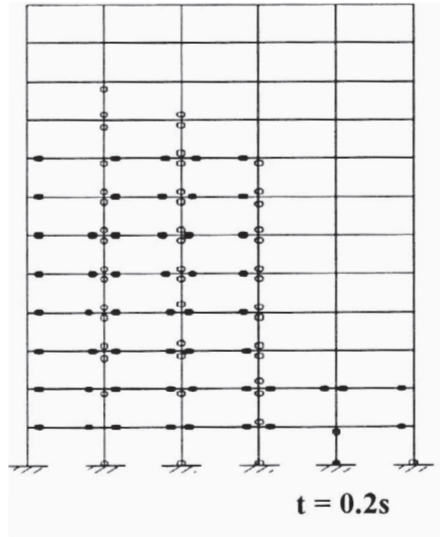
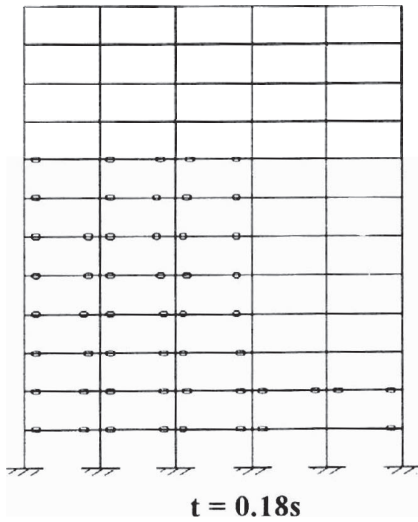
● *rotule plastique précédente*      ○ *nouvelle rotule plastique*

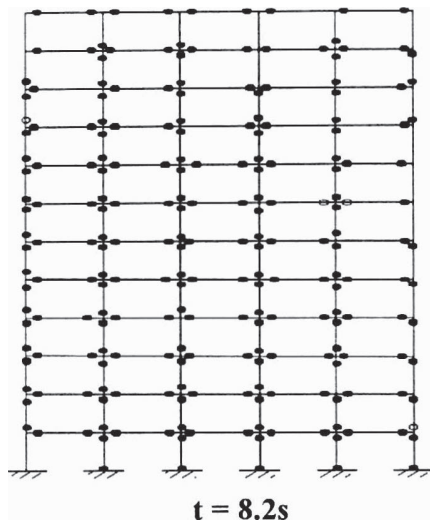
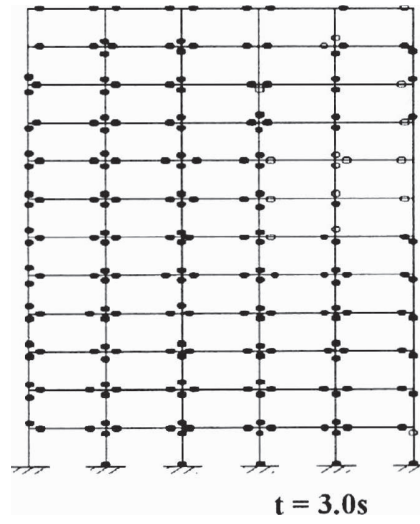
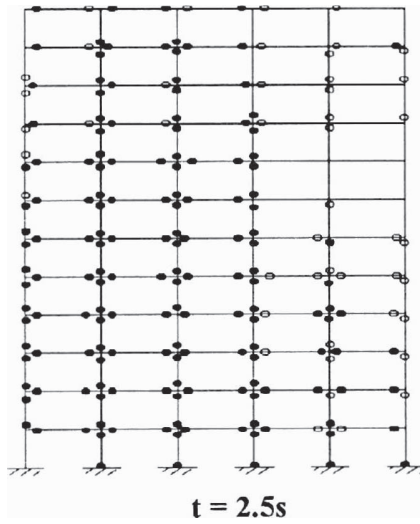
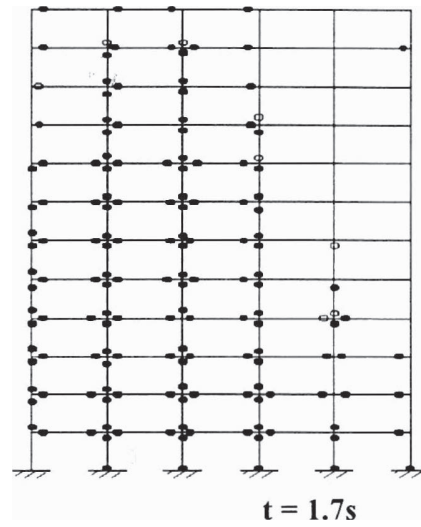
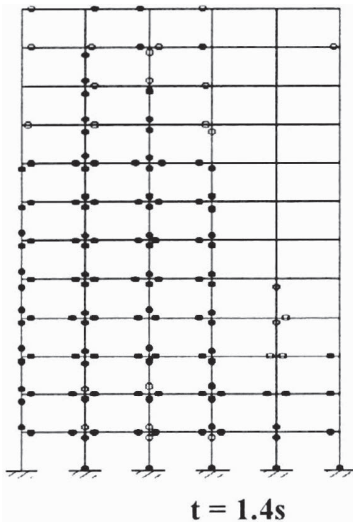
**Portique à 6 niveaux**





**Portique à 12 niveaux:**





D'après les résultats précédents, on constate que le facteur de comportement B est conditionné par le mécanisme de rupture. En d'autres termes, ce facteur peut être plus ou moins important selon le mécanisme de rupture pré-imposé à la structure.

De plus, en étudiant pour les premiers niveaux les tableaux III.2 et III.3 on constate que pour le portique à 6 niveaux les moments capacitaires des poutres sont supérieurs à ceux des poteaux. Par contre, pour le portique à 12 niveaux les moments capacitaires des poteaux sont les plus prépondérants.

Partant de ces observations, on se propose donc de chercher un critère de vérification qui nous permettra, a priori, d'imposer à la structure un mécanisme de rupture préférentiel qui est celui de "Poteau fort - Poutre faible". On définit un coefficient R qui est *le rapport au noeud des sommes des moments capacitaires des poteaux sur ceux des poutres*. Les résultats sont donnés dans les tableaux III.4 et III.5 respectivement pour les portiques à 12 niveaux et à 6 niveaux.

Niveau	Rapport de la somme des moments capacitaires	
	Noeud de rive	Noeud intérieur
1	4.0	2.0
2	3.8	1.9
3	2.9	1.46
4, 5, 6, 7 et 8	1.3	0.65
9 et 10	1.21	0.6
11	1.08	0.54

**Tableau III.4.** *Rapports des moments capacitaires pour le portique à 12 niveaux.*

Niveau	Rapport de la somme des moments capacitaires	
	Noeud de rive	Noeud intérieur
1	2.2	0.9
2, 3, 4 et 5	1.8	0.9

**Tableau III.5.** *Rapports des moments capacitaires pour le portique à 6 niveaux.*

A travers les résultats obtenus, on constate que pour la structure à 6 niveaux, le facteur R est inférieur à l'unité pour l'ensemble des noeuds excepté ceux des rives et que celui-ci était supérieur à l'unité pour la structure à 12 niveaux pour les trois premiers niveaux qui sont les plus importants.

Par ailleurs, on a remarqué que la formation des rotules plastiques dans les poteaux survient avant celles des poutres lorsque le rapport R est inférieur à 1.

On déduit donc, que le facteur R constitue un critère fondamental dans le choix du mécanisme de rupture préférentiel.

### III.4. CONCLUSION.

L'objectif principal de cette première étude est de vérifier la validité de la valeur du facteur de comportement B proposée par le R.P.A.88, l'étude statistique sur les 294 échantillons a donné une valeur moyenne approchée de celle proposée par le code, avec une erreur relative de 6%. Ce résultat est, a priori, satisfaisant mais pas suffisant. En effet, vouloir assurer une valeur moyenne unique pour l'ensemble des structures étudiées ne peut, en aucun cas, être représentative de celles-ci. Elle est dans certains cas soit pénalisante soit conservatrice. Il serait donc plus intéressant, du point de vue sécuritaire et économique, de penser à définir, pour un même type de contreventement, différentes classes de ductilité ayant chacune d'elles un facteur de comportement B correspondant.

De plus, il apparaît clair qu'il est injustifié d'approfondir notre étude et d'analyser l'influence des paramètres tels que la ductilité globale, la période propre du système, le taux d'amortissement et le type de sol, avant d'uniformiser le comportement global de l'ensemble des structures à étudier.

On se propose donc, dans la prochaine étape d'analyse, de chercher un critère de dimensionnement qui nous permettra, a priori, de contrôler le comportement global des structures et de pouvoir ainsi imposer à celles-ci, un même mécanisme de rupture, en vue d'optimiser le facteur de comportement.

Ce n'est qu'à la suite de ces analyses et une fois le mécanisme préférentiel obtenu que l'étude paramétrique sera poursuivie et menée à terme.

*Chapitre IV :*

**FACTEUR DE COMPORTEMENT B**

-

**CRITERE DE DIMENSIONNEMENT**

# FACTEUR DE COMPORTEMENT B - CRITERE DE DIMENSIONNEMENT

### IV.1. INTRODUCTION.

On a constaté, après avoir effectué des analyses dynamiques non linéaires sur les structures dimensionnées conformément au R.P.A.88 [8], que la probabilité de formation des rotules plastiques dans les poteaux est très élevée par rapport à celle des poutres, ce qui transforme rapidement la structure en un mécanisme. L'étude détaillée de ces structures a montré que le facteur de comportement est conditionné par le mécanisme de rupture imposé à la structure. Ce mécanisme dépend principalement d'un coefficient R défini comme étant *le rapport au noeud de la somme des moments capacitaires des poteaux sur celle des moments capacitaires des poutres*.

Une des étapes importantes pour optimiser la structure est de contrôler efficacement le coefficient R, c'est-à-dire faire en sorte qu'il soit supérieur à 1 pour l'ensemble des noeuds, en particulier pour les premiers niveaux de la structure; afin éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux avant celles des poutres.

Pour ce faire, on utilisera le critère de dimensionnement en capacité pour diminuer la probabilité de formation des rotules plastiques dans les poteaux.

Dans ce chapitre, nous présentons les critères de dimensionnement en capacité qui seront reliés directement au facteur de comportement B. Ces critères assurent à la structure conçue une distribution uniforme des demandes en ductilités locales vis-à-vis du séisme pour les trois premiers niveaux de la structure [17].

L'étude se fera en deux étapes:

**Première étape:** Recherche d'une relation entre le facteur de comportement B et les coefficients  $R_i$ .

**Deuxième étape:** Validation de cette relation.

## IV.2. CRITERES DE DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE.

L'hypothèse fondamentale du critère de dimensionnement en capacité consiste à favoriser l'apparition des rotules plastiques dans les sections d'extrémités des poutres avant celles des poteaux. La structure ainsi conçue, permet une meilleure dissipation d'énergie qui se traduit par un bon mécanisme de rupture. En effet, on observe, au niveau de l'assemblage poteaux-poutres, une dissipation d'énergie de 70% à 80% de celle donnée par la boucle d'hystérésis de la loi de comportement élasto-plastique bilinéaire, si les rotules plastiques se forment dans les poutres avant celles des poteaux. Dans le cas contraire, elle est très faible (figure IV.1) [40].

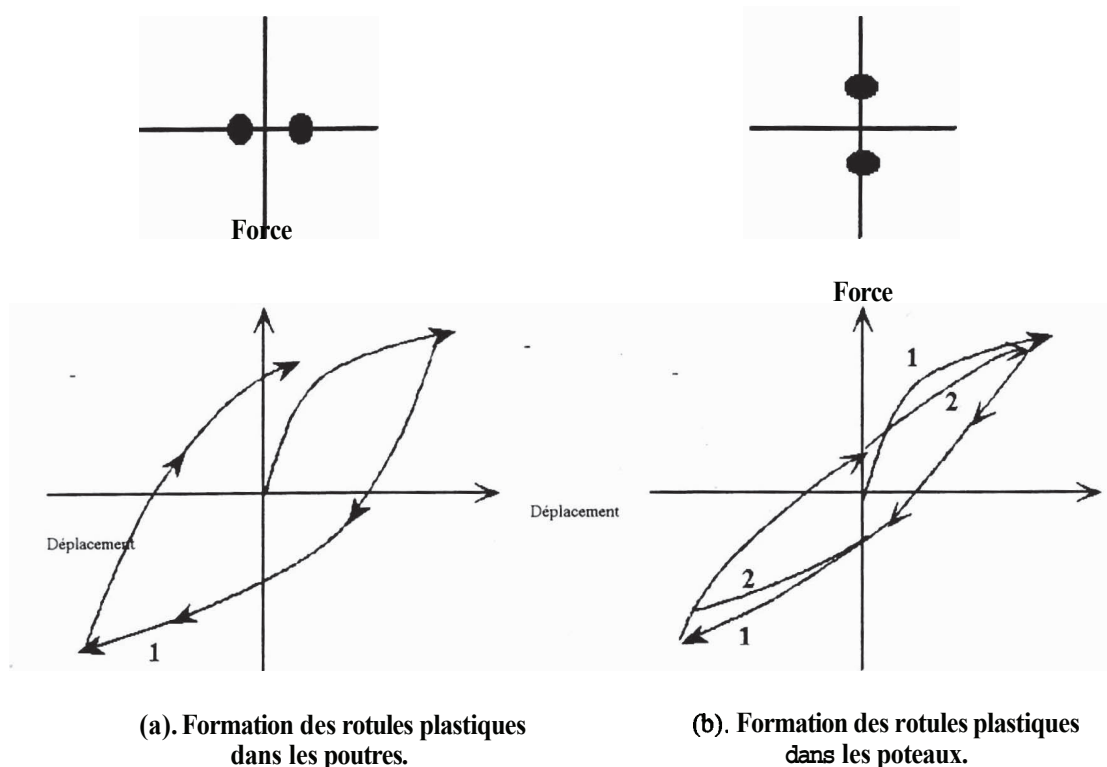


Figure IV.1. *Comportement* de l'assemblage poteaux-poutres.

De plus, une comparaison entre le mécanisme en échelle et celui où les rotules plastiques se forment dans les poteaux (figure IV.2), nous **montre** que pour le même déplacement maximal  $\Delta$  ou la même ductilité globale  $\mu_g$ , la rotation  $\theta_1$  dans le premier cas est beaucoup plus faible que la rotation  $\theta_2$  dans le deuxième cas. Donc pour réduire la demande en ductilité de courbure au niveau des éléments, les déformations inélastiques doivent être distribuées le long de la hauteur du bâtiment. Ceci ne peut se faire correctement que si le mécanisme de rupture est en échelle [46].

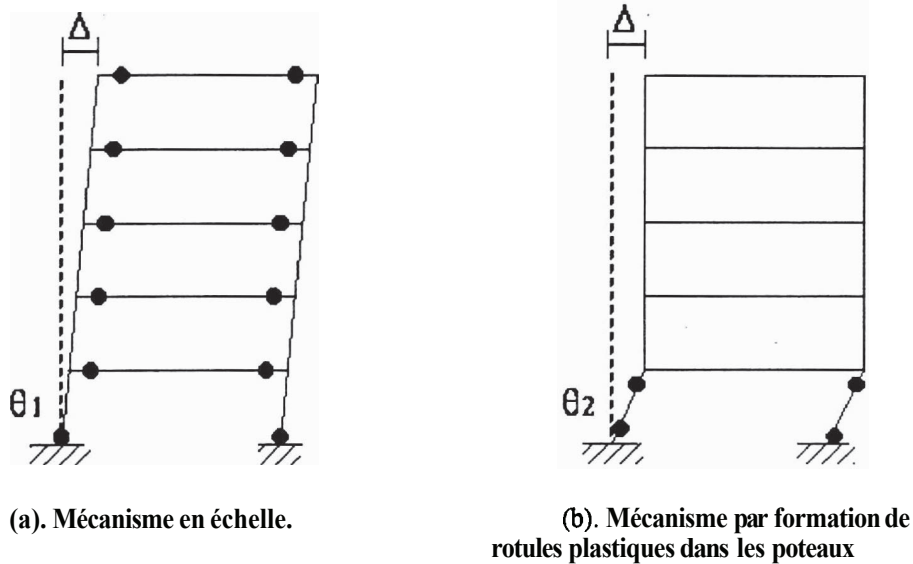


Figure IV.2. Mécanisme de rupture.

Le critère de dimensionnement en capacité permet donc de choisir le mécanisme de rupture préférentiel qui est celui de "poteau fort - poutre faible".

Pour cela, il faudra assurer une résistance et une rigidité des poteaux supérieures à celles des poutres.

Néanmoins la formation des rotules plastiques dans les poteaux est toutefois acceptable dans les cas suivants:

- Dans les portiques comportant plus de quatre poteaux de la même importance structurelle, les rotules plastiques sont autorisées dans un poteau lorsque les trois autres restent dans le domaine élastique.
- Dans les bâtiments à un ou deux niveaux ou pour le dernier étage des bâtiments à plusieurs niveaux, les mécanismes de rotule dans les poteaux sont autorisés.

En prenant en compte les moments résistants réels des sections d'extrémités des éléments poteaux et poutres qui arrivent au noeud (voir figure IV.3), on examine l'équilibre de ce noeud en formant le *rapport de la somme des moments capacitaires* suivant:

On a:

$$R = \frac{|M_{Cu}^{sup} + M_{Cu}^{inf}|}{|M_{Bu}^G + M_{Bu}^D|} \quad (IV-1)$$

Où:

$M_{Cu}^{sup}$ ,  $M_{Cu}^{inf}$  Sont les moments résistants ultimes des poteaux prenant en compte les surfaces réelles d'acier sous les efforts les plus défavorables respectivement aux limites supérieure et inférieure du noeud.

$M_{Bu}^D$ ,  $M_{Bu}^G$  Sont les moments résistants ultimes dans les extrémités des poutres respectivement à droite et à gauche du noeud.

**R** est le rapport de la somme des moments capacitaires les plus défavorables.

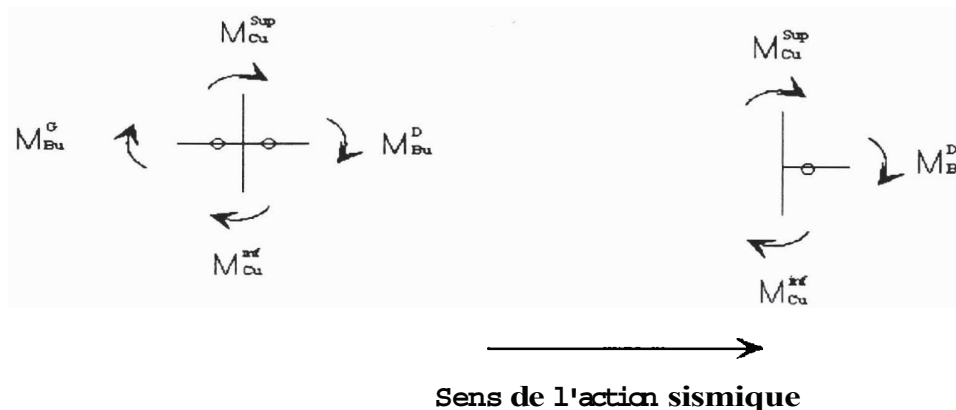


Figure IV.3 : Formation des rotules plastiques dans les poutres

#### IV.2.1. RECHERCHE DE LA RELATION $B = f(R)$ .

Pour cette étape d'analyse, l'étude se fera pour deux structures de six (06) niveaux et une structure de sept (07) niveaux et dont les périodes de vibration fondamentales sont de 0.9s, 0.963s et 1.122s. Ces structures sont implantées sur un sol ferme et dans une zone de moyenne sismicité. Elles sont soumises à six différents accélérogrammes.

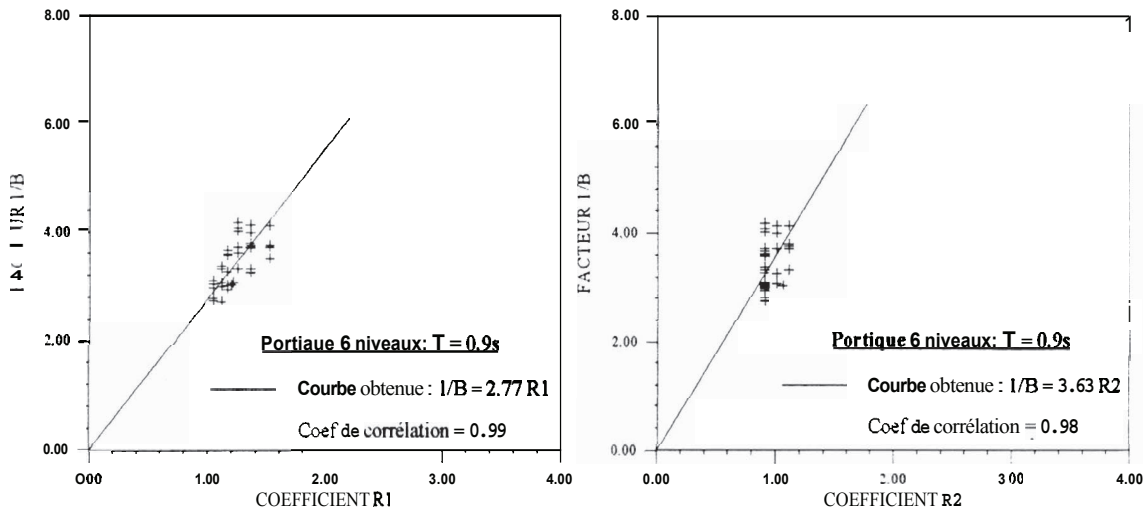


Figure IV.4. Portique 6 niveaux (T=0.9s) . Facteur de comportement B - Coefficients  $R_j$ .

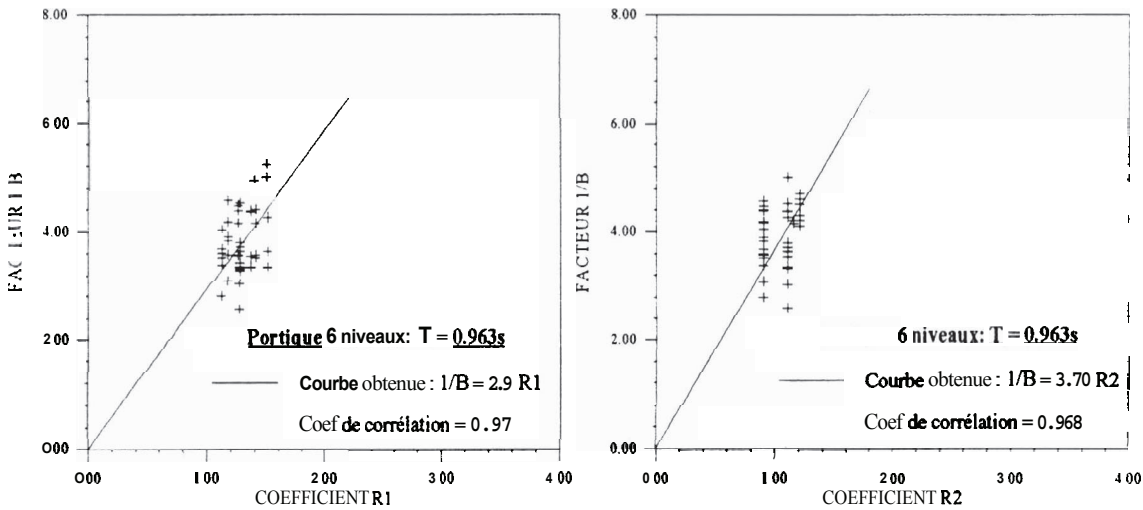


Figure IV.5. Portique 6 niveaux (T=0.963s). Facteur de comportement B - Coefficients  $R_j$ .

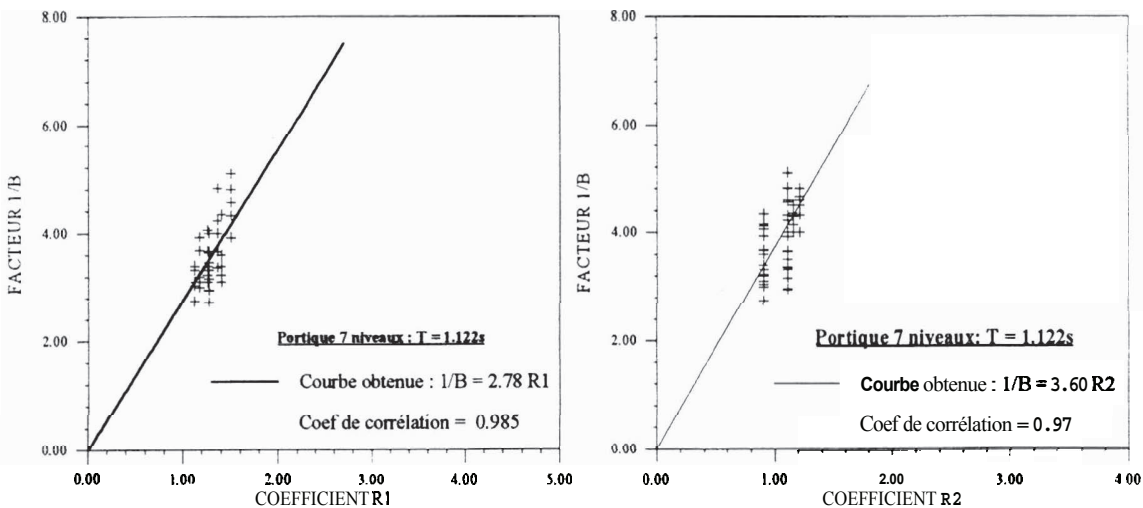


Figure IV.6. Portique 7 niveaux (T=1.122s). Facteur de comportement B - Coefficients  $R_j$ .

Une étude statistique est ensuite effectuée. On obtient les relations suivantes entre le facteur de comportement B et les coefficients  $R_i$ , données dans la figure IV.7.

$$\begin{cases} \frac{1}{B} = 2.80 R_1 \\ \frac{1}{B} = 3.64 R_2 \end{cases} \quad (IV-2)$$

Ou bien:

$$\begin{cases} \frac{1}{B} = 2.8 R_1 \\ R_1 = 1.3 R_2 \end{cases} \quad (IV-3)$$

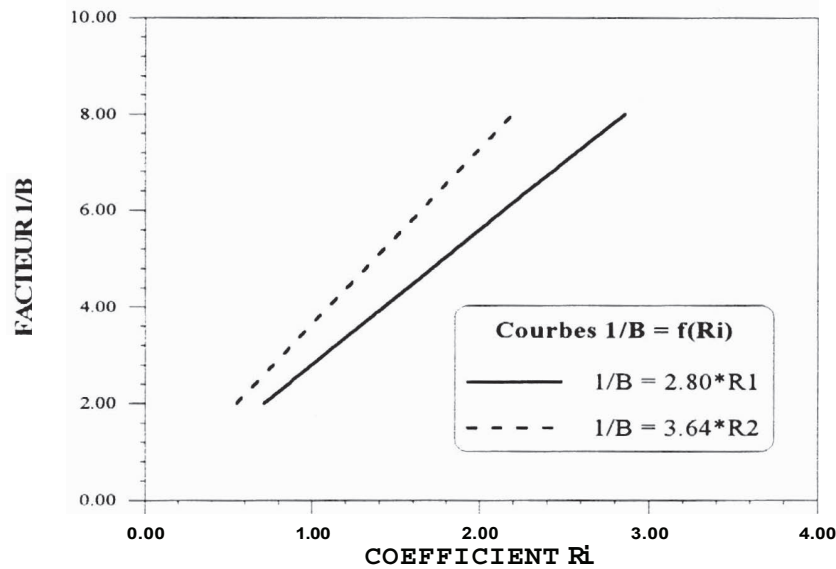


Figure N. 7. Facteur de comportement B - Coefficients  $R_i$

On voit, d'après les résultats précédents, que le facteur de comportement B est simplement déterminé à partir des relations trouvées (IV-2) ou (IV-3). Ces relations nous permettent non seulement d'imposer un mécanisme de rupture préférentiel mais aussi de choisir le facteur de comportement B de la structure, sans toutefois dépasser un certain facteur B limite conduisant à un surdimensionnement des éléments structuraux.

### IV.2.2. VALIDATION DE LA RELATION $B = f(R_i)$ .

L'objectif recherché, dans cette étape, est de valider les relations (IV-2) et (IV-3). A cet effet on choisit quatre structures de 3, 6, 10 et 11 niveaux, dont les périodes fondamentales de vibration sont de 0.485s, 0.92s, 1.6s et 1.77s, respectivement.

On applique ensuite la procédure suivante:

- a- Partant des relations données en (IV-2) ou en (IV-3), on se fixe un facteur de comportement B.
- b- On dimensionne les structures à étudier en accord avec la relation  $V = A.B.D.Q. W$  donnée par le R.P.A.88, tout en respectant les conditions minimales imposées par le règlement. Le facteur de comportement B est le facteur choisi à l'étape (a).
- c- Une analyse à l'état ultime des sections d'extrémité des poteaux et des poutres est effectuée avec le logiciel RESPONSE. Les coefficients  $R_i$  sont déterminés en faisant le rapport de la somme des moments capacitaires résultants.
- d- Une analyse dynamique non linéaire des structures étudiées est effectuée avec *DRAIN2D*.
- e- On détermine le nouveau facteur de comportement B ainsi obtenu.

Les étapes (a), (b), (c) (d) et (e) sont répétées pour différents facteurs de comportement B. Une analyse de régression est ensuite effectuée pour déterminer les nouvelles fonctions  $(1/B)=f(R_i)$ . On obtient les courbes données dans les figures IV.8, IV.9, IV.10 et IV.11.

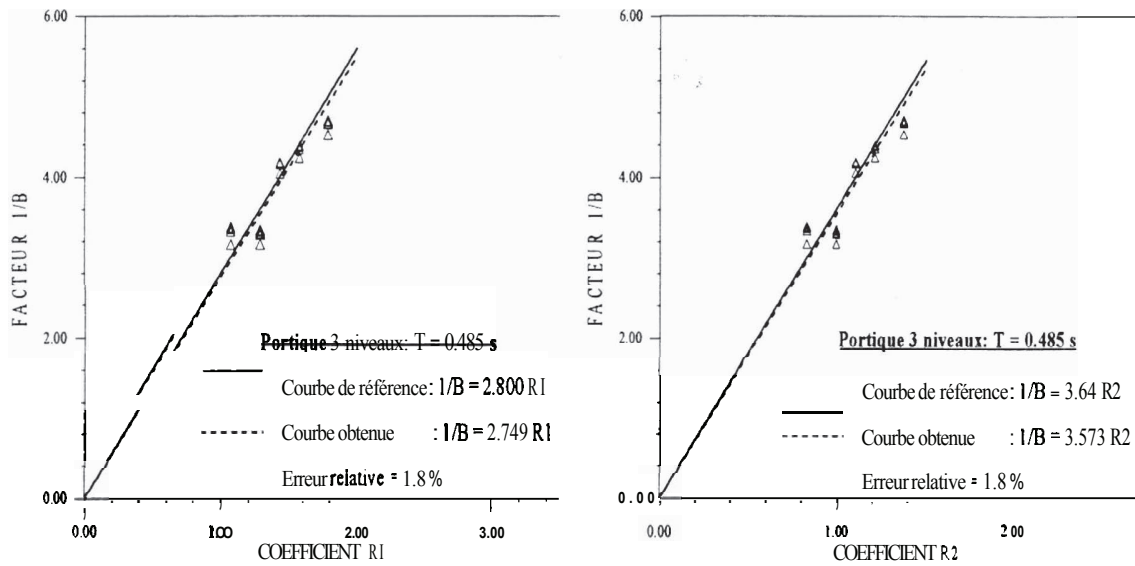


Figure IV.8. Portique 3 niveaux ( $T=0.485s$ ). Facteur de comportement B - Coefficients  $R_i$

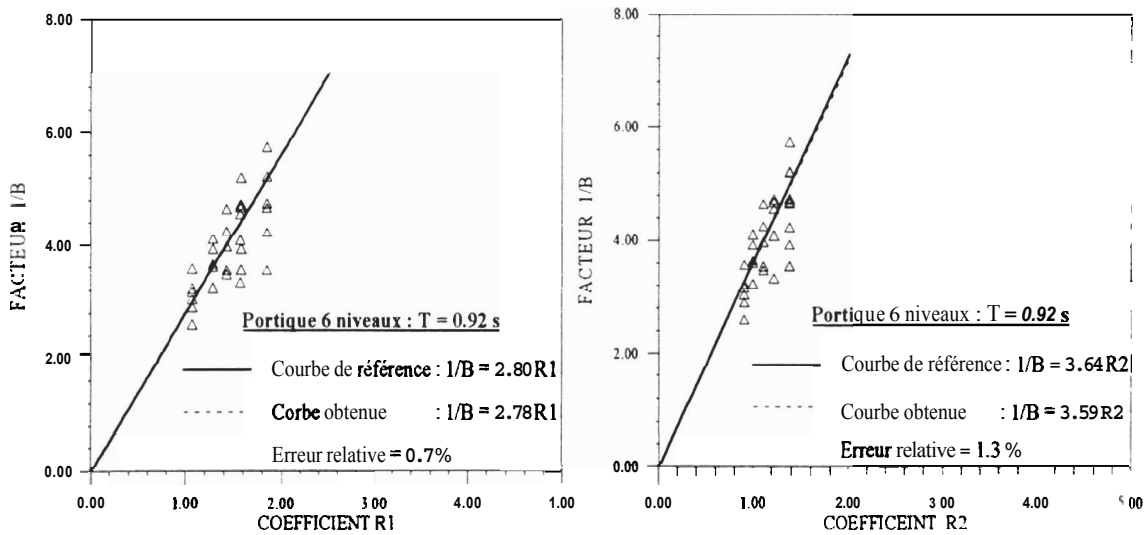


Figure IV.9. Portique 6 niveaux ( $T=0.92s$ ). Facteur de comportement B - Coefficients  $R_i$

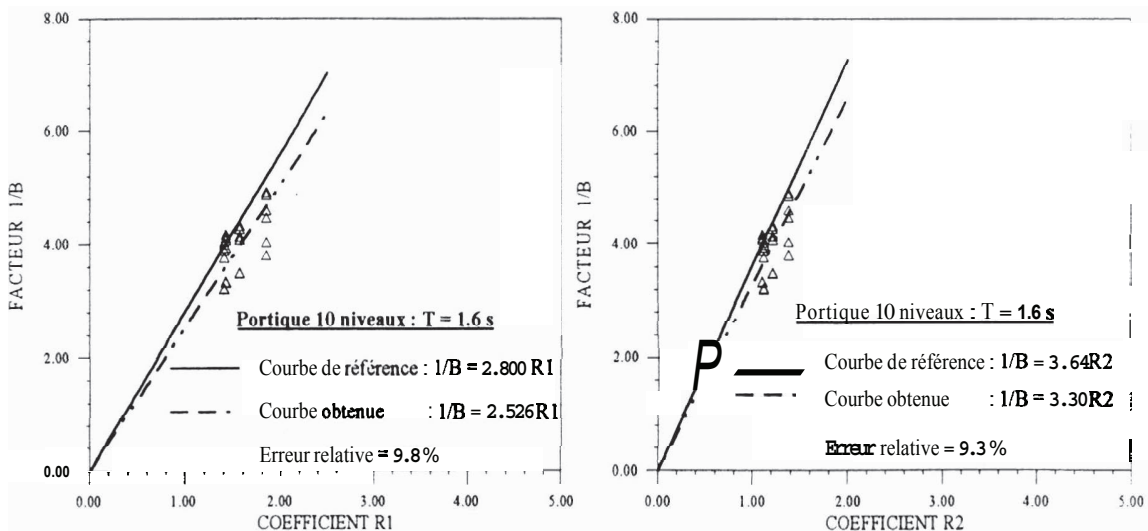


Figure IV.10. Portique 10 niveaux ( $T=1.6s$ ). Facteur de comportement B - Coefficients  $R_i$

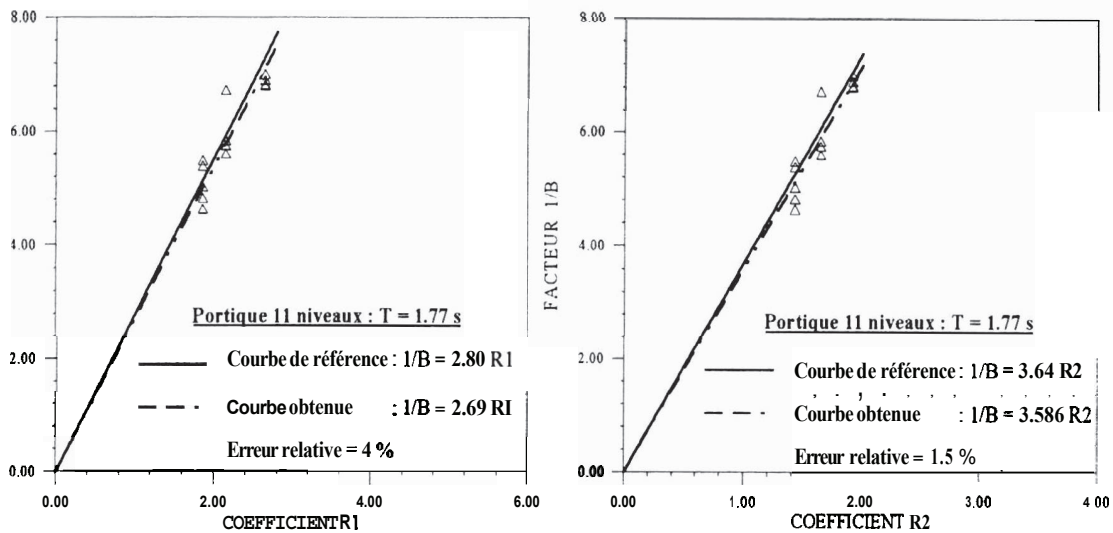


Figure IV.11. Portique 11 niveaux ( $T=1.77s$ ). Facteur de comportement B-Coefficients  $R_j$ .

L'analyse des résultats montre que les nouvelles courbes  $1/B = f(R_j)$ , obtenues à l'étape (e) sont très voisines des relations (IV-2) à partir desquelles les structures ont été dimensionnées. En effet, l'erreur relative, dans tous les cas étudiés, n'excède pas 10%. D'où la fiabilité des relations proposées qui traduisent ce critère de dimensionnement en capacité à travers lequel le mécanisme de rupture de la structure est imposé.

### IV.3. ETUDE COMPARATIVE.

On montrera, sur un exemple de structure en portique autostable, la différence, en terme de facteur de comportement B, obtenue en appliquant ce nouveau critère de dimensionnement.

L'exemple choisi est le portique à 6 niveaux étudié au chapitre III. L'étude se fera selon deux cas:

- **Premier cas:** La structure est dimensionnée en suivant les règles de conception imposées par le règlement en respectant les conditions minimales.
- **Deuxième cas:** La structure est conçue selon les formules (IV-2) ou (IV-3).

Dans les deux cas le facteur de comportement B est pris égal à 1/4. L'accélérogramme étudié est celui de Bouzaréah (voir annexe).

Les coefficients R pour chaque niveau sont donnés dans les tableaux IV.1 et IV.2, respectivement pour le premier et le deuxième cas. Les valeurs du facteur de comportement sont données dans le tableau IV.3. Le mécanisme de rupture et la formation des rotules plastiques sont illustrés dans la figure IV.12.

NIVEAU	COEFFICIENT R	
	<i>Noeud de rive</i>	<i>Noeud intérieur</i>
1	2.45	0.9
2	2.0	0.9
3	2.0	0.9
4	1.8	0.9
5	1.8	0.9

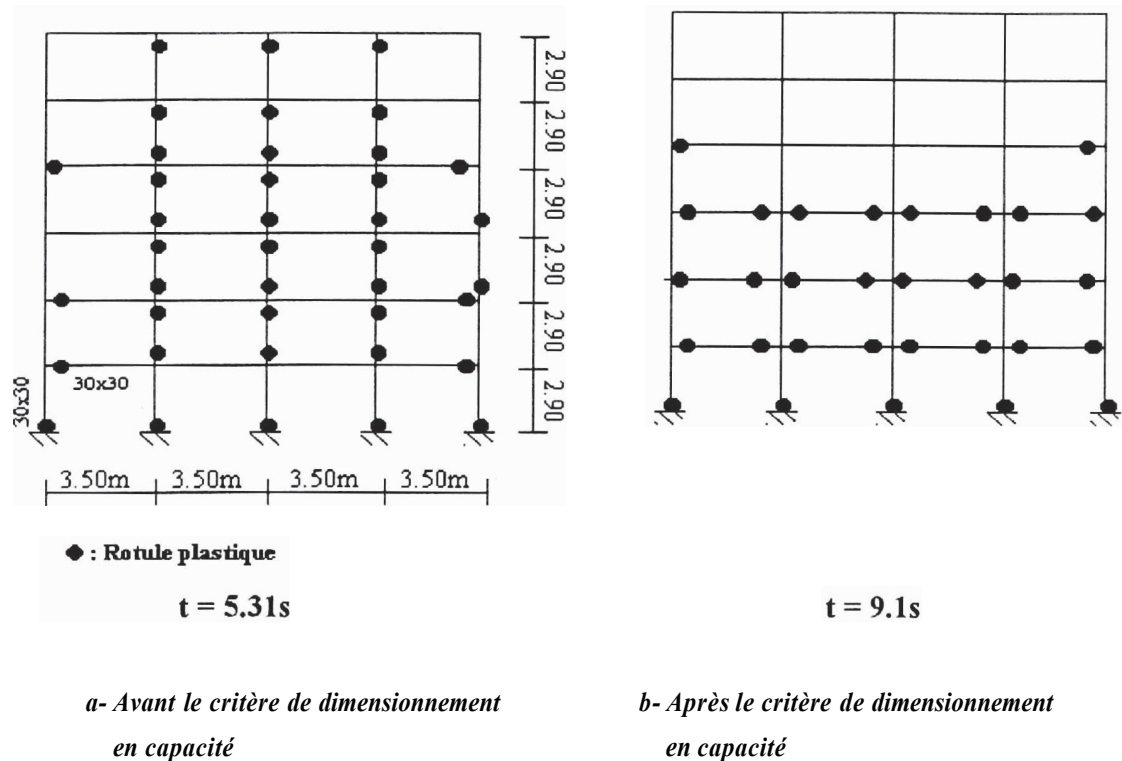
**Tableau IV.1.** Valeurs du coefficient R pour chaque niveau. avant le critère de dimensionnement en capacité

NIVEAU	COEFFICIENT R	
	<i>Noeud de rive</i>	<i>Noeud intérieur</i>
1	2.86	1.43
2	2.2	1.1
3	2.2	1.1
4	2.0	1.0
5	2.0	1.0

**Tableau W.2.** Valeurs du coefficient R pour chaque niveau. après le critère de dimensionnement en capacité

	Facteur de comportement B		Erreur Relative
	<i>Dimensionnement</i>	<i>Obtenu</i>	
Premier cas	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3.1}$	22.5 %
Deuxième cas	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3.88}$	3 %

**Tableau N.3.** Valeurs du facteur de comportement B pour chaque cas d'étude.



**Figure W.12. Exemple de portique à 6 niveaux. Formation des rotules plastiques.**

D'une manière générale la concentration de la demande en ductilité se produit dans les parties faibles. On voit, à travers cet exemple, que dans le premier cas la formation des rotules plastiques dans les poteaux est beaucoup plus importante que celles des poutres (figure IV.12.a). Ceci est dû au dimensionnement des éléments qui assurent une résistance des poutres supérieures à celle des poteaux. On obtient alors, un facteur de comportement B beaucoup plus important, par conséquent, les efforts sismiques dépassent largement ceux prévus à la conception de l'ouvrage.

Dans le deuxième cas, le critère de dimensionnement en capacité a permis de mieux contrôler le mécanisme de rupture (figure IV.12.b). En effet, on observe que la formation des rotules plastiques se fait dans les poutres avant celles des poteaux. L'erreur relative sur la valeur du facteur de comportement B donnée par les relations (IV-3) n'est que de 3%.

De plus, la phase la plus critique, pour les séismes importants et de longue durée, se situe pendant les premières secondes (**jusqu'à 10s**). Comme les maxima de réponse se produisent souvent pendant cette phase, il faudra faire en sorte à ce que la structure puisse résister pendant tout ce laps de temps. Le critère de dimensionnement en capacité permet, en effet, de retarder le plus possible la ruine de la structure, par une redistribution des efforts sur toute la hauteur du bâtiment. Il permet ainsi aux rotules plastiques de supporter des rotations additionnelles et d'éviter la concentration de la demande en ductilité dans les poteaux qui pourra conduire à l'effondrement brutal de la structure.

#### **IV.4. CONCLUSION.**

La procédure de dimensionnement en capacité permet de protéger la structure contre les ruptures fragiles en garantissant une capacité et une distribution des ductilités locales adéquates aux niveaux des noeuds. Elle permet ainsi d'optimiser la dissipation d'énergie en choisissant un mécanisme de rupture rationnel.

L'objectif principal de ce chapitre était donc de trouver une formulation de ce critère nous permettant, dans le cadre de la réglementation algérienne, de mieux exploiter les capacités du système structural.

Ce critère est basé sur une approche en capacité, qui favorise la formation des rotules plastiques dans les poutres avant celles des poteaux. Celui-ci dépend principalement du rapport  $R$  de la somme des moments capacitaires des poteaux sur celle des poutres, au niveau du noeud. Pour une meilleure conception de la structure, le rapport  $R$  doit être supérieur à l'unité, principalement pour les premiers niveaux.

Les formules (IV-2) et (IV-3) proposées dans ce chapitre nous ont permis, pour des structures données ayant un facteur de comportement B pré-imposé, d'aboutir à un meilleur mécanisme de rupture.

Cependant, il ne faut pas perdre de vue que ce critère permet de mieux contrôler la rupture **fragile** ou l'effondrement de la structure dû aux séismes et donc de limiter son degré d'endommagement.

*Chapitre V :*

**ETUDE PARAMETRIQUE**

# ETUDE PARAMETRIQUE

## V.1. INTRODUCTION.

On se propose, dans ce chapitre, d'analyser certains paramètres susceptibles d'influencer, d'une manière explicite ou implicite, le facteur de comportement. Parmi les paramètres retenus, on cite la ductilité globale de la structure  $\mu_g$ , sa période fondamentale  $T$ , l'amortissement  $\xi$  et le type de sol. Cette étude portera aussi bien sur l'analyse des systèmes à un degré de liberté que sur des systèmes à plusieurs degrés de liberté [14,15].

## V.2. DEFINITION DES PARAMETRES.

### V.2.1. DUCTILITE:

La ductilité est la capacité d'une structure à subir une large amplitude de déformation cyclique dans un domaine inélastique, sans une réduction substantielle de la résistance.

Les structures ductiles sont généralement capables de dissiper une quantité significative d'énergie, durant ces déformations cycliques. La ductilité d'une structure, peut être estimée par une analyse dynamique non-linéaire. L'évaluation de la ductilité disponible des éléments structuraux et de leurs liaisons est importante pour assurer la ductilité de la structure.

La ductilité est basée sur la relation "Cause-Effet" entre un séisme donné et la structure conçue.

Dans l'analyse dynamique non-linéaire des structures, il est usuel d'exprimer les déformations en terme de facteur de ductilité. L'utilisation du facteur de ductilité comme indice de déformations inélastiques, permet d'exprimer les déformations maximales en termes adimensionnels.

Le facteur de ductilité est généralement exprimé en termes de déplacements, de rotations ou de courbure. Il est défini comme étant le rapport de la déformation maximale sur la déformation limite élastique.

On peut distinguer au moins trois types de ductilité:

#### V.2.1.1. Ductilité des matériaux.

Elle caractérise la propriété mécanique des matériaux (fragiles ou ductiles). Elle est exprimée par le rapport de la déformation maximale  $\varepsilon_m$  sur la déformation élastique limite  $\varepsilon_y$  du matériau:

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_y} \quad (V-1)$$

#### V.2.1.2. Ductilité de l'élément de structure.

Elle est mesurée par le facteur de ductilité en rotation  $\mu_\theta$ . Elle exprime le rapport de la rotation maximale  $\theta_m$  de l'élément sur la rotation élastique limite  $\theta_y$ :

$$\mu_\theta = \frac{\theta_m}{\theta_y} \quad (V-2)$$

La capacité de rotation des éléments est un paramètre important, non seulement en calcul sismique, mais également en analyse plastique des structures soumises à des chargements monotones.

Elle permet la redistribution des moments dans la structure et caractérise les performances d'un élément ou d'une liaison de la structure.

### V.2.1.3. Ductilité globale de la structure.

Elle caractérise le comportement global de la structure. Le facteur de ductilité globale en déplacement  $\mu_g$  est exprimé par le rapport du déplacement horizontal maximal  $U_{\max}$  sur le déplacement élastique limite  $U_y$  de la structure:

$$\mu_g = \frac{U_{\max}}{U_y} \quad (V-3)$$

On a la relation entre les trois facteurs:

$$\mu_e > \mu_\theta \geq \mu_g \quad (V-4)$$

- Pour les éléments dont le rapport (**hauteur/longueur**) est assez grand (exemple: voiles de contreventement en béton armé):

$$\mu_\theta = \mu_g \quad (V-5)$$

• Pour les poutres et poteaux de section courante:

$$\mu_\theta > \mu_g \quad (V-6)$$

On choisit [38] généralement:

$$\mu_\theta = 1.5 \mu_g \quad (V-7)$$

Bien qu'il existe un lien étroit entre la ductilité globale de la structure et les ductilités locales de ses composants, les deux notions ne doivent pas être confondues. La ductilité globale dépend pour une large part du type de la structure et de l'arrangement de ses composants; les ductilités locales requises sont, quant à elles, conditionnées par les déformations locales [39].

### **V.2.2. PERIODE PROPRE.**

La période propre de vibration est une caractéristique intrinsèque du système. Elle dépend de sa rigidité  $K$  et de sa masse  $M$ .

La période nous permet d'apprécier le type de structure à analyser, c'est-à-dire, sa souplesse ou sa rigidité. Cette caractéristique est fondamentale lors des projets de conception, notamment dans l'utilisation des spectres de réponse pour le dimensionnement et le choix des sites sur lesquels la structure doit être édifée.

### **V.2.3. AMORTISSEMENT.**

L'amortissement est une caractéristique fondamentale du matériau. Il caractérise l'aptitude d'un système physique à dissiper l'énergie, en particulier au voisinage de la résonance, en lui permettant de maintenir un déplacement limité.

### **V.2.4. EFFET DE FILTRAGE DU SOL.**

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol et de la réponse dynamique de l'ouvrage.

Le mouvement sismique est affecté par des facteurs liés à la source, au trajet parcouru entre le foyer et le site et par des facteurs liés à des conditions locales propres au site [24].

Parmi ces facteurs, on citera la magnitude, le mécanisme au foyer et la profondeur du foyer, la distance épacentrale, les conditions géologiques, géotechniques et topographiques.

Plusieurs auteurs ont étudié l'effet de filtrage du sol comme paramètre pouvant influencer le facteur de comportement. Parmi ces auteurs, on citera *Elghadamsi et Mohraz* [18], *Nassar et Krawinkler* [33], et *Miranda* [32]. En se basant sur une analyse statistique des systèmes à un seul degré de liberté, ces auteurs ont montré que les conditions locales du sol peuvent influencer le facteur de comportement; par contre la magnitude ainsi que la distance épacentrale ont un effet négligeable sur celui-ci.

On se propose donc, d'étudier l'effet de filtrage du sol en considérant l'influence du type de sol sur le facteur de comportement B [16], en considérant les deux types de sol disponibles dans le R.P.A.88 [8].

L'effet du sol est pris en considération par l'intermédiaire du coefficient d'amplification dynamique tel que prescrit dans l'article 3.2.1.3.2 du R.P.A.88. Il est fonction du type de sol, de la période de vibration de la structure et du taux d'amortissement considéré [45].

### V.3. ETAPES D'ANALYSE.

L'étude paramétrique se fera sur des systèmes à un et à plusieurs degrés de liberté. Elle s'effectuera en trois étapes.

- **Première étape:** Dans cette étape d'analyse, on considérera les systèmes implantés sur un sol ferme. Les paramètres tels que la ductilité globale  $\mu_g$ , la période propre de vibration  $T$  et l'amortissement  $\xi$  sont étudiés.
- **Deuxième étape:** La première étape d'analyse est répétée en considérant dans ce cas là un sol meuble. Les mêmes paramètres sont considérés.
- **Troisième étape:** On effectuera la synthèse des résultats des deux premières étapes.

Les structures choisies, pour l'étude paramétrique, sont des portiques dont le nombre de travées varie de trois (03) à cinq (05). Pour les systèmes à un seul degré de liberté on considère les portiques à un seul niveau et pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté le nombre de niveaux varie de deux (02) à douze (12).

En faisant varier la masse et la rigidité du système on obtient une gamme de périodes qui varie de 0.10 s à 0.5 s pour les systèmes à un degré de liberté et de 0.18s à 1.93s pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté.

Les différentes fonctions de régression ont pu être obtenues en considérant une variation linéaire, une variation quadratique et une variation cubique du facteur de comportement B en fonction de l'inverse de la ductilité globale ( $1/\mu_g$ ).

L'analyse de ces fonctions de régression montre que la meilleure approximation est donnée par l'approximation linéaire  $B = a_0 + a_1 (1/\mu_g)$ . Le coefficient de corrélation est toujours supérieur à 95%. Les résultats de cette analyse sont résumés dans le tableau V.1, pour l'étude paramétrique des systèmes à un degré de liberté et pour un amortissement  $\xi$  de 5%.

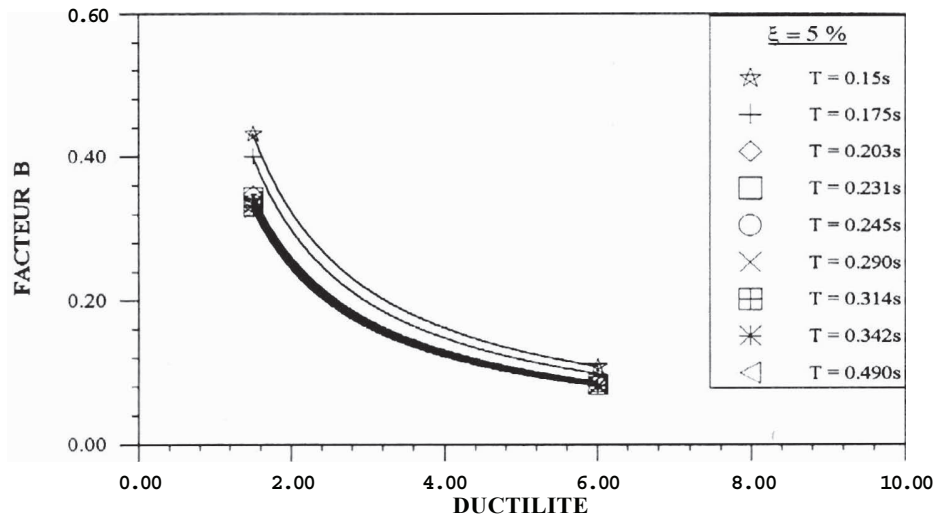
Période (s)	Fonctions Linéaires				Fonction Quadratique		Fonction Cubique	
	$B = a_0 + a_1 (1/\mu)$	Coef Corréla	$B = a_0 + a_1 (1/\mu)$	Coef Corréla	$B = a_0 + a_1 (1/\mu) + a_2 (1/\mu)^2$	Coef Corréla	$B = a_0 + a_1 (1/\mu) + a_2 (1/\mu)^2 + a_3 (1/\mu)^3$	Coef Corréla
0.175	$a_1 = 0.590$	0.985	$a_0 = 0.118$ $a_1 = 0.17$	0.22	$a_0 = -0.2$ $a_1 = -4.3$ $a_2 = 2.52$	0.45	$a_0 = -1.98$ $a_1 = 20.38$ $a_2 = -53.86$ $a_3 = 108.6$	0.576
0.203	$a_1 = 0.522$	0.965	$a_0 = 0.88$ $a_1 = -1.014$	0.514	$a_0 = 5.89$ $a_1 = -19.35$ $a_2 = 16.7$	0.661	$a_0 = -4718.2$ $a_1 = 22744.$ $a_2 = -30736.$ $a_3 = 16489.$	0.689
0.231	$a_1 = 0.512$	0.997	$a_0 = 1$ $a_1 = 0.711$	0.72	Nuage de points insuffisants		Nuage de points insuffisants	
0.245	$a_1 = 0.504$	0.979	$a_0 = 0.164$ $a_1 = 0.174$	0.095	$a_0 = -0.78$ $a_1 = 4.314$ $a_2 = -4.45$	0.402	$a_0 = -0.51$ $a_1 = 2.768$ $a_2 = -2.0$ $a_3 = -1.743$	0.402
0.290	$a_1 = 0.500$	0.993	$a_0 = -0.26$ $a_1 = 0.975$	0.656	$a_0 = 4.32$ $a_1 = -15.95$ $a_2 = 15.57$	0.80	$a_0 = 215.6$ $a_1 = -1056.2$ $a_2 = 1453.2$ $a_3 = -808.8$	0.869
0.314	$a_1 = 0.496$	0.981	$a_0 = 0.10$ $a_1 = 0.247$	0.712	$a_0 = 0.297$ $a_1 = -0.858$ $a_2 = 1.463$	0.815	$a_0 = 1.646$ $a_1 = -10.9$ $a_2 = 21.87$ $a_3 = 22.92$	0.917
0.342	$a_1 = 0.490$	0.985	$a_0 = 0.109$ $a_1 = 0.239$	0.271	$a_0 = 0.178$ $a_1 = -0.085$ $a_2 = 0.376$	0.273	$a_0 = -15.87$ $a_1 = 103.29$ $a_2 = -185.07$ $a_3 = 171.6$	0.718
0.468	$a_1 = 0.510$	0.997	$a_0 = 0.132$ $a_1 = 0.26$	0.70	Nuage de points insuffisants		Nuage de points insuffisants	

Tableau V.1. Fonctions  $B = f(\mu_g)$  et coefficients de corrélation correspondants.

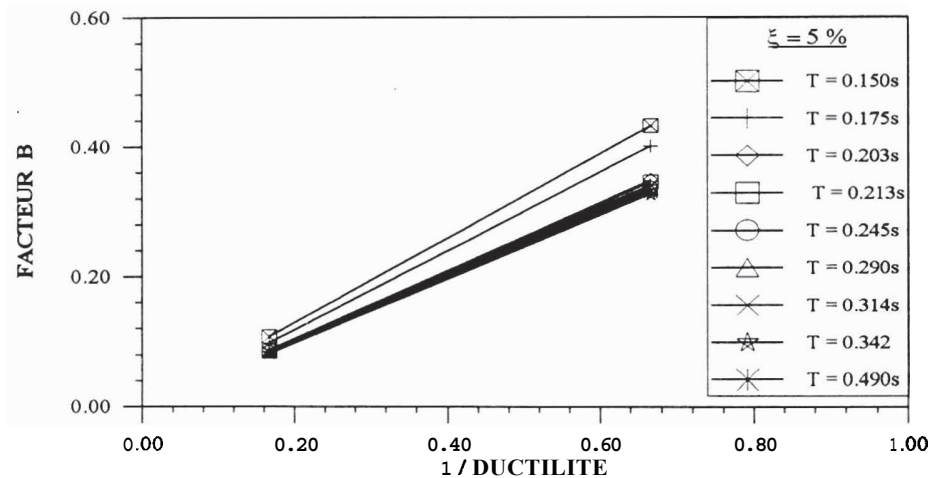
De même, pour l'étude paramétrique à plusieurs degrés de liberté, l'analyse des différentes fonctions de régression nous a permis de constater que la meilleure approximation est donnée par l'approximation linéaire  $B = a, (1/\mu_g)$ . Le coefficient de corrélation est toujours supérieur à 94%.

La variation du facteur de comportement B en fonction de la ductilité globale  $\mu_g$  ainsi que la variation du facteur de comportement B en fonction de l'inverse de la ductilité globale  $(1/\mu_g)$  sont données par les figures V.1 et V.2 pour les systèmes à un degré de liberté et les figures V.3 et V.4 pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté.

**Systemes à un degré de liberté**

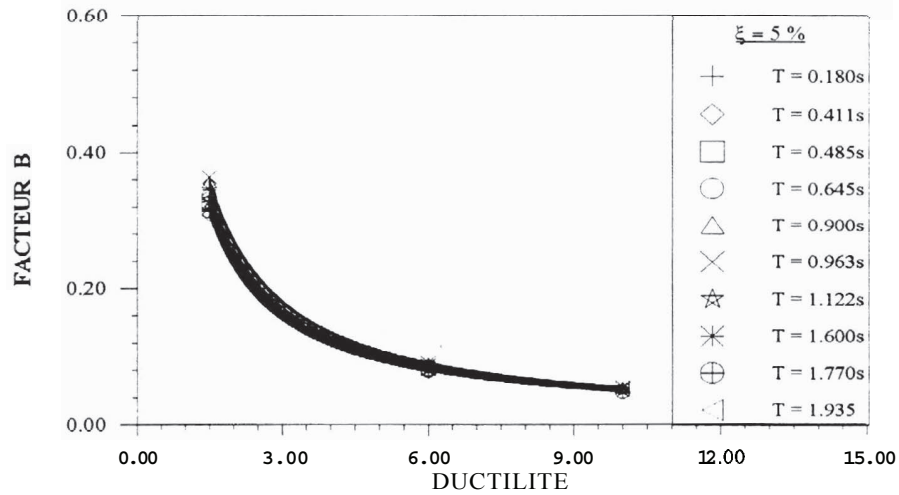


**Figure V.1. Facteur B - Ductilité  $\mu_g$ . Amortissement  $\xi = 5\%$ .**

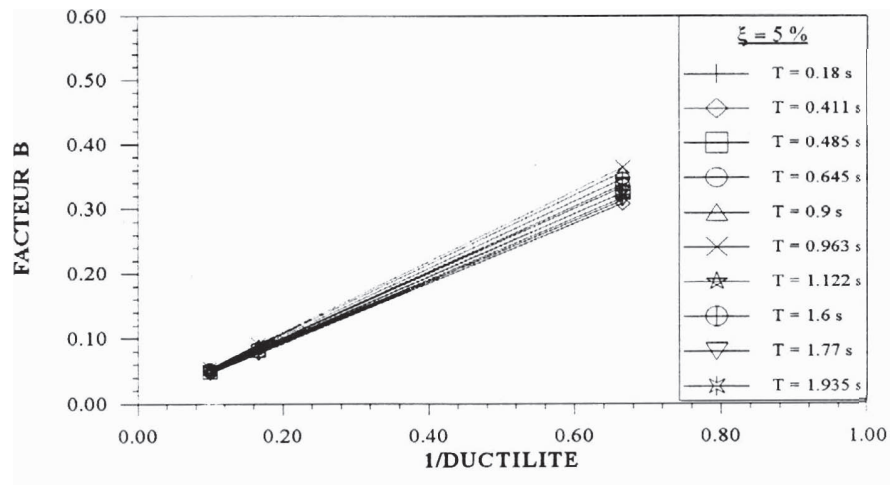


**Figure V.2. Facteur B - 1/Ductilité. Amortissement  $\xi = 5\%$ .**

**Systemes à plusieurs degrés de liberté**



**Figure V.3. Facteur B - Ductilité. Amortissement  $\xi = 5\%$ .**

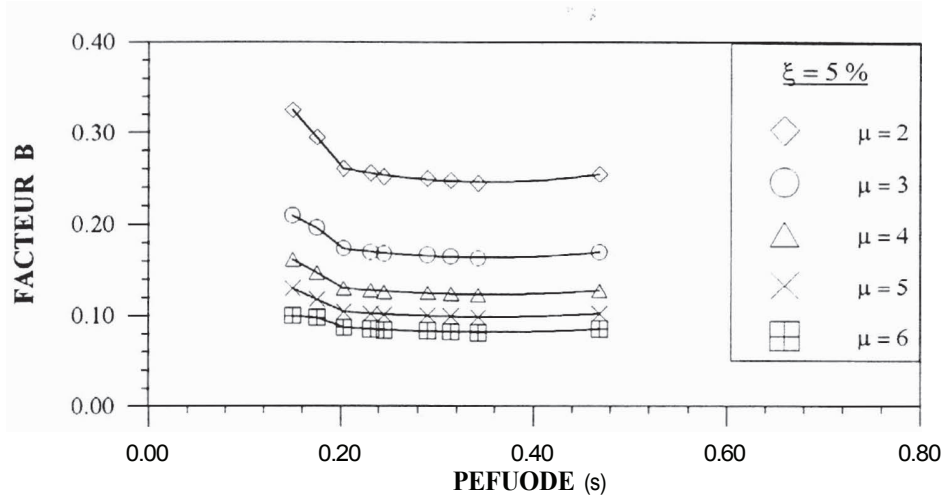


**Figure V.4. Facteur B - 1/Ductilité. Amortissement  $\xi = 5\%$**

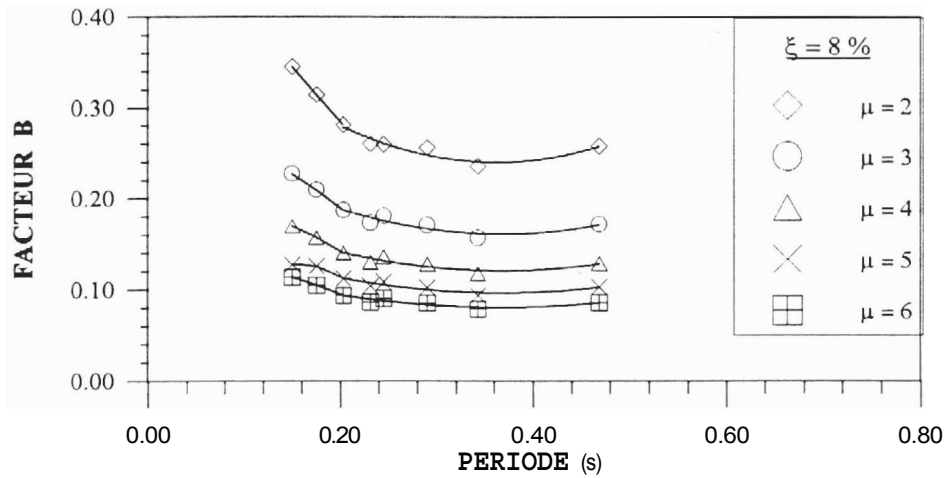
**V.4.1.2. Variation du facteur de comportement en fonction de la période propre.**

Pour chaque période propre de vibration  $T$  et pour chaque amortissement  $\xi$ , on fixe la ductilité globale  $\mu_g$  et on détermine le facteur de comportement  $B$  correspondant. En faisant varier la ductilité globale  $\mu_g$  de 2 à 6, on obtient les courbes de variation du facteur de comportement  $B$  en fonction de la période propre  $T$  qui sont représentées dans les figures V.5 et V.6 suivantes:

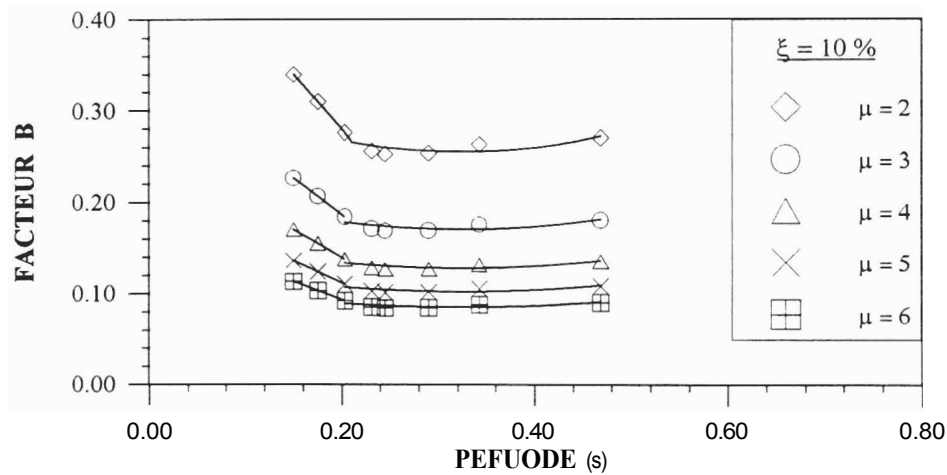
**Systèmes à un degré de liberté**



**Figure V.5.a.** Facteur B - Période T. Amortissement  $\xi = 5\%$ .

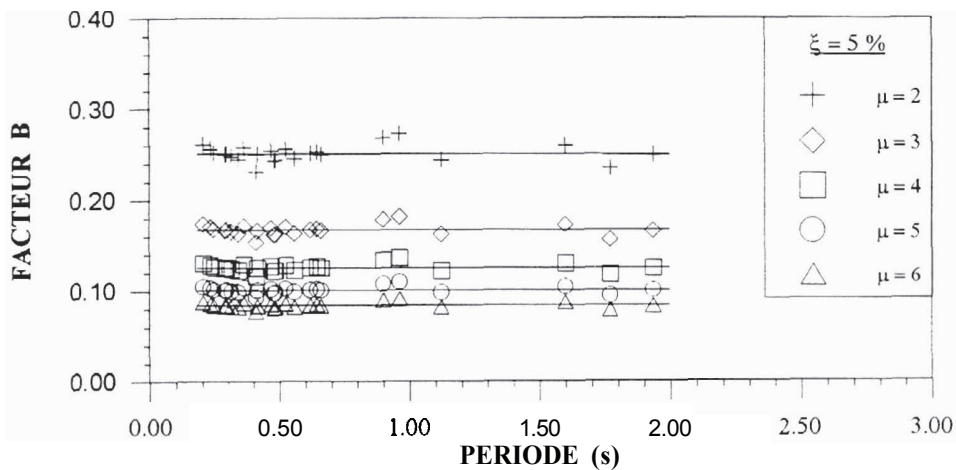


**Figure V.5.b.** Facteur B - Période T. Amortissement  $\xi = 8\%$ .

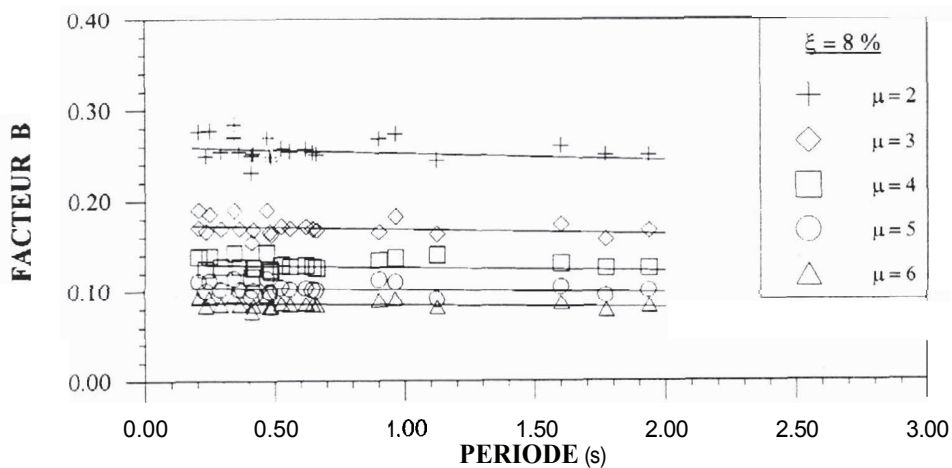


**Figure V.5.c.** Facteur B - Période T. Amortissement  $\xi = 10\%$ .

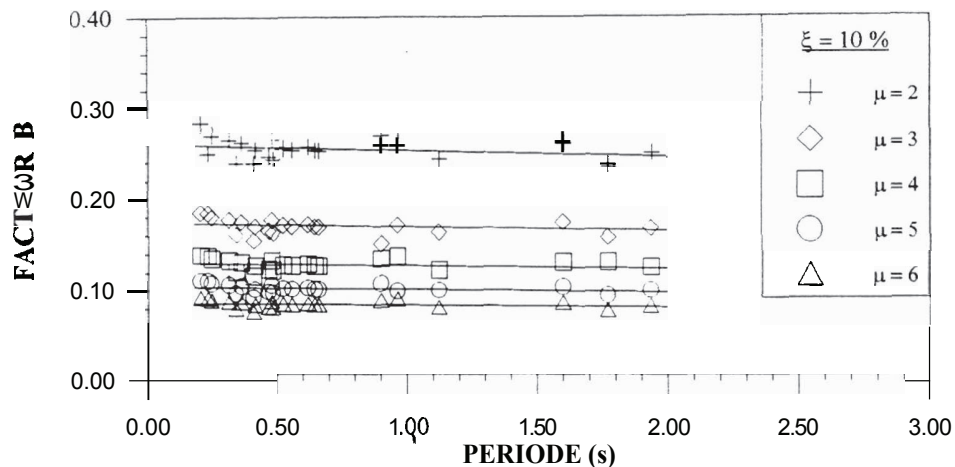
**Systèmes à plusieurs degrés de liberté.**



**Figure V.6.a. Facteur B - Période T. Amortissement  $\xi = 5 \%$ .**



**Figure V.6.b. Facteur B - Période T. Amortissement  $\xi = 8 \%$ .**



**Figure V.6.c. Facteur B - Période T. Amortissement  $\xi = 10 \%$ .**

### V.4.1.3. Variation de la ductilité globale en fonction de la période propre.

Pour chaque période propre de vibration  $T$  et pour chaque amortissement  $\xi$ , on fixe le facteur de comportement  $B$  et on détermine la ductilité globale  $\mu_g$  correspondante.

En faisant varier le facteur de comportement  $B$  de  $1/3$  à  $1/8$ , on obtient les courbes de variation de la ductilité globale  $\mu_g$  en fonction de la période propre  $T$  représentées dans les figures V.7 et V.8 suivantes:

#### Systèmes à un degré de liberté.

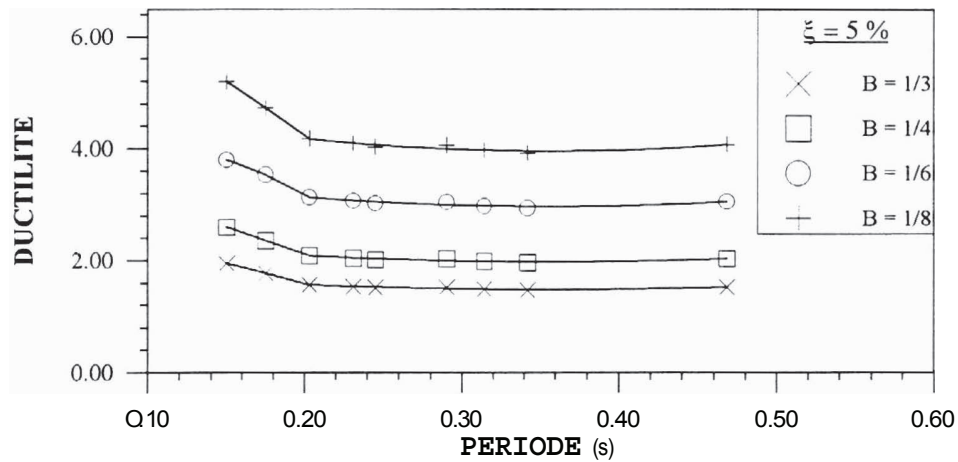


Figure V.7.a. Ductilité  $\mu_g$  - Période  $T$ . Amortissement  $\xi = 5 \%$ .

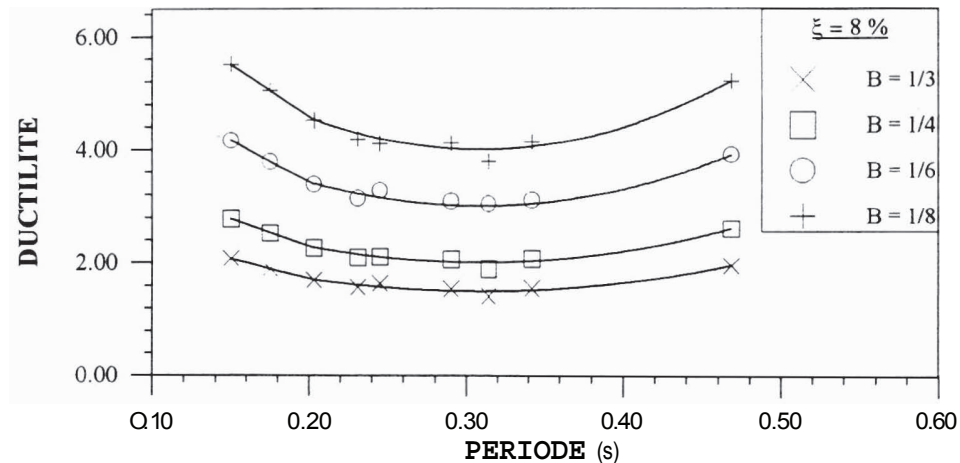


Figure V.7.b. Ductilité  $\mu_g$  - Période  $T$ . Amortissement  $\xi = 8 \%$ .

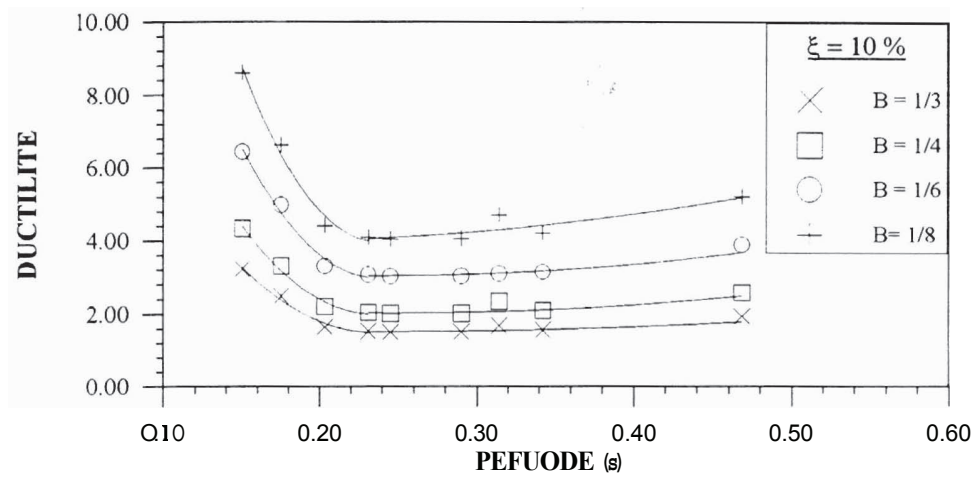


Figure V.7.c. Ductilité  $\mu_g$  - Période T. Amortissement  $\xi = 10\%$ .

**Systèmes à plusieurs degrés de liberté.**

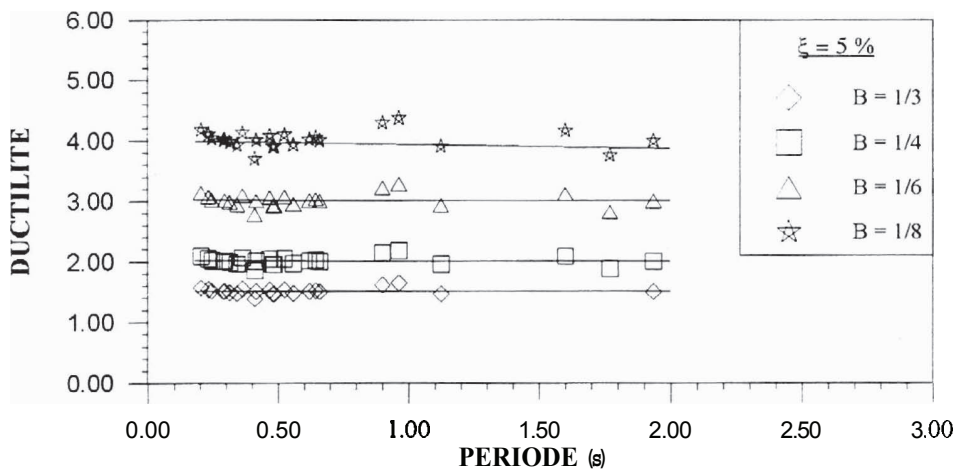


Figure V.8.a. Ductilité  $\mu_g$  - Période T. Amortissement  $\xi = 8\%$ .

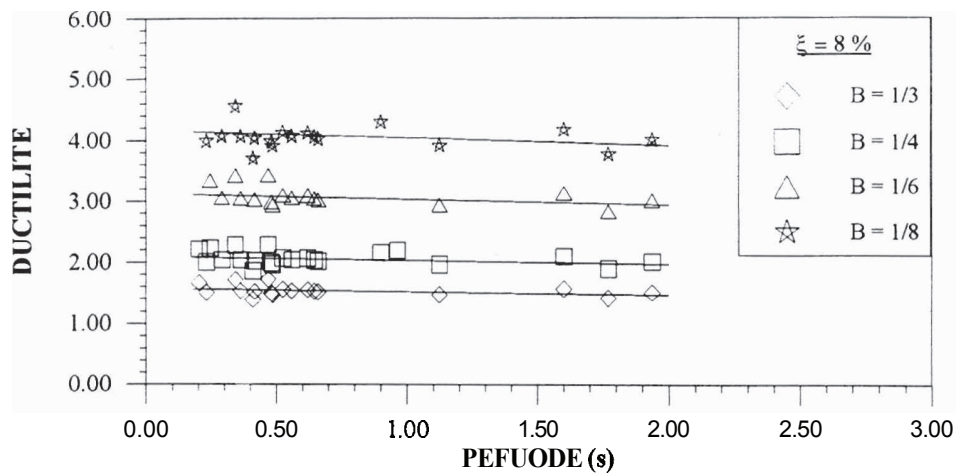


Figure V.8.b. Ductilité  $\mu_g$  - Période T. Amortissement  $\xi = 8\%$ .

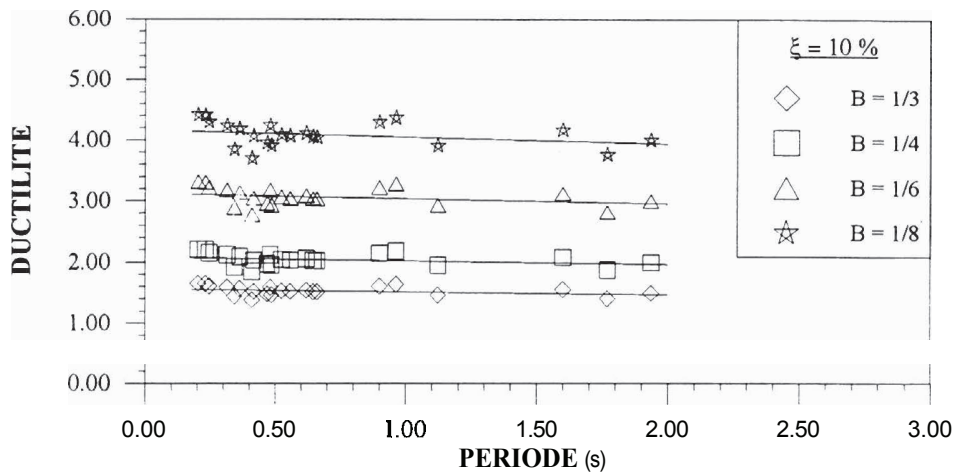


Figure V.8.c. Ductilité  $\mu_g$  - Période T. Amortissement  $\xi = 10\%$ .

V.4.1.4. Variation du facteur de comportement en fonction de l'amortissement.

Pour chaque période propre de vibration T, on fixe la ductilité globale  $\mu_g$  et on fait varier l'amortissement  $\xi$ . On détermine ensuite, le facteur de comportement B correspondant. On obtient ainsi, les courbes de variation du facteur de comportement B en fonction de l'amortissement  $\xi$ . Ces courbes sont données par les figures V.9 et V.10 pour des ductilités de 2 et 4.

Systemes à un degré de liberté

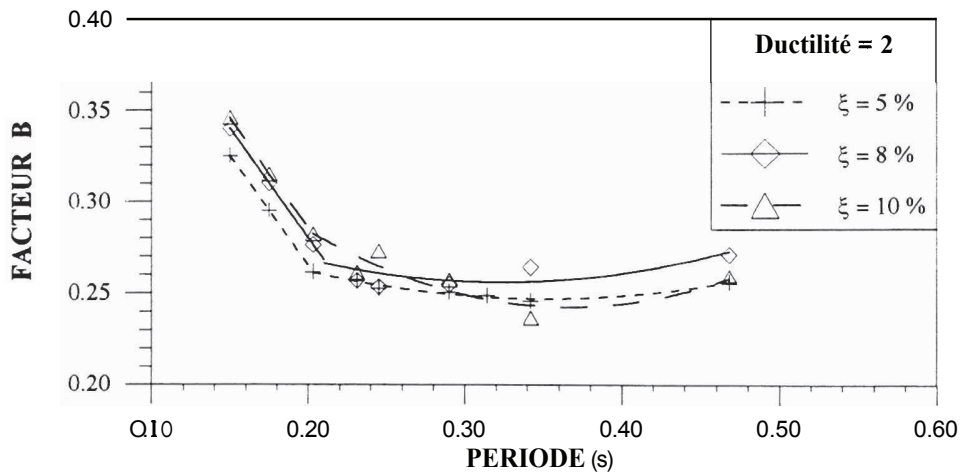


Figure V.9.a. Facteur B - Période T. Ductilité  $\mu_g = 2$ .



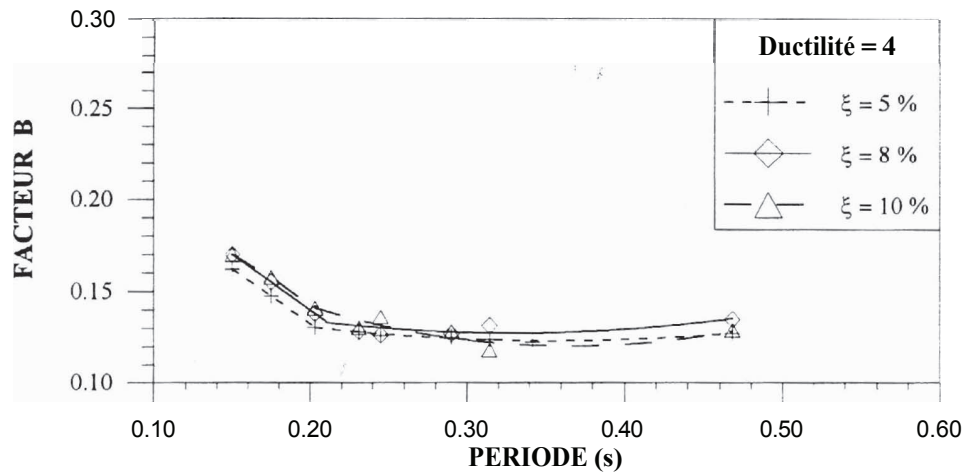


Figure V.9.b. Facteur B - Période T. Ductilité  $\mu_g = 4$ .

Systèmes à plusieurs degrés de liberté.

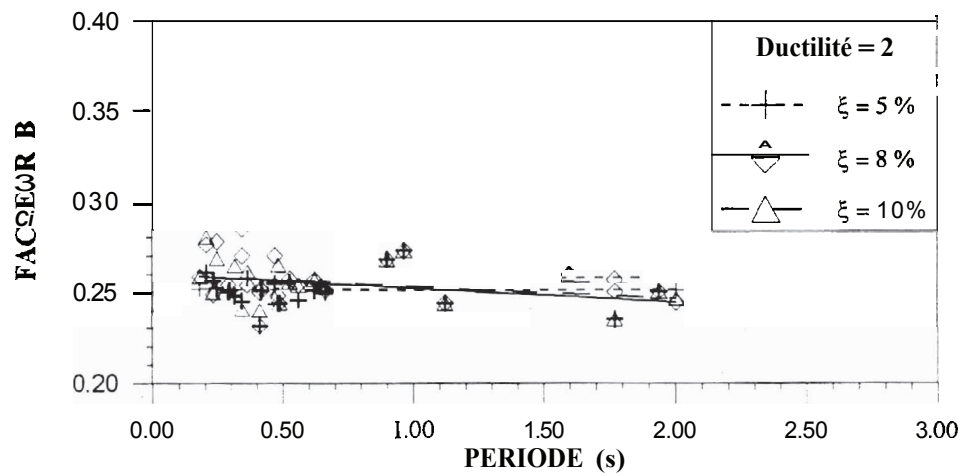


Figure V.10.a. Facteur B - Période T. Ductilité  $\mu_g = 2$ .

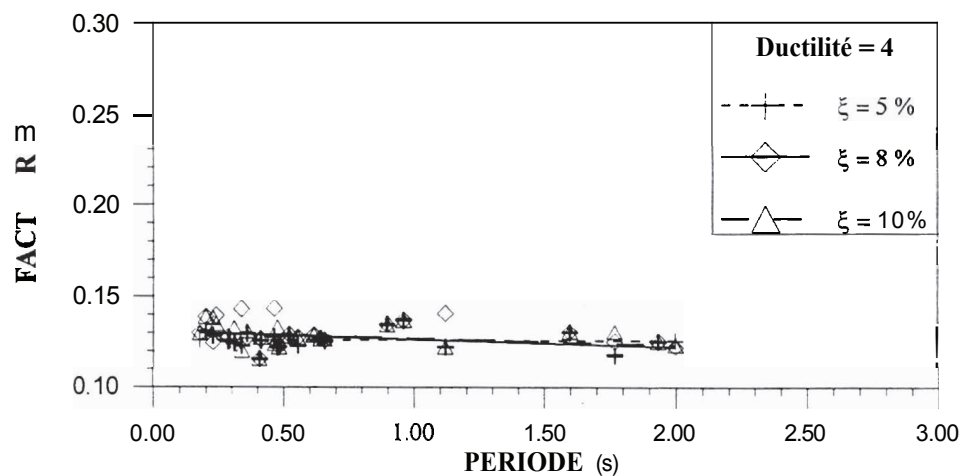


Figure V.10.b. Facteur B - Période T. Ductilité  $\mu_g = 4$ .

**V.4.2. PRESENTATION DES RESULTATS POUR UN SOL MEUBLE.**

De la même manière que pour l'étude paramétrique pour un sol ferme, les résultats de l'analyse pour un sol meuble sont représentés dans les figures suivantes:

**V.4.2.1. Variation du facteur de comportement en fonction de la ductilité globale.**

Systèmes à un degré de liberté

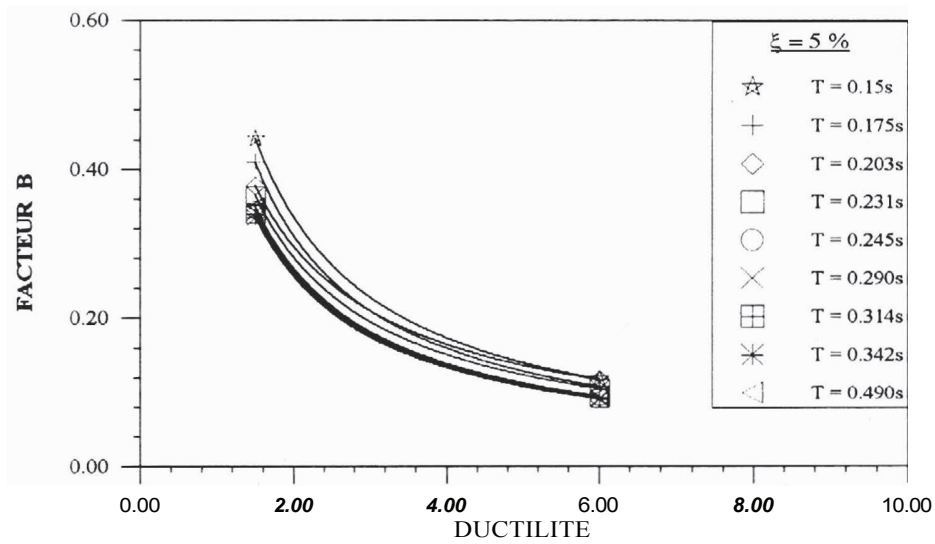


Figure V.11. Facteur B - Ductilité  $\mu_g$ . Amortissement  $\xi = 5\%$ .

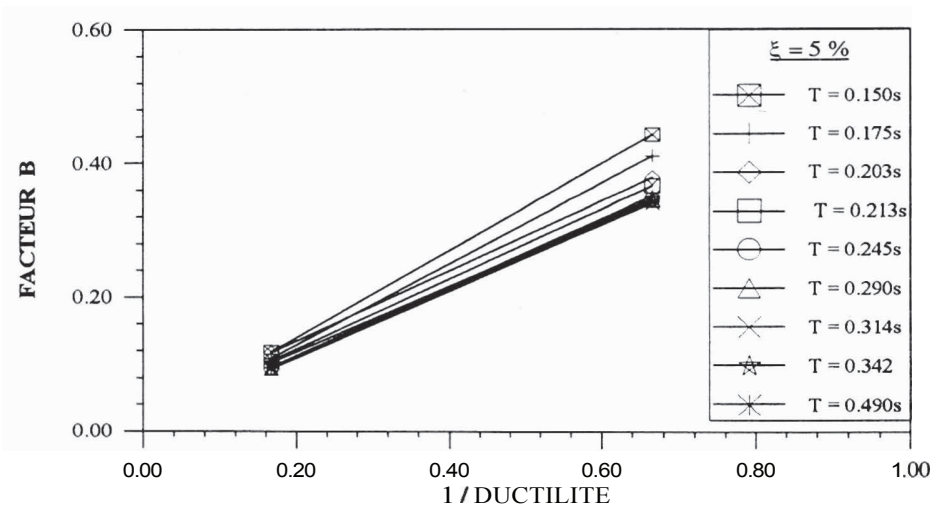


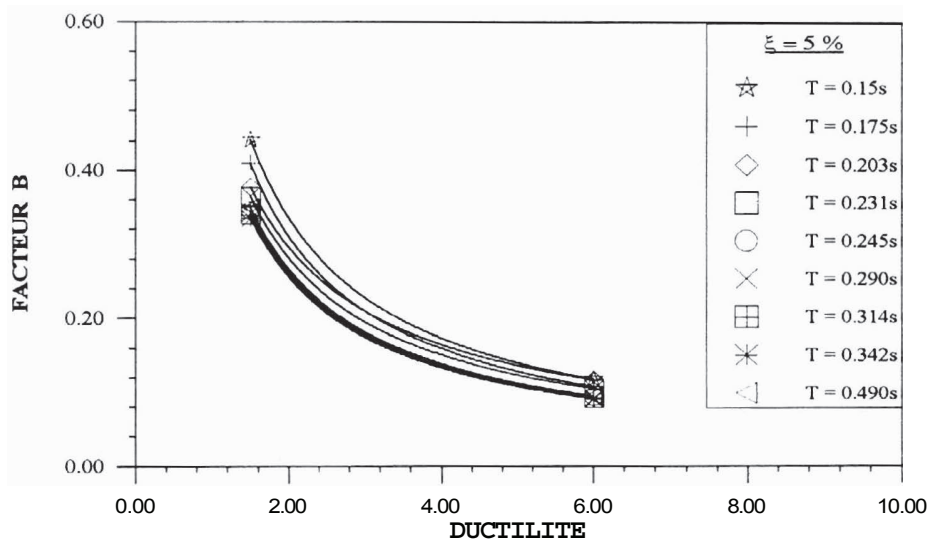
Figure V.12. Facteur B - 1/Ductilité. Amortissement  $\xi = 5\%$ .

**V.4.2. PRESENTATION DES RESULTATS POUR UN SOL MEUBLE.**

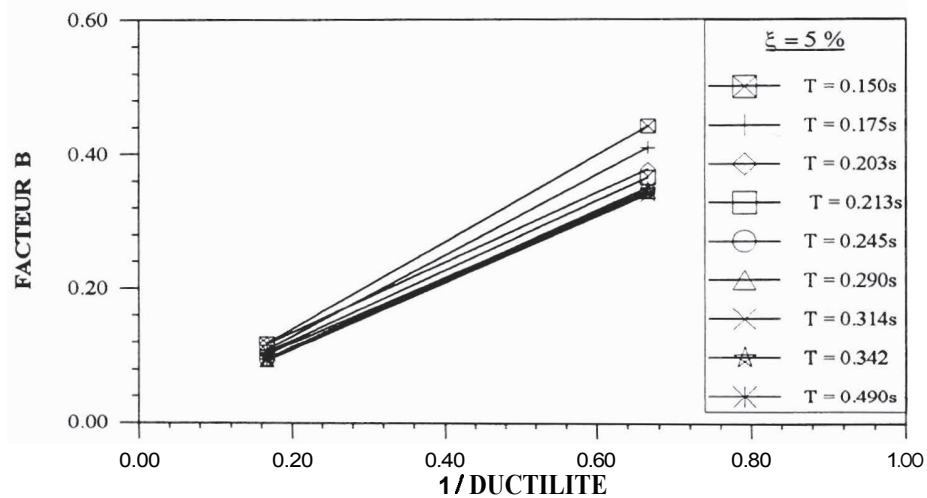
De la même manière que pour l'étude paramétrique pour un sol ferme, les résultats de l'analyse pour un sol meuble sont représentés dans les figures suivantes:

**V.4.2.1. Variation du facteur de comportement en fonction de la ductilité globale.**

*Systèmes à un degré de liberté*



**Figure V.11. Facteur B - Ductilité  $\mu_g$ . Amortissement  $\xi = 5\%$ .**



**Figure V.12. Facteur B - 1/Ductilité. Amortissement  $\xi = 5\%$ .**

Systèmes à plusieurs degrés de liberté

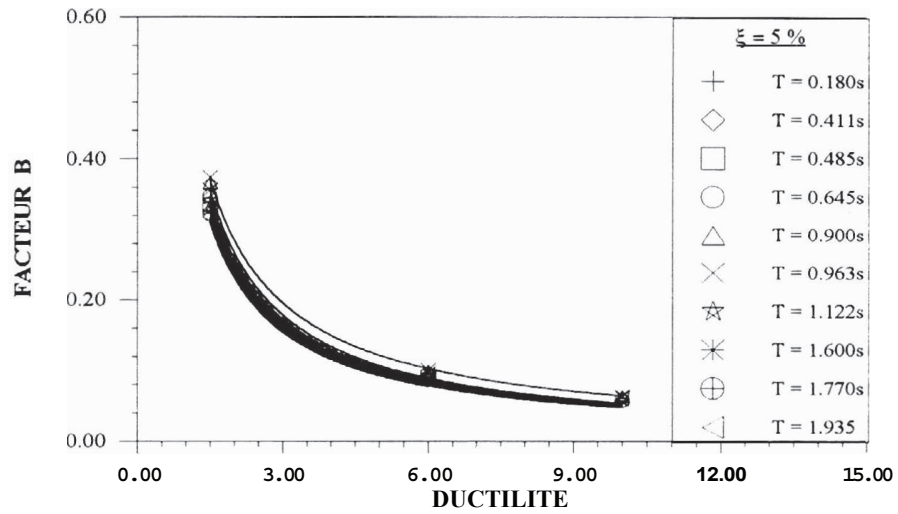


Figure V.13. Facteur B - Ductilité  $\mu_g$ . Amortissement  $\xi = 5\%$ .

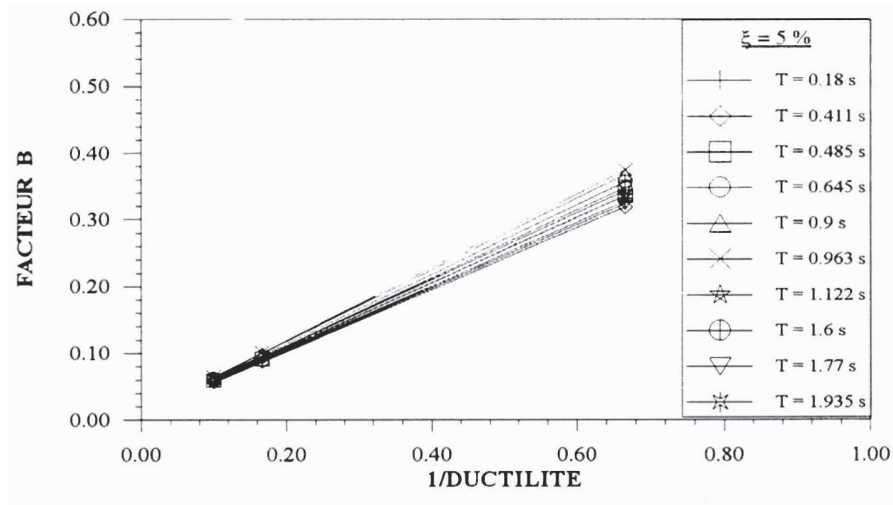


Figure V.14. Facteur B - 1/Ductilité. Amortissement  $\xi = 5\%$ .

### V.4.2.2. Variation du facteur de comportement en fonction de la période propre.

#### Systemes à un degré de liberté

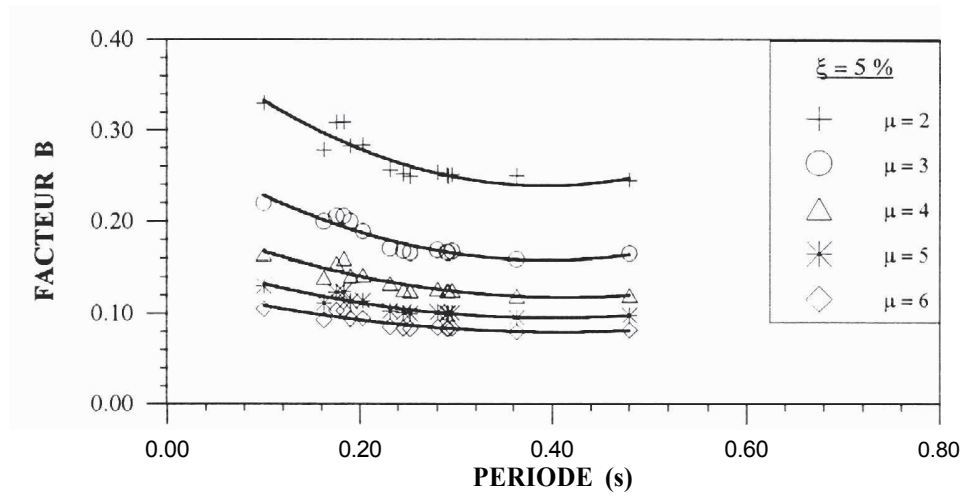


Figure V.15.a. Facteur  $B$  -Période  $T$ . Amortissement  $\xi = 5\%$ .

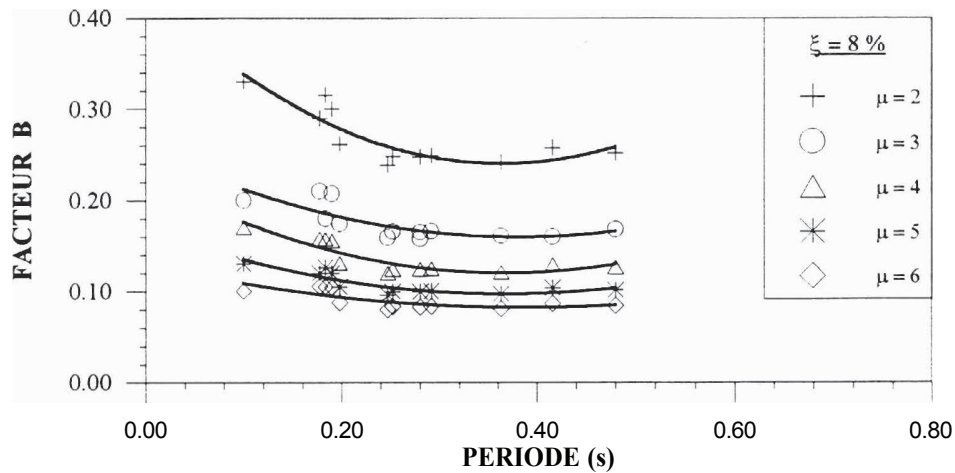


Figure V.15.b. Facteur  $B$  -Période  $T$ . Amortissement  $\xi = 8\%$ .

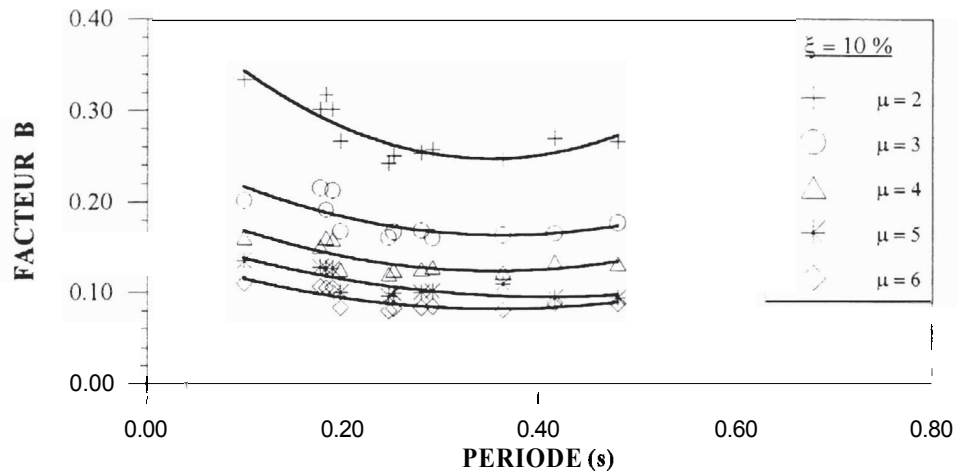


Figure V.15.c. Facteur B - Période T. Amortissement  $\xi = 10\%$ .

Systèmes à plusieurs degrés de liberté.

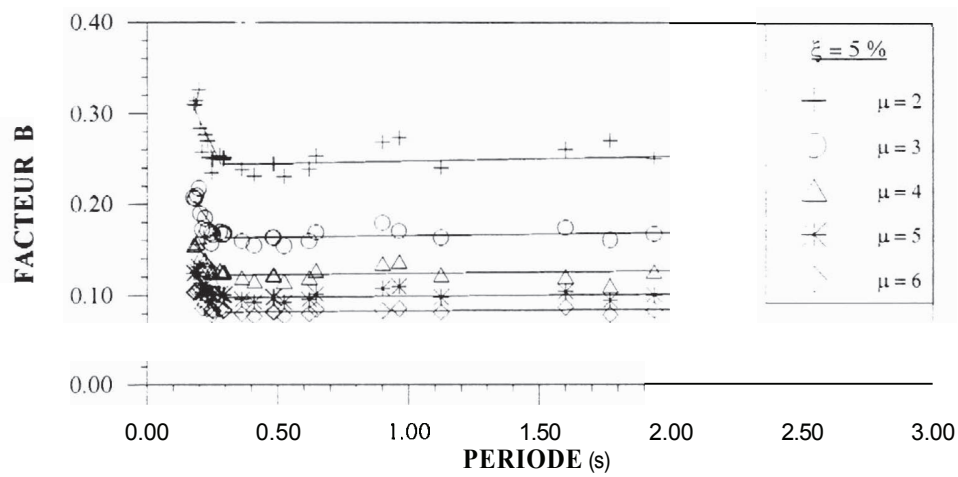


Figure V.16.a. Facteur B - Période T. Amortissement  $\xi = 5\%$ .

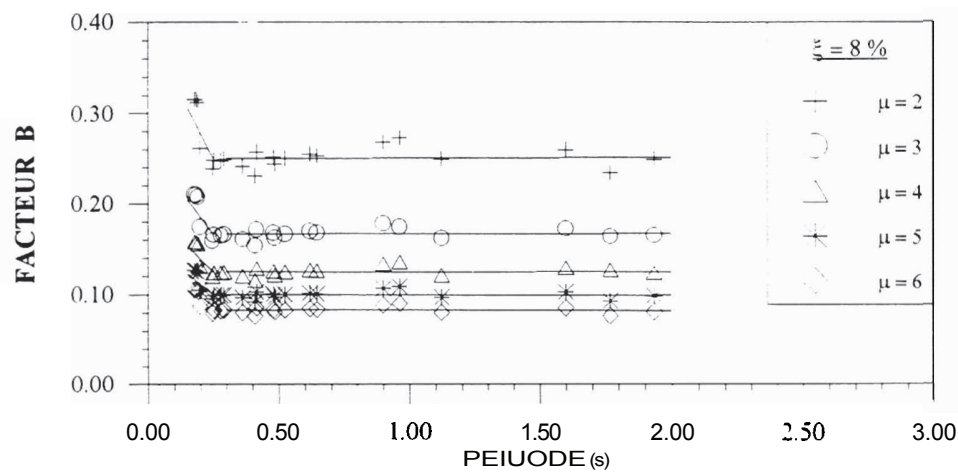


Figure V.16.b. Facteur B - Période T. Amortissement  $\xi = 8\%$ .

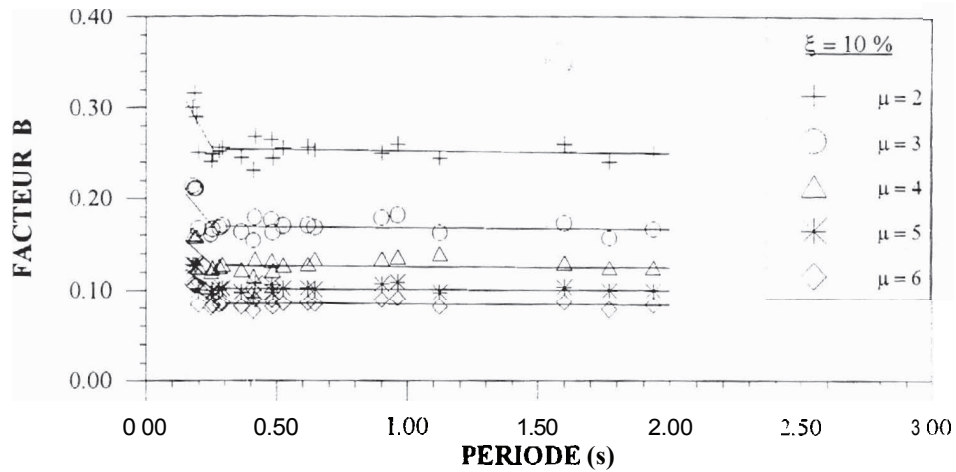


Figure V.16.c. Facteur B - Période T. Amortissement  $\xi = 10\%$ .

V.4.2.3. Variation de la ductilité globale en fonction de la période propre.

Systemes à un degré de liberté.

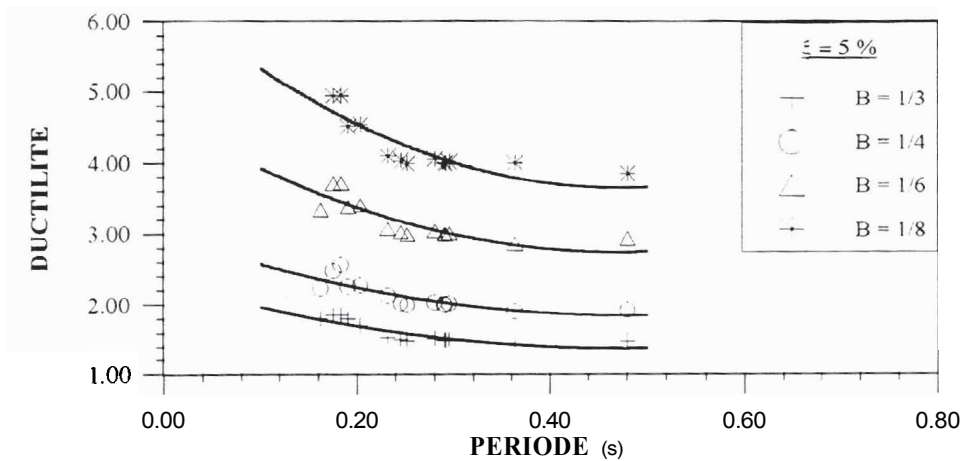


Figure V.17.a. Ductilité  $\mu_g$ - Période T. Amortissement  $\xi = 5\%$ .

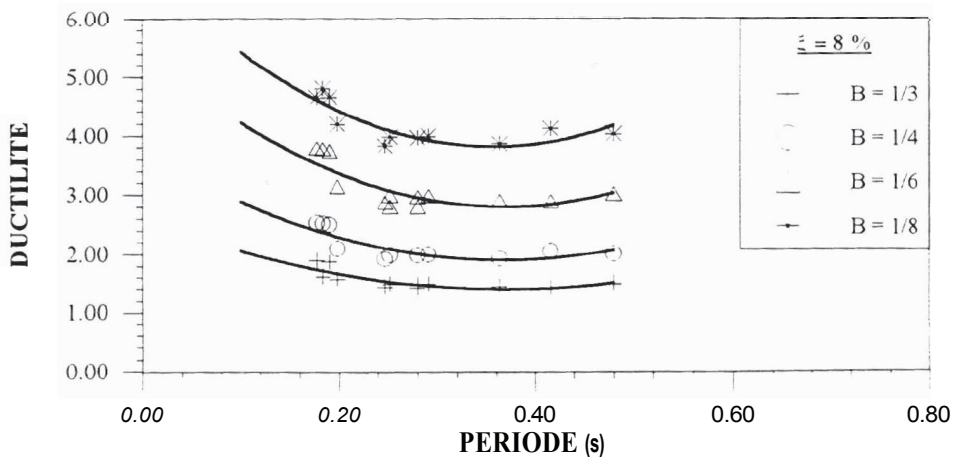


Figure V.17.b. Ductilité  $\mu_g$ - Période T. Amortissement  $\xi = 8\%$ .

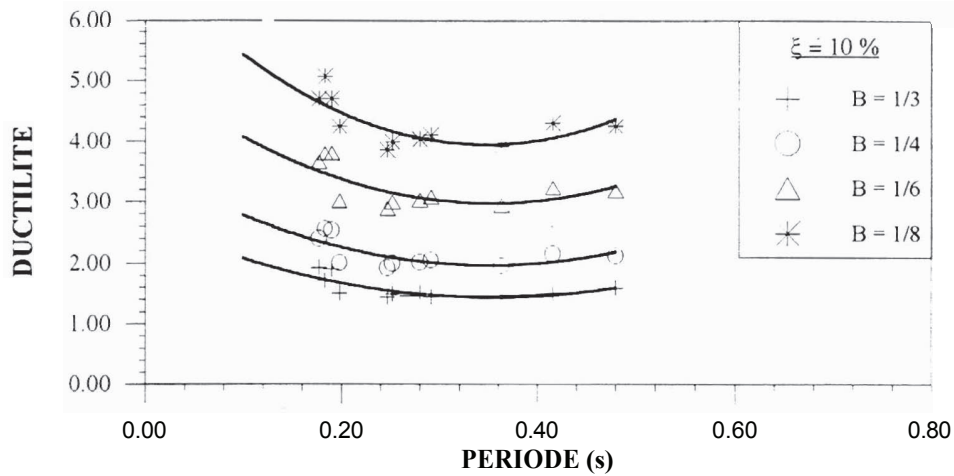


Figure V.17.c. Ductilité  $\mu_g$ - Période  $T$ . Amortissement  $\xi = 10\%$ .

Systemes à plusieurs degrés de liberté.

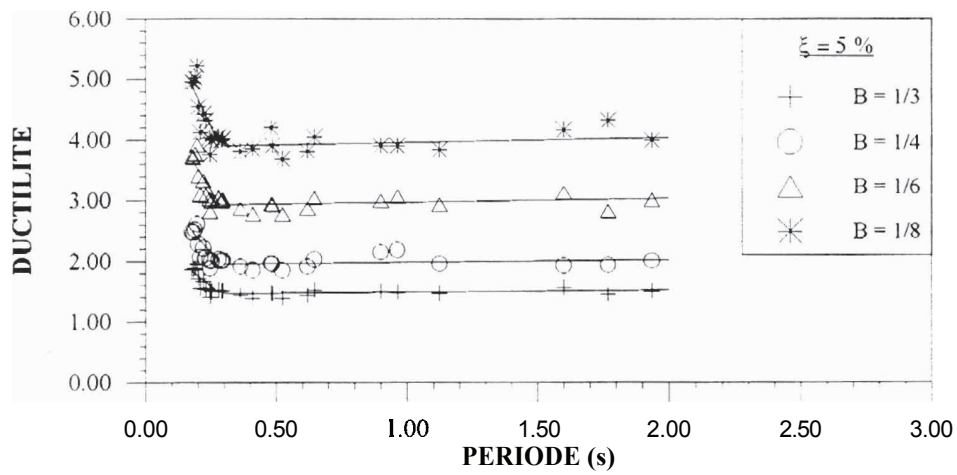


Figure V.18.a. Ductilité  $\mu_g$ - Période  $T$ . Amortissement  $\xi = 5\%$ .

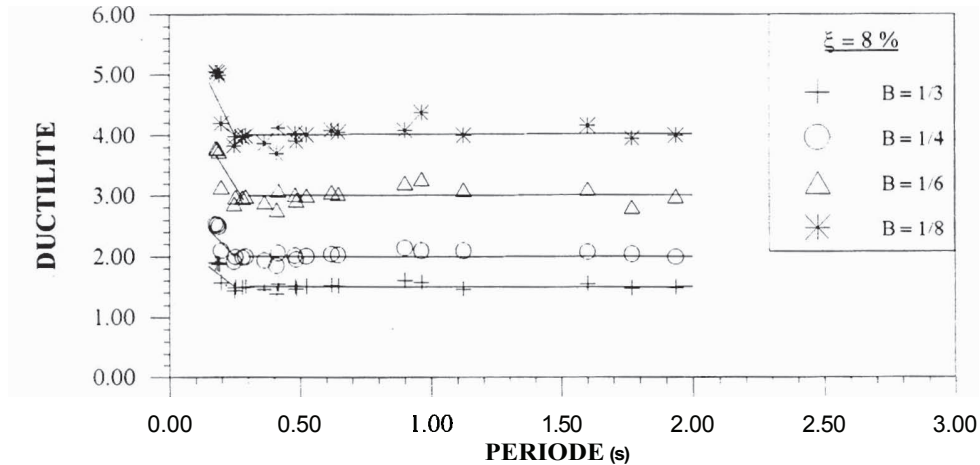


Figure V.18.b. Ductilité  $\mu_g$ - Période  $T$ . Amortissement  $\xi = 8\%$ .

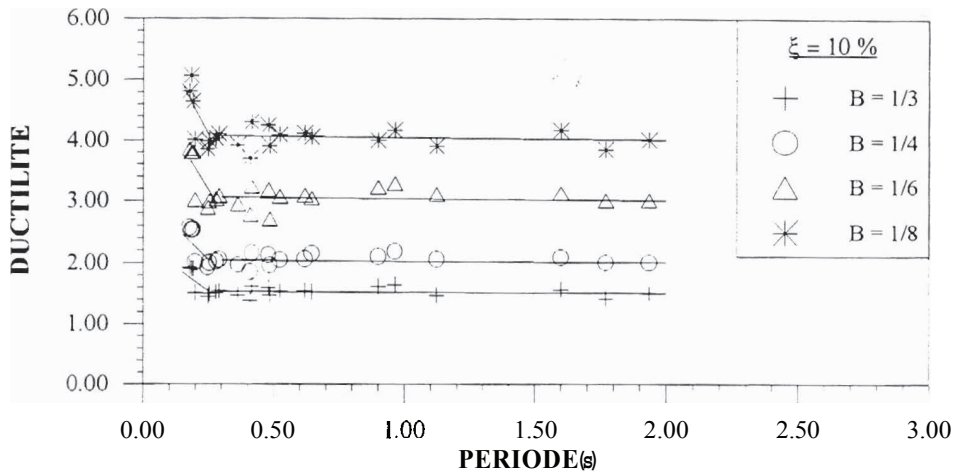


Figure V.18.c. Ductilité  $\mu_g$ - Période T. Amortissement  $\xi = 10\%$ .

V.4.2.4. Variation du facteur de comportement en fonction de l'amortissement.

Systemes à un degré de liberté.

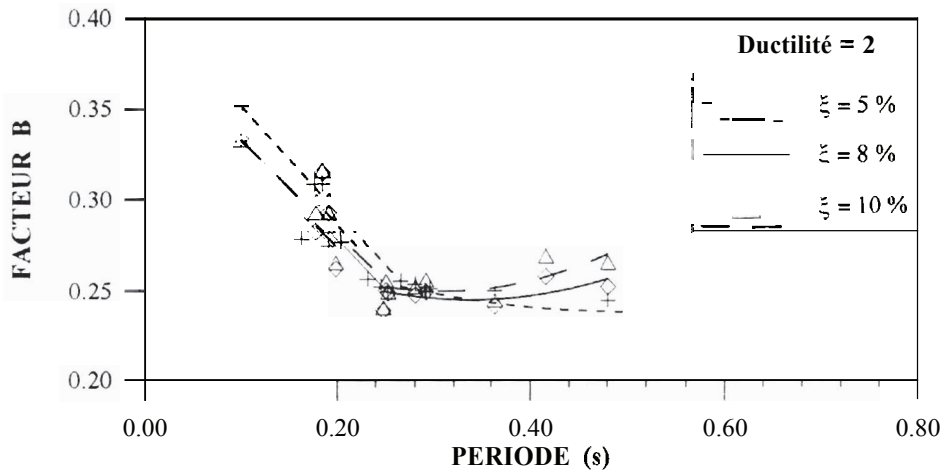


Figure V.19.a. Facteur B - Période T. Ductilité  $\mu_g = 2$ .

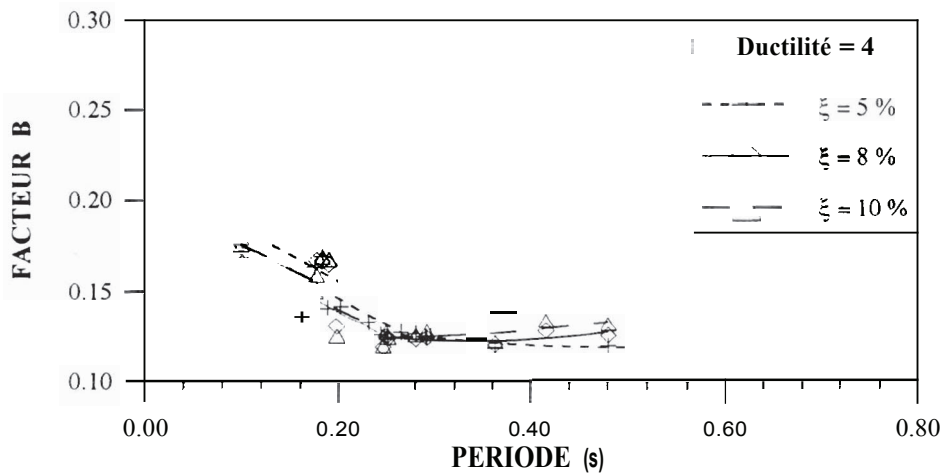
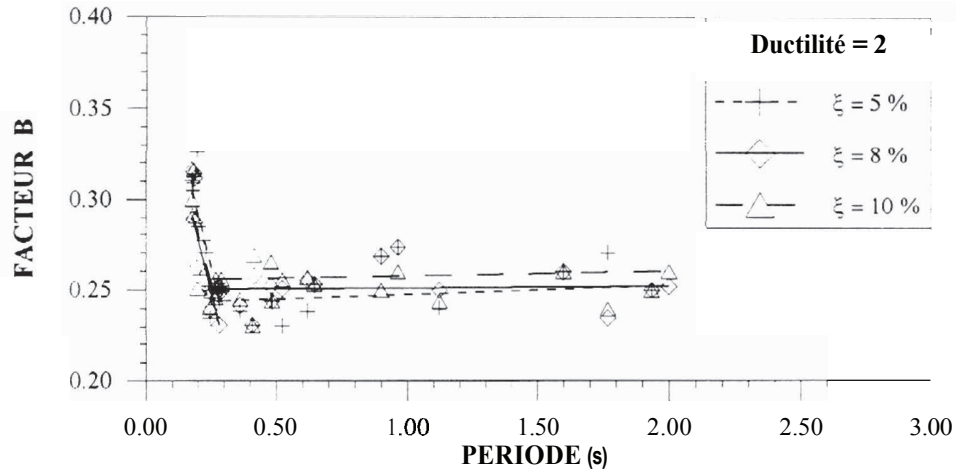
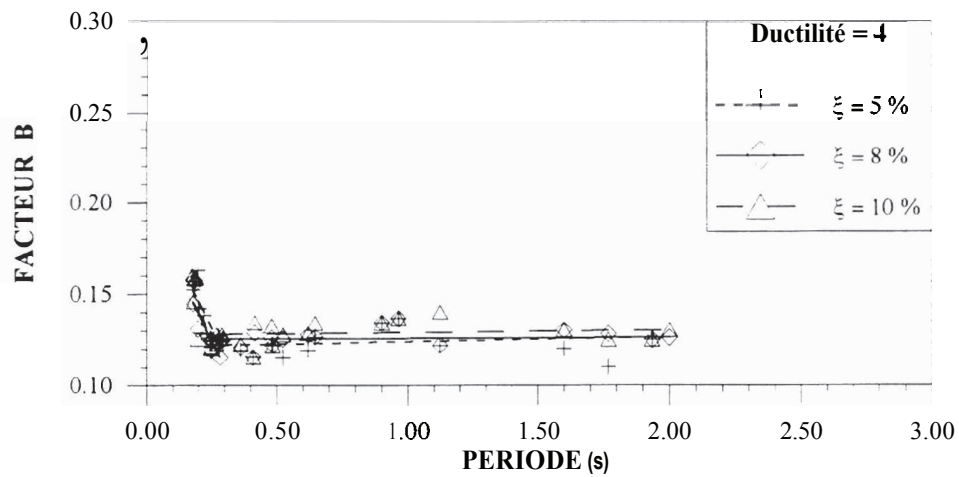


Figure V.19.b. Facteur B - Période T. Ductilité  $\mu_g = 4$ .

**Systèmes à plusieurs degrés de liberté.**



**Figure V.20.a. Facteur B - Période T. Ductilité  $\mu_g = 2$ .**



**Figure V.20.b. Facteur B - Période T. Ductilité  $\mu_g = 4$ .**

## V.5. ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS.

Les figures V.1, V.3, V.11 et V.13 montrent la variation du facteur de comportement B en fonction de la ductilité globale  $\mu_g$  pour chaque période propre du système.

On observe que pour une période T donnée, le facteur de comportement B diminue lorsque la ductilité globale  $\mu_g$  augmente et inversement.

Les figures V.2, V.4, V.12 et V.14 montrent la variation du facteur de comportement B en fonction de l'inverse de la ductilité globale  $\mu_g$  pour chaque période propre des structures.

D'après les résultats donnés par ces figures, on voit que les fonctions  $B = f(1/\mu_g)$  sont des fonctions linéaires croissantes, c'est-à-dire que le facteur de comportement B est proportionnel à  $(1/\mu_g)$ , ceci implique que le facteur de comportement B est inversement proportionnel à la ductilité globale  $\mu_g$ .

De plus, pour des périodes T supérieures à 0.2s, les pentes des fonctions  $B = f(1/\mu_g)$  sont confondues.

Les figures V.5 et V.6 et les figures V.15 et V.16 montrent la variation du facteur de comportement B en fonction de la période propre T, pour chaque ductilité globale  $\mu_g$ .

On remarque que pour des valeurs de la période T croissantes jusqu'à une période  $T_c$  respectivement égale à 0.2s pour le sol ferme et 0.3s pour le sol meuble, le facteur de comportement B décroît. Cette variation est beaucoup plus importante pour de faibles ductilités globales  $\mu_g$  allant jusqu'à 4, au delà, on observe une faible variation de celui-ci.

Par contre, on constate que pour des périodes T supérieures à  $T_c$ , le facteur de comportement B est généralement constant et est donc indépendant de T, quelle que soit la ductilité globale  $\mu_g$ .

Les figures V.7 et V.8 et les figures V.17 et V.18 montrent la variation de la ductilité globale  $\mu_g$  en fonction de la période propre du système pour chaque facteur de comportement B.

Pour des périodes supérieures à  $T_c$ , on observe que la ductilité globale  $\mu_g$  est pratiquement constante pour des valeurs du facteur de comportement B constant. Cependant, pour des périodes T inférieures à  $T_c$ , la ductilité globale  $\mu_g$  a tendance à augmenter pour les mêmes valeurs du facteur de comportement B.

Les figures V.9, V.10, V.19 et V.20 montrent la variation du facteur de comportement B en fonction de la période propre du système pour chaque taux d'amortissement  $\xi$  choisi et pour des ductilités globales  $\mu_g$  de 2 et 4.

On constate pour toutes ces figures que le facteur de comportement B n'est pas très affecté par l'amortissement  $\xi$ . En effet, cette variation est généralement plus ou moins importante pour de faibles ductilités globales, par contre pour de plus grandes ductilités, celle-ci est insignifiante.

D'après les résultats cités plus haut, on remarque que pour toutes les structures étudiées, lorsque la période T est supérieure à  $T_c$ , la ductilité globale  $\mu_g$  est constante. Par conséquent on a un facteur de comportement B constant, et ceci quelle que soit la nature du séisme étudié.

Par contre lorsque la période T est inférieure à  $T_c$ , la ductilité globale  $\mu_g$  décroît et entraîne donc, une augmentation du facteur de comportement B.

## V.6. CONCLUSION.

Au cours des deux études paramétriques (l'une sur des systèmes à un seul degré de liberté et l'autre sur des systèmes à plusieurs degrés de liberté), nous avons pu mettre en évidence l'influence des paramètres tels que la ductilité globale  $\mu_g$ , la période  $T$ , le taux d'amortissement et les conditions du sol sur le facteur de comportement  $B$ .

Tel qu'il est prescrit dans le code parasismique algérien, le facteur de comportement  $B$  est considéré constant sur toute la gamme de périodes étudiées, pour un même système de contreventement. Or à travers ces études paramétriques effectuées, nous avons constaté que si le facteur de comportement  $B$  était maintenu constant sur toute cette gamme de périodes, celui-ci ne garantissait pas une ductilité globale  $\mu_g$  uniforme et constante.

En effet, la ductilité globale  $\mu_g$  a tendance à augmenter si la période  $T$  était au dessous de la période  $T_c$ , respectivement égale à 0.2s pour le sol ferme et 0.3s pour le sol meuble.

Pour maintenir une ductilité globale  $\mu_g$  constante quelle que soit la période  $T$ , il serait donc nécessaire de faire varier le facteur de comportement  $B$  pour des valeurs de la période  $T$  inférieures à  $T_c$  et de le maintenir constant ailleurs.

Par ailleurs, on a constaté que l'effet de l'amortissement  $\xi$  sur le facteur de comportement  $B$  n'est pas très significatif principalement pour des ductilités globales importantes.

*Chapitre VI :*

**REFORMULATION DU FACTEUR  
DE COMPORTEMENT B**

# REFORMULATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT B

### VI.1. INTRODUCTION.

Suite à l'étude paramétrique effectuée au chapitre précédent et aux résultats obtenus, on se propose dans ce chapitre, de présenter une nouvelle formule du facteur de comportement B dépendant de l'ensemble des paramètres étudiés précédemment [15].

### VI.2. ETAPES D'ANALYSE.

La présente étude est réalisée pour les deux types de sol disponibles dans le **R.P.A.88** [8]. L'analyse, basée sur une procédure itérative, est établie pour chaque taux d'amortissement et en faisant varier la ductilité globale de 2 à 6.

Les différentes étapes d'analyse sont les suivantes:

- a- Partant de la valeur du facteur de comportement B proposée par le R.P.A.88 ( $B=1/4$ ), on dimensionne les structures à étudier en respectant les conditions minimales imposées par le règlement et le **critère** de dimensionnement en **capacité**.
- b- Pour chaque accélérogramme une analyse dynamique non linéaire des structures étudiées est réalisée avec *DRAIN2D*.

**SOL MEUBLE:**

\* Pour un taux d'amortissement  $\xi = 5\%$ :

$$0.1 \text{ s} < T < 0.28 \text{ s} \quad B = \frac{0.82 - 1.17 T}{\mu}$$

$$0.28 \text{ s} < T < 2.0 \text{ s} \quad B = \frac{0.485 + 0.01 T}{\mu}$$

\* Pour un taux d'amortissement  $\xi = 8\%$ :

$$0.1 \text{ s} < T < 0.25 \text{ s} \quad B = \frac{0.78 - 1.12 T}{\mu}$$

$$0.25 \text{ s} < T < 2.0 \text{ s} \quad B = \frac{0.50 + 0.002 T}{\mu}$$

\* Pour un taux d'amortissement  $\xi = 10\%$ :

$$0.1 \text{ s} < T < 0.25 \text{ s} \quad B = \frac{0.77 - 1.04 T}{\mu}$$

$$0.25 \text{ s} < T < 2.0 \text{ s} \quad B = \frac{0.51 - 0.005 T}{\mu}$$

La variation du facteur de comportement en fonction de la période propre de vibration  $T$ , de la ductilité globale  $\mu_g$  et du taux d'amortissement  $\xi$  est donnée, pour chaque type de sol, dans les figures VI.1 suivantes.

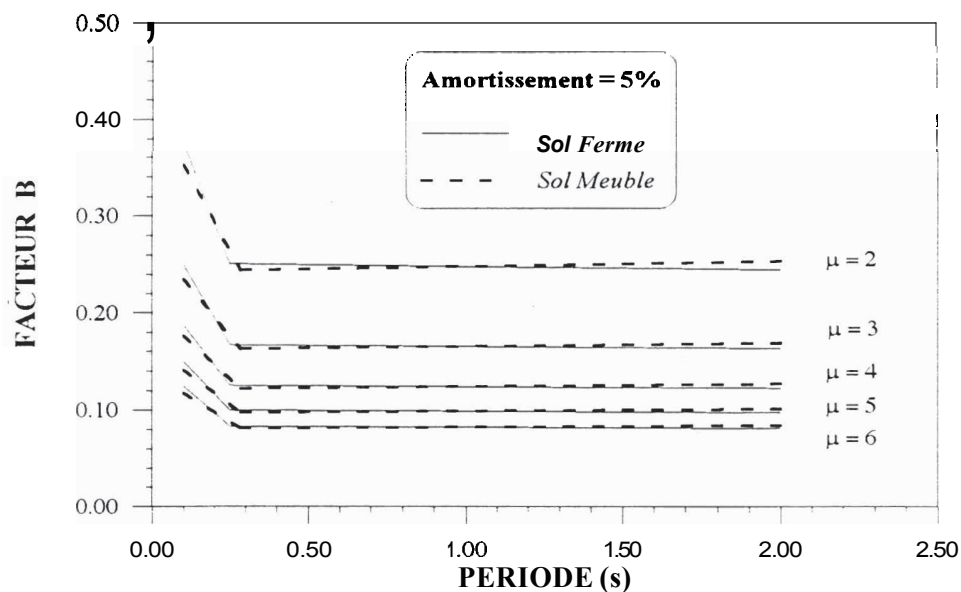
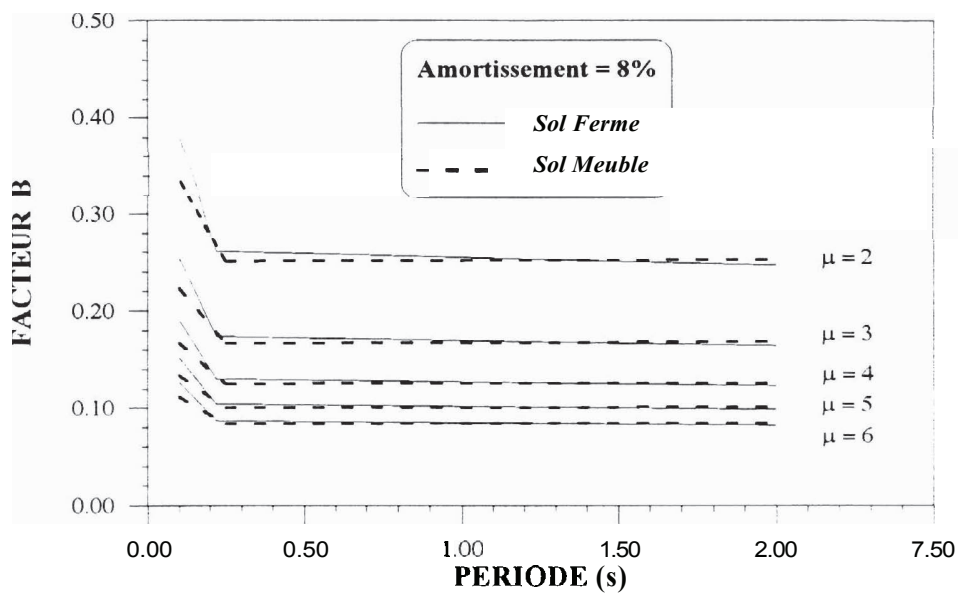
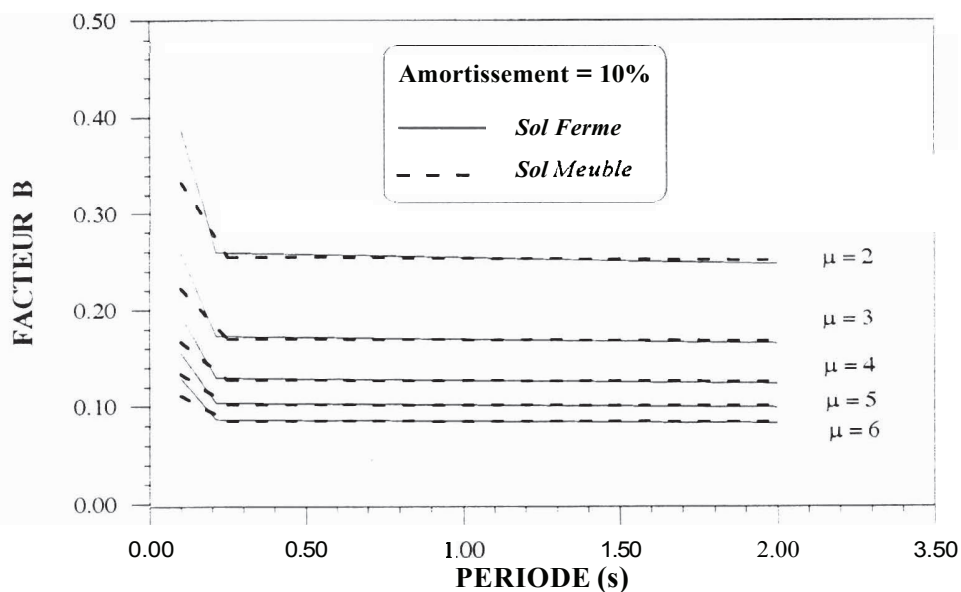


Figure VI.1.a. Facteur de comportement  $B$  - Période  $T$   
pour un taux d'amortissement de 5%.



**Figure VI.1.b. Facteur de comportement B - Période T pour un taux d'amortissement de 8%.**



**Figure VI.1.c. Facteur de comportement B - Période T pour un taux d'amortissement de 10%.**

## V1.4. ETUDE COMPARATIVE.

Une analyse comparative du facteur de comportement proposé dans cette étude, avec ceux proposés par *Newmark et Hall* [35], *Lai et Biggs* [28], *Riddell Hidalgo et Cruz* [43], *Arias et Hidalgo* [21], *Nassar et Krawinkler* [34], et *Miranda* [32] a été faite.

Cette étude est effectuée en considérant les hypothèses suivantes:

- Le facteur de comportement  $R_{\mu}$  défini par les différents auteurs est équivalent à  $(1/2B)$  dans le cas du R.P.A.88 .
- Amortissement  $\xi = 5\%$ .
- Ductilité  $\mu = 3$  et  $\mu = 5$ .
- Gamme fréquentielle:  $0 < T \leq 2.0s$ .
- Loi de comportement bilinéaire.
- Coefficient d'écroûissage 10%.
- Sol ferme et sol meuble. Le sol meuble dans notre cas correspond aux alluvions dans le cas des autres auteurs.

*Newmark et Hall* ont proposé un facteur de comportement donné par les formules (6-1) et (6-2) suivantes:

$0 \leq T < \frac{T_1}{10}$	$R_{\mu} = 1$	
$\frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4}$	$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \left[ \frac{T_1}{4T} \right]^{2.513 \log \left[ \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \right]}$	
$\frac{T_1}{4} \leq T < T_1'$	$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1}$	(6-1)
$T_1' \leq T < T_1$	$R_{\mu} = \frac{T\mu}{T_1}$	
$T_1 \leq T < 10.0s$	$R_{\mu} = \mu$	

Où les périodes  $T_1$  et  $T_1'$  sont données par le spectre de réponse défini par les auteurs.

On a:

$$T_1 = 0.57s$$

(6-2)

$$T_i = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

**Lai et Biggs** ont défini le facteur de comportement par la formule (6-3) suivante:

$$R_\mu = a + \beta (\log T). \quad (6-3)$$

Les coefficients  $a$  et  $\beta$  dépendent de la ductilité  $\mu$  et de la bande fréquentielle. Ils sont donnés par le tableau VI.1 suivant:

Région Spectrale	Coefficients	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$
$0.1 \leq T < 0.5 s$	$\alpha$	1.6791	2.2296	2.6587	3.1107
	$\beta$	0.3291	0.7296	1.0587	1.4307
$0.5 \leq T < 0.7 s$	$\alpha$	2.0332	2.7722	3.3700	3.8336
	$\beta$	1.5055	2.5320	3.424	3.8323
$0.7 \leq T < 4.0 s$	$\alpha$	1.8409	2.4823	2.9853	3.450
	$\beta$	.2642	.6605	0.9380	1.1493

**Tableau VI.1. Coefficients  $a$  et  $\beta$  pour le calcul du facteur de comportement proposé par Lai et Biggs.**

**Riddell, Hidalgo et Cruz** ont proposé une formulation simplifiée du facteur de comportement pour deux bandes fréquentielles.

Le facteur de comportement est donné par les formules Suivantes:

$$0 \leq T \leq T^*$$

$$R_\mu = 1 + \frac{R^* - 1}{T^*} T$$

(6-4)

$$T \geq T^*$$

$$R_\mu = R^*$$

Où les coefficients  $R^*$  et  $T^*$  sont donnés en fonction de la ductilité  $\mu$ . Ils sont définis dans le tableau VI.2 suivant:

Coefficients	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$	$\mu = 6$	$\mu = 7$	$\mu = 8$
$R^*$	2.0	3.0	4.0	5.0	5.6	6.2	6.8
$T^*$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4

Tableau VI.2. Coefficients  $R^*$  et  $T^*$  pour le calcul du facteur de comportement proposé par Riddell & al.

**Arias et Hidalgo** ont proposé une autre formulation, en se basant sur la même étude que celle de *Riddell et al.* Cette formule, applicable sur toute la bande fréquentielle, est la suivante:

$$R_{\mu} = 1 + \frac{T}{kT_o + \frac{T}{\mu - 1}} \quad (6-5)$$

Où les facteurs  $k$  et  $T_o$  sont donnés pour le code chilien par:

$$k = 0.1$$

$T_o$  est la période de coupure du sol.

Elle est de 0.2s pour le sol **ferme** et de 0.3 pour les alluvions.

**Nassar et Krawinkler** ont donné une relation de  $R_{\mu}$  exprimée par:

$$R_{\mu} = [c (\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}} \quad (6-6)$$

$$c = c(T, \mu) = \frac{T^a}{T^a + 1} + \frac{b}{T} \quad (6-7)$$

Où les valeurs de  $a$  et  $b$  sont données en fonction du coefficient d'écroûissage  $\alpha$ .

Pour un coefficient d'écroûissage  $\alpha$  de 10%, elles sont de 0.80 et de 0.29 respectivement pour  $a$  et  $b$ .

**Miranda** a donné une formule simplifiée pour le facteur de comportement qui est donnée par l'expression suivante:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (6-8)$$

Où le coefficient  $\Phi$  est fonction de la ductilité  $\mu$ , de la période propre  $T$  et des conditions de site.

$\Phi$  est donnée par:

- Pour le sol ferme

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - T\mu} - \frac{1}{2T} \exp \left[ -\frac{3}{2} \left( \ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (6-9)$$

- Pour les alluvions

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - T\mu} - \frac{1}{5T} \exp \left[ -2 \left( \ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (6-10)$$

Les résultats de cette analyse comparative sont présentés dans les figures VI.2 et VI.3 et les figures VI.4 et VI.5 suivantes, respectivement pour les sols ferme et meuble.

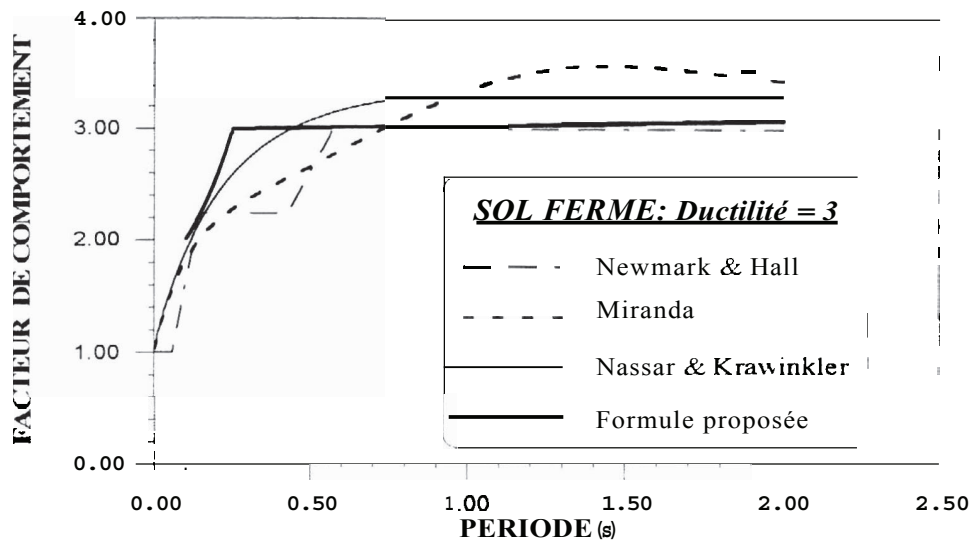


Figure Vi.2.a. Comparaison du facteur de comportement proposé par différents auteurs pour une ductilité de 3 et un taux d'amortissement de 5%.

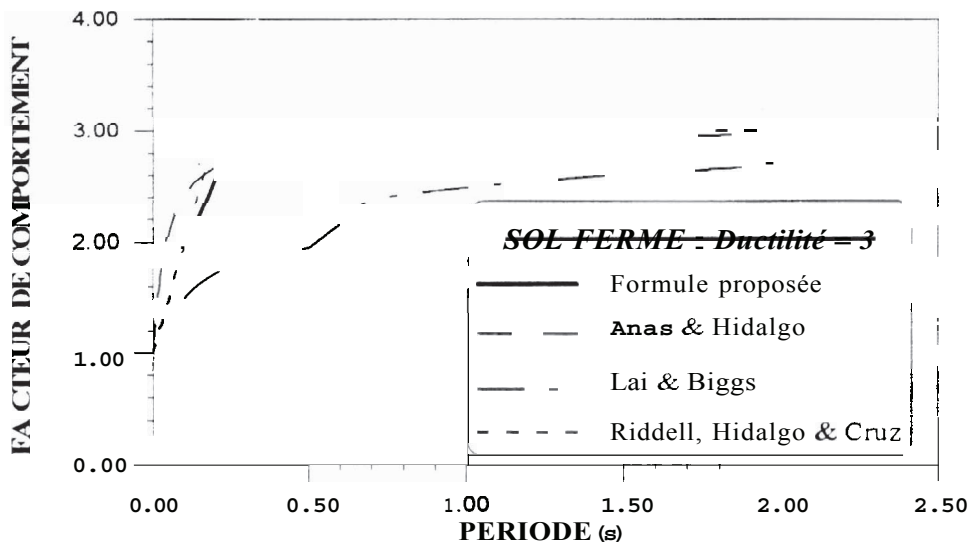


Figure VI.2.b. Comparaison du facteur de comportement proposé par différents auteurs pour une ductilité de 3 et un taux d'amortissement de 5%.

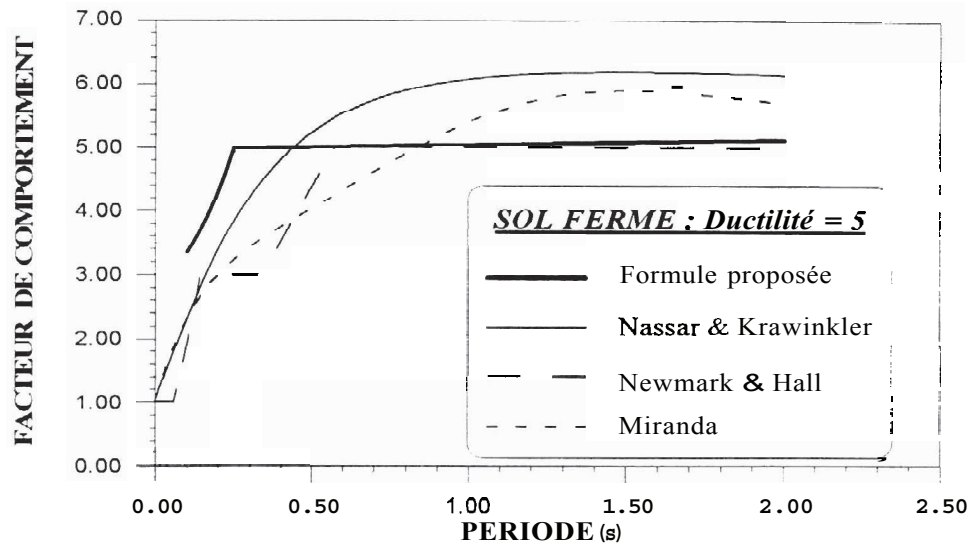


Figure VI.3.a. Comparaison du facteur de comportement proposé par différents auteurs pour une ductilité de 5 et un taux d'amortissement de 5%.

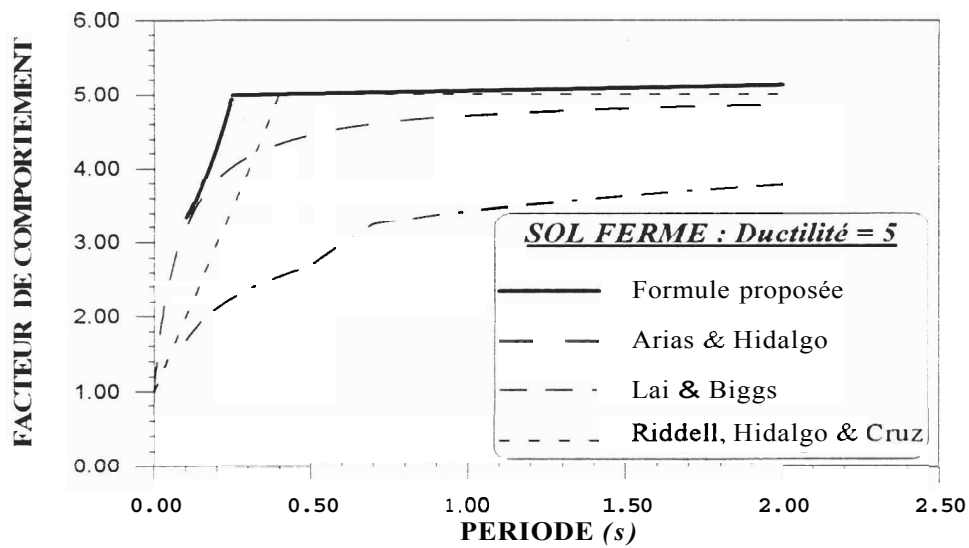


Figure VI.3.b. Comparaison du facteur de comportement proposé par différents auteurs pour une ductilité de 5 et un taux d'amortissement de 5%.

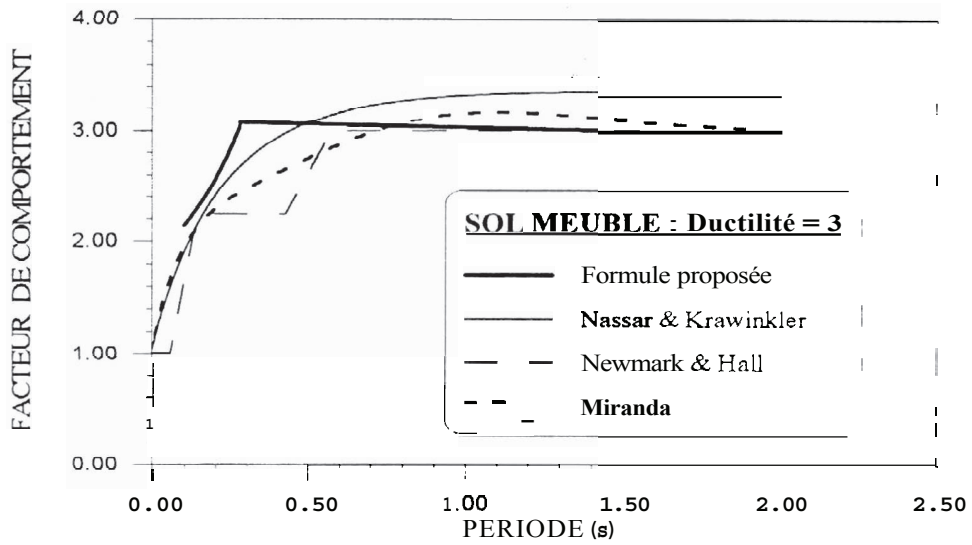


Figure VI.4.a. Comparaison du facteur de comportement proposé par différents auteurs pour une ductilité de 3 et un taux d'amortissement de 5%.

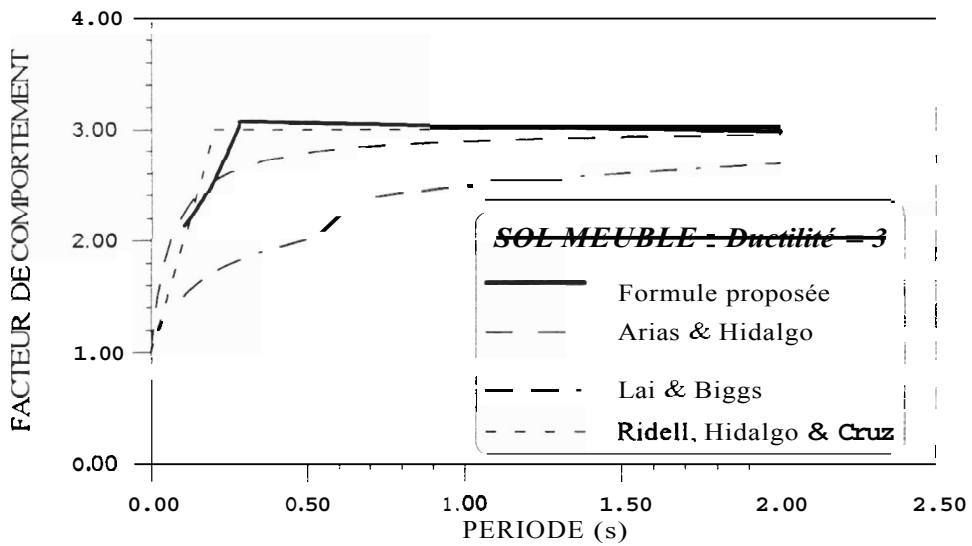


Figure VI.4.b. Comparaison du facteur de comportement proposé par différents auteurs pour une ductilité de 3 et un taux d'amortissement de 5%.

## V1.5. CONCLUSION.

A travers cette étude, le facteur de comportement B est simplement déterminé, pour un taux d'amortissement donné, à partir de la période propre de vibration de la structure et de la ductilité globale à assurer, pour chaque type de sol considéré.

De plus, nous avons pu constater, indépendamment de l'excitation sismique, que le facteur de comportement B variait uniformément, en fonction de la ductilité globale  $\mu_g$  à assurer, pour des périodes T supérieures à une certaine période  $T_c$  qui dépend principalement du type du sol.

Par contre, pour des périodes T inférieures à cette période  $T_c$  et pour maintenir une ductilité globale  $\mu_g$  constante, il serait nécessaire de faire varier le facteur de comportement B.

La période  $T_c$  dépend du type de sol et du taux d'amortissement choisi. Ainsi, pour un sol ferme, elle est autour de 0.23s tandis que pour un sol meuble elle est autour de 0.26s.

Par ailleurs, on remarque que pour une même ductilité et dans le domaine des hautes fréquences, le sol ferme donne lieu à un facteur de comportement B plus important que pour le sol meuble. Par contre, dans le domaine des basses fréquences et pour des faibles ductilités celui-ci est plus important pour le sol meuble.

On peut donc déduire de cette analyse que dans la gamme des hautes fréquences, le facteur de comportement pris en compte lors du dimensionnement de la structure est différent, selon que la structure soit édifiée sur un sol meuble ou sur un sol ferme. Par contre dans la gamme des basses fréquences, l'effet du type de sol sur le facteur de comportement est négligeable.

De plus, pour une même période de vibration T, le facteur de comportement B diminue sensiblement pour une faible augmentation de la ductilité globale  $\mu_g$ . Il y a lieu donc, lors de la conception des projets de construction, d'assurer aux structures conçues le meilleur comportement ductile possible afin de pouvoir exploiter au maximum la capacité d'absorption et de dissipation d'énergie qui se traduit par une faible valeur du facteur de comportement B et par conséquent une plus grande économie dans le dimensionnement.

**CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

---

Dans ce travail de recherche, nous avons étudié le facteur de comportement des structures en portiques autostables en béton armé et comme premier objectif la vérification de sa validation dans le cadre du règlement parasismique algérien.

Pour mieux aborder notre sujet, nous avons tenté d'élucider, dans le chapitre I, la notion de facteur de comportement passant en revue les différentes méthodes d'évaluation de ce facteur, dans le but de proposer une nouvelle formulation de celui-ci dans le cadre du R.P.A.88.

Plusieurs remarques ont été tirées.

1. Le consensus sur sa définition n'est pas bien établi.
2. La méthode d'évaluation du facteur de comportement diffère selon que l'on considère la structure modélisée par un système à un degré de liberté ou un système à plusieurs degrés de liberté.
3. Contrairement au R.P.A.88 qui prescrit un facteur de comportement qui dépend uniquement de la nature des matériaux constitutifs et du système de contreventement, d'autres paramètres, tels que la ductilité globale de la structure  $\mu_g$ , la période propre de vibration  $T$ , les conditions de sol et l'amortissement  $\xi$  contribuent à sa quantification.

A partir de ces constatations. on s'est fixé, comme deuxième objectif, de démontrer que le facteur de comportement, prescrit par le **R.P.A.88**, dépend lui aussi de plusieurs paramètres.

L'objectif fixé au chapitre IV était de trouver une formulation de ce critère nous permettant, dans le cadre de la réglementation algérienne, de mieux exploiter les capacités du système structural.

Cette procédure de dimensionnement nous a permis, entre autres, de choisir le mécanisme de rupture rationnel (poteau fort-poutre faible), d'optimiser la dissipation d'énergie et ainsi le facteur de comportement B. Dans ce cadre, deux formules, reliant le facteur de comportement aux critères de dimensionnement en capacité, ont été proposées. Celles-ci ont été utilisées, ultérieurement dans notre travail, pour le dimensionnement des structures étudiées.

Dans le chapitre V, on a tenté d'étudier les paramètres susceptibles d'influencer le facteur de comportement B. Les paramètres tels que la ductilité globale de la structure  $\mu_g$ , la période propre de vibration T, les conditions de sol et l'amortissement  $\xi$  ont été considérés. Une étude paramétrique a été effectuée sur les systèmes à un degré de liberté et à plusieurs degrés de liberté.

D'après les résultats trouvés, on a remarqué que pour toutes les structures étudiées, lorsque la période T est supérieure à une certaine période  $T_c$ , respectivement égale à 0.23s environ pour le sol ferme et 0.26s environ pour le sol meuble, le facteur de comportement B est constant, et ceci quelle que soit la nature du séisme étudié.

Par contre lorsque la période T est inférieure à  $T_c$  et pour maintenir une ductilité globale  $\mu_g$  constante, il serait nécessaire de faire varier ce facteur.

Par ailleurs, on a constaté que l'effet de l'amortissement  $\xi$  sur le facteur de comportement B n'est pas très significatif principalement pour des ductilités globales importantes.

Suite aux résultats obtenus par cette étude paramétrique, il a été possible de proposer une nouvelle formule du facteur de comportement B, dans le chapitre VI, qui tient compte de l'ensemble de ces paramètres.

Le facteur de comportement B est ainsi simplement déterminé, pour un taux d'amortissement donné, à partir de la période propre de vibration de la structure et de la ductilité globale à assurer, pour chaque type de sol considéré.

**ANNEXE**

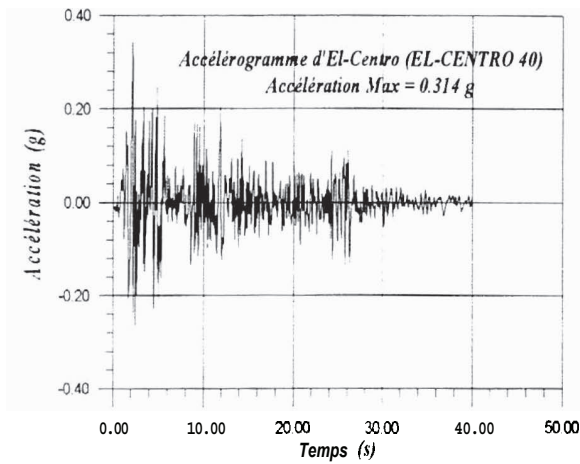
## PRESENTATION DES ACCELEROGRAMMES.

Dans le cas de la présente étude, l'action sismique a été représentée par sept différents accélérogrammes. Ces accélérogrammes ainsi que leurs caractéristiques sont définis dans le tableau A.1 suivant:

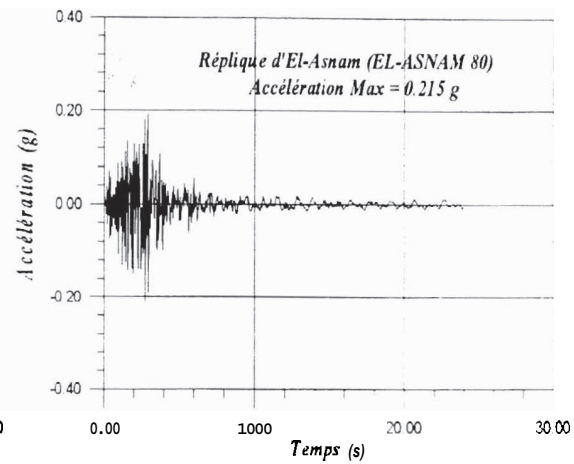
Accélérogramme	Date et lieu d'occurrence du séisme	Composante	Durée du mouvement sismique (s)	Pic d'accélération (g)
El-Centro	El-Centro 1940	Nord-Sud	39.98	0.314
Réplique d'El-Asnam	El-Asnam 1980	Nord-Sud	24.00	0.215
Cirta	Constantine 1985	Nord-Sud	20.14	0.185
Cherchell	Chenoua 1989	Nord-Sud	23.98	0.226
Médea	Chenoua 1989	Nord-Sud	22.00	0.0431
Bouzaréah	Chenoua 1989	Nord-Sud	20.10	0.0316
Mohammadia	Mascara 1995	Nord-Sud	22.765	0.0244

**Tableau A.1 : Présentation des accélérogrammes utilisés**

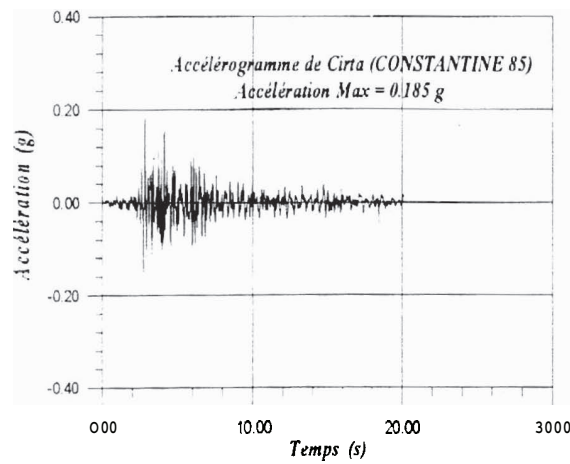
La représentation temporelle des accélérogrammes choisis est donnée par les courbes (A-1.7).



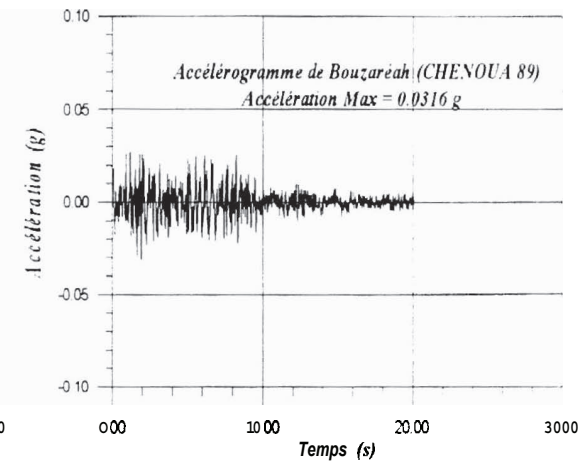
**Figure A.1.** *Accélérogramme d'El-Centro.*



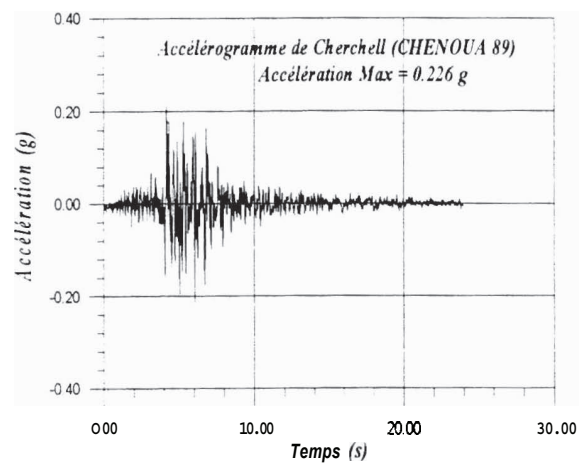
**Figure A.2.** *Réplique d'El-Asnam.*



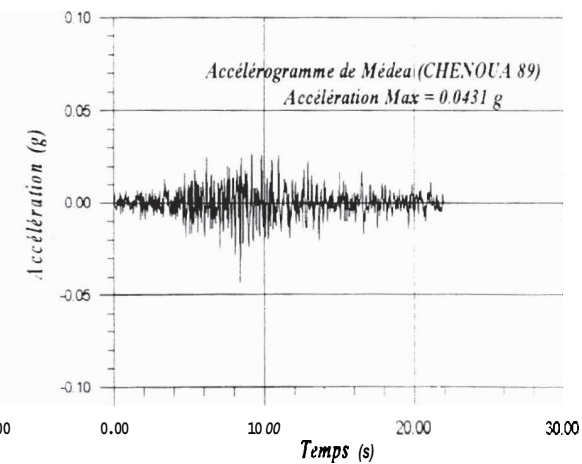
**Figure A.3.** *Accélérogramme de Cirta.*



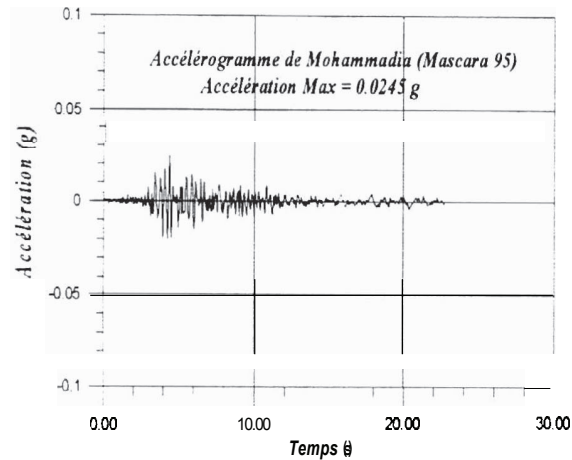
**Figure A.4.** *Accélérogramme de Bouzaréah.*



**Figure A.5.** *Accélérogramme de Cherchell.*



**Figure A.6.** *Accélérogramme de Médéa.*



**Figure A.7. Accélérogramme de Mohammadia.**

Les sept accélérogrammes présentés précédemment ont fait l'objet d'une analyse en domaine fréquentiel afin de déterminer la fréquence prédominante de ceux-ci, ainsi que les gammes de fréquences où ces derniers sont le plus énergétiques. Ces accélérogrammes ont été normalisés à l'unité.

Les résultats de cette analyse sont donnés dans les tableaux A.2 et A.3. Les courbes (A.8,14) représentent les spectres de Fourier en accélération des accélérogrammes choisis et les courbes (A.15,21) l'énergie des spectres de Fourier.

<b>Accélérogramme</b>	<b>Fréquence correspondant à l'amplitude max du spectre de Fourier (Hz)</b>	<b>Amplitude max du spectre de Fourier (m/s)</b>
El-Centro	1.46	0.0814
El- Asnam	10.01	0.0353
Cirta	5.64	0.0540
Bouzaréah	7.22	0.0677
Cherchell	4.07	0.0560
Médéa	4.05	0.0490
Mohammadia	3.42	0.1167

**Tableau A.2 : Amplitudes maximales des spectres de Fourier pour les différents accélérogrammes**

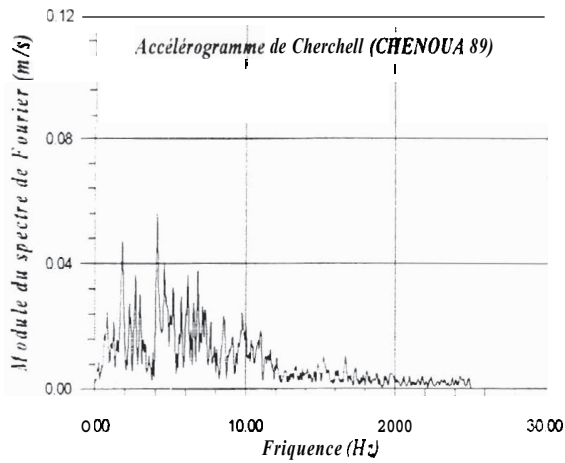


Figure A.12. Représentation fréquentiel de l'accélérogramme de Cherchell.

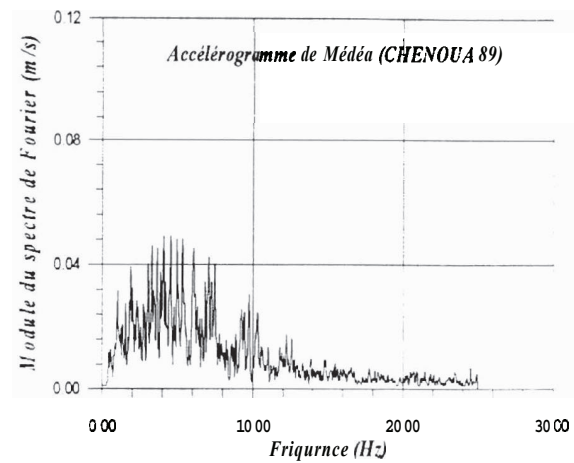


Figure A.13. Représentation fréquentiel de l'accélérogramme de Médéa.

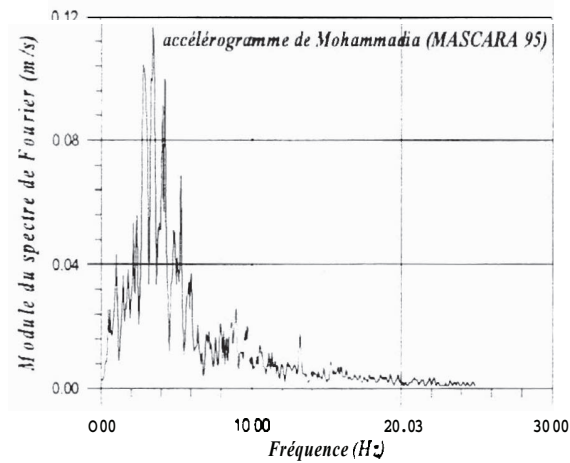


Figure A.14. Représentation fréquentiel de l'accélérogramme de Mohammadia.

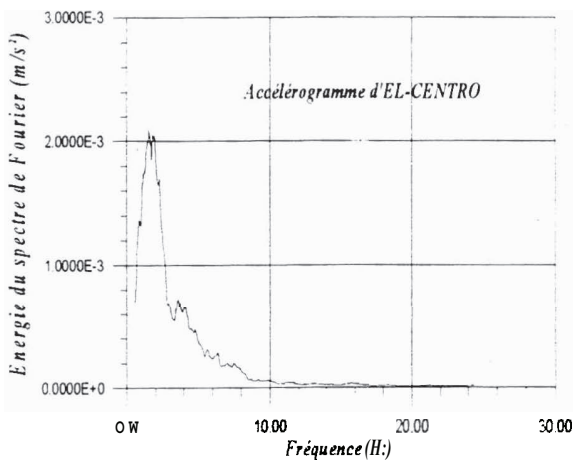


Figure A.15. Energie du spectre de Fourier de l'accélérogramme d'El-Centra.

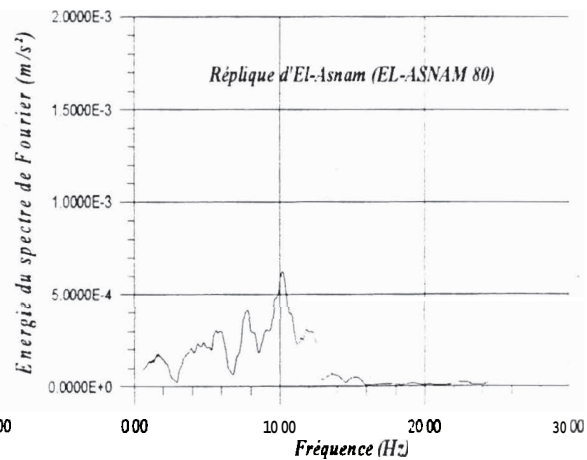


Figure A.16. Energie du spectre de Fourier de la réplique d'El-Asnam.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [1] Abed. A., "Analyse non-linéaire des structures soumises a la réplique du 08-11-1980 du séisme de Chlef". Thèse de Magistère. Ecole Nationale Polytechnique. Juin 1990.
- [2] Afra.H.,Argoul.P., "Identification du comportement sismique des bâtiments et comparaison avec les données règlementaires", Annales des Ponts et Chaussées. Vol.53/54, 50-65. 1990.
- [3] Anagnostopoulos.S.A. and Nikolaou.D.A., "Behavior versus Ductility Factors in Earthquake Resistant Design", Proc. of the tenth World Conference on Earthquake Engineering. July 1992. Madrid, Spain. Vol. VII. pp. 3727-3732.
- [4] Baker,A.L.L et Amarakone,A.M.M, "Inelastic Hyperstatical Frames - Analysis and Application of the International Correlated Test". Bull. d'Inf du C.E.B, 1965. 52.
- [5] Ballio. G., Castiglioni. C.A. and Perotti. F., "On the Assessment of Structural Design Factors for Steel Structures", Proc. 9th WCEE, Tokyo, August 1988, Vol. 5, pp. 1167-1171.
- [6] Boushaba. B. et Plumier. A., " Relation entre la ductilité locale et le facteur de comportement sismique de structures en acier". Construction Métallique. n°2. 1988. pp. 59-69.
- [7] C.G.S., "Charges permanentes et charges d'exploitation", document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-2. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Ministère de l'habitat. 1988.
- [8] C.G.S., "Règles Parasismiques Algériennes. R.P.A.88". Document Technique Réglementaire. D.T.R.B-C.2-48. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Ministère de l'habitat. 1988.
- [9] C.G.S., "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. C.B.A.93". document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Ministère de l'habitat. 1993.
- [10] Clough. R.W.and Penzien. J. "Dynamic of Structures". McGraw-Hill, New York. 1975.
- [11] Coin.A.,Millet.J.R.,Roger.J.R., "Bâtiments à murs en zone sismique. Estimation du coefficient de comportement par une approche dynamique directe", Annales de l'ITBTP, N°501, Février 1992.

- [12] Cosenza.E., DeLuca.A., Faella.C. and Mazzolani.F.M., "On a Simple Evaluation of Structural Coefficient in Steel Structures", Proc. 8th Eur. Conf Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, September 1986, Vol. 3, pp. 41-48.
- [13] Consenza E., & Manfredi G.; "Seismic Analysis of Degrading Models by means of Damage Functions Concept"; Workshop on Non-linear Seismic Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Bled, Slovenia, Yugoslavia; 13-16 July 1992.
- [14] Draïdi, S.Y. et Afra, H. "Contribution a l'étude du facteur de comportement des structures en béton armé", VIème Séminaire Maghrébin de Génie Parasismique. Tunis. Décembre 1995.
- [15] Draïdi, S.Y. et Afra, H. "Etude paramétrique du facteur de comportement des structure en béton armé: Contribution à sa quantification dans le cadre du règlement parasismique algérien". 4ème Colloque National de Génie Parasismique. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. France. Avril 1996.
- [16] Draïdi. S.Y. et Afra, H. "Influence du type de sol sur le facteur de comportement B". Premier Colloque National de Génie Parasismique. Juin 1996. Bouzaréah. Alger.
- [17] Draïdi, S.Y. et Afra, H. "Critères d'optimisation du facteur de comportement B des structures auto-stables en béton armé à travers le R.P.A.88". Premier Colloque National de Génie Parasismique. Juin 1996. Bouzaréah. Alger.
- [18] Elghadamsi, F.E. and Mohraz, B., "Inelastic Earthquake Spectra". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 91-104, 1987.
- [19] Eurocode N°8 "structures en région sismique", commission des communautés européennes. Editions Presses de L'ENPC, Paris. 1990.
- [20] Felber, & Andreas J., "Response: A Program to Determnine the Load-deformation Response of Reinforced Concrete Section", M.A.Sc. thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1990.
- [21] Hidalgo, P.A. and Arias, A., "New Chilean Code for Earthquake-Resistant Design of Buildings." Pro. 4th U.S Nat. Conf. Earthquake Engineering, Palm Springs, California. Vol. 2, pp. 927-936, 1990.
- [22] Housner.G.W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes", Proc. of the WCEE, Berkeley, California, paper n°5, June 1956.
- [23] Humbert, P. "CESAR-LCPC. Un code général de calcul par éléments finis". Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, 160, 112-116. 1989.

- [24] Idriss. I. M. "Characteristics of Earthquake Ground Motions", State of the Art. Proc. of the ASCE Speciality conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Pasadena. 1978.
- [25] Kanaan, A.E. & Powell, G.H. "DRAIN-2D, A General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures" Report N°. UCB/EERC 73-6. Earthquake Engineering Research Center, University of California. Berkeley, Ca. April 1973.
- [26] Kappos, A.J. and Tassios, T.P., "Quantitative Estimation of the Behavior Factor in R/C Buildings, with the Aid of Inelastic Dynamic Analysis", 8th Hellenic Conf. on Concrete. Xanthi-Kavala, Greece, May 1987, Proceed. Vol. II, pp. 150-157.
- [27] Kato, B and Akiyama, H., "Seismic Design of Steel Buildings" J. Struct. Div. ASCE 108. pp. 1709-1721. 1982.
- [28] Lai, S.P. and Biggs, J.M., "Inelastic Response Spectra for Aseismic Building Design", Journal Structural Division, ASCE, Vol. 106, N°. ST6, pp. 1295-1310, 1980.
- [29] Lappas, G. & Tassios, T.P. "Estimation of Behavior Factor of RC Buildings". European Earthquake Engineering, N° 3, pp. 38-43. 1988.
- [30] Lobo-Quintero, W "Fundamentals of Seismic Design Code of Bridges in Venezuela". Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering. vol.10, 5639-5644. Madrid. 1992.
- [31] Mahin, S. and Bertero, V.V., "An Evaluation of Inelastic Seismic Design Spectra". Journal of Structural Division, ASCE, Vol.107, 1777-1795 1981.
- [32] Miranda, E., "Site-Dependent Strength Reduction Factors." J. of Struct. Engrg., ASCE. Vol. 119, N°. 12, 1993.
- [33] Nassar, A.A. and Krawinkler, H., "Seismic Demands for SDOF and MDOF systems." Report N°. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Centre, Stanford University, Stanford. California, 1991.
- [34] Nassar, A.A., Osteraas, J.D, Krawinkler, H., "Seismic Design Based on Strength and Ductility Demand" Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering, vol. 10: 5861-5866. Madrid. 1992.
- [35] Newmark, N.M. and Hall, J.W., "Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities.", Report N°. 46, Building Practice for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, pp.209-236, 1973.

- [36] Newmark.N.M. and Hall.J.W., "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design", Building Practice for Disaster Mitigation, Building Science Series 45, National Bureau of Standards, Washington, 1973.
- [37] Palazzo.B. & Siano.f."A New Proposal for a structural Reduction Factor Formulation", Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering, vol. 10: 5897-5902. July 1992. Madrid. Spain.
- [38] Park.R. and Paulay.T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley, New York. 1975.
- [39] Park R., "Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing" Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo. JAPAN. VIII, pp. 601-616. 1988.
- [40] Paulay.T. and Priestley.M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings". A Wiley Interscience Publication. pp-68-79. 1992.
- [41] Penzien.J, "Dynamic Response of Elasto-plastic Frames", Journal of the Structural Division, A.S.C.E, Vol. 86, n°ST7, July 1960.
- [42] Plumier, A. "Relation entre la ductilité locale et le facteur de comportement sismique de structure en acier" Construction Métallique n°2, 1988.
- [43] Riddell, R., Hidalgo, P., and Cruz, E., "Response Modification Factors for Earthquake Resistant Design of Short Period Structures." Earthquake Spectra, Vol. 5, N°. 3, pp. 571-590. 1989.
- [44] Riddell, R., and Newmark, N.M. "Statical Analysis of the Non-linear Systems Subjected to Earthquakes." Structural Research Series N° 468, Dept. of Civ. Engrg., University of Illinois. Urbana, 1979.
- [45] Shah.H.C. Zsutty.T.C. "A Commentary for the Recommended Design Procedure for Algeria", the John A.Blum Earthquake Engineering Center. Stanford University. June 1978.
- [46] Tanaka.H and Park.R, "Effect of Lateral Confining Reinforcement on Ductile Behaviour of Reinforced Concrete Columns". Research report 90-2. University of Canterbury. New Zealand. June 1990.
- [47] Tembulkar.J.M. and Nau.J.M. "Inelastic Modeling and Seismic Energy Dissipation". Journal of Structural Engineering, Vol. 113, N°6, pp. 1373-1377. June 1987.
- [48] Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., and Jansen, J.J., "Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Application in Design" Proceedings of the symposium

- "Utilisation of high strength Concrete", Stavanger, Nonvay, June 1987, Tapir, Trondheim, pp. 149-159.
- [49] Ulm.F.J., Clement.J.L., "Contribution à la compréhension du coefficient de comportement dans les calculs parasismiques des structures en béton armé. Approche chute de fréquence". Cahier technique n°6 de l'AFPS, 3-34. Juin 1992
- [50] Wilson.E.L., Dovey.E.L and Hollings.J.P. "SUPER-ETABS. Enhanced Tridimensional Analysis of Building Structures" University of California, Berkeley, February 1985.