



**Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique**

UNIVERSITE DE M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de génie civil

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention d'un diplôme de
MASTER**

Option : STRUCTURES (MATERIAUX)

THEME

L'importance de la ductilité dans les constructions

**Dirigé par :
Mr. Boulaouad abderrachid**

**Présenté par :
akram ben chetioui**

Mr. silini mohamed

Promotion : 2013/2014.

ملخص

تعتبر اللدونة عاملاً مهماً بالنسبة للمنشآت المعرضة للزلازل وقد حاولنا في هذا المشروع تقديم هذا المفهوم وبيان أهميته والإشارة إلى بعض العوامل المساعدة على تحسينه .

ويبقى المجال مفتوحاً لدراسته بدقة أكبر، والبحث عن مزيد من العوامل المؤثرة عليه قصد الإستغلال الأمثل له في مجال الهندسة المضادة للزلازل.

Résumé

La ductilité est un facteur important pour les structures sujettes aux séismes. dans ce projet, nous avons essayé de définir cette notion, de montrer son importance et de présenter certains facteurs qui tendent à l'améliorer.

Des études plus poussées doivent être menées pour mieux le définir et trouver le maximum de paramètre influant sur lui afin de mieux l'exploiter dans la conception parasismique.

Abstract

Ductility is an important factor for structures subjected to earthquakes. In this project, we have tried to define this concept and show its importance and present some factors which perform it.

More investigation is required for a better definition and more parameters influencing it, in order to perform the seismic conception.

Remerciement

Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" (I) qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à:

Notre promoteur **M^r silini Mohamed**, et **M^r boulaouad abderrachid** pour nous avoir encadré et orienté tout au long de cette recherche.

nos parents qui nous ont suivis pendant nos études

Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme mastère.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,

Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Universitaire Mohamed Boudiaf tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.

En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion
2013-2014 de génie civil.

ben chetoui

akram

*ben chetoui
akram*



DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mon père et ma mère qui mon toujours
Soutenus durant tous les périodes de vie,
Que dieux le tout puissant les protèges et
Les gardes
Mes frères
Ma sœur.
toute ma famille sans aucune exception.
Tout ce qui m'aime et que j'aime.



Akram ben chetioui. 2013

بِسْمِ اللَّهِ
وَالْحَمْدُ لِلَّهِ
وَالصَّلَاةُ وَالسَّلَامُ عَلَى رَسُولِ اللَّهِ
رَبِّ افْتَحْ بِخَيْرٍ وَاخْتَمِ بِخَيْرٍ
وَأَنْتَ خَيْرُ الْفَاتِحِينَ

Sommaire des chapitres

	Pages
Introduction générale	1
<u>Chapitre I</u> :définition de la ductilité	
I.1. Introduction.....	5
I.2. la définition de la ductilité.....	5
I.2.1. Ductilité de déplacement ou ductilité globale.....	6
I.2.2. Ductilité en déformation.....	6
I.2.3. Ductilité en courbure.....	7
I.3 ductilité en chargement statique	8
I.4 ductilité en chargement dynamique alterné	10
I.5 ductilité des matériaux	11
I.5.1. Aciers.....	11
I.5.2. béton.....	12
I.6. ductilité en section	12
I.6.1.Section en béton armé.....	12
I.6.2. Section en acier.....	14
I.7. ductilité des éléments de la structure et ductilité d'ensemble.....	16
I.7.1. Eléments en béton armé	18
I.7.1. Elément en charpente métallique	22
<u>Chapitre II</u> : ductilité comme paramètre de mesure des dommages	
II.1. Introduction.....	24

II.2. Concept d'énergie.....	25
II.2-1. Equilibre énergétique	25
II.2-2. Déformation et énergie.....	27
II.2.3. Dissipation d'énergie par "hystérésis"	29
II.3. Mesure des dommages	30
II.3-1. Paramètres de mesure	30
II.3-1-1. Coefficient de ductilité de déplacement.....	30
II.3-1-2. Déplacement maximal	30
II.3-2. Indices de dommage	30
II.3-2-1. Classification des Indicateurs de dommage.....	31
II.3-2-1-a. Indicateur de type local.....	31
II.3-2-1-b. Indicateur de type global.....	32
II.4. Conclusion	33

Chapitre III : rôle de la ductilité dans la construction élasto-plastique de calcule.

III.1. introduction	35
III.2. définition de spectre de repense élasto-plastique	35
III.3. Déduction approchée du spectre de réponse élasto- plastique à partir du spectre élastique	38
III.3-1. principe d'égalité des déplacements maximaux	38
III.3-2. principe d'égalité des énergies dissipée	39
III.3-3. principe d'égalité des forces	40
III.4- calcul de structure dans le domaine élasto-plastique	40
III.4-1.calcul dynamique direct pas à pas	40
III.4-2- calcul par l'analyse modale et utilisation du spectre de repense modifie. .	42
III.4-2-1. Structures à fréquence basse	43

III.4-2-2. Structures à fréquence haute	44
III.5- conclusion	48
<u>Chapitre IV</u> :la ductilité dans la conception en performance(méthode des déplacements)	
IV.1 Introduction	52
IV.2 Méthode des Déplacements	52
IV.3 Fondements de la C.B.D. (conception basée sur les déplacements	53
IV.3-1 Problèmes inhérents à la C.B.D.	53
IV.3-2 Procédure de calcul de la C.B.D.	53
IV.4 Applications numériques	55
IV.4-1 Données numériques	55
IV.4-2 Méthode des déplacements	56
IV.5 Définition des états limitent	57
IV. 5-1 : Etat limite ultime (ELU)	57
IV.5-2 : Etat limite de service (ELS)	58
IV.6 l'analyse Théorique Moment- Courbure	58
<u>Chapitre V</u> : constats – applications et résultats .	
V.1 Hypothèses de calcul	60
V.2 Application	61
V.3 Conclusion	66
Conclusion générale	67

NOTATIONS & SYMBOLE

b: largeur de section

d : hauteur utile de la section.

c: amortissement

E_c = Energie cinétique

E_d = Energie de déformation élastique

RPA. Règles Parasismiques Algériennes.

C.E.B.: Comité Euro-International du Béton

C.E.A.: Comité Euro-International de l'acier

F: force

I: moment d'inertie

K: rigidité

H : force horizontale sismique.

M: Masse

T: période

t: temps

B.A.E.L.: Béton armé aux états limites

C.T.C.: Contrôle Technique des Constructions

X , \dot{X} et \ddot{X} : déplacement, vitesse et accélération par rapport au sol (relatifs)

X_s , \dot{X}_s et \ddot{X}_s : déplacement, vitesse et accélération du sol

X_t , \dot{X}_t et \ddot{X}_t : déplacement, vitesse et accélération par rapport à un repère fixe

X_m : déplacement max

X_p : déplacement élasto-plastique limite

X_y (ou U_y): déplacement élastique limite

ζ : coefficient d'amortissement

σ_e : contrainte élastique limite d'acier

σ_b : résistance en compression de béton

\emptyset = courbure de la section

ρ = rayon de courbure de la section

D : Déplacement horizontale de l'élément.

Δ_U : Déplacement ultime de l'élément.

Δ_y : Déplacement élastique de l'élément.

ε_y : Déformation élastique du matériau.

ε : déformation

ε_s : Déformation au niveau des acier tendus.

ε_u : Déformation maximale du matériau.

\emptyset_{max} : Courbure correspondante au moment max.

\emptyset_y : Courbure élastique.

\emptyset_u : Courbure ultime.

μ : coefficient de ductilité

μ_Δ : Ductilité de déplacement.

μ_b : Ductilité de déplacement au niveau des zones nodales des poutres.

μ_c : Ductilité de déplacement à la base des poteaux.

μ_ε : Ductilité de déformation.

μ_\emptyset : Ductilité de courbure.

$\mu_{\emptyset b}$: Ductilité de courbure au niveau des zones nodales des poutres

$\mu_{\emptyset c}$: Ductilité de courbure à la base des poteaux.

E.L.S.: état limite de service

E.L.U.: état limite ultime

M_p : Moment de plastification

θ_p : Rotation de la rotule plastique.

θ_{pc} : Rotation plastique du poteau.

θ_{pb} : Rotation plastique de la poutre.

Liste des figures :

Figure. 1-1 : Types de ductilité.

Figure. 1-2 : Courbe charge – déformation

Figure. 1-3 : Comportement élasto-plastique en dynamique .

Figure. 1-4 : courbes contrainte-déformation de quelques types d'acier

Figure. 1-5 : courbes contrainte-déformation de cylindres de béton sous compression uniaxiale

Figure. 1-6 : Courbes contrainte-déformation des cylindres en béton confiné par des spires ($d_s = 150\text{mm}$, $h = 300\text{mm}$, $\phi_t = 6.5\text{mm}$).

Figure. 1-7 : Section à l'état élastique limite (a) et à l'état ultime (b)

Figure. 1-8 : Déformation d'un élément fléchi

Figure. 1-9 : Comportement d'une poutre en béton armé sous charge croissante

Figure. 1-10 : Diagramme moment-courbure pour la poutre en béton armé.

Figure. 1-11 : Comportement d'une poutre en charpente métallique sous charge croissante.

Figure.2-1 : Intérêt des structures dissipatives.

Figure.2-2 : réponse élastique

Figure.2-3 : réponse élasto-plastique

Figure .2-4 : Energie hystérétique normalisée

Figure 3-1 : Comportements élastique (b) et élasto-plastique (c) d'un oscillateur simple (a)

Figure 3-2 : Schématisation du principe d'égalité des déplacements des oscillateurs simples

Figure 3-3 : Schématisation du principe d'égalité des énergies Dissipées par les oscillateurs simples.

Figure 3-4 : comportement élasto-plastique

Figure 3-5 : système à fréquence basse

Figure 3-6 : système à fréquence haute

Figure 3-7 : système élastique et élasto-plastique

Figure 3-8 : comparaison des déformations pour le même déplacement énergie ou force

Figure 3-9 : spectre de réponse « élasto-plastique ».

Figure 4-1: modélisation d'une structure à un degré de liberté

Figure 4-2: Spectres de déplacement élastiques de calcul

Figure 4-3: Rigidités élastique et effective

Figure 4-4 : Disposition symétrique d'un bâtiment à 3 étages

Figure 4-5: diagramme contraintes-déformations du béton(A) et de l'acier (B).

Figure 4-6: incidence de la position de l'A.N.

Figure 4-7 : effet du pourcentage d'armatures tendues.

Liste des Tableaux :

Table(1) : Niveau de dommage selon HAZUS (2003)

Table(2) : Niveaux de dommage selon le FEMA-365 (2000)

Introduction générale :

La conception des structures soumises aux actions sismiques constitue un domaine actif de recherche et revêt un intérêt dans les pays sujets aux tremblements de terre et surtout dans les pays du bassin méditerranéen (Algérie, Turquie, la France, Syrie, Italie, les pays du Balkan, etc.....). Le séisme de l'Algérie en mai 2003 a confirmé encore une fois que les pays de la méditerranée où sont concentrés les principaux monuments historiques (Mosquée, Eglise, Palais culturel,.....), sont caractérisés par des niveaux élevés de risque sismique.

D'après les Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 88.), le Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (C.R.A.A.G.) a recensé 85 séismes de plus ou moins grande intensité entre 1716 et 1989, avec 26 séismes entre 1980 et 1989 (c'est-à-dire environ un séisme tous les quatre mois!). Le début de cette décade a été particulièrement marquant pour l'histoire de la sismicité en Algérie après le tragique séisme de Chlef survenu le 10/10/1980 (de magnitude 7,2 à l'échelle Richter qui en compte 9) causant un grand désastre tant humain que matériel (environ 3500 morts et d'énormes dégâts matériels). Cet événement fut la clé de voûte dans le développement d'une réglementation sismique Algérienne puisque, juste une année après, on assista à la naissance du premier code Algérien en matière de construction parasismique, officiellement approuvé en 1983, d'où le nom de "R.P.A. 81 version 83". Plus récemment encore, le séisme de Boumerdes (2003) fut tout aussi violent (de magnitude 6,8) provoquant la mort de plus de deux milles personnes et des pertes estimées à plus de deux milliards de dinars, poussant à des révisions sérieuses du code, après celles de 1988 et 1999 de type plutôt formel. Ce qui fait qu'à l'heure actuelle, on parle de "R.P.A.2003". Ce code est un joyau de la réglementation Algérienne malgré certaines insuffisances qui restent à pallier. Dans ce cadre, le premier constat qu'on peut faire est le privilège accordé à l'approche sécuritaire aux dépens de l'économie. Ce penchant du côté de la sécurité, qu'on retrouve d'ailleurs dans la plupart des règlements, n'est pas sans soulever de polémique. Sécurité et économie doivent pourtant aller de pair dans toute étude scientifique et tout l'art de concevoir est d'associer harmonieusement ces deux critères ("joindre l'agréable à l'utile").

Un des aspects de cette attitude sécuritaire est la négligence de deux caractéristiques structurales fondamentales étroitement liées l'une à l'autre: la ductilité et la capacité de dissipation d'énergie qui peuvent, moyennant le respect de certaines recommandations,

conférer aux structures, particulièrement celles en acier, des capacités de déformations plastiques appréciables sans dégât important. D'ailleurs, l'observation à posteriori des dommages, a montré que les structures résistaient convenablement à des séismes plus sévères que celui pour lequel elles étaient dimensionnées.

Plusieurs études ont été réalisées sur la protection, la conservation et le renforcement parasismique des anciens bâtis, par ailleurs, les recherches sur le comportement des matériaux constituant ces ouvrages présentent un domaine plus important. Avant de parler sur les désordres et déformations causées par l'action sismique, il sera utile de développer les principales lois de comportement basées sur deux théories de base, l'élasticité et la plasticité.

La théorie d'élasticité permet de calculer les champs des contraintes, des déplacements et des déformations dans n'importe quelle structure faite d'un matériau supposé continu et obéissant à loi de Hooke. On fait à cette théorie le reproche très grave d'être basée sur cette loi qui ne représente absolument pas le comportement au-delà du domaine élastique borné par la limite apparente d'élasticité.

Selon le dimensionnement classique élastique, la ruine de la structure serait atteinte dès qu'en un seul point la contrainte maximale atteint la limite élastique. Ce critère néglige les possibilités d'adaptation élastoplastique de la structure, que l'expérience nous montre être importante et d'ailleurs très variable d'une structure à l'autre.

La théorie de plasticité est basée sur le modèle du corps continu élastique - parfaitement plastique, contenant le domaine élastique caractérisé par la droite de Hook et un palier indéfini de plasticité. Ce palier se diffère d'un matériau à l'autre. La rupture, selon cette théorie, n'est atteinte que lorsque toutes les fibres des sections transversales des zones critiques sont totalement plastifiées. Cette théorie a été développée pour être utilisée dans l'analyse des structures métalliques à cause de leur capacité élevée de déformation plastique irréversible et de ductilité. Par ailleurs, et vu l'importance de la ductilité dans le comportement non linéaire de la construction dans l'absorption et la dissipation de l'énergie libérée par le sol durant une secousse sismique, l'expérience montre que les constructions en acier se comportent bien lors d'un séisme. Les effondrements d'ensemble et les nombres élevés de victimes se produisent principalement dans les structures faites d'autres matériaux. Cette réalité s'explique par des particularités de la construction métallique.

La théorie de plasticité donne une vue plus réaliste du comportement des structures à la ruine et du degré de sécurité réel que la théorie d'élasticité. Son utilisation conduit à un dimensionnement plus économique et une évaluation plus proche de l'état ultime de la structure. Au long de ce mémoire les notions suivantes peuvent être citées :

- **PLASTICITE** : c'est la capacité du corps de subir des grandes déformations sans se rompre. Les déformations plastiques apparaissent lorsque les contraintes dépassent un certain seuil dit limite d'écoulement.
- **MOMENT PLASTIQUE** : le moment de flexion correspondant à la formation d'une rotule plastique est dénommé moment plastique.
- **ROTULE PLASTIQUE** : quand la charge augmente en une section critique, la plasticité commence par les fibres extrêmes et elle progresse jusqu'aux fibres centrales. Lorsque toutes les fibres des deux cotés de l'axe neutre se trouvent au seuil de plasticité, l'élément subit une rotation en ce point. On dit qu'il y a formation d'une rotule plastique.
- **MECANISME DE RUINE** : s'ils se forment assez de rotules plastiques dans une structure, les paries entre deux rotules peuvent se déplacer sous charge constante, le système devient instable et devient un mécanisme de ruine.
- **CHARGE LIMITE** : c'est la charge extérieure qui suffit pour que la structure se comporte selon un mécanisme.

Plusieurs chercheurs ont mis en évidence l'effet avantageux des déformations plastiques dans le comportement des structures ductiles face aux séismes. Housner (1959) [1], Berg et ainsi que Penzien (1960) [2] se placent parmi les premiers à avoir étudié le mécanisme d'absorption d'énergie sismique dans les systèmes élasto-plastiques à un degré de liberté. La première notion de spectre de réponse à un séisme a été introduite par Hudson (1956) puis Housner, Martel et Alford (1959).

L'action sismique est un déplacement imposé variable dans le temps, qui induit dans la structure des forces d'inertie. Au cours du mouvement, le séisme « injecte » dans la structure une certaine quantité d'énergie, une partie est restituée au sol, par le phénomène

sol- structure, une autre partie est dissipée par amortissement le surplus se retrouve dans la structure sous forme d'énergie cinétique et en énergie de déformation élastiques et inélastiques des éléments structuraux.

Cependant l'analyse dynamique des structures répondant à des séismes sévères a montré que les forces élastiques d'inertie sont beaucoup plus grandes que celles

préconisées par les normes et que cette différence est trop grande pour quelle soit compensée par des coefficients de sécurité.

Ce dilemme peut être attribué à la capacité importante de déformation plastique avant rupture des matériaux, cette propriété fondamentale est appelée ductilité. Il est important de s'assurer, dans l'étape extrême d'une structure chargée jusqu'à la rupture, qu'elle va se comporter d'une manière ductile. Autrement dit s'assurer que la structure ne se rompra pas d'une façon brutale c'est à dire sans avertissement, mais sera capable de manifester de grandes déformations au delà de la capacité maximum de chargement. Ces déformations donnent l'avertissement suffisant, et ce en maintenant la capacité de chargement, ainsi une rupture totale peut être prévenue et des vies humaines préservées. En outre, le comportement ductile des éléments permet l'usage dans la conception des moments fléchissants qui prend en compte la redistribution possible des moments de flexion.

Dans les zones fortement sollicitées par le chargement sismique, la ductilité devient une considération extrêmement importante. D'ailleurs la philosophie actuelle des codes est basée sur une conception sismique stipulant que les structures doivent résister élastiquement aux séismes relativement modérés; et développer la ductilité dans le cas d'un séisme sévère, pour garantir la survie de la structure. Par conséquent, les recommandations parasismiques ne sont justifiées que si la structure a l'aptitude de développer suffisamment de ductilité pour absorber et dissiper l'énergie par déformations post-élastiques sous l'action d'un chargement cyclique.

La redistribution possible des moments de flexion qui peuvent être employés dans la conception des structures en béton armé hyperstatiques dépend de la ductilité des éléments dans les sections critiques (rotules plastiques), puisque les codes de bâtiment permettent quelques redistributions des moments de flexion de ceux obtenus en utilisant l'analyse structurale élastique linéaire.

Par conséquent, la ductilité est une propriété importante à considérer, et la conception des poteaux et des poutres n'est jamais complète sans la prise en compte de cet aspect. D'où l'importance de cette recherche.

Pour assurer un comportement ductile, une attention particulière devrait être donnée aux dispositions constructives telles que le contenu du ferrailage longitudinal, ancrage du ferrailage et confinement du béton comprimé, tout en évitant les types de rupture fragiles.

CHAPITRE 1

définition de la ductilité

I.1. Introduction :

Dans la conception des structures parasismiques, les implications économiques exigent un niveau de sécurité différent de celui adopté vis-à-vis des autres actions. Le cas des bâtiments situés dans les zones à haut risque sismique exige un niveau particulièrement rigoureux de la sécurité. Ces derniers doivent être conçus de façon telle que l'énergie induite soit absorbée et dissipée par de larges déformations inélastiques de la structure. Cependant ces déformations doivent être limitées à des valeurs permettant d'éviter que l'ouvrage ne souffre d'un certain degré d'endommagement pouvant compromettre la vie des occupants et leur sécurité.

Actuellement, la conception des structures à l'égard de leur sécurité antisismique, repose sur l'approche en capacité qui fait partie intégrante de plusieurs codes comme le RPA [3]. Dans ce contexte, les éléments structuraux sont proportionnés de manière à pouvoir supporter des déplacements latéraux importants tout en préservant l'équilibre global de la structure. Le principe d'un tel dimensionnement est le dimensionnement capacitatif. Dans cette situation les zones critiques dites fusibles, appelées à absorber l'énergie sismique, sont présélectionnées pour se déformer sans perte excessive de résistance. Il est donc primordial de connaître la capacité de résistance et de déformation de chaque élément structurel pour être sûr que le mécanisme de ruine se développe de la manière désirée. [4]

Dans ce chapitre, Nous étudierons l'aptitude d'une construction à se déformer au delà de la limite élastique et les effets du chargement statique et dynamique alterné ou de la mise en déformation, sur le module, la résistance et la ductilité de l'acier et du béton, puis, nous commenterons les effets de quelques paramètres, tels que la ductilité des matériaux, la loi de comportement de l'acier et du béton, enfin, nous allons montrer la ductilité locale de la section et globale de l'élément de la structure et la ductilité d'ensemble.

I.2. Définition de la ductilité :

L'origine de la ductilité d'un matériau est la mise en mouvement des dislocations dont il est le siège. Cependant, cette mise en mouvement génère d'autres dislocations, ce qui durcit le matériau mais néanmoins le rend plus fragile : c'est le phénomène d'écrouissage. Ainsi, un diamant (qui comporte énormément de dislocations) sera très dur mais très fragile, contrairement à un métal qui sera plus ductile et moins fragile.

La ductilité est une propriété conditionnée par la malléabilité. « La malléabilité est le premier indice de la ductilité ; mais elle ne nous donne néanmoins qu'une notion assez imparfaite du point auquel la ductilité peut s'étendre » **Buffon. [5]**

Avant 1960 la notion de ductilité a été utilisée seulement pour la caractérisation du comportement du matériau, après les études de Baker dans la conception plastique et les travaux de recherches dans les problèmes sismiques de Housner, ce concept s'est étendue au niveau de la structure et est associé avec les notions de résistance et de rigidité de la structure globale. En résistance des matériaux, la ductilité désigne la capacité d'un matériau à se déformer plastiquement sans se rompre. La rupture se fait lorsqu'un défaut (fissure ou cavité), induit par la déformation plastique, devient critique et se propage. Les premières études portaient sur la relation entre la déformabilité et la ductilité, mais, quelle est la différence entre la déformabilité et la ductilité ?

La déformabilité d'une structure représente la possibilité d'un matériau, d'un élément de la structure ou de la structure complète de se déformer avant l'effondrement. Par contre la ductilité représente la capacité de la structure à se déformer plastiquement sans perte excessive de résistance avec une dégradation significative de la rigidité et se manifeste par la formation de mécanisme plastique global. La ductilité est donc l'aptitude d'un matériau à résister à cette propagation. S'il y résiste bien, il est dit ductile, sinon il est dit fragile.

On distingue trois manières de quantifier la ductilité: la ductilité en déplacement, la ductilité en déformation et la ductilité en courbure. Il est à noter qu'une structure peut avoir une grande déformabilité alors qu'elle est peu ductile.

I.2.1. Ductilité en déplacement ou ductilité globale:

La ductilité en déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total

($\Delta = \Delta_y + \Delta_p$) au déplacement latéral élastique Δ_y .

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta u}{\Delta_y} \dots\dots\dots (1-1)$$

I.2.2. Ductilité en déformation:

Elle provient de la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte. La ductilité en déformation est définie comme étant le rapport entre la déformation totale imposée et la déformation élastique.

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \dots\dots\dots (1-2)$$

I.2.3. Ductilité en courbure:

C'est la capacité de rotation des rotules plastiques développées dans la structure. Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \dots\dots\dots (1-3)$$

La ductilité de déplacement et la ductilité en rotation sont complètement différentes car la première dépend essentiellement du déplacement total de la structure, contrairement à la ductilité en rotation qui représente le niveau de résistance et de déformation d'un élément de la structure.

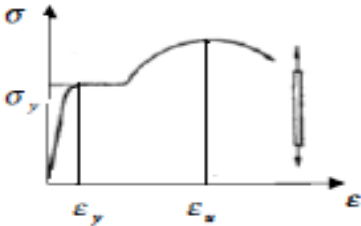
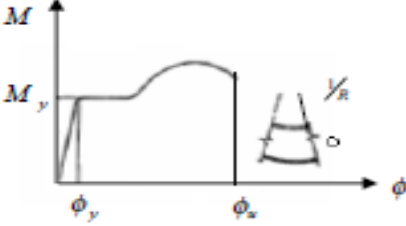
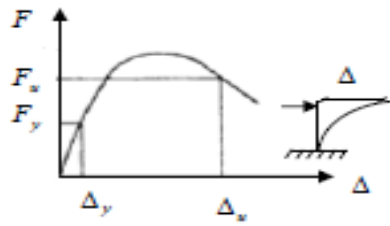
Types de ductilité	Représentation	Définition
Ductilité de déformation		$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$
Ductilité de courbure		$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
Ductilité de déplacement		$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

Figure 1.1 : Types de ductilité. [6]

I.3. Ductilité en chargement statique :

Un grand nombre de problèmes rencontrés actuellement dans l'industrie peuvent nécessiter la prise en compte des non linéarités aussi bien géométrique que matérielle. La première utilisation de la théorie élastoplastique était pour décrire le comportement des matériaux, elle a été initialement élaboré à partir de constatations expérimentales relatives au comportement bidimensionnel tridimensionnel des métaux.

Actuellement, les domaines d'application de cette modélisation sont devenus plus larges et débordent ce cadre. On résout actuellement, par les méthodes analytiques ou numériques, des problèmes d'élastoplasticité en calcul des structures (structures réticulées, structures. barres fléchies, les structures plaques et coques, les structures complexes,...). Depuis les années 80, la théorie de plasticité est aussi utilisée dans la modélisation et l'analyse des structures en béton, en béton armé et dans les ouvrages de géotechnique.

On se propose, dans la suite, d'exposer le modèle de comportement élastoplastique classique, construit en se plaçant dans l'hypothèse de la petite transformation (non linéarité matérielle). Ce modèle, dont la présentation est maintenant bien acquise, demeure le schéma plastique le plus fréquemment utilisé dans les applications courantes et numériques. Il convient toutefois de signaler que des travaux de recherche effectués au cours des trois dernières décennies ont abouti à la mise sur pied, de la théorie de l'élastoplasticité (Lee en 1969; Mandel 1971, 1973 ; Brun en 1992). [7]

Le modèle de comportement élastoplastique classique (le modèle qui couple la théorie de l'élasticité avec celui de la plasticité) laisse de côté, en ce qui concerne la plasticité, deux phénomènes de vieillissement et de viscosité du matériau utilisé.

Pour étudier le comportement des structures en béton armé soumises aux actions répétées et alternées de type séismique, il est très important d'avoir des informations sur le comportement de l'acier et du béton et des éléments en béton armé sous de telles charges.

Des essais séismiques réalisés sur table vibrante, comme ceux du C.E.A en collaboration avec le C.E.B. ont montré l'importante diminution de rigidité que subit une structure en béton armé avant l'atteinte de son état limite. Or la fréquence propre d'une structure et donc sa réponse à une sollicitation dynamique, est directement dépendante de sa rigidité. Les méthodes simplement linéaires se révèlent insuffisantes pour une analyse complète du comportement des structures en béton armé, même pour les niveaux de

séisme relativement modérés. Les séismes de forte magnitude sollicitent la structure en dehors du domaine d'élasticité. Celle-ci doit être en mesure de résister en absorbant de grandes énergies de déformation, sans se ruiner. La ductilité offerte par les matériaux de construction, l'acier en particulier, constitue un facteur important de résistance aux actions sismiques. En effet, les déformations inélastiques jouent un rôle très important dans le mécanisme d'absorption de l'énergie transmise à la structure par ces charges exceptionnelles.

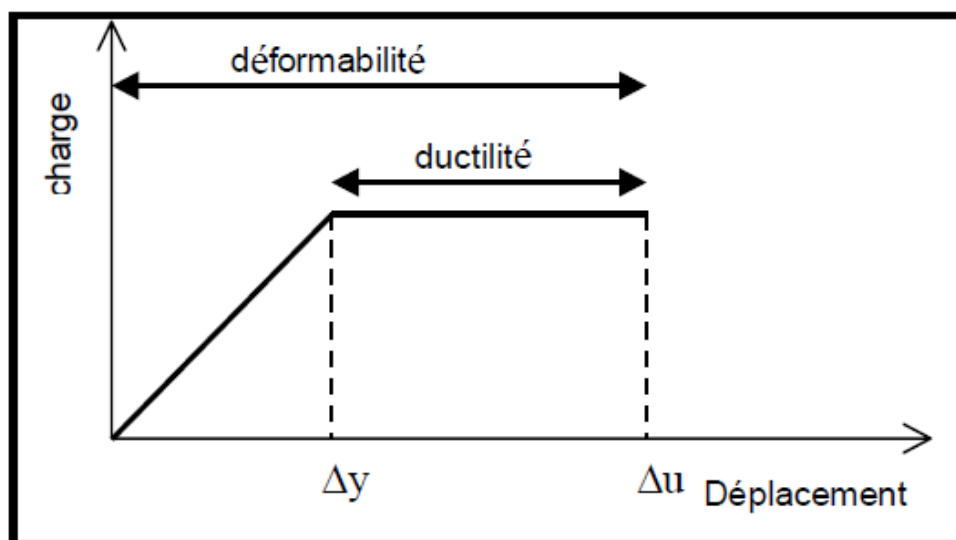


Figure 1.2: Courbe charge – déformation

Ce diagramme se caractérise par deux branches, une élastique traduit un comportement fragile, il peut s'agir d'une pièce non armée, et l'autre plastique pourrait être le diagramme d'un acier à haute résistance. La ductilité de la structure permet d'apprécier le niveau de la résistance de la construction en phase élastique et les dégradations dues aux déformations dans le domaine élasto-plastique qu'elle peut subir sous l'effet des charges sismiques où accidentelles qui entraînent le plus souvent des rotules plastiques dans certains points de la structure.

En effet, Le facteur de ductilité est calculé à l'aide d'une courbe idéalisée élastoplastique équivalente.

I.3. ductilité en chargement dynamique alterné :

La capacité des structures ductiles est encore plus significative lorsqu'on les considère en régime dynamique alterné; en effet, la courbe de **la figure 1.3** "force-déplacement" va présenter plusieurs cycles provenant des accélérographes sismiques. Ceci permet à la structure d'absorber une grande partie d'énergie apportée par le séisme, à condition que le matériau présente une bonne ductilité dans les deux sens. Aussi, est-on en mesure de penser que les structures en acier, qui présentent en général une ductilité importante, auront un meilleur comportement face aux séismes que d'autres structures, par exemple celles en béton armé dimensionnées de manière habituelle, étant donné que la ductilité globale de la structure est conditionnée par celle des matériaux qui la constituent.

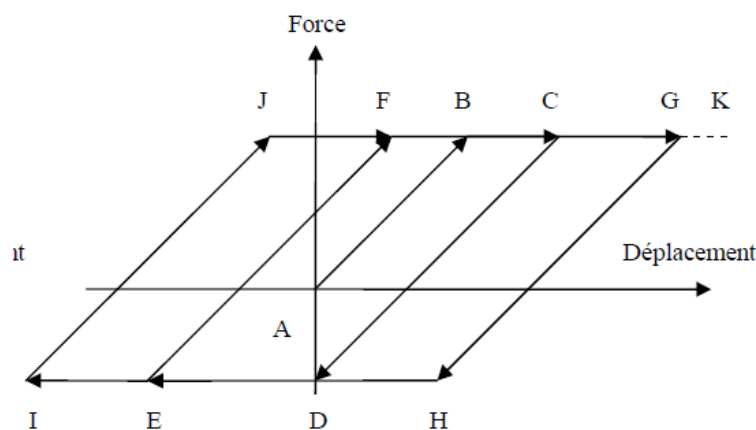


Figure 1.3 : Comportement élastoplastique en dynamique .

Enfin, nous pouvons dire que les structures en acier, qui présentent en général une ductilité importante, auront un meilleur comportement face aux séismes que d'autres structures, par exemple celles en béton armé dimensionnées de manière habituelle, étant donné que la ductilité globale de la structure est conditionnée par celle des matériaux qui la constituent.

I.5. Ductilité des matériaux :

Les matériaux de construction, subissant un chargement ou une déformation très rapide, présentent, pour la plupart, une augmentation de la résistance et du module élastique par rapport à leurs résistances et modules élastiques statiques.

La connaissance de ces modifications de propriété et leurs prises en compte à la fois pour l'interprétation des résultats des essais (impacts ou essais semblables) sur des éléments structuraux et aussi pour estimer la réponse des structures soumises à de telles charges, quand il s'agit de leur dimensionnement, paraît indispensable.

Les travaux de Gold Smith (1960), Johnson (1972), Tsutsumi et Sway dans ce domaine sont remarquables. Nous présentons un extrait des résultats expérimentaux sur les propriétés importantes de l'acier et du béton et du changement de ces propriétés, en fonction des paramètres intervenant.

I.5.1. Acier :

La loi contrainte-déformation de l'acier sous chargement monotone est bien connue. Cette loi présente successivement des parties élastique, plastique et écrouie. Dans le cas de l'acier naturel, la partie écrouie n'existe pas. La **figure 1.4** représente les courbes contrainte-déformation de quelques types d'acier. Cette loi est supposée la même en traction et en compression. Les résultats d'essais confirment la validité de cette hypothèse.

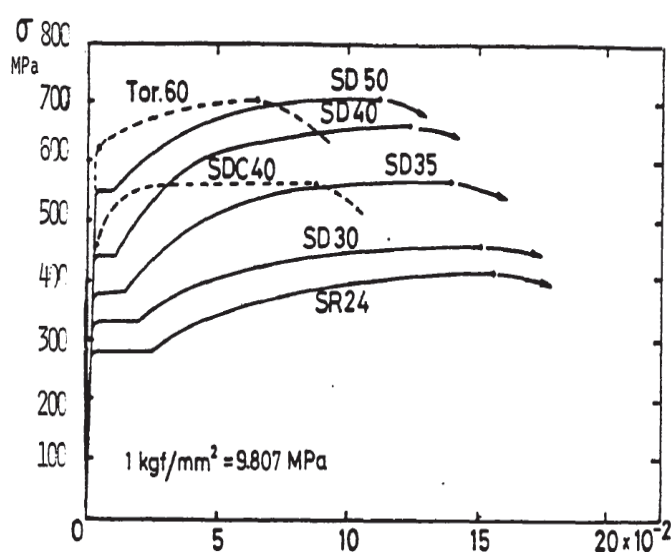


Figure 1.4 : Courbes contrainte-déformation de quelques types d'acier.

I.5.2. Béton :

La résistance à la compression du béton en général est déterminée sur des cylindres dont le rapport de la hauteur au diamètre est de 2. Les cylindres sont chargés longitudinalement avec telle vitesse que la résistance maximale est atteinte au bout de 2 à 3 minutes. La résistance à la compression du béton peut varier de 14 à 56 MPa. La déformation correspondant à la résistance maximale est de l'ordre de 0.002. La courbe contrainte-déformation en fonction de la résistance a l'allure présentée sur la **figure 1.5** :

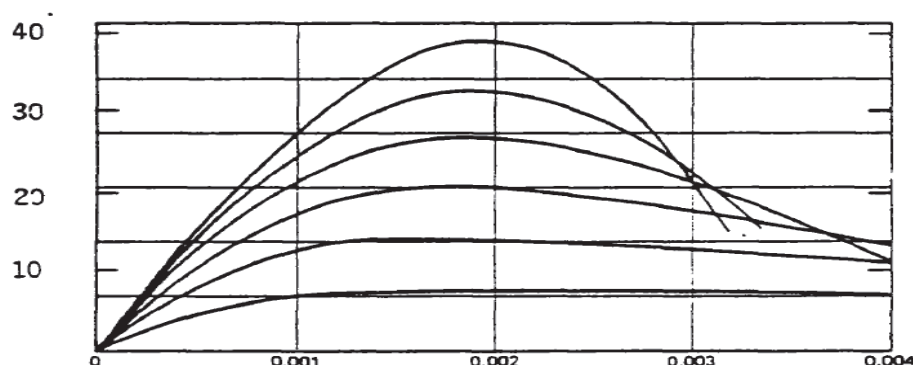


Figure 1.5 : Courbes contrainte-déformation de cylindres de béton sous compression uniaxiale.

Ces courbes montrent qu'une augmentation de pression latérale apporte une augmentation significative aussi bien en résistance qu'en ductilité. La comparaison des diagrammes contraintes-déformations pour l'acier de construction et pour un béton traduit la ductilité importante de l'acier par rapport au béton. Cependant, il est à noter que le facteur de ductilité d'un degré de liberté d'une structure n'est pas seulement fonction de la nature des matériaux constitutifs, mais qu'il dépend aussi du champ des déformations relatif à ce degré de liberté. La ductilité en section est donc significative.

I.6. Ductilité en section :

I.6.1. Section en béton armé :

Le béton est un matériau peu ductile car il possède une résistance négligeable à la traction. Son comportement sous une sollicitation cyclique non alternée dépend essentiellement de son confinement par les armatures transversales dès que la charge atteint le sommet de la courbe "charge-déformation monotone". [8]

Par contre, le béton, combiné avec des armatures d'acier, ou "béton armé" constitue un matériau composite satisfaisant au point de vue de la ductilité des structures béton armé, grâce au comportement ductile de l'acier. L'interaction de ces deux matériaux n'est cependant pas toujours parfaite. Lorsque l'acier subit des contraintes élevées, on peut voir apparaître un glissement entre le béton et l'acier, en particulier, lorsqu'il s'agit d'une contrainte alternée répétée.

Les essais de " Inyanga" [9], ont démontré que le béton confiné par les armatures transversales présente une résistance et une ductilité bien supérieure au béton non confiné, il existe une ressemblance avec celui confiné par une pression latérale. En effet, les études concernant l'influence de confinement du béton sur sa résistance et sa déformation (ductilité) ont été effectuées par Richart, Rusch et Bertero, Ces études portent sur l'augmentation de la résistance et de la déformation des colonnes circulaires en béton par utilisation des spirales comme armatures transversales, ou elles concernent relations contrainte-déformation des cylindres en béton en fonction de la forme des armatures transversales (spirale, cadre circulaire ou rectangulaire ainsi que leur espacement). Pour ce genre d'essais la vitesse de déformation est de l'ordre de $(1.4 \text{ à } 2.8) \times 10^5$. La figure 1.6 montre des courbes contrainte-déformation obtenues à partir de trois ensembles de cylindres de béton confinés par des spires circulaires examinées par Inyanga, Desayi, et Reddy. Chaque ensemble désigne une contrainte différente du béton non confiné.

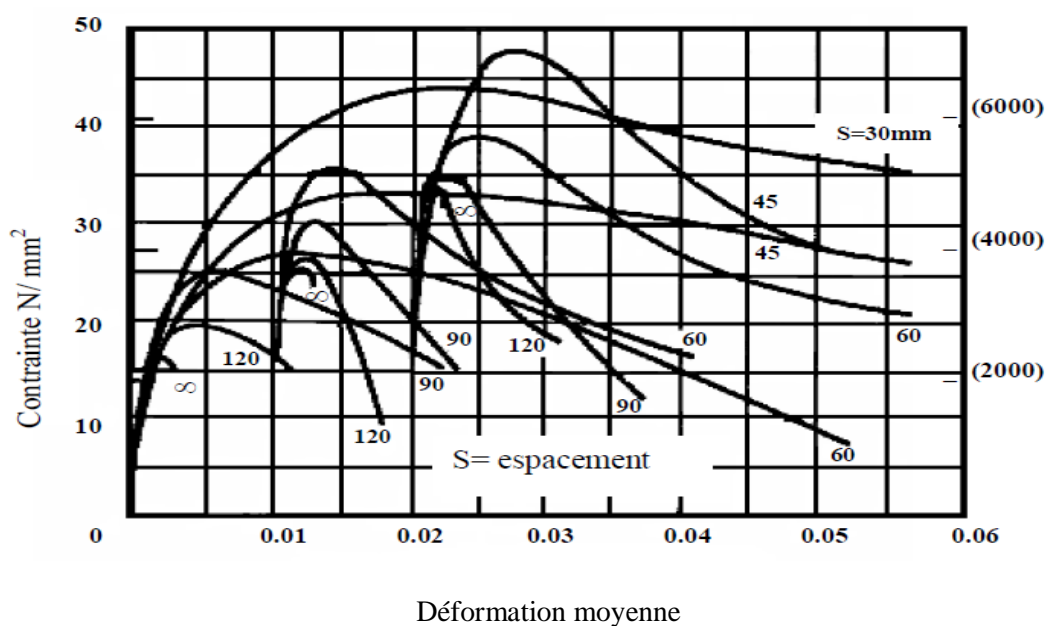


Figure 1.6: Courbes contrainte-déformation des cylindres en béton confiné par des spires

($d_s = 150\text{mm}$, $h = 300\text{mm}$, $\phi_t = 6.5\text{mm}$).

L'augmentation de la résistance et de la déformation du béton confiné par des aciers transversaux est due à la résistance offerte par ces aciers contre le renflement latéral du béton. Lorsque la contrainte longitudinale d'un spécimen confiné avec des aciers transversaux augmente, la pression latérale exercée par ces aciers augmente également. En fait, ces aciers ont un rôle passif, cela veut dire que pour les contraintes longitudinales faibles, il n'y a pas de renflement du béton, il n'y a donc pas de pression latérale. Pour les valeurs élevées de cette contrainte, le renflement du béton exerce une pression sur les aciers transversaux. La réaction de ces derniers est une pression latérale sur le béton. Ce phénomène continue jusqu'à ce que la résistance maximale soit atteinte.

Dans ce cas le béton confiné a un équilibre plastique entre les contraintes longitudinales et les contraintes latérales. A partir de cette étude, il n'y a plus d'augmentation de la résistance, parce que les aciers transversaux commencent à se plastifier et au-delà du sommet, l'énergie exercée sur le spécimen est absorbée par la déformation des aciers latéraux. Ceci assure une déformation importante au-delà du sommet de la courbe contrainte-déformation, autrement dit rend le comportement ductile. La raison pour laquelle il existe une différence considérable entre le confinement par les aciers transversaux circulaires ou en spirale, et le confinement par les aciers transversaux rectangulaires est que, comme le montrent la **figures 1.6**, dans le cas de spirale ou de cadre circulaire, grâce à leur forme, ils sont soumis à une traction axiale et par conséquent, ils exercent une pression latérale continue tout le long de la circonférence, qui, pour les grandes valeurs de déformations latérales, peut être comparée à la pression latérale hydrostatique. Pour les cadres, la réaction de confinement existe aux angles. En fait, sous la pression du béton sur le cadre celui-ci se déforme vers l'extérieur entre ses deux coins. Ainsi les parties du milieu de chaque côté ne sont pas confinées.

I.6.2. Section en acier:

En ce qui concerne les sections en acier, leur capacité naturelle de déformabilité dans le domaine plastique permet de considérer des valeurs plus élevées de ductilité que celles admises pour le béton armé, avec le fait supplémentaire que les sections en acier sont capables de subir de fortes déformations plastiques aussi bien en compression qu'en traction. En effet, dans une section symétrique en acier, travaillant en flexion simple, l'axe

neutre passe toujours au milieu de la section et la ductilité de cette dernière ne dépend que des déformations, élastique limite ε_{el} et ultime ε_u de l'acier.

$$\mu = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{el}} \dots\dots\dots (1-4)$$

Avec $\varepsilon_u = 0.01$ et $\varepsilon_{el} = 0.0014$ on a: $\mu = 7.1$

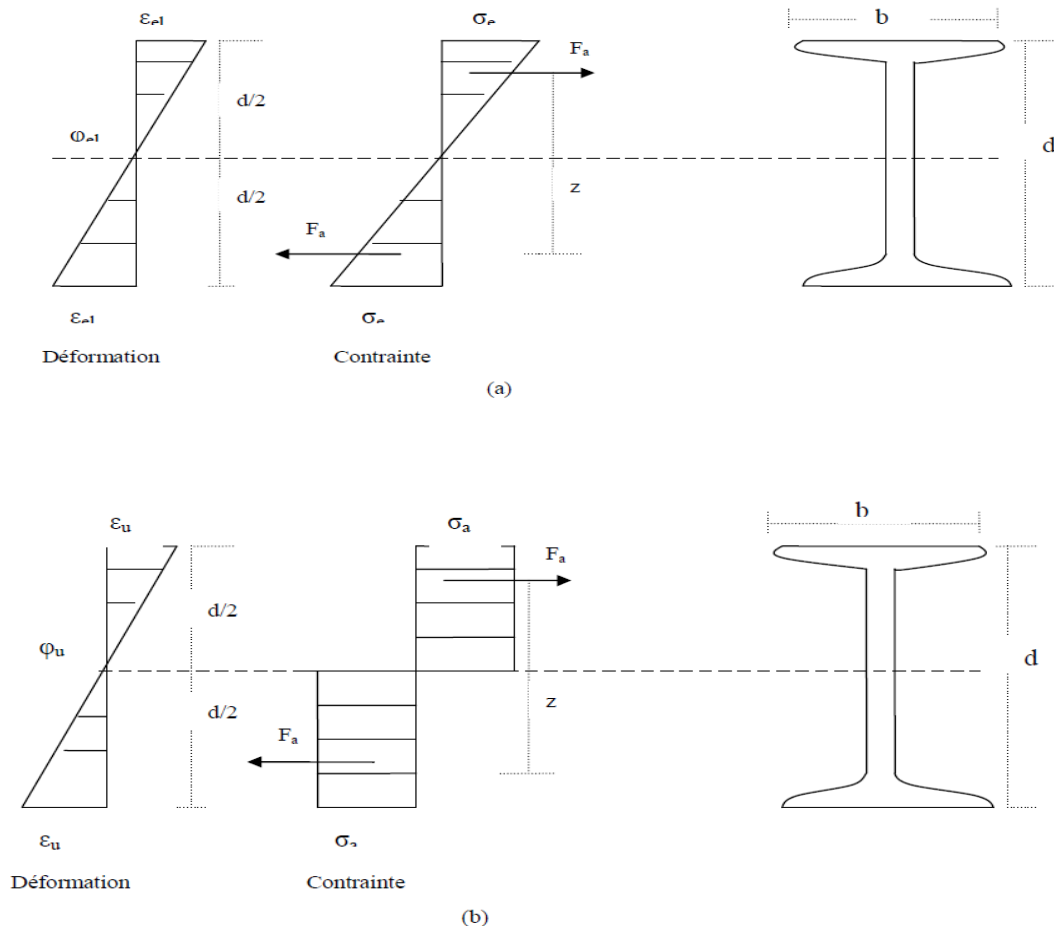


Figure1.7 : Section à l'état élastique limite (a) et à l'état ultime (b)

$$M_{el} = F_a \cdot Z \quad \text{et} \quad \phi_{el} = \frac{2\varepsilon_{el}}{d} \dots\dots\dots (1-5)$$

$$\text{et } M_u = \frac{A}{2} \cdot \sigma_a \cdot z \quad \text{et} \quad \phi_u = \frac{2\varepsilon_u}{d} \dots\dots\dots (1-6)$$

D'où le facteur de ductilité de la section:

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_{el}} = \frac{2\varepsilon_u}{d} \cdot \frac{d}{2\varepsilon_{el}} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_{el}} \dots\dots\dots (1-7)$$

Ce qui précède montre qu'une section en acier, tout en conservant sa capacité portante maximale, peut atteindre des ductilités élevées, par opposition à une section en béton armé.

I.7. Ductilité des éléments de la structure :

Les éléments de structures ou structures en génie civil peuvent être isostatiques ou hyperstatiques. Le traitement des structures hyperstatiques est laborieux et fait appel à des méthodes complexes et difficiles à utiliser manuellement. L'apport ces dernière années de l'outil informatique a facilité grandement cette opération. Les éléments de structures ou structures sont en général calculés à l'ELU et vérifiés à l'ELS. Mais aucun code ne spécifie les charges de ruine ou les mécanismes de ruine (manière de déformation d'une structure sous une combinaison de charges extérieures). Ceci ne peut avoir lieu qu'en laboratoire ou après un séisme sévère (structures ou éléments de structures poussés à l'extrême). La charge de ruine est différente de la charge à l'ELU. L'objectif primordial de l'étude plastique des structures est de répondre à cette attente. C'est-à-dire la détermination de vraies charges de ruine et des vrais mécanismes de ruine, leur connaissance donne une idée précise sur la vraie marge de sécurité d'un élément de l'ouvrage ou de l'ouvrage lui même.

L'analyse plastique des structures hyperstatique consiste à considérer qu'au fur et à mesure que la charge augmente il y a apparition de rotules plastiques à chaque fois que le moment dans une section donnée atteint la valeur du moment plastique. Ce dernier est indépendant du chargement ou de sa nature. Il est une caractéristique de la section elle-même et ne dépend que des caractéristiques géométriques et mécaniques.

Évidemment si r rotules plastiques se forment au total, la structure devient un système isostatique (r étant le degré d'hyperstaticité) elle se transforme en un mécanisme immédiatement avec la naissance ou création ou développement de la $(r+1)$ ème rotule plastique.

L'issue théorique pour l'investigation de la ductilité de courbure, est la «courbure de flexion». Sous l'application d'un moment, ou d'un moment plus un effort axial l'élément a tendance à fléchir. En d'autres termes, l'élément prend la forme d'une ligne fléchie, qui fait partie d'un grand cercle. Selon Park et Paulay. [10]

Si nous considérons un petit élément de longueur dx d'un élément en béton armé de section rectangulaire, comme représenté sur la **figure1.8**, nous aurons:

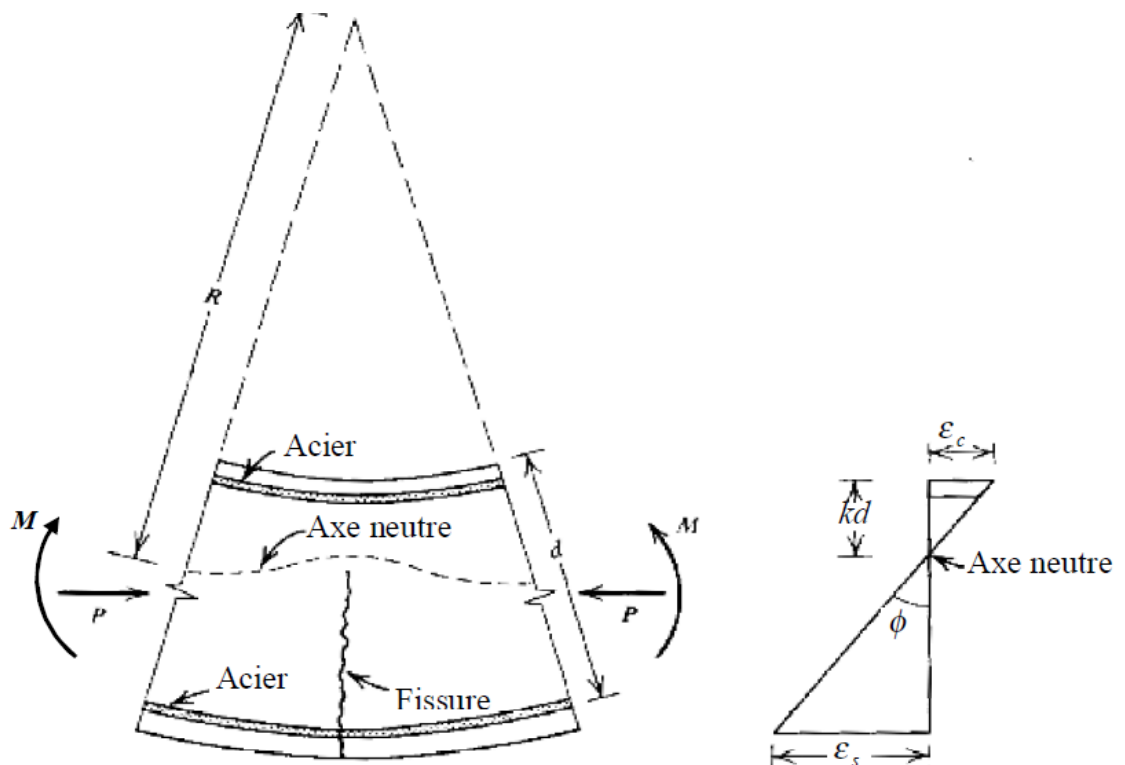
$$\frac{dx}{R_c} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)} \dots\dots\dots (1-8)$$

Où le facteur k définit la position relative de l'axe neutre. Dans l'équation ci-dessus, R_c définit le rayon du cercle dont l'élément fait partie, et la courbure par définition est l'inverse de R_c , si nous divisons cette équation par la longueur de l'élément dx , on aura

$$\frac{1}{R_c} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \dots\dots\dots (1-9)$$

Par conséquent, la courbure d'un élément (ou la rotation par unité de longueur d'un élément) est défini comme:

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{kd} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \dots\dots\dots (1-10)$$



Elément de longueur

distribution de la déformation

Figure1.8 : Déformation d'un élément fléchi

En réalité, quand nous avons une application de moment de flexion sur une section en béton armée, l'élément fléchi n'a pas une courbure uniforme sur sa longueur, puisqu'il y a

une fluctuation dans la position de l'axe neutre due à la formation aléatoire des fissures. Quant à la définition donnée ci-dessus concernant la courbure d'élément de longueur dx , et en supposant que cet élément est fissuré, la courbure est donc exprimée en fonction des taux de déformations dans le béton et l'acier. Comme la ductilité est définie comme étant le rapport des courbures de deux états différents de l'élément fléchi, nous pouvons alors conclure que cette ductilité dépend de la déformation, donc plus la déformation est grande, plus la ductilité est grande.

I.7.1 Eléments en béton armé:

La capacité de rotation des éléments est un paramètre très important non seulement en calcul sismique, mais également en analyse plastique des structures pour le chargement monotone. Cette capacité permet la redistribution des moments dans le système.

Le facteur de ductilité de rotation μ_θ , représente la performance d'un élément ou d'un joint de la structure. Une structure ne peut pas avoir un comportement ductile si les valeurs de μ_θ pour ses éléments et ses joints sont insuffisantes pour redistribuer les moments internes.

Plusieurs recherches expérimentales ont été réalisées pour étudier la capacité de rotation (α) des poutres en béton armé, dans le domaine non-linéaire (Edjtémaï, 1981). A titre d'exemple, le C.E.B. (Comité Euro-International du Béton) a proposé un diagramme pour évaluer la rotation plastique en fonction du pourcentage d'armatures (ou de la position de l'axe neutre). Ce diagramme, obtenu à partir de différents essais réalisés dans plusieurs laboratoires avec des poutres sur appuis chargées de manière concentrée, se présente sous forme de deux courbes enveloppe des résultats correspondant à une borne supérieure (θ_{\max}) et une borne inférieure (θ_{\min}). Le diagramme du C.E.B montre que le facteur de ductilité de la poutre augmente lorsque le pourcentage d'acier diminue en section; mais il apporte une information supplémentaire, à savoir la grande dispersion des comportements prévus, en particulier pour les faibles pourcentages d'acier.

Contrairement à la charpente métallique le béton armé est caractérisé par son hétérogénéité, sa faiblesse en traction et au phénomène de fissures. Pour cela le comportement d'une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simple soumise à une charge concentrée P , **figure 1.9**, progressive croissant de zéro jusqu'à la rupture, passe par les différentes étapes suivantes [11]:

a- 1ère étape :

Pour les petites valeurs de, P, n'entraînant pas des fissurations dans le béton tendu, dans cette étape toutes les sections de la poutre se comportent élastiquement. La rigidité en flexion est donnée par la relation :

$$K = E_c I \dots\dots\dots (1-11)$$

E_c : Module d'élasticité du béton.

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

Les déformations répondent sensiblement aux lois de la résistance des matériaux, étant donné que la rigidité est constante sur la longueur de la poutre, la courbure de la déformée est directement proportionnelle au moment fléchissant. **Figure1.9-b.**

b- 2ème étape

Dans la seconde étape, les valeurs de P entraînent la fissuration du béton tendu dans les sections les plus sollicitées **figure1.9-e**, mais on peut encore considérer que la poutre se comporte élastiquement jusqu'à une certaine charge (P_e), Dans cette étape la rigidité chute brusquement au fur et à mesure de l'apparition des fissures, cependant il est difficile d'attribuer une valeur au facteur de rigidité K. En effet, le module d'élasticité E_c varie avec le temps (phénomène de fluage) et le moment d'inertie est, lui, très approximatif, car :

- Le long de la poutre toutes les sections ne sont pas fissurées et notamment vers les appuis ou le moment fléchissant tend vers zéro.
- Dans les parties fissurées, le béton compris entre deux fissures successives est plus ou moins pris en compte et la profondeur des fissures varie d'une section à l'autre.
- Le coefficient d'équivalence acier / béton « $n = E_s / E_c$ » est supposé constant alors que sa valeur varie du fait que E_c varie dans le temps.
- En fin, l'armature n'a pas la même section tout le long de la poutre.

c- 3ème étape :

Si la charge continue à augmenter, l'armature s'allonge et le béton commence à se raccourcir. Les fibres comprimées de la section la plus sollicitée se plastifient et leurs raccourcissements continuent à augmenter jusqu'à une valeur limite égale à ε_{cu} au niveau de cette section critique. Lorsque sa contrainte de rupture est atteinte, le béton équilibre encore la composante de compression du couple de flexion et comme l'armature tendue n'a pas atteint un allongement de rupture et peut équilibrer la composante de traction, le

moment extérieur de flexion est équilibré dans cette section où la rotation est très importante, on dit qu'il y a eu formation d'une rotule plastique **figure1.9-d**.

Au chargement, la poutre présente une courbure permanente **figure1.11-c**, et la section est considérée comme fragile vis-à-vis des chargements répétés et surtout alternés. En effet, sous des actions réversibles et répétées (actions cycliques), il y a un affaiblissement de la rigidité qui provient en particulier de la chute de la contrainte d'adhérence consécutive à la détérioration du béton. **La figure1-10** représente les trois étapes par un diagramme moment courbure.

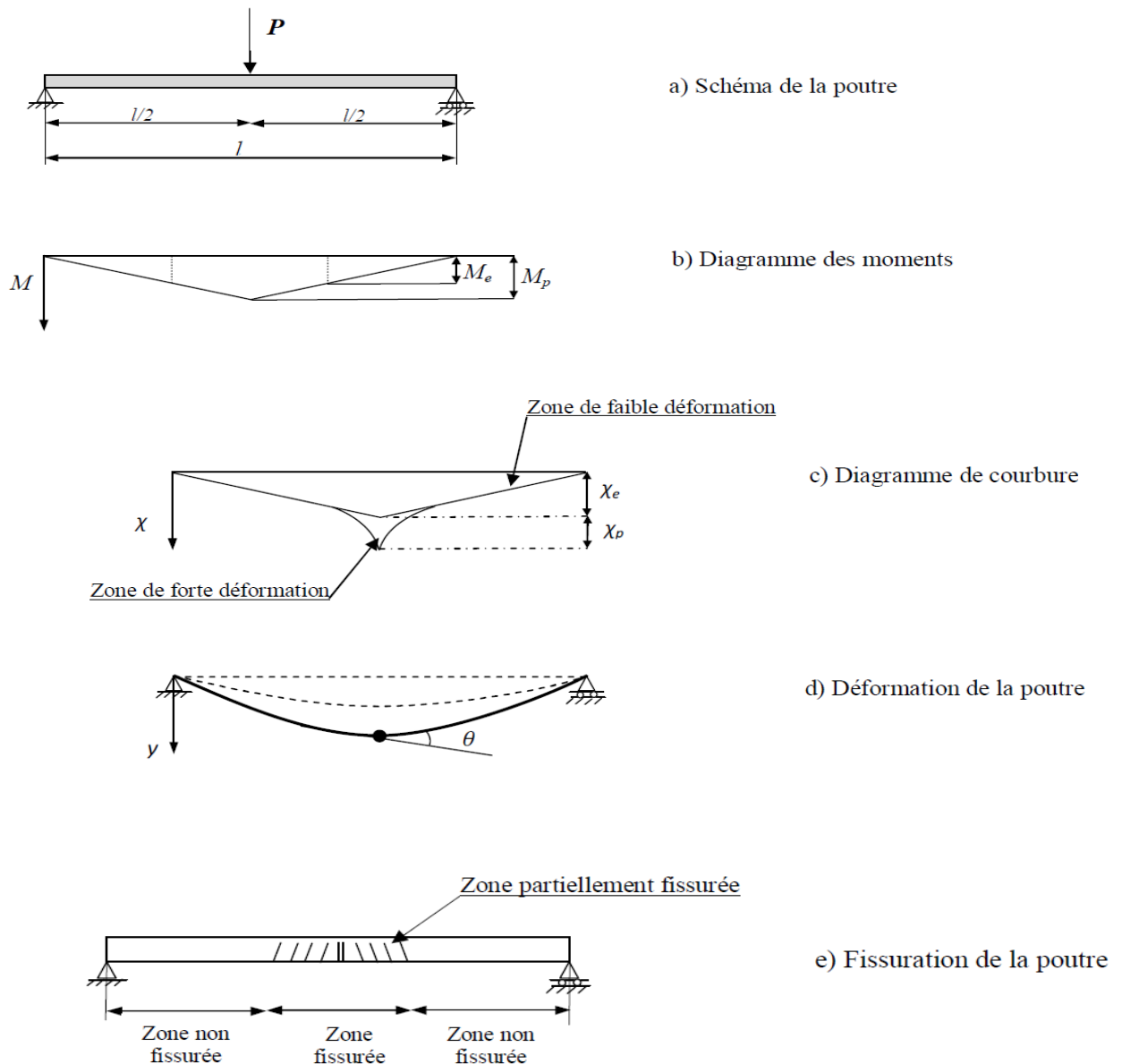
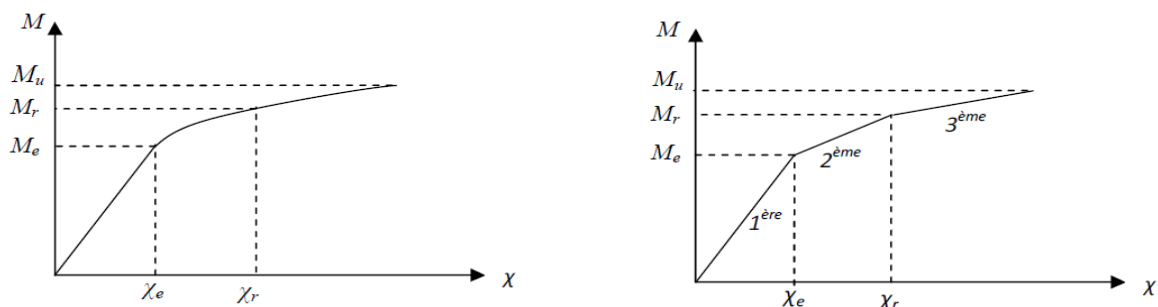


Figure1.9: Comportement d'une poutre en béton armé sous charge croissante



a) Diagramme Réel

b) diagramme Tri-linéaire

Figure1.10 : Diagramme moment-courbure pour la poutre en béton armé.

Pour parer à ce problème de mécanisme plastique d'étage, synonyme de comportement sismique défavorable non sécuritaire de la structure, les codes parasismiques, notamment le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003, préconisent de dimensionner les structures en portiques auto-stables de telle sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, afin de dissiper, par déformations plastiques, un maximum d'énergie sismique sans s'effondrer. Le but d'un tel dimensionnement parasismique est d'établir une hiérarchie des plastifications successives des divers éléments structuraux et d'atteindre un mécanisme de ruine de type plastique global et ductile, conférant à la structure un comportement favorable, sécuritaire, en situation sismique. Ainsi, compte tenu de l'importance fondamentale du comportement à l'effort tranchant de l'ossature d'une structure lors d'un séisme, on peut rarement compter, dans les structures en béton armé normalement dimensionnées, sur une ductilité qui serait suffisante pour faire face à ce séisme.

Toutefois, il est possible d'augmenter la capacité de déformation plastique des structures en béton armé et d'atteindre des facteurs de ductilité de l'ordre de 2 à 3, moyennant le respect de Certains objectifs prioritaires tels que:

- Eviter la ruine par cisaillement ou compression de certains éléments constitutifs (poteaux)
- Rechercher une ruine par flexion (poutres) de type plutôt ductile. Certaines règles constructives, concernant surtout les armatures, telles que:
 - Soigner particulièrement la réalisation des nœuds et leur voisinage.
 - Confiner le béton, d'une façon générale, partout où il peut être fortement comprimé.

I.7.2. Élément en charpente métallique :

Soit une poutre en charpente métallique, chargée au milieu de sa portée par une force concentrée P , **figure1.11-a**. Dans un premier temps, la répartition des contraintes au niveau de la section médiane (section critique) est linéaire. C'est la phase élastique du comportement du matériau, si on augmente la charge, les contraintes ne sont plus proportionnelles aux déformations et les fibres extrêmes se plastifient graduellement de haut en haut et de haut en bas **figure1.11-c**, la section se plastifie entièrement quand le moment fléchissant de cette dernière atteint le moment plastique M_p , et une rotule plastique se forme au niveau de cette section critique. A cet effet, la poutre est constituée de deux éléments rigides reliés par une articulation **figure1.11 -d**. On dit qu'il y a plastification totale de la section et la poutre se transforme en un mécanisme, **figure1.11-b**.

Il est facile de trouver la charge de ruine, P_c , de la poutre et ce en égalant le moment maximum dû à la charge appliquée au moment plastique M_p .

$$M_p = \frac{P_c l}{4} \quad \text{D'où} \quad P_c = \frac{4M_p}{l}$$

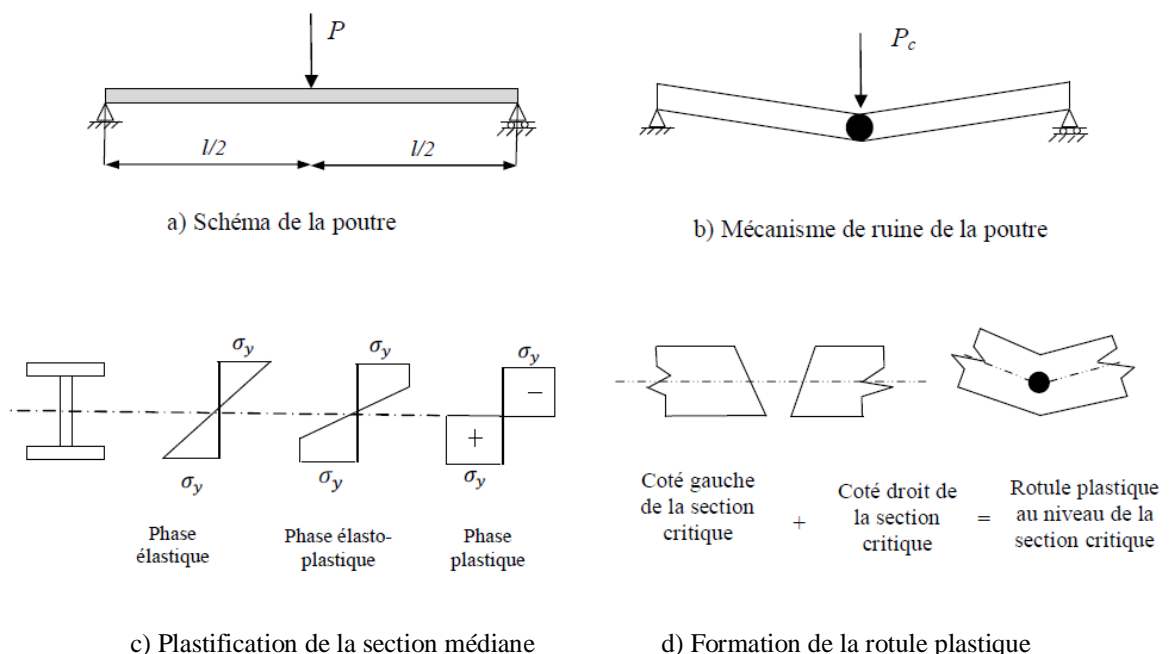


Figure1.11: Comportement d'une poutre en charpente métallique sous charge croissante

Conclusion :

La conception rationnelle des structures antisismiques est basée sur le concept de demande de ductilité globale, locale et leur corrélation. Le comportement local est intimement lié aux lois contrainte-déformation des matériaux constitutifs, en l'occurrence le comportement du béton confiné à l'intérieur du noyau. La connaissance de ces lois, permet au concepteur de mieux apprécier la capacité des éléments structuraux, notamment les poteaux en béton armé et mieux utiliser les réserves intrinsèques de la structure. Dans ce contexte les éléments structuraux sont proportionnés de manière à pouvoir supporter des déplacements latéraux importants tout en préservant l'équilibre global de la structure.

Le comportement des éléments structuraux en béton armé, est directement lié aux lois contraintes déformations des matériaux constituants. Le comportement du béton fretté est l'élément primordial devant permettre l'évaluation de la ductilité de courbure exigée dans les régions potentielles de rotules plastiques.

L'étude du comportement des éléments structuraux a permis de développer des modèles de calculs dynamiques non linéaires dans des programmes aux éléments finis. Un tel modèle a permis par exemple de retrouver par le calcul les réponses mesurées au cours du temps de structures testées sur la table vibrante du C.E.A.

CHAPITRE 2

la ductilité comme paramètre de mesure des dommages

II.1. Introduction :

Deux facteurs sont principalement à l'origine de dommages importants observés sur les structures : la violence des tremblements de terre qui excède un niveau d'agression pour lequel les structures ont été dimensionnées, ainsi que la vulnérabilité particulière du bâti existant non dimensionné vis-à-vis des codes parasismiques modernes.

Afin de prédire les zones de dommage d'une structure, il paraît important d'évaluer un indicateur de dommage pour déterminer le degré d'endommagement. L'évaluation du niveau de dommage ainsi que la localisation du dommage pour une structure sont les éléments nécessaires pour décider s'il convient de réhabiliter la structure ou non.

Les dommages des éléments en béton armé sont généralement liés, pour un premier niveau de dommage, à la fissuration du béton, puis pour un second niveau de dommage, à l'écrasement du béton. La ruine d'un élément en béton armé se caractérise en premier lieu par l'éclatement du béton d'enrobage, et plus tard, par celui du noyau confiné. A la suite de l'éclatement du béton d'enrobage, d'autres modes de défaillance peuvent précéder l'écrasement du noyau confiné, par exemple le flambage de barres longitudinales ou la perte d'ancrage.

Le dommage des éléments structuraux est représenté par la réduction des caractéristiques. Les niveaux de dommage commencent par des fissures isolées qui sont dues à des défauts locaux et finissent par la ruine partielle de un ou plusieurs éléments verticaux. Il est recommandé que la plastification des armatures se produise avant la ruine en compression du béton afin d'éviter les modes de ruine fragile.

Dans la littérature, la notion de la variable de dommage est introduite comme une grandeur physique caractérisant le dommage. Ces variables de dommage se réfèrent principalement à des déformations en compression, en traction ou des courbures. D'autres variables de dommage peuvent également être utilisées comme les forces de résistance, les forces de cisaillement, l'énergie dissipée sous un chargement cyclique, la rotation aux niveaux des extrémités des éléments, les déplacements des étages et les déplacements relatifs entre étages.

Des recherches importantes concernant la mesure de dommage des structures en béton armé soumises aux excitations du type séismique ont été effectuées, pour résumer l'effet des séismes sur les structures linéaires et non-linéaires. Quelques unes de ces formules, liées à l'absorption d'énergie dans les structures à un degré de liberté, ont été

étudiées par Zarah et Hall (1984). Une étude des effets du comportement inélastique sur les structures résistant aux séismes est due à Lin et Mahin (1985).

II.2. Concept d'énergie:

L'une des traductions les plus importantes qui résume le concept d'énergie considérée comme un paramètre de structure pour évaluer la capacité de la structure ou de ses éléments à dissiper l'énergie. Cette capacité est nécessaire à la structure, en plus de la résistance et la souplesse.

Afin de minimiser au maximum les dégâts matériels et humains causés par les séismes, de nombreux règlements parasismiques ont vu le jour et sont en constante évolution pour mieux aider les concepteurs à faire des choix judicieux lors de la conception, le calcul et la mise en œuvre des ouvrages. En général, ces règlements visent à ce que ces derniers soient capables de résister :

- A des séismes mineurs sans aucun dommage.
- A des séismes modérés avec des dommages négligeables dans les éléments structuraux et quelques désordres dans les éléments non structuraux.
- A des séismes majeurs avec quelques dommages structuraux et non structuraux sans qu'il y ait effondrement ou perte de stabilité de l'ouvrage.

II.2.1. Equilibre énergétique:

L'action sismique est un déplacement imposé variable dans le temps, qui induit dans la structure des forces d'inertie. Au cours du mouvement, le séisme « injecte » dans la structure une certaine quantité d'énergie, une partie est restituée au sol, par le phénomène interaction sol- structure, une autre partie est dissipée par amortissement, le surplus se retrouve dans la structure sous forme d'énergie cinétique et en énergie de déformation élastiques et inélastiques des éléments structuraux. A la fin de la réponse toute l'énergie induite est dissipée. [12]

Cependant l'analyse dynamique des structures répondant à des séismes sévères a montré que les forces élastiques d'inertie sont beaucoup plus grandes que celles préconisées par les normes et que cette différence est trop grande pour quelle soit compensée par des coefficients de sécurité. Lorsque le comportement du matériau de

l'oscillateur simple (la poutre console encastrée par exemple) n'est pas linéaire, l'équation du mouvement peut s'écrire:

$$M \ddot{X}(t) + C \dot{X}(t) + k X(t) = - M \ddot{X}_S(t) \dots\dots\dots (2-1)$$

$X(t)$: déplacement relatif de la masse (par rapport à la base).

Partant de cette équation, on peut mettre en évidence les divers termes d'énergie mentionnés plus haut en la multipliant par $\dot{X}dt$ et en intégrant sur la durée t_0 d'un tremblement de terre :

$$M \int \ddot{X}(t) \dot{X}(t) dt + C \int [\dot{X}(t) \dot{X}(t) dt + \int K X(t) \dot{X}(t) dt = \int - M \ddot{X}_S(t) \dot{X}(t) dt \dots\dots\dots (2-2)$$

$$E_{\text{cinétique}} + E_{\text{visqueux}} + E_{\text{déformation}}$$

$$= E_{\text{cinétique}} + E_{\text{visqueux}} + E_{\text{EPdef}} + E_{\text{ELdef}} = E_{\text{totale}} \dots\dots\dots (2-3)$$

Le premier terme du membre de gauche de l'équation (2-1), représente l'énergie cinétique absolue de la structure considérée, le deuxième terme représente l'énergie dissipée par amortissement visqueux et le troisième terme la somme de l'énergie hystérétique non restituable et l'énergie de déformation élastique.

On peut montrer que l'énergie E_{EPdef} dissipée dans des mécanismes plastiques peut contribuer de manière significative à l'absorption d'énergie globale requise d'une structure résistante à un tremblement de terre. E_{EPdef} correspond à l'énergie absorbée de façon permanente dans la structure et ce terme peut être nettement plus important que E_{ELdef} correspondant aux déformations purement élastiques, **figure 2.1:**

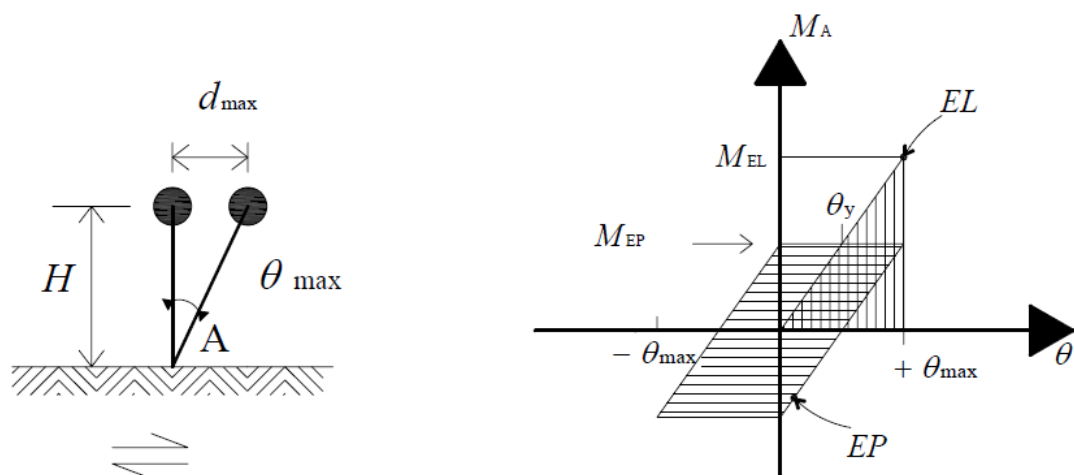


Figure 2.1: Intérêt des structures dissipatives.

II.2.2. Déformation et énergie:

Sous l'action du séisme, une structure absorbe de l'énergie. Cette absorption comporte plusieurs termes:

- Energie de déformation élastique.
- Energie cinétique.
- Energie d'amortissement, correspondant au comportement visco-élastique de la structure
- Energie de déformation plastique par hystérésis matériel.

L'énergie potentielle d'une structure en vibration égale à la somme de l'énergie cinétique des masses en mouvement et de l'énergie stockée dans la structure sous forme d'énergie de déformation.

L'argument précédent du comportement non linéaire sera clarifié encore, par la considération du mode d'absorption d'un oscillateur simple de l'énergie libérée par le sol durant une secousse sismique sévère. Un tel oscillateur, répondant élastiquement, aura une relation charge – déplacement **la figure 2.2**, où le point B est la réponse maximale. L'aire ABC sous la courbe représente l'énergie potentielle emmagasinée au déplacement maximal, et quand la masse M retourne a la position d'équilibre, l'énergie sera convertie en une énergie cinétique, si l'oscillateur ne subit pas une force élastique et développe une rotule plastique avec les caractéristiques élastoplastique.

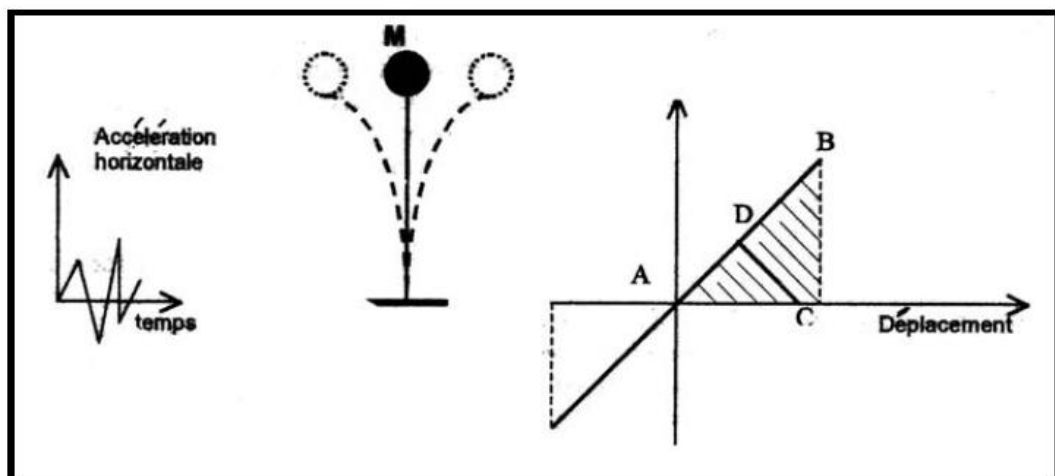


Figure2.2: réponse élastique.

La courbe charge déformation comme montre **la figure 2.3**, lorsque la capacité de la rotule plastique est améliorée, la réponse de déplacement procède le long de la ligne DE et le point E représente la réponse maximale. L'énergie potentielle emmagasinée au déplacement maximal dans ce cas est représentée par l'aire ADEF. Lorsque la masse retourne à la position d'équilibre, l'énergie sera convertie en une énergie cinétique représenté par l'aire du petit triangle EFG, car l'énergie représentée par l'aire ADEG est dissipée par la rotule plastique par la conversion en une énergie dégagée par la chaleur et l'autre en une énergie irréversible.

Donc, il est évident que dans les structures élastiques, l'ensemble de l'énergie emmagasinée sera retournée comme une énergie cinétique dans chaque cycle, par contre dans les structures élastoplastiques seulement une partie en sera retournée. D'ici, le potentiel de l'énergie emmagasinée dans les structures élastoplastiques dans chaque cycle ne doit pas demandée nécessairement d'être grand comme les structures élastiques, et le déplacement maximal des structures élasto- plastiques n'est pas obligatoirement supérieur à celui des structures élastiques. [13]

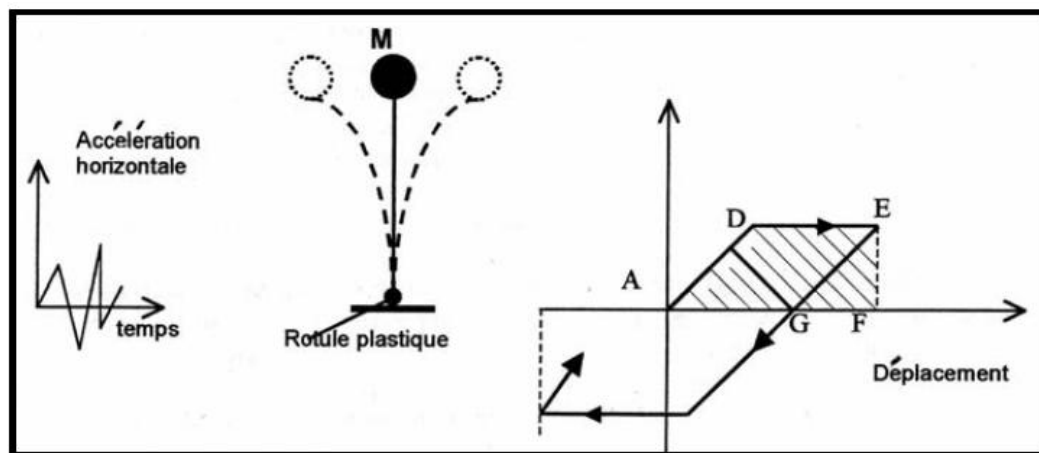


Figure 2.3: réponse élastoplastique.

On voit que l'énergie absorbable dans des déformations plastiques est largement supérieure à l'énergie de déformation élastique, par conséquent, le maintien d'une structure dans l'état élastique suppose la réalisation d'éléments capables de stocker de grandes quantités d'énergie sous les faibles déformations du domaine élastique, c'est à dire des pièces raides et de grande section. Il ya donc intérêt à concevoir les structures de manière à ce qu'elles puissent, avant rupture, consommer le plus possible d'énergie par déformation post-élastique et à diminuer la part à stocker sous forme d'énergie de

déformation élastique, quitte à accepter alors, en cas de sollicitations particulièrement fortes, certaines plastifications n'entraînant pas de catastrophe.

II.2.3. Dissipation d'énergie par "hystérésis":

Le phénomène d'amortissement, responsable de la dissipation d'énergie en chaleur, est de deux types:

- interne ou structural se produisant à l'intérieur des matériaux à l'occasion des déformations subies.
- externe correspondant à des frottements divers.

Le premier type (interne) représente en général la principale et quelquefois la seule cause de dissipation d'énergie. Il comporte essentiellement deux termes:

- l'un, de type visqueux, lié à la viscoélasticité des matériaux et dépendant de la fréquence.
- l'autre, dit "hystérétique", indépendant de la fréquence et tirant son origine de la non-linéarité des éléments structuraux.

Pour un cycle de déformation complet décrit autour d'une courbe force-déplacement telle que celle de **la Figure 2.4** l'énergie dissipée par cycle est égale à l'aire de la boucle d'hystérésis. Elle croît avec l'amplitude, spécialement en phase post-élastique (Despeyroux, 1985 et Paz, 1985).

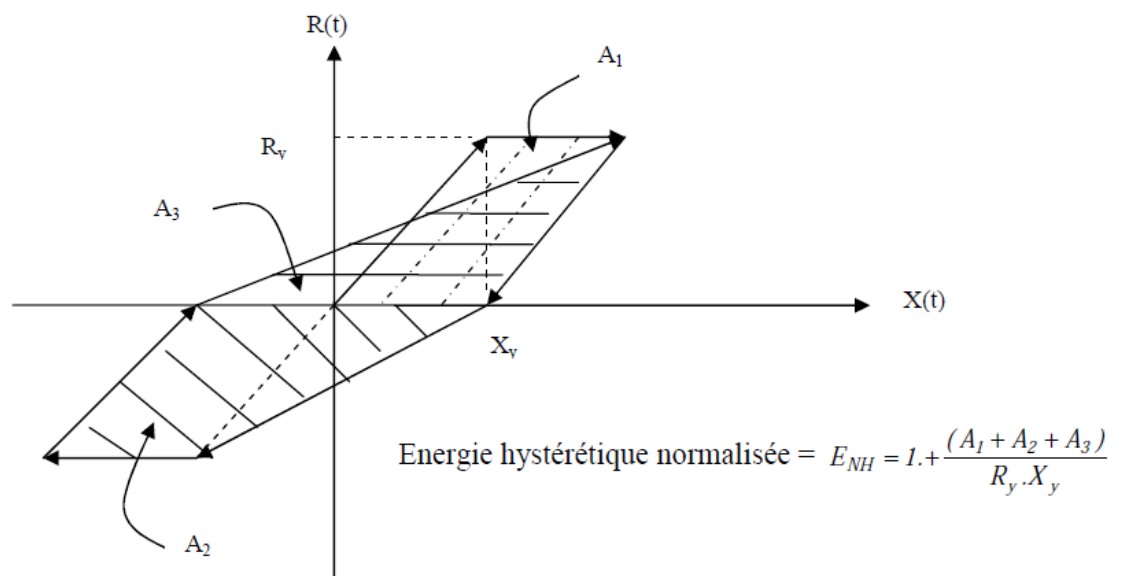


Figure .2-4 : Energie hystérétique normalisée

II.3. Mesure des dommages:

II.3.1. Paramètres de mesure:

En général, il y a deux paramètres très simples pour mesurer le dommage dans une structure en béton armé : Le coefficient de ductilité de déplacement et le déplacement maximal.

II.3.1.1. Coefficient de ductilité de déplacement (μ) :

La ductilité, qui représente le rapport de la déformation maximale X_{\max} au déplacement élastique max X_y du système soit:

$$\mu = \frac{X_{\max}}{X_y} \dots\dots\dots (2-4)$$

Il est généralement supposé que la ruine se produit lorsque la ductilité dépasse la valeur de la ductilité structurelle qui est définie par le rapport de la déformation maximale à la déformation plastique sous un chargement monotone.

II.3.1.2. Déplacement maximal (x_{\max}):

$$X_{\max} = \max X(t) \dots\dots\dots (2-5)$$

Un diagramme de X_{\max} en fonction de T ou f, avec la même valeur de ξ , fournit un spectre conventionnel.

II.3.2. Indices de dommage:

Un classement de plusieurs indicateurs de dommage a été effectué par Borg et al (2010). Le classement dépend de six critères identifiés par les auteurs. Les critères sont la capacité des paramètres à détecter la ruine, la capacité à décrire le dommage d'un élément, la capacité à décrire le dommage global, la facilité d'utilisation, la possibilité de calibration expérimentale et la capacité à prendre en compte les effets cycliques. En regard de ces critères, les auteurs trouvent que les deux meilleurs indicateurs de dommage sont ceux de Park et al. (1985), à savoir l'indicateur de dommage local, et celui global. Ces résultats sont obtenus en appliquant six différents accélérogrammes dont les caractéristiques sont données par Borg et al. (2010) sur deux structures en béton armé. La première structure est constituée par trois portiques réguliers de 3 baies de 4 à 5 m et 3 étages de 3 m. Tandis que la deuxième structure est irrégulière ayant une forme similaire à la première structure mais

avec une irrégularité des portiques au niveau du premier étage. Les deux structures ont été construites selon le code italien de 1982.

Afin de prédire les zones de dommage d'une structure pour la renforcer, il paraît important d'évaluer un indicateur de dommage pour déterminer le degré d'endommagement. L'évaluation du niveau de dommage ainsi que la localisation du dommage pour une structure sont les éléments nécessaires pour décider s'il convient de réhabiliter la structure. Ainsi, différents types d'indicateurs de dommage locaux et globaux seront montrés dans ce chapitre. Seront ensuite considérées, différentes normes qui fournissent un niveau de dommage qui dépend du type de structure et des valeurs atteintes par les indicateurs de dommage de type global tel que le déplacement maximum relatif entre étages.

II.3.2.1. Classification des indicateurs de dommage :

En général, deux groupes d'indicateurs de dommage sont distingués. L'indicateur local et l'indicateur global caractérisent respectivement le dommage d'un seul élément de la structure et de l'ensemble de la structure.

II.3.2.1.a. Indicateur de type local :

Les indicateurs de dommage de type non cumulé, cumulé et combiné représentent les trois groupes principaux d'indicateurs de dommage local. De nombreux indicateurs de dommage locaux sont proposés dans la littérature et sont comparés à des valeurs critiques afin d'évaluer le dommage subi par la structure. Dans la suite, un aperçu des indicateurs de dommage sera présenté.

En premier lieu, l'indicateur le plus simple est l'indicateur de dommage non cumulé qui traduit le dépassement de la valeur critique d'une certaine variable de dommage. Ces indicateurs sont uniquement construits à partir de la valeur maximale atteinte par une quantité physique, la variable de dommage. Par conséquent, l'indicateur n'évolue pas quel que soit le nombre de cycles de réponse pour lesquels cette valeur maximale est atteinte. Toutefois, il est largement utilisé en raison de sa simplicité.

En deuxième lieu, les indicateurs de dommage cumulés prennent en compte le cumul de dommage au cours des cycles de réponse. Ainsi, pour des cycles de réponse à même niveau, l'indicateur de dommage continue de croître. Cet indicateur cumulé peut être

exprimé en termes de déplacement, de déformation plastique ou d'énergie dissipée cumulée durant toute la durée de la réponse.

Enfin, la combinaison d'indicateurs de dommage non cumulé et cumulé permet d'établir des indicateurs de dommage combinés. Ces indicateurs sont pertinents puisque les structures en béton armé sous excitations sismiques ne sont pas endommagées qu'en atteignant la valeur maximale d'un indicateur de dommage non cumulé mais aussi en considérant le dommage cumulé durant le chargement cyclique. Park et al. (1985) ont proposé un indicateur de dommage combiné sous chargement sismique très largement utilisé dans le domaine du génie parasismique (Bracci et Al (1995, 2003, 2004, 2006), Nanos et al. (2008), Amiri et Al (2008), Kappos 1997, Gunturi et Al (1992), De guzman et Al (2004), Cosenza et Al (1998), Elenas et Al (2001)). L'indicateur s'exprime sous la forme d'une combinaison linéaire d'un indicateur de dommage non cumulé caractérisé par la ductilité et d'un indicateur de dommage cumulé défini par l'énergie dissipée durant l'excitation sismique :

$$DI = \frac{X_{max}(t)}{X_{max}} + \beta \cdot \frac{E_H}{R_y X_{max}} \dots\dots\dots (2-6)$$

Où: $X_{max}(t)$ est la déformation maximale sous charge sismique, X_{max} le déplacement limite sous charge monotone et R_y la charge de limite élastique. La propriété de la structure est représentée par un nombre positif β reflétant la capacité relative d'absorption d'énergie de la structure et ne pouvant pas être indépendant de l'excitation (Brahimi 1989 et Chopra 2001), β varie en général, entre 0.05 et 1. Selon ce modèle, la ruine (effondrement) a lieu lorsque cet indice est égal à 1.

II.3.2.1.b. Indicateur de type global :

L'évaluation de l'indicateur local permet de localiser le dommage dans un élément de l'ouvrage. Cependant, il est indispensable de déterminer un indicateur global afin de prendre les décisions importantes concernant la protection civile et les capacités de résistance résiduelles d'un ouvrage endommagé, en vue d'une réhabilitation ou d'une destruction. Un indicateur de dommage global peut être obtenu par la combinaison des indicateurs locaux. C'est une pratique courante de combiner les indicateurs locaux en utilisant un paramètre de pondération. L'énergie dissipée relative à une partie de structure ou le poids relatif à cette même partie de structure peuvent être considérés comme des paramètres possibles de pondération. Le paramètre de pondération reproduit la

contribution de chaque élément structurel dans le dommage global de la structure entière, de sorte que les éléments les plus endommagés contribuent le plus au dommage global.

Type de Structure.	Déplacement relatif entre étages.			
Niveau de dommage	Léger	Modéré	Important	Ruine
C1L	0.0040	0.0064	0.016	0.04
C3L	0.0024	0.0048	0.012	0.028
C2H	0.0016	0.0031	0.0079	0.02

Table(1) : Niveau de dommage selon HAZUS (2003).

Type de Structure	Occupation immédiate	Sécurité des vies	Prévention de l'effondrement
A	0.0	0.01	0.04
B	0.0	0.003	0.006
C	0.0	0.005	0.02

Table(2) : Niveaux de dommage selon le FEMA-365 (2000)

II.4. CONCLUSION :

Une structure peut être conçue pour résister à un séisme donné sans subir aucun dommage et ce en absorbant l'énergie sismique par un comportement élastique. Cependant, une telle conception ne serait pas économique, voir même réaliste, en raison du niveau très élevé de sécurité structural pour une très faible probabilité de l'occurrence d'un tel événement (10% en 50 ans d'après le règlement). Il serait plus réaliste et

économique d'admettre un risque de dommage contrôlable et réparable, sans entraîner l'écroulement de la structure. Il faut donc procurer à la structure une capacité de se déformer de manière ductile au delà de sa limite élastique sans perte significative de résistance, permettant ainsi l'absorption d'une grande partie de l'énergie sismique par un comportement non élastique de certaines membrures de la structure sans grand dommage. Dans ce cas, les déformations non élastiques peuvent être plusieurs fois plus importantes que les déformations élastiques, mais la force sismique de dimensionnement de la structure est moins importante que dans le cas du comportement élastique.

Plusieurs types d'indicateur de dommage ont été présentés au sein de ce chapitre. Ils sont de nature locale ou globale, prennent en compte ou non l'aspect cumulatif du dommage. A l'échelle d'un bâtiment complet, l'indicateur le plus utilisé dans le domaine de la protection des structures vis-à-vis du risque sismique est le maximum de déplacements différentiels. Cet indicateur qui représente le dommage global subi au niveau d'un étage pour un bâtiment est global et ne reproduit pas l'aspect cumulatif du dommage. Les valeurs prises par cet indicateur de dommage permettent de quantifier l'état de la structure en se référant aux codes de construction comme les normes Eurocode, FEMA ou HAZUS.

CHAPITRE 3

Le rôle de la ductilité dans la construction du spectre élasto-plastique de calcul

III.1 Introduction :

Les méthodes modernes de conception parasismique autorisent les structures à pénétrer largement dans le domaine non-linéaire de leur comportement mécanique. Le coût des ouvrages à la construction en est réduit. Il faut toutefois s'assurer de leur résistance à l'état limite ultime et pour cela il est nécessaire de connaître le degré d'incursion dans le domaine post-élastique. Si le spectre de réponse inélastique associé à un coefficient de comportement est un outil de dimensionnement d'oscillateurs élasto-plastiques parfaits ou de structures qui s'en rapprochent, il ne permet de prévoir le maximum de la réponse non-linéaire de la structure que dans la mesure où celle-ci a été dimensionnée au plus juste de façon à ce que la ductilité appelée égale la capacité en ductilité. Seule une analyse temporelle non-linéaire permet aujourd'hui d'appréhender la réponse de systèmes complexes comportant de multiples degrés de liberté.

Dans les codes ou règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures des bâtiments aux effets des tremblements de terre est conduite en utilisant des méthodes simplifiées basées sur les spectres de réponse. L'analyse spectrale non linéaire est une méthode de dimensionnement des structures sous la forme d'oscillateurs simples, en considérant directement un diagramme de réponse inélastique.

Dans la nouvelle génération de codes parasismiques, on permet aux structures de grandes déformations et par conséquent un comportement non linéaire au lieu de rester élastique linéaire. Par conséquent, sous l'effet des tremblements de terre, les structures des bâtiments vont subir des accélérations et des sollicitations réduites, mais en contrepartie ils vont subir des déformations et des déplacements plus importants. Ce concept permet une grande dissipation de l'énergie injectée par les séismes dans les structures. Dans de telles situations, on utilise un spectre de réponse inélastique. Ce dernier se construit à partir des spectres de réponses élastiques en appliquant un ou plusieurs facteurs de réduction des accélérations.

III.2 Définition de spectre de réponse élasto-plastique :

La mise en mouvement du sol support de la structure d'un bâtiment entraîne sa mise en mouvement. Pour une structure infiniment flexible, le mouvement de chaque point de la structure est celui du sol. En réalité, pour une structure flexible, le mouvement de

chaque point dépend de sa rigidité globale elle-même fonction des rigidités des éléments qui la constituent et de la distribution des masses dans la structure.

La mise en œuvre des spectres de réponse est basée sur le principe suivant :

La structure du bâtiment est modélisée par un oscillateur simple équivalent. Un oscillateur simple est un système matériel à un seul degré de liberté de translation formé d'une masse M et lié au sol à l'aide d'une tige de rigidité K , **Figure 3.1-a**. Ce système est aussi caractérisé par son amortissement C . En effet, selon les principes de la mécanique, lorsqu'une structure est sollicitée par une action dynamique, telle l'effet des ondes sismiques, sa réaction fait intervenir :

- La distribution des masses au sein de la structure du bâtiment, de ce point de vue, l'effet des masses en hauteur est plus difficile à maîtriser que celui des mêmes masses dans la partie basse.
- La rigidité locale et globale de la structure du bâtiment.
- La possibilité de dissiper de l'énergie injectée par le séisme, par frottement et interactions entre les différents éléments constitutifs de la structure ou entre le sol et la structure. l'équation du mouvement s'écrivait dans ce cas comme suit :

$$m\ddot{X}_t(t) + c\dot{X}_t + KX(t) = 0 \dots\dots\dots (3-1)$$

$$\text{avec: } X_t = X + X_s$$

Si le système répondait élastiquement au mouvement X_s du sol comme la **figure 3.1-b** :

$$m\ddot{X}_{tp} + KX_{tE} = 0 \dots\dots\dots (3-2)$$

Dans la figure, l'oscillateur réagit à cette excitation dans le domaine élastoplastique parfait. **figure 3.1-C**, caractérisé par K , X_y et F_y :

$$\ddot{X}(t_p) = \ddot{X}_{tp} \quad \dot{X}(t_p) = 0$$

$X(t_p) = X_p$ = déplacement élastoplastique maximal et nous avons (d'après l'équation d'équilibre à l'instant t_p)

$$m\ddot{X}_{tp} + KX_y = 0 \dots\dots\dots (3-3)$$

Au delà de X_y , le système répond au mouvement du sol en faisant appel à ses réserves de déformations plastiques, et la force élastique reste égale à sa valeur maximale ($F_y = K \cdot X_y$).

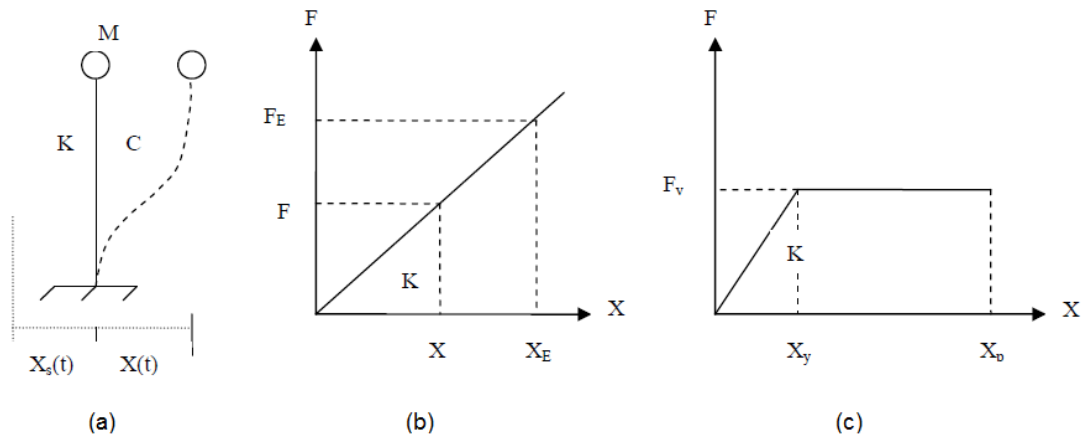


Figure 3.1: Comportements élastique (b) et élasto-plastique (c) d'un oscillateur simple (a)

Par définition, le spectre de réponse élasto-plastique pour un séisme donné représente la réponse sismique maximale d'un oscillateur simple, ayant un comportement élasto-plastique de ductilité μ et un taux d'amortissement critique ζ , en fonction de sa fréquence propre élastique f . Dès l'instant où l'on cherche à déterminer un spectre de réponse élasto-plastique caractérisé par des valeurs fixées du taux d'amortissement critique ζ , (comme en élasticité) et du facteur de ductilité μ , il est clair que cette détermination ne peut être directe, le déplacement maximal (fonction du déplacement élastique limite) devant être conforme à la ductilité choisie; pour cette raison, un calcul itératif sur X_y sera nécessaire. Sous cette réserve, pour un accélérogramme donné, une famille de spectres de réponse peut être envisagée pour différentes valeurs de μ et de ζ . [14], Reste à savoir si une interprétation identique à celle du spectre de réponse élastique est concevable en élasto-plasticité. D'après l'équation d'équilibre à l'instant t_p , nous avons :

$$|\ddot{X}_p| = w^2 X_y = w^2 \frac{1}{\mu} |X_p| \dots\dots\dots (3-4)$$

III.3. Déduction approchée du spectre de réponse élastoplastique à partir du spectre élastique :

L'intérêt du comportement non linéaire d'un système à un seul degré de liberté ou oscillateur simple a été montré par New mark et Hall (1982). Ces auteurs ont étudié un grand nombre d'oscillateurs simples linéaires et non linéaires avec l'hypothèse d'un comportement élastique parfaitement plastique. Suite à une étude des spectres élastiques et inélastiques (élasto-plastiques) résultant du séisme d'El Centro en Californie, du 18 mai 1940, ces auteurs ont observé que :

- Dans les basses fréquences, les systèmes élastique et inélastique ont approximativement le même déplacement maximal.
- Dans les fréquences moyennes, le principe de conservation des énergies donne une bonne et suffisante approximation.
- Dans les hautes fréquences, les systèmes élastiques et élastoplastique ont la même force.

Ces résultats peuvent être résumés en termes des fréquences telles que :

III.3.1. Principe d'égalité des déplacements maximaux :

$D_p = D_E \rightarrow$ (oscillateurs souples)

Dans ce cas, le facteur de réduction R (coefficient de comportement) est égal à :

$\frac{1}{\mu_\Delta}$. μ_Δ Étant le facteur de ductilité ($\mu_\Delta > 1$). Comme représente dans la **figure 3.2**.

En effet,

$$\begin{aligned}
 D_p &= D_E \Rightarrow \mu_\Delta D_Y = D_E \\
 \Rightarrow \frac{\mu_\Delta A_Y}{K} &= \frac{A_E}{K} \Rightarrow \mu_\Delta A_Y = A_E \Rightarrow \mu_\Delta R A_E = A_E \\
 \Rightarrow R &= \frac{1}{\mu_\Delta} \dots\dots\dots (3-5)
 \end{aligned}$$

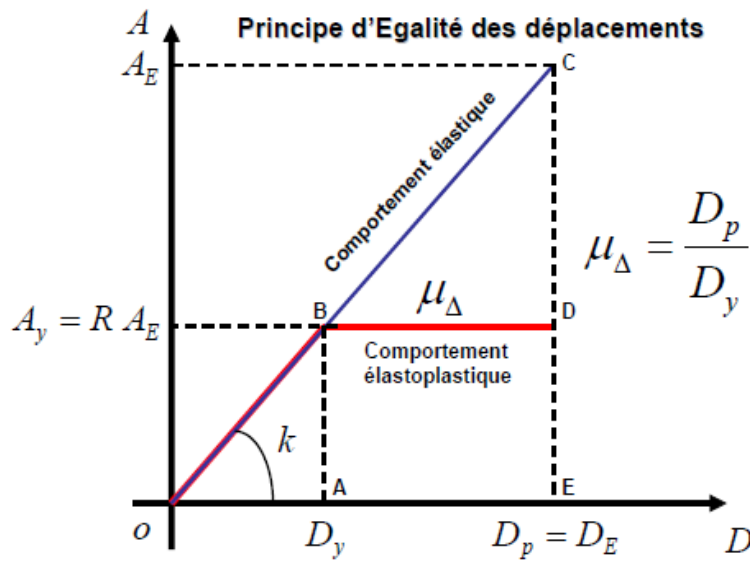


Figure 3.2 : Schématisation du principe d'égalité des déplacements des oscillateurs simples, A_E accélération élastique maximale, A_Y accélération de plastification, D_E déplacement élastique maximal, D_Y déplacement de plastification, D_P déplacement inélastique maximal.

III.3.2. principe d'égalité des énergies dissipée :

Aire (OCG)=Aire(OBEF), \rightarrow (oscillateurs assez rigides).

Le facteur de réduction R est égal à :

$$\frac{1}{\sqrt{(2\mu_{\Delta}-1)}} \quad , \text{ Comme représente dans la figure 3.3}$$

En effet, de l'égalité des énergies dissipées on a :

$$\frac{A_E D_E}{2} = \frac{A_Y D_Y}{2} + A_Y (D_P - D_Y) \quad \dots\dots\dots (3-6)$$

D'où :

$$A_E D_E = A_Y D_Y (2\mu_{\Delta} - 1) \Rightarrow A_E^2 = A_Y^2 (2\mu_{\Delta} - 1) \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

$$\Rightarrow R = \frac{1}{\sqrt{(2\mu_{\Delta}-1)}} \quad \dots\dots\dots (3-8)$$

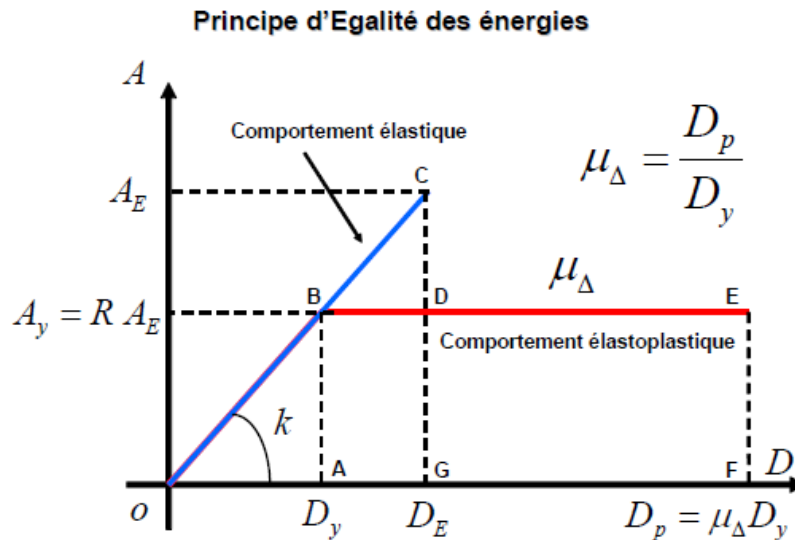


Figure3.3 : Schématisation du principe d'égalité des énergies
Dissipées par les oscillateurs simples.

III.3.3. Principe d'égalité des forces :

Le troisième principe n'est pas toujours applicable aux bâtiments. Les deux fréquences de transition dépendent de la ductilité du système μ_Δ et des caractéristiques du spectre élastique. Il est important de différencier entre le facteur de comportement et le facteur de ductilité. Le facteur de comportement représente le rapport de l'effort ou l'accélération que peut supporter la structure si celle-ci était parfaitement élastique, à l'effort ou à l'accélération effectivement supportés par la structure réelle pour une même déformation. Par contre, on définit la ductilité (en déplacement) μ_Δ , appelée aussi facteur de ductilité disponible comme étant la capacité de la structure à subir, avant la ruine, des déformations importantes qui sont la source de consommation d'énergie élevée. Par conséquent, plus la structure montre un comportement ductile, plus les mécanismes de sa résistance à toute action sismique basés sur la capacité d'absorber et de dissiper l'énergie induite par sa réponse globale est efficace.

III.4. Calcul des structures dans le domaine élastoplastique :

III.4.1. Calcul dynamique direct pas à pas :

Dans le cas des structures linéaires soumises à des chargements dynamiques le calcul dynamique direct consistait en la résolution pas à pas des équations différentielles du mouvement pour chaque incrément de temps. Nous avons aussi vu les difficultés concernant le calcul de la matrice d'amortissement, nécessaire pour la résolution du système d'équations.

Pour les structures non linéaires, (modélisées en un comportement élasto-plastique dont les caractéristiques sont variables dans le temps, il est nécessaire de mettre au point une méthode de calcul dynamique susceptible de prendre en compte les non-linéarités. La méthode qui est probablement la plus puissante en analyse non linéaire est, encore une fois, celle de l'intégration pas à pas.

Dans cette technique, la réponse est calculée de point en point pour une suite de cours incrément de temps (ΔT), généralement choisis de longueur fixe pour la commodité des calculs. L'équilibre dynamique est établi au début et à la fin de chaque intervalle. La nature non linéaire du système est prise en compte par le calcul de nouvelles caractéristiques relatives à l'état déformé pris au début de chaque incrément de temps. La réponse complète est obtenue en prenant la vitesse et le déplacement relatifs à la fin d'un intervalle pour les conditions initiales de l'intervalle suivant, le processus peut être poursuivi pas à pas depuis le début du chargement jusqu'à n'importe quel instant, approchant ainsi un comportement non linéaire au moyen d'une séquence de systèmes linéaires successifs [15]. Les propriétés des matériaux peuvent dans ce type d'analyse présenter n'importe quelle forme de non-linéarité, à condition que les caractéristiques de rigidité soient complètement définies par l'histoire passée et par l'état actuel de la déformation.

Comme dans toute intégration numérique, la précision de cette méthode pas à pas dépendra de la durée de l'incrément de temps ΔT . Cet incrément de temps doit être assez court pour permettre une bonne représentation de toutes les grandeurs intervenant dans le calcul. En général, l'incrément de temps ΔT , doit être inférieur ou égal à un dixième de la période la plus petite de la structure, pour que les résultats obtenus soient dignes de confiance. Pour un système à plusieurs degrés de liberté, il se peut qu'il soit nécessaire de considérer de l'ordre de 100 à 200 incréments de temps par seconde de calcul de réponse dynamique. Ainsi le calcul dynamique complet d'un système complexe et à plusieurs degrés de liberté devient un calcul fastidieux et coûteux.

III.4.2 Calcul par l'analyse modale et utilisation du spectre de réponse modifié :

Le calcul dynamique direct pas à pas des structures à comportement élasto-plastique nécessite des moyens de calcul considérables et par conséquent cela devient long et coûteux. L'analyse modale (directe ou spectrale) est basée sur le principe de superposition, ce qui n'est valable que pour les systèmes à comportement élastique linéaire.

La recherche d'une méthode de calcul approché pour des systèmes ayant un comportement élasto-plastique depuis bien longtemps, a attiré l'attention de beaucoup de chercheurs dans ce domaine. L'étude de la réponse d'un système simple à comportement élasto-plastique à un séisme, montre une réduction considérable de la force (latérale) engendrée par rapport à celle que l'on aurait obtenue en considérant le système étudié comme élastique.

En fait, les premières études dans ce domaine ont été commencées par « S.L. Pan » [16]. Ces études portaient sur des portiques simples soumis à un mouvement séismique. Les résultats indiquaient l'importante influence de l'absorption d'énergie par la plastification de la Structure, sur des effets dynamiques du mouvement. Puis, des études semblables ont été effectuées par Tanabshi et Mousner. Ce dernier a proposé une procédure de calcul pour les systèmes élasto-plastiques basée sur les considérations *énergétiques*. Les études de Bycroft, Murphy et Brown présentent les *résultats de calcul* concernant l'établissement d'un spectre de réponse pour les systèmes élasto-plastiques. Finalement, Newmark a entrepris une série d'études sur des systèmes à un degré de liberté. Il a étudié la réponse de chacune de ces structures aux accélérogrammes [d'EL CENTRO (1940) et VERNON (1933)]. Le premier représentant le séisme le plus fort enregistré et le deuxième, un séisme relativement faible.

Dans cette étude la structure a un comportement élasto-plastique bilinéaire. Le niveau de plastification est mesuré par le facteur de ductilité. Le facteur de ductilité présente, par définition le rapport du déplacement total au déplacement correspondant au début de la plastification.

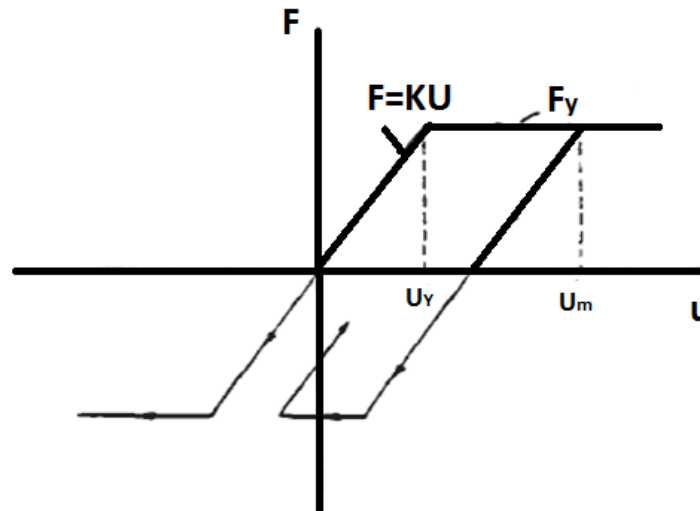


Figure 3.4 : comportement élastoplastique

Le déchargement et rechargement après la plastification s'effectuent parallèlement à la partie élastique. Ayant effectué ces études et se rappelant des deux principes fondamentaux suivants :

III.4.2.1. Structures à fréquence basse :

Une structure à fréquence basse correspond à un système dont la masse est grande alors que sa rigidité est faible. Quand un tel système subit un mouvement très rapide de sol (séisme), la masse n'a pas le temps de bauger, par conséquent, elle subit un déplacement relatif à sa base, égal au déplacement du sol. Ainsi, le déplacement maximal de la masse par rapport à sa base (le déplacement maximal du ressort) est égal au déplacement du sol dû au séisme. Ce phénomène est indépendant de l'amortissement du système et surtout il est indépendant du comportement du ressort. (Elastique ou élasto-plastique).

Considérons un système élasto-plastique, soumis à un séisme dont le déplacement maximal est D_m . Connaissant la limite élastique U_y , nous pouvons en déduire le facteur de ductilité μ , et la part plastique du déplacement.

$$U = \frac{U_m}{U_y} \dots\dots\dots (3-9) \quad \text{et} \quad U_p = U_m - U_y \dots\dots\dots (3-10)$$

$$U_p = (\mu - 1) U_y \dots\dots\dots (3-11)$$

et la force élastique engendrée :

$$F = K U_y = K \frac{U_m}{\mu} = \frac{K U_m}{\mu} \dots\dots\dots (3-12)$$

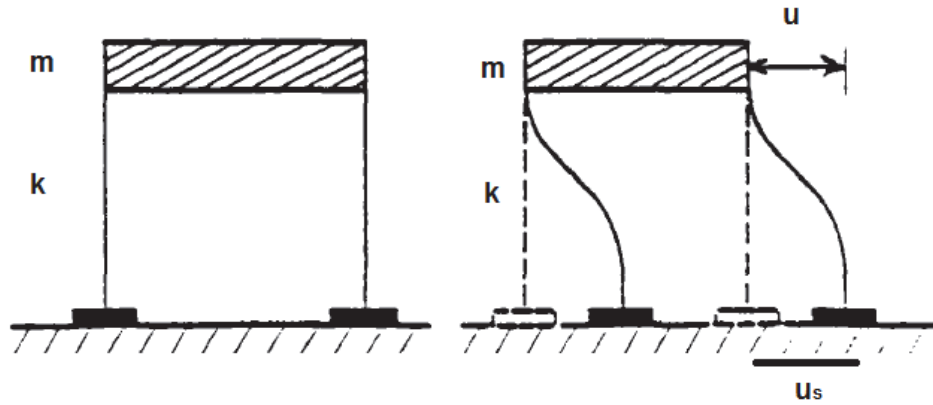


Figure3.5 : système à fréquence basse

SYSTEME SOUPLE

Fréquence basse :

Masse(m) grande U_s : déplacement du sol

Rigidité(k) faible U : déplacement relatif de la masse

Ainsi, pour un système élasto-plastique, ayant la ductilité μ , la force élastique engendrée dans le ressort est réduite du même facteur μ .

III.4.2.2. Structures à fréquence haute :

Une structure à fréquence haute correspond à un système dont la masse est petite et la rigidité grande. Lorsqu'un tel système est soumis à un mouvement du sol (séisme), la rigidité du système étant grande, le ressort ne se déforme pas, et par conséquent, la masse subit la même accélération que le sol comme si la masse faisait partie du sol.

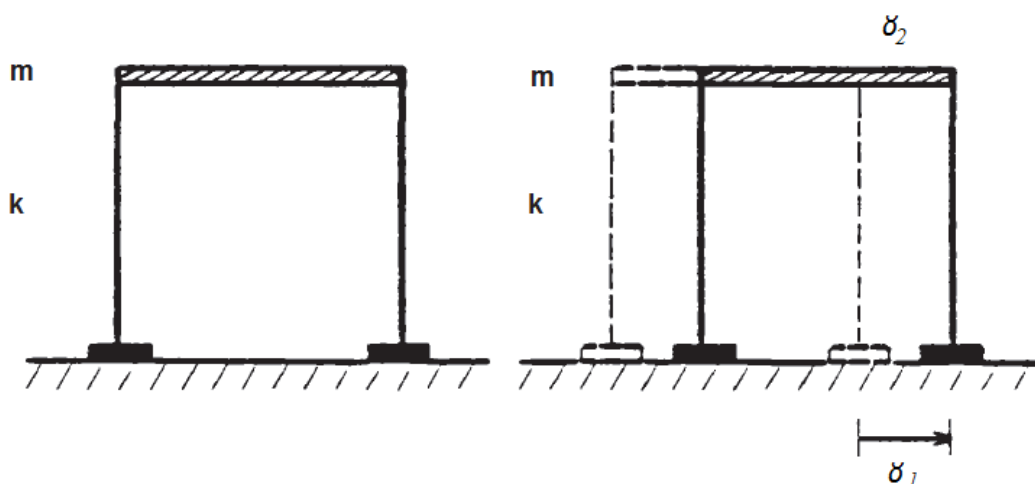


Figure 3.6 : système à fréquence haute

SYSTEME RIGIDE

Fréquence haute :

masse (m) faible δ_1 : Accélération du solRigidité (k) grande δ_2 : Accélération de la masse

Ce phénomène est également indépendant de l'amortissement et du comportement du ressort. Ainsi, dans ce cas la force engendrée dans le système peut être calculée de la manière suivante:

$$F_{\max} = m \cdot a_{\max} \dots\dots\dots (3-13) \quad m : \text{masse du système}$$

Pour les structures à fréquence moyenne, intervient l'amplification du mouvement (Déplacement, vitesse, accélération). Ainsi, une structure à fréquence moyenne soumise à un séisme, aura une réponse différente en fonction de son comportement élastique ou Elasto- plastique.

Newmark, pour définir une relation entre les réponses élastiques et élasto-plastiques d'un système à un même séisme, a proposé l'égalité d'énergie absorbée par le système qu'il ait un comportement élastique ou élasto-plastique. Cette égalité d'énergie procure le rapport de la force latérale engendrée dans le système supposé élasto-plastique, par rapport à ce qu'on aurait obtenu si le système avait un comportement élastique.

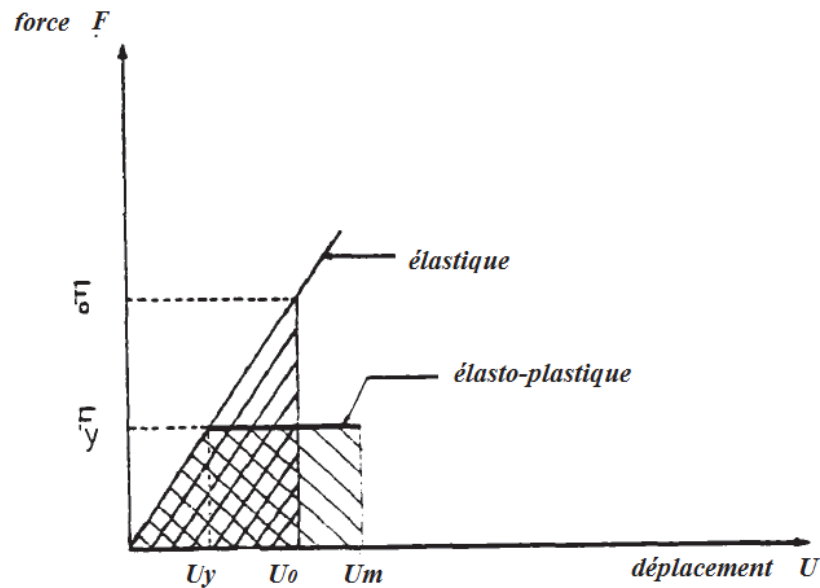


Figure 3.7 : système élastique et élasto-plastique

$$\frac{U_y}{U_0} = \frac{F_y}{F_0} \rightarrow U_0 = U_y \frac{F_0}{F_y}$$

$$\Delta S = (U_0 - U_y) \left(\frac{F_0 + F_y}{2} \right) = (U_m - U_g) F_y$$

$$\frac{1}{2} \left(U_y \frac{F_0}{F_y} - U_y \right) (F_0 + F_y) = (U_m - U_g) F_y$$

$$\frac{1}{2} U_y \left(\frac{F_0 - F_y}{F_y} \right) (F_0 + F_y) = U_y (\mu - 1) F_y^2$$

$$F_0^2 - F_y^2 = 2(\mu - 1) F_y^2$$

$$F_0^2 = (2\mu - 1) F_y^2 \rightarrow F_y = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} F_0 \dots\dots\dots (3-14)$$

Ayant obtenu cette relation pour les structures à fréquence moyenne, on dispose pour toutes les gammes de fréquences, des relations entre les forces latérales engendrées dans un système élasto-plastique par rapport à celles engendrées dans le même système supposé élastique.

Ces trois règles peuvent être résumées ainsi, sous un séisme :

1. Pour les systèmes à fréquence basse, le déplacement total d'un système élasto-plastique est égal au déplacement d'un système élastique de même fréquence.

2. Pour les systèmes à fréquence moyenne, l'énergie totale absorbée par le système élasto-plastique est la même que pour un système élastique de même fréquence.
3. Pour les systèmes à fréquence haute, la force engendrée dans un système élastoplastique est la même que pour un système élastique de même fréquence. Ces trois règles sont représentées sur la Figure 3.8.

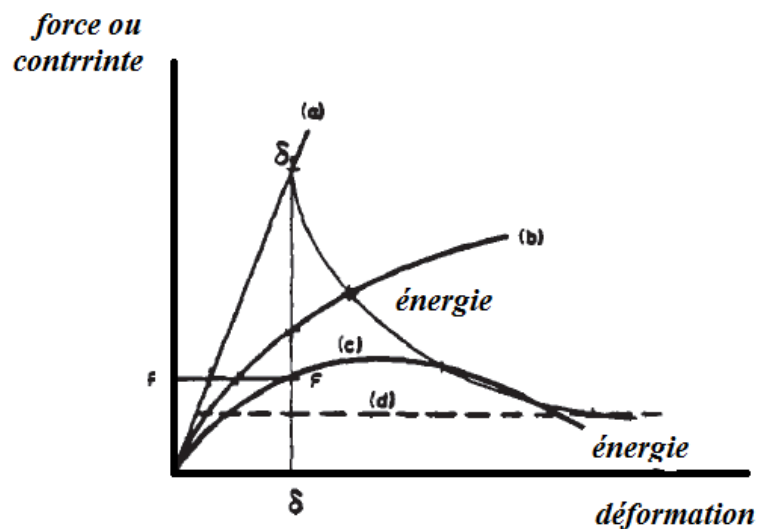


Figure 3.8 : comparaison des déformations pour le même déplacement énergie ou force

Cette figure montre dans les régions où le déplacement est préservé, que les forces ou les accélérations varient selon les coordonnées des courbes (force-déplacement) pour la valeur préservée du déplacement. Dans les régions où l'énergie est préservée, le déplacement et la force ou accélération varient de telles manières que la surface sous charge courbe (force déplacement) est la même. Finalement, dans les régions où la force est préservée le déplacement varie selon l'abscisse de la courbe (force-déplacement) correspondante. Newmark, à partir d'un spectre de réponse, pour des systèmes élastiques, et en considérant ces trois règles a établi le spectre de réponse pour un système élasto-plastique. Considérons un spectre de réponse en accélération. Sur le spectre élastique la partie pour les hautes fréquences est la même que pour le spectre élasto-plastique.

Dans la partie à fréquences moyennes, on obtient le spectre élasto-plastique du spectre élastique en le divisant par le coefficient $\sqrt{2\mu - 1}$. Pour la partie à faibles fréquences, le spectre élasto-plastique s'obtient du spectre élastique en le divisant par μ .

Ainsi en Présupposant un coefficient de ductilité, on obtient facilement un spectre élasto-plastique, avec lequel on peut faire un calcul spectral pour un système élasto-plastique avec un coefficient de ductilité donné, **Figure 3.9**

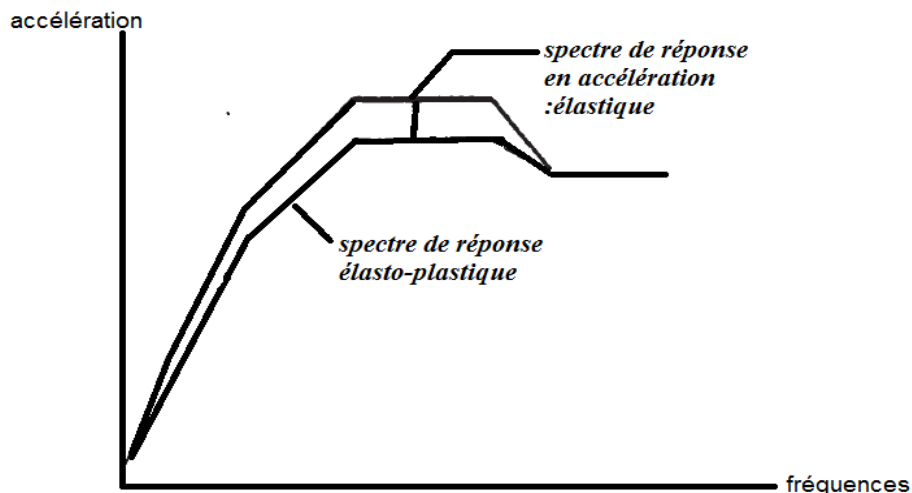


Figure 3.9 : spectre de réponse « élastoplastique »

III.5. Conclusion :

Il faut remarquer, d'autre part, que Dans le cas de systèmes à plusieurs degrés de liberté, le calcul par l'analyse modale en utilisant un spectre de réponse élastoplastique devient compliqué, en ce qui concerne le choix du facteur de ductilité, pour chaque mode par exemple. Ainsi les réponses obtenues deviennent compromettantes. Bien entendu, depuis la présentation de cette méthode, beaucoup de recherches ont été entreprises par différents chercheurs. Ces travaux portent, en général, sur la comparaison des résultats obtenus par cette méthode avec ceux obtenus par le calcul dynamique direct pas à pas, pour des systèmes à plusieurs degrés de liberté. Notamment, les travaux de (A. S. Veletsoet W. Pennington Vann.), sur un ensemble de systèmes à 2 ou 3 degrés de liberté. Cette étude a abouti au résultat suivant : pour des systèmes à plusieurs degrés de liberté, les règles proposées pour un système à un degré de liberté, peuvent aboutir à une estimation de réponse in conservative et plus le nombre de degré de liberté augmente, plus l'erreur commise est importante.

Résultats :

A la lumière des résultats produits par les diverses études, il a été conclu que :

➤ le confinement est positivement affecté par plusieurs paramètres dont les plus déterminants sont:

- le taux et la configuration de l'armature transversale avec l'espacement approprié;
- la résistance des matériaux ;
- le taux et la distribution adéquate de l'armature longitudinale sur le périmètre de la section; ainsi que l'intensité de l'effort normal.

➤ Le confinement offre deux avantages concernant le comportement sismique des éléments structuraux en béton:

- il augmente la résistance du béton, qui va compenser le manque causé par l'éclatement du béton d'enrobage.
- il redresse la pente de la partie descendante de la courbe $(\sigma - \varepsilon)$, ainsi Il augmente la déformation maximum du béton ε_{cu} à des valeurs largement supérieures à celles acceptées par les codes.

➤ la fréquence de la structure sous sollicitations dynamiques, et par conséquent la rigidité, diminue à cause de la fissuration et de la détérioration de l'adhérence entre l'acier et le béton.

➤ Le comportement des éléments structuraux en béton armé est non linéaire dès que la charge dépasse la limite de fissuration du béton et ce à cause de la fissuration du béton. La non linéarité du comportement est due également à la détérioration de l'adhérence acier-béton, par conséquent, au glissement des armatures d'acier, pour de fortes sollicitations.

➤ Le niveau de sécurité optimal est assuré à travers un comportement élastique lors d'un séisme modéré, l'endurance des déformations post-élastiques lors d'un séisme sévère, sans jamais mettre en danger les vies humaines et la préservation de l'intégrité structurelle. Ainsi dans les différents règlements courants, le critère de calcul de la force sismique pour des structures ductiles a été établi sur la base que ces dernières seraient aptes à résister à des séismes modérés sans dommages structurels et aptes à résister à des séismes sévères sans s'effondrer mais subissant éventuellement des dommages structurels et non structurels.

- Les déformations plastiques (sans dégradation de la résistance), et la dissipation d'énergie résultante permettent à la structure de mieux utiliser ses réserves intrinsèques.
- La conception en capacité est une philosophie communément reconnue dans la plupart des codes modernes et fait partie intégrante des recommandations relatives aux actions sismiques.
 - une meilleure capacité d'absorption et de dissipation de l'énergie des structures en béton armé peut être obtenue par un ferrailage judicieusement choisi
 - La ductilité de la structure permet d'apprécier le niveau de la résistance de la construction en phase élastique et les dégradations dues aux déformations dans le domaine élasto – plastique qu'elle peut subir sous l'effet des charges sismiques ou accidentelles qui entraînent le plus souvent des rotules plastiques dans certains points de la structure. Et sur la base d'études expérimentales a été conduit pour l'amélioration de la capacité des rotules plastiques de l'absorption et la dissipation de l'énergie sismique. Or, cette amélioration dépend de plusieurs facteurs intrinsèques qui influent sur la ductilité et la portance des rotules plastiques. Parmi ces facteurs, on cite:
 - la résistance à la compression du béton.
 - le confinement transversal des éléments.
 - les pourcentages des armatures tendues et comprimées.
 - la limite élastique des armatures.
 - l'effort normal dans les poteaux.
 - la résistance élevée des armatures tendues.
 - En générale, pour tous les portiques irréguliers, la demande de ductilité dans les poutres de la partie "tour" est plus accentuée que celle des poutres de la partie "base" et affiche une nette croissance au voisinage du niveau du décrochement. Ceci implique que lors d'un séisme de forte intensité les poutres dans cette zone pourraient subir des désordres importants et perdront leurs capacités de chargement si elles ne possèdent pas suffisamment de ductilité.
 - La distribution ainsi que la magnitude de la demande de ductilité obtenue par les deux méthodes, statique et modale, est sensiblement la même. Ceci démontre qu'en termes de demande de ductilité pour les structures étudiées, il n'y a aucun avantage visible à utiliser la méthode d'analyse dynamique modale dans le calcul des charges de conception.

➤ L'indicateur le plus utilisé dans le domaine de la protection des structures vis-à-vis du risque sismique est l'indicateur global. Cet indicateur qui représente le dommage global subi au niveau d'un étage pour un bâtiment est global et ne reproduit pas l'aspect cumulatif du dommage. Les valeurs prises par cet indicateur de dommage permettent de quantifier l'état de la structure en se référant aux codes de construction comme les normes de l'Eurocode 8. L'analyse des travaux a montré que certains facteurs ont un effet défavorable sur la ductilité comme la résistance élevée des armatures tendues et l'effort normal dans les éléments. Par ailleurs, les autres facteurs ont un effet favorable sur la ductilité à savoir la résistance.

CHAPITRE 4

la ductilité dans la conception en performance

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, comme dans les trois suivants, nous nous concentrerons sur la partie théorique liée à la ductilité de courbure. Nous discuterons de nouvelle approche basée sur les déplacements au lieu des forces. Cette approche connue sous le nom de "méthode des déplacements ", Nous discuterons également sur l'effet de l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues dans une section de béton armé soumise à la flexion simple, avec la courbure des sections en BA ;et le besoin de la ductilité de courbure sera accentué, et les divers paramètres qui affectent la ductilité seront discutés.

IV.2 Méthode des Déplacements :

En génie sismique, l'approche classique de calcul et vérification basée sur les forces induites, couramment appelée "méthode des forces", se traduit au niveau des règlements, par l'utilisation du spectre accélération S_a ou S_a/g , la relation étant évidente entre les deux: $F = M.S_a = M.g.(s_a/g)$. Pourtant, dans bien des cas, l'effet des charges externes sur les structures est ressenti directement sous forme de déformation des éléments (Medhekar et al, 1998).Cela a conduit à des réflexions sur une approche nouvelle basée sur les déplacements au lieu des forces. Cette approche connue sous le nom de "méthode des déplacements " semble plus rationnelle du fait des limites de la méthode des forces sus citée. Ces limites peuvent être résumées ainsi:

- La période de la structure n'étant pas à priori, on doit estimer la période fondamentale T_e par des formules empiriques basées sur une description générale du système, ex:formule des Règles Parasismiques Algériennes (ou de Uniform .Building Code):

$T_e = C_T H_n^{3/4}$, où: H_n est la hauteur d'étage et C_t un coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage. Par mesure de sécurité, ces périodes estimées sont intentionnellement plus faibles que celles mesurées (constructions plus rigides).

- Le passage du spectre élastique à celui inélastique est mené de façon simple à l'aide du facteur de modification de la force: $R = V_e/V_i$, où: V_e et V_i sont, respectivement, l'effort tranchant élastique et inélastique à la base. Les valeurs de ce facteur sont données par les codes sismiques en fonction du matériau de construction (béton, acier,...) et du type de structure utilisé (portiques, voiles,...). Ces valeurs paraissent arbitraires et difficiles à justifier.

- Enfin et surtout, les déplacements qui ne sont vérifiés qu'à la fin des calculs, sont traités de manière quelque peu superficielle. Ce manque d'intérêt se fait ressentir particulièrement pour les déplacements inélastiques qui se produisent lors des séismes majeurs. Les déformations excessives qui en découlent pourraient rendre les éléments structuraux et non structuraux insatisfaisants aux E.L.S. Aux E.L.U., ces déformations sont susceptibles de contribuer à l'instabilité de la structure (notamment par effet $P.\Delta$) rendant ainsi le bâtiment partiellement ou complètement non fonctionnel ou même en état de ruine.

IV.3 Fondements de la C.B.D. (conception basée sur les déplacements) :

La C.B.D est basée sur le concept de "Structure Substituée" dont Sozen et ses coéquipiers ont été les premiers pionniers (Gulkan et Sozen, 1974; Shibata et Sozen, 1976) et qui a été développée comme approche de calcul par Priestley et al (2007). Cette approche essaie de calculer une structure qui serait en mesure d'atteindre, plutôt que d'être limitée par, un état limite de performance donné sous une intensité sismique donnée, résultant essentiellement en structure à "risque uniforme", ce qui est philosophiquement compatible avec les spectres sismiques à "risque uniforme" incorporés dans la plupart des codes de calcul (Priestley et al, 2007).

IV.3-1 Problèmes inhérents à la C.B.D :

D'après Medhekar et Kennedy (1998), l'utilisation de la C.B.D. introduit les problèmes suivants:

- Choix d'un déplacement maximal approprié de l'O.S.
- Effet des déformations axiales des poteaux sur la "forme déplacée" (déformée).
- Un plus grand effet cumulatif $P-\Delta$ sur la structure de bâtiment.
- Influence des modes supérieurs sur le déplacement inter-étages.

IV.3-2 Procédure de calcul de la C.B.D.

Oscillateur simple:

Le concept fondamental de la méthode, selon Priestley, est que la structure est calculée pour un déplacement cible spécifié. La méthode est illustrée par référence à une structure de bâtiment à un étage, **figure 4.1** auquel on peut attribuer les caractéristiques de

sorte que le seul d.d.l. possible soit la translation horizontale et que la structure puisse être modélisée par le schéma suivant:

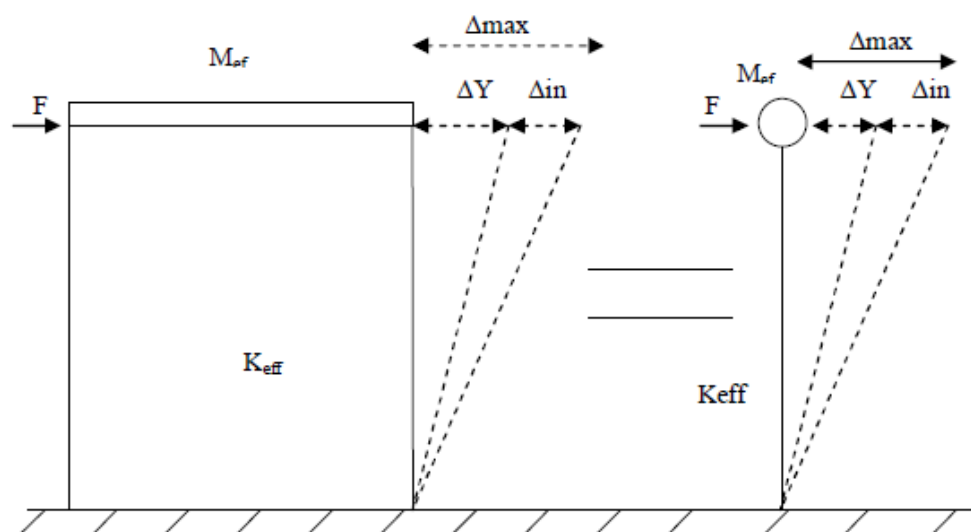


figure 4.1: modélisation d'une structure à un degré de liberté

On a besoin d'un ensemble de spectres de déplacement élastiques pour différents niveaux d'amortissement visqueux, **figure 4.2** :

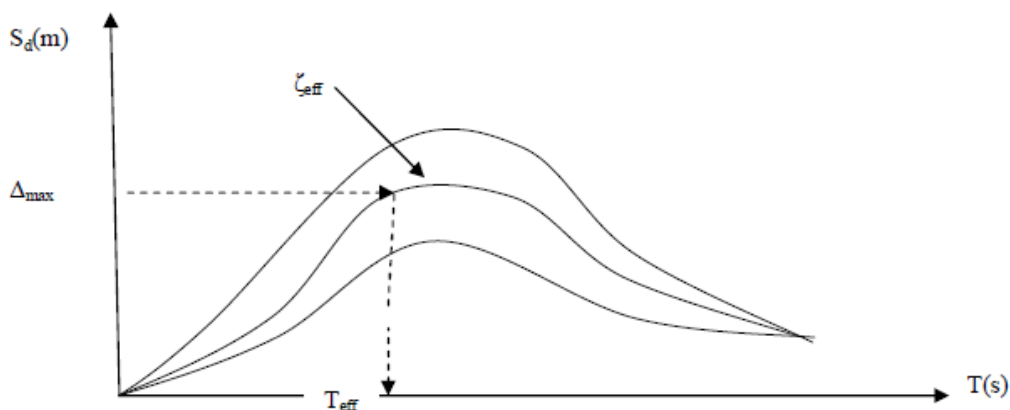


figure 4.2 : Spectres de déplacement élastiques de calcul

L'algorithme de la méthode est le suivant:

- Estimer le déplacement limite (Δ_y) du système qui dépend des propriétés géométriques et matérielles
- Choisir un déplacement inélastique maximal approprié (Δ_{in}) qui dépend de la capacité de déformation des éléments (niveau de ductilité).

- Calculer le déplacement max (Δ_{\max}), égal à la somme des deux déplacements précédents.
- Choisir une valeur appropriée de l'amortissement effectif (ζ_{eff}) qui dépend du niveau de ductilité impliqué à l'étape 2.
- La période effective (T_{eff}), correspondant à Δ_{\max} et ζ_{eff} , est obtenue du spectre déplacement.

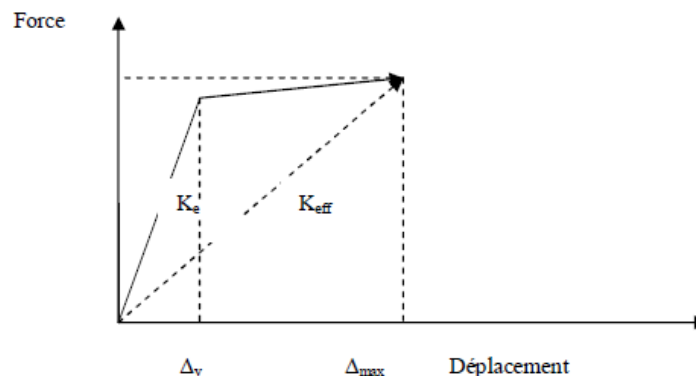


figure 4.3 : Rigidités élastique et effective

IV.4 Applications numériques:

Comme toutes les applications sont basées sur les R.P.A. (2003), il nous paraît utile de donner quelques informations sur ce code, particulièrement le spectre de calcul et la carte de zonage sismique.

IV.4-1 Données numériques :

Pour raison de simplicité, les applications numériques ont été conduites sur des modèles réguliers en béton armé travaillant uniquement à l'effort tranchant, avec un système de contreventement constitué de quatre portiques autostables dans chaque direction et un nombre d'étages égal à 1 **figure 4.4** suivant les recommandations des R.P.A. en zone IIa. La masse par niveau a été prise constante et égale à 20t et la flexibilité des diaphragmes négligée. Bien que les spectres basés sur un ensemble d'enregistrements spécifiques sélectionnés soient plus appropriés (Medhekar et Kennedy, 1998), les spectres déplacement utilisés sont ceux déduits des spectres accélération des R.P.A. (2003) pour un sol ferme et une zone de moyenne sismicité. Le module d'élasticité longitudinale du béton a été pris égal à 34540 MPa (Cherai, 2006). La demande de ductilité (μ) a été prise: $1 \leq \mu$

≤ 2 , 2 étant la plus grande valeur acceptable pour une structure en B.A. d'après N. Edjtemai (1981). Les déplacements relatifs d'étage sont limités par les R.P.A. à 1% de la hauteur d'étage. Il est à noter que cette limite correspond au niveau de performance d'occupation immédiate (Djebbar et Chikh, 2007).

Enfin, la procédure de calcul est similaire à celle utilisée par Medhekar et Kennedy (1998).

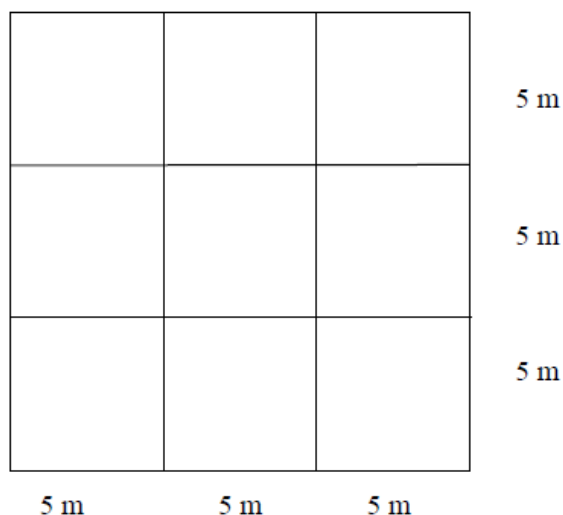


figure 4.4 : Disposition symétrique d'un bâtiment à 1 étages

IV.4-2 Méthode des déplacements :

Bâtiment à un étage (oscillateur simple) :

a) Niveau de ductilité = 2. Avec $\Delta_y = 1$ cm et $\Delta_{in} = 1$. $\Delta_y = 1$ cm; alors:

$$\Delta_{max} = \Delta_y + \Delta_{in} = 2. \Delta_y = 2 \text{ cm}$$

Selon Xue (2001), le modèle d'amortissement présenté par Iwan et Gates donne les résultats les plus précis pour les structures ayant un facteur de ductilité $\mu \leq 4$. :

$$\zeta_{eff} = 0.05 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \dots\dots\dots(4-1)$$

Pour $\mu = 2$, l'équation (4-1) donne $\zeta_{eff} = 0.108$, alors $\zeta_{eff} = 10\%$ (valeur communément utilisée).

$$T_{eff} = 1.55 \text{ s pour } \zeta_{eff} = 0.1 \text{ et } \Delta_{max} = 2 \text{ cm. } K_{eff} = 328.33 \text{ kN/m. Alors, } V_b = 6.57 \text{ kN.}$$

La part d'effort tranchant par portique est $V_{b1} = V_b / 4 = 1642 \text{ N}$ et par poteau:

$$V_{b2} = V_{b1} / 4 = 411 \text{ N.}$$

La flèche Δ à l'extrémité libre d'une console où est appliquée une force statique F , est

donnée par: $\Delta = \frac{FL^3}{3EI} \dots\dots\dots(4-2)$

Où: L , E et I sont, respectivement, la longueur, le module d'élasticité et le module d'inertie de la poutre.

Par conséquent, le coefficient de rigidité correspondant est:

$K = \frac{F}{\Delta} = \frac{3EI}{L^3} \dots\dots\dots(4-3)$

Alors, la rigidité requise est $K_r = 19250 \text{ N/m}$; et par la suite, la période max requise est $T_r = 2.13 \text{ s}$

La période effective n'étant pas assez proche de celle requise, le processus est répété à partir du début avec une nouvelle valeur $\Delta_y = 3.5 \text{ mm}$. Alors, $\Delta_{max} = 7 \text{ mm}$, $T_{eff} = 0.7 \text{ s}$, $K_{eff} = 1609.8 \text{ kN/m}$ et $V_b = 11.3 \text{ kN}$.

La période requise dans ce cas est $T_r = 0.93 \text{ s}$ et la différence avec la période effective est $\Delta T_1 = 0.23 \text{ s}$.

b) Niveau de ductilité = 1.1 avec $\Delta_y = 5 \text{ mm}$

$\Delta_{max} = 1.1 \Delta_y = 5.5 \text{ mm}$, alors $\zeta_{eff} = 0.07$ et $T_{eff} = 0.55 \text{ s}$. Ainsi, $V_b = 14.34 \text{ kN}$; $T_r = 0.73 \text{ s}$ et $\Delta T_1 = 0.18 \text{ s}$.

c) Niveau de ductilité = 1. Avec $\Delta_y = 5 \text{ mm}$

$\Delta_{max} = \Delta_y = 5 \text{ mm}$, alors $\zeta_{eff} = 0.05$ et $T_{eff} = 0.5 \text{ s}$. Ainsi, $V_b = 15.8 \text{ kN}$; $T_r = 0.67 \text{ s}$. et $\Delta T_1 = 0.17 \text{ s}$.

IV.5 Définition des états limitent :

IV. 5-1 : Etat limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue:

- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de l'équilibre statique.

- Etat limite de stabilité de forme : flambement

IV.5-2 : Etat limite de service (ELS) :

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (Fissures, fuites, désordres divers). Cet état est défini en tenant compte des conditions

D'exploitations et /ou de durabilité. On distingue :

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.

IV.6 l'analyse Théorique Moment- Courbure :

L'issue théorique pour l'investigation que l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues dans une section de béton armé soumise à la flexion simple a pour effet de diminuer la ductilité tout en augmentant le moment résistant. est la «courbure de flexion». Sous l'application d'un moment, ou d'un moment plus un effort axial l'élément a tendance à fléchir. En d'autres termes, l'élément prend la forme d'une ligne fléchie, qui fait partie d'un grand cercle. Comme nous l'avons vu précédemment (chapitre 1. **Figure1.8**) : Déformation d'un élément fléchi).

si nous considérons un petit élément de longueur dx en béton armé de section rectangulaire nous aurons:

$$\frac{dx}{R_c} = \frac{\epsilon_c dx}{kd} = \frac{\epsilon_s dx}{d(1-k)} \dots\dots\dots(4-4)$$

Où le facteur k définit la position relative de l'axe neutre. Dans l'équation ci-dessus, Rc définit le rayon du cercle dont l'élément fait partie, et la courbure par définition est l'inverse de Rc, si nous divisons cette équation par la longueur de l'élément dx, on aura:

$$\frac{1}{R_c} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} \dots\dots\dots(4-5)$$

Par conséquent, la courbure d'un élément (ou la rotation par unité de longueur d'un élément) est défini comme:

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{kd} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \dots\dots\dots(4-6)$$

En d'autres termes, nous pourrions dire que la courbure d'une section est la pente de son diagramme de déformation, et elle peut être mesurée en utilisant la déformation du béton ou de l'acier.

La relation entre le moment et la courbure est donnée par l'équation classique :

$$EI = MR = \frac{M}{\phi} \dots\dots\dots(4-4)$$

D'où

$$\phi = \frac{M}{EI}$$

En réalité, quand nous avons une application de moment de flexion sur une section en béton armée, l'élément fléchi n'a pas une courbure uniforme sur sa longueur, puisqu'il y a une fluctuation dans la position de l'axe neutre due à la formation aléatoire des fissures. Quant à la définition donnée ci-dessus concernant la courbure d'élément de longueur dx, et en supposant que cet élément est fissuré, la courbure est donc exprimée en fonction des taux de déformations dans le béton et l'acier. Comme la ductilité est définie comme étant le rapport des courbures de deux états différents de l'élément fléchi, nous pouvons alors conclure que cette ductilité dépend de la déformation, donc plus la déformation est grande, plus la ductilité est grande.

CHAPITRE 5

Exemples de calcul



V.1 Hypothèses de calcul :

➤ Les caractéristiques théoriques de la courbe moment-courbure des sections en béton armé chargées avec un chargement monotone seront dérivées sur la base des hypothèses suivantes :

1. Les sections planes avant flexion demeurent planes après flexion.
2. La résistance à la traction du béton est négligée.
3. Les contraintes en béton sont dérivées des courbes appropriées de contrainte-déformation respectivement pour le béton confiné et non confiné.
4. Les contraintes dans les aciers longitudinaux sont dérivées de la courbe de contrainte déformation en utilisant le modèle qui tient compte de l'élancement local de la barre.
5. L'adhérence entre l'acier et le béton est parfaite.

➤ Etats limites ultimes considérés le premier atteint:

1. la déformation du béton dans la fibre la plus comprimée atteint la valeur ultime.
2. la déformation dans l'acier atteint la valeur limite.
3. La résistance flexionnelle post pic est limité à la valeur de 0.8 M_{max}.
4. La déformation du béton dans la fibre la plus comprimée atteint la déformation pic en cas de compression simple.

D'ailleurs, la ductilité de courbure peut être calculée facilement en divisant la courbure à l'état limite ultime par la courbure élastique.

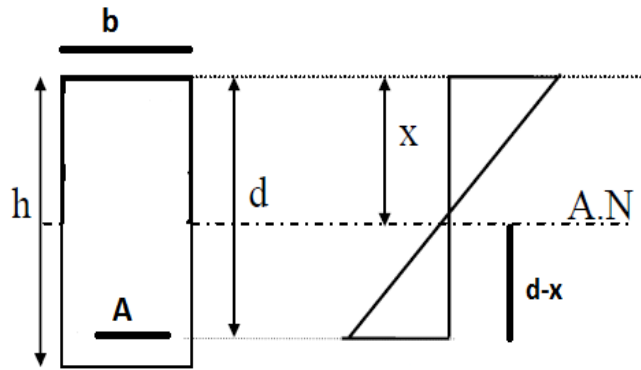
Pour cela, Nous commençons à résoudre l'application suivante :

V.2 Application :

Considérer une section rectangulaire : (b=40 cm, h= 60 cm et d= 55).

$$(f_{c28} = 20 \text{ mpa}, E_a = 2,1.10^5 \text{ mpa}, E_b = 1,1.10^4 \text{ mpa}, f_e = 240 \text{ mpa}, \varepsilon_s = \varepsilon_{ea} = 0.0014, \varepsilon_{eb} = 0.00155, f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 11.33 \text{ mpa})$$

Vous devez calculer au début le pourcentage d'armatures tendues Ψ pour trois sections d'acier différentes.



1^{er} Cas : Prenons une section d'aciers tendus $A = 36 \text{ cm}^2$: le pourcentage d'armatures tendues :

$$\Psi = \frac{A}{bh}$$

$$\Psi = \frac{36}{40 \cdot 60} = 0.015 \cdot 100 = 1,5 \%$$

➤ Calcule la courbure de la section $\phi_{\text{élastique}}$ (à l'état élastique limite) :

Pour les calculs, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la **Figure 4.5-A**, et le diagramme contraintes-déformation de l'acier dans la **figure 4.5-B**.

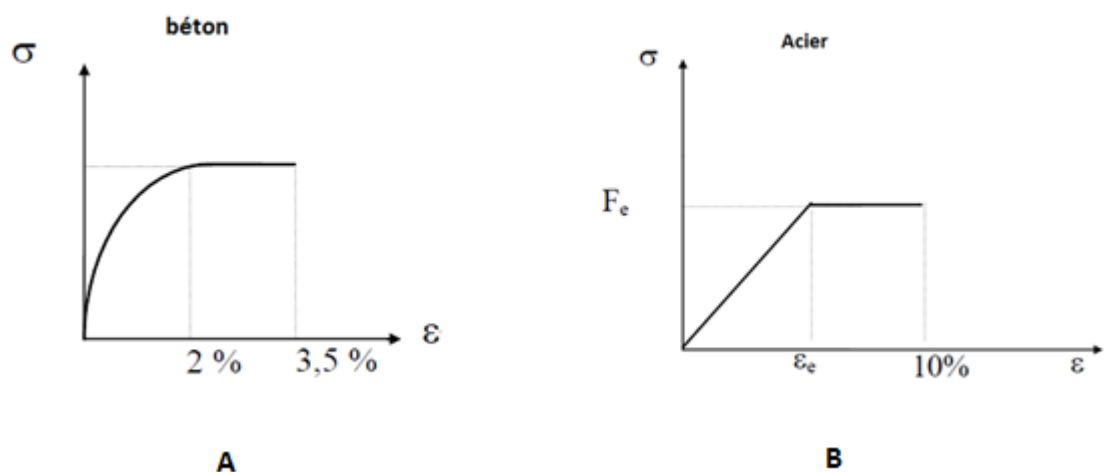
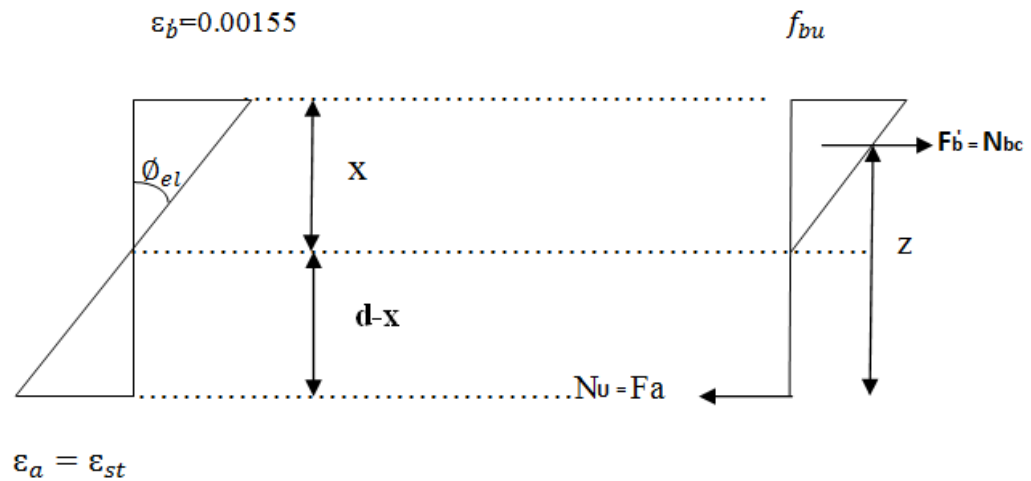


Figure 4.5 : diagramme contraintes-déformations du béton(A) et de l'acier (B).

$$\phi_{el} = ?$$



Déformation

contrainte

$$\text{On a : } N_{bc} = N_u$$

$$\rightarrow b \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot f_{bu} = A \cdot E_a \cdot \frac{d-x}{x} \cdot \epsilon_{b'} \rightarrow 400 \cdot x \cdot 0,5 \cdot 11,33 = 3600 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot \frac{550-x}{x} \cdot 0,00155$$

$$\rightarrow x = 334,1 \text{ mm et } \epsilon_a = 1,0014 \cdot 10^{-3} < 0,00114 \text{ (Acier non plastifié).}$$

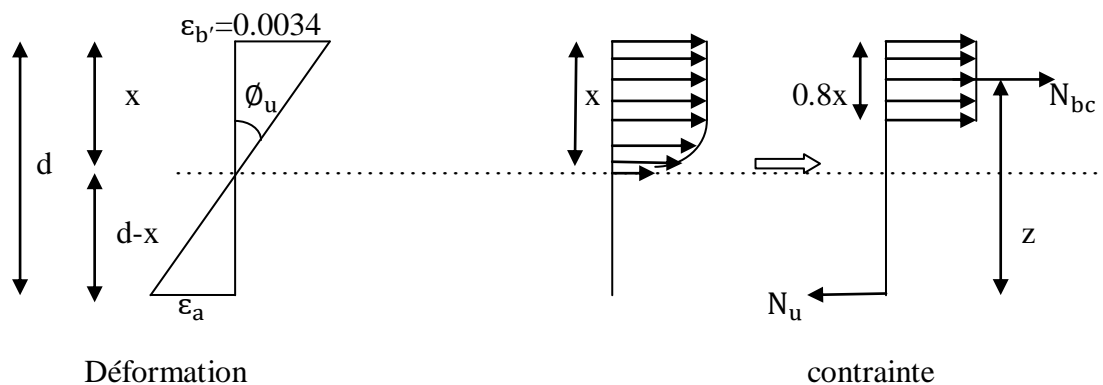
$$\rightarrow z = d - \frac{x}{3} = 550 - \frac{334,1}{3} = 438,6 \text{ mm} = 43,86 \text{ cm}$$

$$\rightarrow M_{el} = A \cdot E_a \cdot \epsilon_a \cdot z = 3600 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1,0014 \cdot 10^{-3} \cdot 438,6 = 332,04 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

Donc :

$$\phi_{el} = \frac{\epsilon_{b'}}{x} = \frac{\epsilon_a}{d-x} = \frac{0,00155}{334,1} = \frac{1,0014 \cdot 10^{-3}}{550-334,1} = 4,63 \cdot 10^{-6}$$

Calcule la courbure de la section ϕ_{ultime} (à l'état ultime) :



Déformation

contrainte

$$b \cdot 0,8 \cdot x \cdot f_{bu} = A \cdot f_e \rightarrow 400 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 11,33 = 3600 \cdot 240 \rightarrow x = 238,3 \text{ mm} = 23,83 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_a = \frac{d-x}{x} \varepsilon_{b'} = \frac{550-238,3}{238,3} \cdot 0,0034 \rightarrow \varepsilon_a = 4,44 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_s = 0,00114$$

$$Z = d - \frac{0,8 \cdot x}{2} = 550 - \frac{0,8 \cdot 238,3}{2} \rightarrow Z = 454,68 \text{ mm} = 45,46 \text{ cm}$$

$$M_u = A \cdot f_e \cdot Z = 3600 \cdot 240 \cdot 454,68 \rightarrow M_u = 392,84 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

Donc:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{b'}}{x} = \frac{0,0034}{238,3} = 1,42 \cdot 10^{-5}$$

Enfin :

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_{el}} = 3,08$$

2^{em} Cas : Prenons une section d'aciers tendus $A = 48 \text{ cm}^2$:

le pourcentage d'armatures tendues :

$$\Psi = \frac{A}{bh}$$

$$\Psi = \frac{48}{40 \cdot 60} = 0,02 \cdot 100 = 2 \%$$

➤ Calcule la courbure de la section $\phi_{\text{élastique}}$ (à l'état élastique limite) :

$$\text{On a : } N_{bc} = N_U$$

$$\rightarrow b \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot f_{bu} = A \cdot E_a \cdot \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_{b'} \rightarrow 400 \cdot x \cdot 0,5 \cdot 11,33 = 4800 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot \frac{550-x}{x} \cdot 0,00155$$

$$\rightarrow x = 360,1 \text{ mm} = 36,01 \text{ cm} \text{ et } \varepsilon_a = 8,09 \cdot 10^{-4} < 0,00114$$

$$\rightarrow z = d - \frac{x}{3} = 550 - \frac{360,1}{3} = 429,1 \text{ mm} = 42,91 \text{ cm}$$

$$\rightarrow M_{el} = A \cdot E_a \cdot \varepsilon_a \cdot Z = 4800 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 8,09 \cdot 10^{-4} \cdot 429,1 = 349,91 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

Donc :

$$\phi_{el} = \frac{\varepsilon_{b'}}{x} = \frac{\varepsilon_a}{d-x} = \frac{0,00155}{360,1} = \frac{8,09 \cdot 10^{-4}}{550-360,1} = 4,30 \cdot 10^{-6}$$

Calcule la courbure de la section ϕ_{ultime} (à l'état ultime) :

$$N_{bc} = N_u$$

$$b \cdot 0,8 \cdot x \cdot f_{bu} = A \cdot f_e \rightarrow 400 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 11,33 = 4800 \cdot 240 \rightarrow x = 317,74 \text{ mm} = 31,77 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_a = \frac{d-x}{x} \varepsilon_{b'} = \frac{550-317,74}{317,74} \cdot 0,0034 \rightarrow \varepsilon_a = 2,48 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_s = 0,00114$$

$$Z = d - \frac{0,8x}{2} = 550 - \frac{0,8 \cdot 317,74}{2} \rightarrow Z = 422,9 \text{ mm} = 42,29 \text{ cm}$$

$$M_u = A \cdot f_e \cdot Z = 4800 \cdot 240 \cdot 422,9 \rightarrow M_u = 487,1 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

Donc :

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{b'}}{x} = \frac{0,0034}{317,74} = 1,07 \cdot 10^{-5}$$

Enfin :

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_{el}} = 2,48$$

3^{em} Cas : Prenons une section d'aciers tendus $A = 60 \text{ cm}^2$:

le pourcentage d'armatures tendues :

$$\Psi = \frac{A}{bh}$$

$$\Psi = \frac{60}{40 \cdot 60} = 0,025 \cdot 100 = 2,5\%$$

➤ Calcule la courbure de la section $\phi_{\text{élastique}}$ (à l'état élastique limite) :

De la même manière que le **1^{er} Cas** et **2^{em} Cas** nous obtenons :

$$\rightarrow x = 381,29 \text{ mm} = 38,12 \text{ cm} \text{ et } \varepsilon_a = 6,85 \cdot 10^{-4} < 0,00114$$

$$\rightarrow z = d - \frac{x}{3} = 550 - \frac{381,29}{3} = 422,9 \text{ mm} = 42,29 \text{ cm}$$

$$\rightarrow M_{el} = A \cdot E_a \cdot \varepsilon_a \cdot Z = 6000 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 6,85 \cdot 10^{-4} \cdot 422,9 = 365 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

Donc :

$$\phi_{el} = \frac{\varepsilon_{b'}}{x} = \frac{\varepsilon_a}{d-x} = \frac{0,00155}{381,29} = \frac{6,85 \cdot 10^{-4}}{550-x} = 4,065 \cdot 10^{-6}$$

➤ Calcule la courbure de la section ϕ_{ultime} (à l'état ultime) :

$$b \cdot 0,8 \cdot x \cdot f_{bu} = A \cdot f_e \rightarrow 400 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 11,33 = 6000 \cdot 240 \rightarrow x = 397,1 \text{ mm} = 39,71 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_a = \frac{d-x}{x} \varepsilon_{b'} = \frac{550-397,1}{397,1} \cdot 0,0034 \rightarrow \varepsilon_a = 1,30 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_s = 0,00114$$

$$Z = d - \frac{0,8x}{2} = 550 - \frac{0,8 \cdot 397,1}{2} \rightarrow Z = 391,16 \text{ mm} = 39,116 \text{ cm}$$

$$M_u = A \cdot f_e \cdot Z = 6000 \cdot 240 \cdot 391,16 \rightarrow M_u = 563,27 \cdot 10^6$$

Donc :

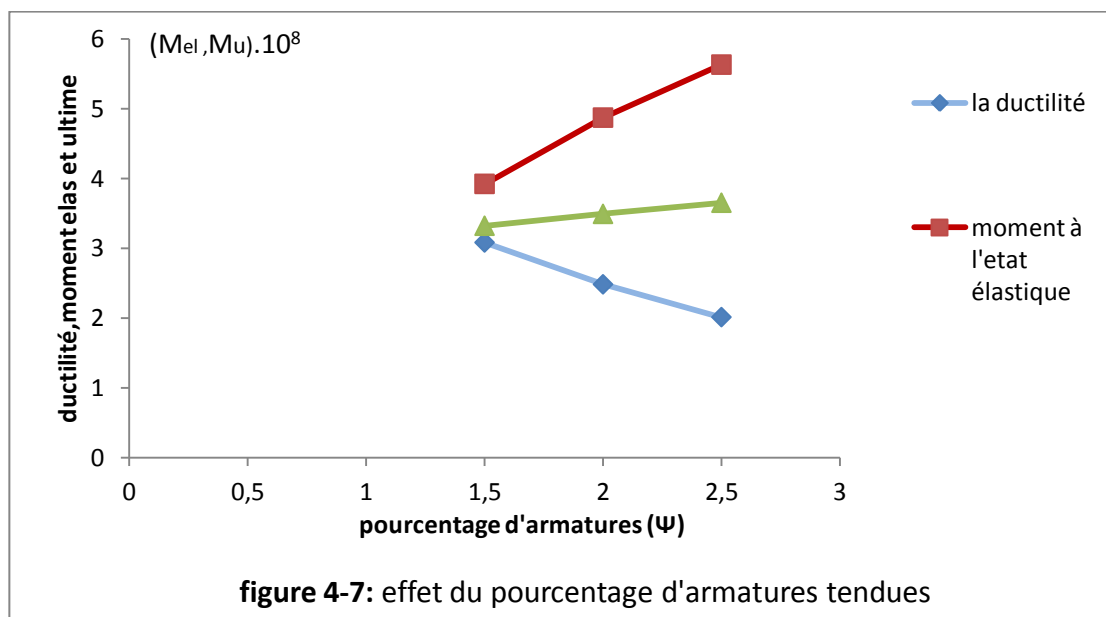
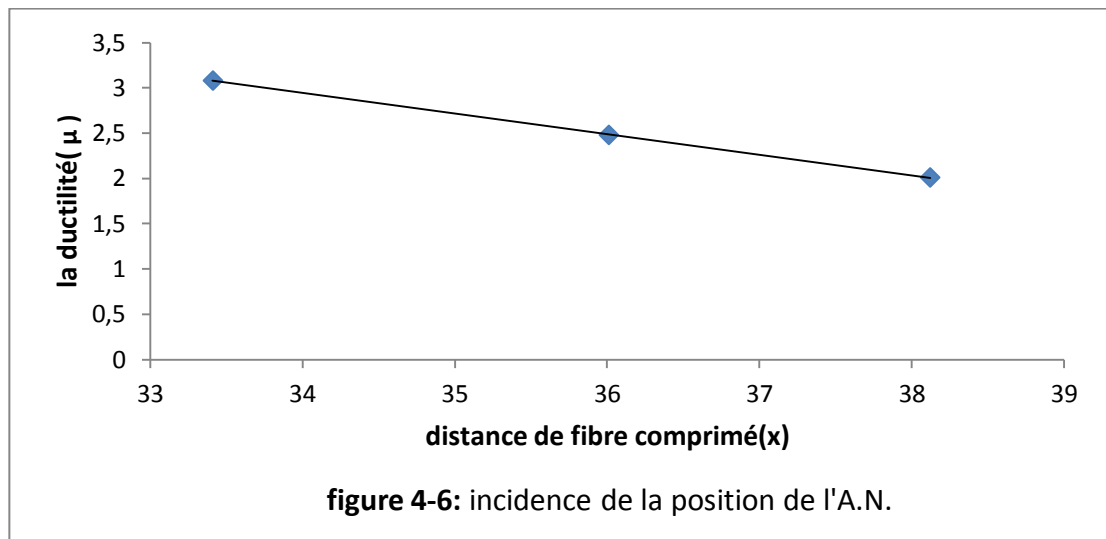
$$\phi_u = \frac{\epsilon_{b'}}{x} = \frac{0,0034}{397,1} = 8,56 \cdot 10^{-6}$$

Enfin :

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_{el}} = 2,01$$

- **1^{er} Cas :** $A = 36 \text{ cm}^2$, $M_{el} = 332,04 \cdot 10^6$, $M_u = 392,84 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$ → $\mu = 3,08$
- **2^{em} Cas:** $A = 48 \text{ cm}^2$, $M_{el} = 349,91 \cdot 10^6$, $M_u = 487,1 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$ → $\mu = 2,48$
- **3^{em} Cas:** $A = 60 \text{ cm}^2$, $M_{el} = 365 \cdot 10^6$, $M_u = 563,27 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$ → $\mu = 2,01$

Résultats précédents présentés dans les courbes suivantes :



V.3 Conclusion :

On constate, d'après les résultats que :

1- effet du pourcentage d'armatures tendues :

le moment résistant augmente avec le pourcentage d'armatures tendues alors que la ductilité diminue il faut donc chercher un compromis (un certain pourcentage) ,qui donne une bonne ductilité sans nuire à la résistance.

2-incidence de la position de l'A.N :

Plus l'A.N est éloigné de la fibre supérieure (comprimé) plus la ductilité diminue.

3- l'existence des armatures comprimées augmente la ductilité.

Conclusion générale :

Certains pays, comme l'Algérie peuvent subir de grande secousses sismique (ex: boumerdes 2003). Les structures sont alors sollicitées au delà domaine élastique et doivent être en mesure de résister en absorbant de grandes énergies de déformation sans se ruiner, cette capacité de résistance et due surtout à la ductilité offerte par ces structures.

Dans cette étude, on a essayé de définir ce concept de monter son importance, sa relation avec d'autre paramètre aussi importants et de trouver les facteurs qui jouent en sa faveur.

Cela nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La ductilité est un facteur aussi important que complexe.
- Malgré cela, les règles parasismiques Algériennes ne lui accordent pas l'attention qu'il mérite.
- La ductilité de l'ensemble de la structure dépend de la ductilité en section des éléments qui dépend elle aussi de la ductilité des matériaux.
- La ductilité de l'acier est beaucoup plus importante que celle du béton, d'où l'importance des aciers dans les pièces en béton armé.
- Le confinement du béton est essentiel pour augmenter la ductilité.
- Lorsque le pourcentage d'armatures tendues dans une section en béton armé diminue, sa ductilité augmente mais le moment résistant diminue.
- La présence d'armatures comprimées tend à faire monter l'axe neutre de la section et améliore ainsi sa ductilité, mais le fait de déplacer l'axe neutre vers la fibre supérieure du béton conduit à diminuer la section de béton comprimé, ce qui est nuisible à la résistance.
- Dans une optimisation est nécessaire pour déterminer le pourcentage d'armatures tendues et la position de l'axe neutre qui sont les mieux adaptés à donner une bonne ductilité sans nuire à la résistance.
- La ductilité est un paramètre de base dans la méthode des déplacements nouvellement introduite dans la conception dite de performance.

Recommandations :

Compte tenu des résultats de notre étude, nous recommandons ce qui suit :

- Des études plus poussées et approfondies doivent être menées sur ce facteur par les chercheurs.
- Les règles parasismiques Algériennes doivent lui accorder une place importante, une attention particulière et un traitement plus détaillé.

Références :

- [1]: Housner, G.W. (1959) "Behavior of Structures during Earthquakes", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 85, N° EM4, Proc. Paper 2220, pp.109-129.
- [2]: Penzien, J. (1960) « Dynamic Response of Elasto-Plastic Frames », Journal of the Structural Division,
- [3]: RPA. Règles Parasismiques Algériennes.
- [4]: Calcul Dynamique des Structures « CLOUGH et PENZIEN.1985. pp 52-59.»
- [5]: Georges-Louis Leclerc, comte de Buffon « 1707-1788»
- [6]: Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-89.
- [7]: Lee D., mandel . and brun . "Estimation of system-level ductility demands for multistory structures". *Engineering Structures*, vol. 19, N° 12, pp. 1025-1035.
- [8]: Thèse de docteur-ingénieure présentée a l'école nationale des ponts par « Ali asghar tai- 1981pp 19-26. »
- [9] : S.R. IYENGAR, Stress-Strain Characteristics of Concrete confined , 1970 p 42.
- [10]: mémoire majester citant { Reinforced Concrete Structures }. John Wiley and Sons
- [11] : Thème de Magister présenté par « BOUKELOUA SMAIL » - citant :{Calcul Plastique Des Ossatures En Béton}.Eyrolles (1975) pp 18-23.
- [12]: Thème de Magister présenté par « Melle. HACHEM RAFIKA » Année Universitaire 2003-2004 .p 9.
- [13]: Edouard Shdeed Faculté de Génie Civil Université de Damas-Syrie.pp12-16.
- [14] : Thème de doctorat présenté par BOULAOUAD ABDERRACHID « université Hadj Lakhdar de Batna avril 2012 p 54 ».
- [15]: Calcul Dynamique des Structures « CLOUGH et PENZIEN.1985. pp 52-59.»
- [16]: PAN S.L. University of Illinois, Dept. of Civil Engineering, 1951.