Table des matières

Remerciements **10**

Résumé **11**

Abstract **12**

Introduction Générale **13**

1 Généralités sur la ductilité et l'effet d'échelle **15**

1.1 Introduction 16

1.2 Introduction à la réglementation parasismique 17

1.2.1 Conception parasismique 17

1.2.2 Réglementation parasismique 17

1.3 Généralités sur la ductilité 18

1.3.1 Définition 18

1.3.2 Relation « Ductilité-Déformabilité » 19

1.3.3 Relation « Ductilité-Fragilité » 20

1.3.4 Différents types de ductilité 21

1.3.4.1 Ductilité de déformation 22

1.3.4.2 Ductilité de courbure 22

1.3.4.3 Ductilité de déplacement 22
1.3.5 Classes de ductilité 22
1.3.6 Etablissement du coefficient de comportement 24
1.3.6.1 Introduction 24
1.3.6.2 Etablissement du coefficient 24
1.3.7 Dimensionnement en capacité 26
1.4 L'effet d'échelle 28
1.4.1 Introduction 28
1.4.2 Effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragile 29
1.4.2.1 Effet d'échelle de volume 29
1.4.2.2 Effet d'échelle de structure 30
1.4.3 Les différentes approches décrivant l'effet d'échelle . . 32
1.4.3.1 Théorie statique de Weibull 32
1.4.3.2 La théorie fractale des effets d'échelle 34
1.4.3.3 La théorie déterministe de Bazant 35
1.5 Conclusion 39

2 Influence des effets d'échelle sur la capacité de rotation des éléments en BA 40

2.1 Introduction 41
2.2 Méthodes de calcul sismique 41
2.2.1 Méthode statique équivalente : 42
2.2.2 Méthode statique non linéaire (Push-Over) 42
2.2.3 Analyse dynamique temporelle 42
2.3 Aspects réglementaires en conceptions parasismiques 43
2.3.1 Ductilité de courbure 43

2.3.2 Rotule plastique 45
2.3.3 Détermination de la longueur de rotule plastique . . . 46
2.3.4 Moment-Rotation 47
2.4 Comparaison entre les résultats expérimentaux et l'Eurocode8 48
2.4.1 Moment-Rotation 48
2.4.2 Capacité de rotation 54
2.4.3 Conclusion 58
2.5 Comportement des matériaux (acier-béton) 58
2.5.1 Béton 58
2.5.1.1 Le comportement du béton à la compression . 58
2.5.1.2 Le comportement du béton en traction 59
2.5.2 Acier 60
2.6 Le problème de la localisation des déformations 61
2.6.1 Localisation dans la zone tendue 62
2.6.2 Localisation en compression 63
2.7 conclusion 66

3 Bases théoriques et physiques du modèle global développé par "Nouali et Matallah" 68
3.1 Introduction 69
3.2 Modèle global proposé 69
3.2.1 L'influence des effets d'échelle sur l'écrasement du béton 70
3.2.2 Localisation des déformations dans l'acier tendu 73
3.2.3 Capacité de rotation de la poutre 76
3.3 Validation 76

4 Application pratique sur un élément d'ouvrage **84**

4.1 Introduction 85

4.2 Description de l'ouvrage 86

4.3 Simulation numérique 89

4.3.1 Logiciel Cast3m 89

4.3.2 Modèle de Takeda 90

4.3.3 Elaboration du programme 91

4.3.4 Analyse statique monotone (Push-Over) 92

4.3.5 Analyse dynamique temporelle 94

4.3.6 Conclusion 98

Conclusion Générale **100**

Table des figures

1.1 Energie dissipée par la rupture d'un élément en acier 19
1.2 Relation « Ductilité-Déformabilité » 20
1.3 Relation « Ductilité-Fragilité » 20
1.4 Types de ductilité 21
1.5 Classes de ductilité selon l'EC8 23
1.6 Coefficient de comportement 25
1.7 Formation des rotules plastiques 27
1.8 Empilement des planchers après séismes 28
1.9 Effet d'échelle de volume 30
1.10 L'effet d'échelle de structure d'après L'Hermite 31
1.11 La rupture d'une chaîne constituée de « n » maillons 32
1.12 Fissure fractale et sa zone d'élaboration d'après Carpinterie . 35
1.13 Zone de relâchement des contraintes dans une éprouvette entaillée 36
1.14 Zone de relâchement dans les poutres de grandes et de petites tailles 37
1.15 Loi d'effet d'échelle proposée par Bazant pour des structures entaillées 38

2.1 Equilibres de section relatifs à la définition de la loi moment-Courbure [22] 44
2.2 Loi Moment courbure et sa forme linéaire 45
2.3 Théorie des rotules plastiques (EC8) 47
2.4 courbe moment- Rotation 48
2.5 Schéma des conditions d'essai et de chargement des poutres de l'expérimentation 50
2.6 comparaison entre l'expérimental et l'EC8 [1] pour les différentes hauteurs selon l'ordre suivant h=0.2, 0.4, et 0.6m . . . 53
2.7 comparaison des différentes hauteurs de poutre pour un même pourcentage d'acier selon l'ordre suivant (0.57% et 1.13%) . . 54
2.8 Définition de la rotation plastique 55
2.9 Valeur de base de la rotation plastique admissible des sections de BA 56
2.10 Les différentes rotations plastiques calculées pour différentes poutres 57
2.11 loi de comportement du béton en compression sous chargement statique 59
2.12 comportement du béton en traction directe [11] 60
2.13 loi comportement des aciers 61
2.14 Répartition des contraintes dans l'acier et le béton après la première fissure. 62
2.15 Les étapes de l'histoire de déformation d'un échantillon en compression 64
2.16 comportement du béton en compression 64

3.1 Résultats des essais expérimentaux effectués par Ferrara et Gobbi 71
3.2 Relation contrainte-déformation pour le béton en compression 71
3.3 Comportement Acier-Béton 74
3.4 Distribution des contraintes et des déformations dans la section à mi-portée 76
3.5 Comparaison entre les résultats numériques et ceux de l'expérimentation 78
3.6 Comparaison entre les résultats numériques et ceux de l'Eurocode8 80
3.7 Comparaison numérique-expérimentale 82
3.8 Comparaison Numérique-EC8 82

4.1 Localisation de l'échangeur Koudia-Boudjlida 86
4.2 a)Vue en plan, b)Vue en élevation 87
4.3 Coupe transversale de la pile 88
4.4 Pile centrale du pont 89
4.5 Modèle de Takeda 91
4.6 Résultats Moment Courbure 92
4.7 Résultats Force Déplacement 93
4.8 Signal sismique de Boumerdes (Accélérogramme) 95
4.9 Force Déplacement à partir de la simulation du modèle développé 96
4.10 Force Déplacement à partir du calcul EC8 96
4.11 Superposition des résultats de la méthode transitoire avec la méthode statique 97

Rapport-Gratuit.com

4.12 Superposition des résultats de la méthode transitoire avec le calcul EC8 98

Liste des tableaux

2.1 Caractéristiques des poutres testées 49
2.2 les valeurs de moment-rotation et moment-courbure 51

3.1 Caractéristiques des poutres testées 77

4.1 Valeurs Moments Courbures 92
4.2 Valeurs Forces Déplacements 94

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Remerciements

Avant tout, il ne saurait question d'entreprendre les remerciements sans avoir remercié le Bon Dieu de nous avoir permis de réaliser ce travail.
Nous tenons à remercier : Tout d'abord nos chers parents, d'avoir été présents durant toutes ces années, de nous avoir aidé à faire ce long parcours, et de nous avoir guidé vers le droit chemin.
Un grand merci à Monsieur M. MATALLAH notre encadrant pour sa confiance qu'il nous a accordée, et pour son aide précieuse qui nous a permis d'achever ce modeste travail. Ainsi que Madame S Ghezali notre co-encadrant pour sa gentillesse et son aide.
Nous adressons aussi toute notre gratitude et respects envers Monsieur A.MEGNOUNIF qui nous a fait l'honneur de présider le jury de notre mémoire.
Notre gratitude et remerciements aussi à madame N.MEDDANE, et monsieur L.MEDJAHED qui ont aimablement accepté de juger ce travail.
Nous tenons à remercier tous les membres du laboratoire de recherche RiSam du département Génie Civil pour leur aide précieuse qui a permis l'aboutissement de ce travail particulièrement Monsieur A.NOUALI et Mademoiselle A. MEDJAHED.

Résumé

La ductilité est une considération primordiale dans la conception parasismique des structures en béton armé. L'analyse structurale non-linéaire sous chargement sismique peut être effectuée en introduisant les lois moments-courbures dans les zones appelées « rotules plastiques ». Afin d'établir ces lois, l'EC8 fournit des formules empiriques basées principalement sur l'expérimentation à petit échelle (tests au Laboratoire). Cependant, dans la réalité, les dimensions des ouvrages et des structures sont grandes, ce qui pose problème lors de l'extrapolation de ces formules empiriques. La non prise en considération de l'effet d'échelle peut se traduire par une mauvaise estimation de la ductilité et par conséquent une conception dangereuse.

Mots clés : Ductilité- Effet d'échelle- Capacité de rotation- Eurocode8

Abstract

Ductility is primary consideration in seismic design of reinforced concrete structures. The non-linear structural analysis under seismic loading can be performed using the curvatures times laws in areas called «plastic hinges» .To establish these laws, eurocode 8 provides empirical formulas based mainly on experimentation at small scale (laboratory tests). However, in reality, the dimensions of the structures are large , which cause a problem during extrapolation of these empirical formulas. The non-consideration of the scale effect may result in a bad estimate of the ductility and therefore a dangerous design.

Keywords : Ductility-Size effect-Capacity of rotation-Eurocode8

Introduction Générale

Ce ne sont pas les séismes qui tuent l'être humain, mais plutôt l'effondrement des conceptions qu'il réalisent . C'est la raison pour laquelle, la conception parasismique constitue un axe particulièrement important pour la prévention du risque sismique. La protection sismique se traduit techniquement par la réalisation des structures capables de s'endommager sans s'effondrer. Lors des tremblements de terre, les structures doivent absorber l'énergie injectée par un séisme, ceci en créant des zones dissipatives jouant le rôle des fusibles. cette capacité de dissipation d'énergie est appelée "Ductilité". La ductilité est une considération extrêmement importante, d'ailleurs, la philosophie actuelle des codes se base sur les conceptions parasismiques qui stipulent que les structures doivent développer une ductilité suffisante dans le cas des séismes afin d'assurer la protection des vies humaines et pour agrandir la survie de la structure . Les codes se basent généralement sur des formules empiriques tirées principalement de tests réalisés sur des éléments au laboratoire. Cependant, les ouvrages et les structures ont des dimensions beaucoup plus grandes que les éléments testés au laboratoire. Cette variation d'échelle n'est pas prise en compte. L'effet d'échelle est du principalement à la nature quasi-fragile du béton. La non

prise en compte de cet effet peut conduire à une mauvaise estimation de la ductilité pour des ouvrages et structures réelles et par conséquent des conceptions dangereuses.

Le but fondamental de cette étude est de mettre en évidence l'importance de la prise en considération des phénomènes de l'effet d'échelle, ceci en réalisant une analyse critiques de l'EC8 vis à vis de l'estimation des ductilités locale et globale. une comparaison avec un modèle numérique est proposée.

Ce manuscrit s'articule autour de quatre chapitres :

Le premier est dédié à l'état de l'art ou on a rappelé quelques généralités de ductilités, ses différents types, ses classes ainsi que l'effet d'échelle et ses multiples théories de base.

le deuxième est consacré à une mise en relief de l'importance du thème à travers une comparaison de ductilité locale des résultats expérimentaux et les résultats des calculs conformes aux lois de l'EC8.

le troisième chapitre concerne le modèle développé par NOUALI et MATALLAH à l'échelle globale, c'est un modèle qui prend en considération le phénomène d'effet d'échelle à travers la prise en compte de la localisation des déformations. Nous avons vérifié dans ce chapitre la compatibilité des résultats numériques avec les résultats expérimentaux, nous les avons aussi comparés avec ceux de l'EC8.

Dans le quatrième chapitre , nous exposons les résultats obtenus d'une analyse push-over et une autre transitoire en utilisant le logiciel de calcul des éléments finis CAST3M

Nous avons clôturé ce travail par des conclusions.

Chapitre 1

Généralités sur la ductilité et l'effet d'échelle

1.1 Introduction

Le séisme est un risque naturel majeur imprévisible dont il est difficile de parler de prédiction. Quand il se produit, les structures subissent une mise en mouvement et des déformations imposées, ce qui peut engendrer des dégâts considérables de destructions, et entraîner des pertes des vies humaines. Afin de limiter ces dommages, on peut en revanche prendre des dispositions à travers des constructions dites « parasismiques », qui exigent un niveau rigoureux de sécurité, et qui sont dictées par des codes parasismiques. Cette conformité est généralement interprétée comme une garantie de résistance face aux séismes.

Techniquement, la protection sismique se traduit par la réalisation des structures capables de s'endommager sans s'effondrer, c'est-à-dire conférer aux constructions une « ductilité suffisante ». De nombreuses techniques constructives ont été développées pour concevoir des structures ductiles. L'approche basique est celle qui consiste à créer des zones dissipatives, ces zones jouent le rôle des « fusibles », elles sont appelées à absorber l'énergie dégagée par un séisme.

Par conséquent, pour évaluer la performance des structures, on utilise le terme « ductilité ». Dans le même but, on peut aussi tenir compte de la notion d'effet d'échelle lors du dimensionnement. Cette notion fait l'objet de plusieurs recherches depuis les années 90, elle est bien résumée par l'idée des « faiblesses des géants » introduite par GALILEE, elle se traduit en mécanique par la différence des caractéristiques mécaniques à différentes échelles. La loi d'effet d'échelle a été élaborée pour bien décrire l'évolution de la résistance en fonction de la taille de la structure considérée.

1.2 Introduction à la réglementation parasismique

1.2.1 Conception parasismique

On appelle « Conception parasismique » toute conception conçue et réalisée de manière à respecter les règles parasismiques, qui ont pour objectif la sauvegarde du maximum des vies humaines. Il s'agit donc de concevoir des structures capables de résister à un niveau d'agression sismique défini réglementairement pour chaque zone de sismicité.

La conception parasismique pour les structures courantes de Génie Civil est basée sur le principe de ductilité et du dimensionnement en capacité.

1.2.2 Réglementation parasismique

C'est un ensemble de normes de construction qui doivent être appliquées lors de la conception des bâtiments afin qu'ils résistent à un séisme. Ces normes de calcul résultent de l'expérience acquise en matière de calcul et de construction ainsi que de l'étude du comportement des structures lors du séisme.

Le but du respect de ces normes est la définition d'une structure capable de subir des dommages irréparables mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants. Selon [16], ce but peut être atteint avec succès par des structures répondant à différents modes de conception et ayant divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques, en particulier :

a) Des structures avec des déformations essentiellement élastiques.

Rapport-Gratuit.com

b) Des structures qui forment une seule zone plastique significative, généralement à la base.

c) Des structures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

1.3 Généralités sur la ductilité

1.3.1 Définition

Dans la pratique courante de la conception parasismique, le terme « ductilité » est utilisé pour évaluer la performance des structures [9].

C'est une propriété fondamentale qui désigne la capacité importante de déformation plastique avant la rupture des matériaux, ainsi c'est la capacité d'absorption de l'énergie injectée par un séisme lors de son mouvement. La ductilité est une considération primordiale dans les zones à forte sismicité, car les structures ductiles ont la possibilité de dissiper l'énergie sans s'effondrer et permettent par conséquent la protection des vies humaines.

L'importance de ductilité dans la dissipation d'énergie apparaît clairement sur le diagramme « contrainte-déformation » de (Figure1.1), établi pour l'acier de construction soumis à une traction statique (lentement appliquée). On voit que la qualité d'énergie dissipée est considérable grâce à la ductilité du matériau .[26]

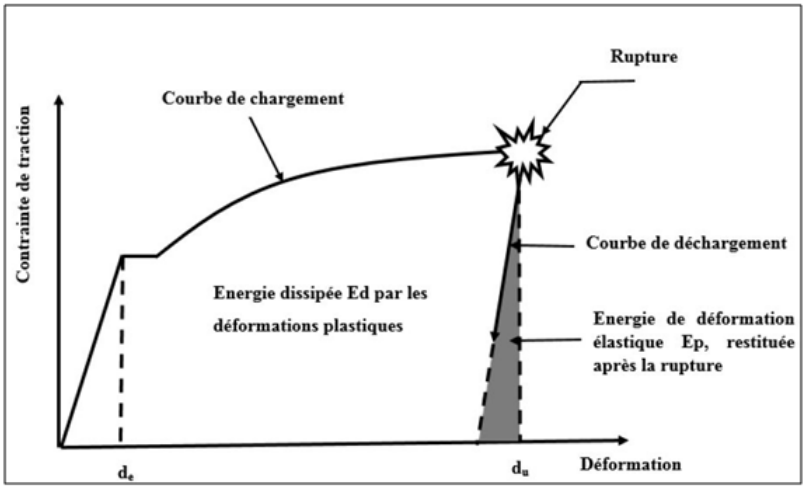


FIGURE 1.1 – Energie dissipée par la rupture d'un élément en acier

1.3.2 Relation « Ductilité-Déformabilité »

La déformabilité d'une structure est la capacité d'un matériau, d'un élément de la structure ou de la structure complète à se déformer avant l'effondrement [14]. Par contre, la ductilité représente la capacité de la structure à subir une déformation plastique sans perte excessive de résistance avec une dégradation significative de la rigidité [3] (Figure1.2).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

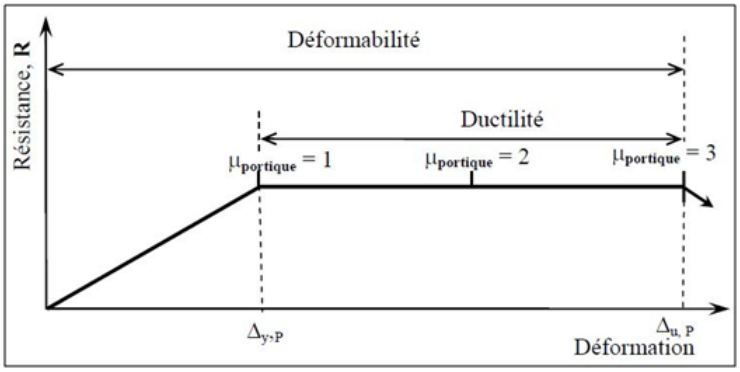


FIGURE 1.2 – Relation « Ductilité-Déformabilité »

1.3.3 Relation « Ductilité-Fragilité »

Pour les éléments en béton armé : lorsque le palier de plasticité est long, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsque le palier de plasticité est court, on dit que l'élément est fragile. Généralement, un comportement fragile pour une structure en béton armé aura lieu dans le cas où l'élément est sous armé ou sur-armé. [19] (Figure 1.3)

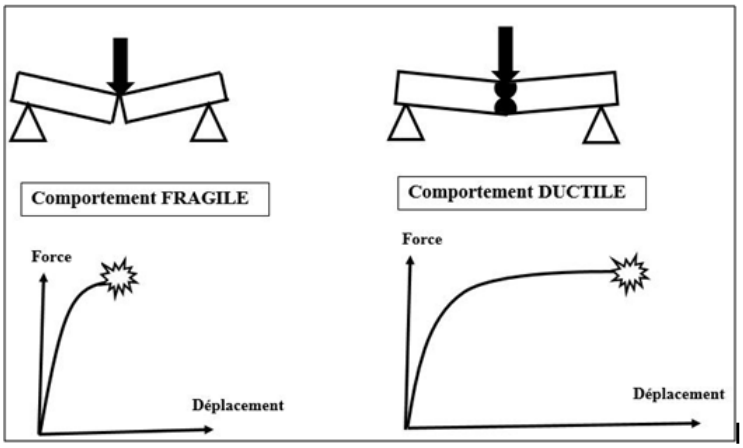


FIGURE 1.3 – Relation « Ductilité-Fragilité »

1.3.4 Différents types de ductilité

Afin d'analyser le comportement des structures, il est si important de connaître les critères caractérisant le domaine non linéaire de la structure et leur éléments.

Il y a plusieurs manières d'évaluer la ductilité (Figure1.4), nous citerons trois d'entre elles.

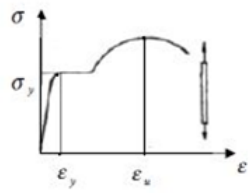
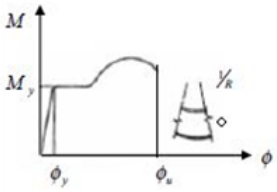
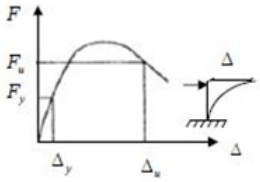
Types de ductilité	Représentation	Définition
Ductilité de déformation		$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$
Ductilité de courbure		$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
Ductilité de déplacement		$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

FIGURE 1.4 – Types de ductilité

1.3.4.1 Ductilité de déformation

Elle provient de la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de la contrainte [6]. Son facteur de ductilité est exprimé par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique.

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \tag{1.1}$$

1.3.4.2 Ductilité de courbure

Elle est associée directement à la capacité de déformation de l'élément soumis à la flexion en termes de rotation [10]. Son facteur est exprimé par le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \tag{1.2}$$

1.3.4.3 Ductilité de déplacement

C'est une mesure de ductilité globale de l'élément. Son facteur de ductilité est quantifié par le rapport de déplacement total au déplacement latéral élastique.

$$\mu_\triangle = \frac{\triangle_u}{\triangle_y} \tag{1.3}$$

1.3.5 Classes de ductilité

L'Eurocode 8 divise la ductilité des structures en trois classes (Figure 1.5)

- Classe DCL (classe de ductilité limite) : où le déplacement imposé à la structure par un séisme est atteint de façon quasi-fragile, ce qui nécessite une résistance élevée des sections car la structure dissipe peu d'énergie.
- Classe DCM (classe de ductilité moyenne) : où le déplacement imposé à la structure par un séisme est atteint de façon élasto-plastique à condition d'organiser la dissipation d'énergie par le choix judicieux des dispositions constructives.
- Classe DCH (classe de haute ductilité) : où le déplacement imposé à la structure par un séisme est atteint en admettant l'apparition des déformations plastiques élevées conférant le caractère dissipatif à l'énergie, et ce grâce à des dispositions technologiques adéquates.

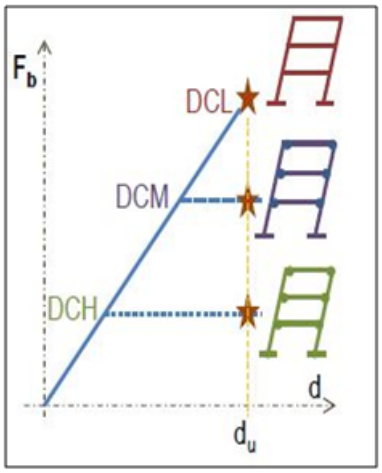


FIGURE 1.5 – Classes de ductilité selon l'EC8

1.3.6 Etablissement du coefficient de comportement

1.3.6.1 Introduction

Comme l'action sismique agit sur une structure en lui injectant de l'énergie, cette énergie doit être absorbée soit par des déformations plastiques, soit par des amortisseurs. La capacité de dissipation d'énergie de la structure dans le domaine des déformations plastiques ainsi que sa sur-résistance sont prises en considération par un coefficient de comportement. Ce coefficient est utilisé dans les codes algériens, européens et américains, dans lesquels il est noté « q » ou « R ». Le coefficient de comportement joue un rôle clef dans la stratégie de dimensionnement, car il permet de réduire les forces obtenues par une analyse linéaire afin de tenir compte de la réponse non linéaire d'une structure.

1.3.6.2 Etablissement du coefficient

Il s'agit d'un coefficient diviseur des charges sismiques ayant une valeur entre 1 et 8 selon la dissipation estimée de la construction. Cependant, ce coefficient est global et forfaitaire, et sa valeur peut être très surestimée lorsque la structure comporte des zones susceptibles de rupture fragile [27]. Les constructions qui ont un coefficient de comportement nettement supérieur à 1 sont dite « Dissipatives ». La dissipation d'énergie par les constructions pendant les tremblement de terre permet la diminution des charges sismiques. D'après Zacek[26] , malgré la poursuite des déformations des structures ductiles, les charges restent plafonnées à la limite d'élasticité, on peut alors dire que les déformations maximales des structures dissipatives sont égaux à ceux des structures considérées parfaitement élastiques. Donc

les constructions dissipatives peuvent être alors dimensionnées pour des forces approximativement « q » fois (ou « R » fois) plus faibles que celles qui agiraient sur les structures similaires dont le comportement reste toujours élastique. Dans les règles EC8 [1], la valeur du coefficient de comportement est basée sur la relation :

$$q = k_w.q_0 \geq 1.5 \tag{1.4}$$

Avec :

- q_0 correspond à la valeur du coefficient de comportement. Celle-ci dépend du système de contreventement, des conditions de régularité et de degrè d'hyperstaticité.
- K_w est un coefficient reflétant le mode de rupture prédominant.

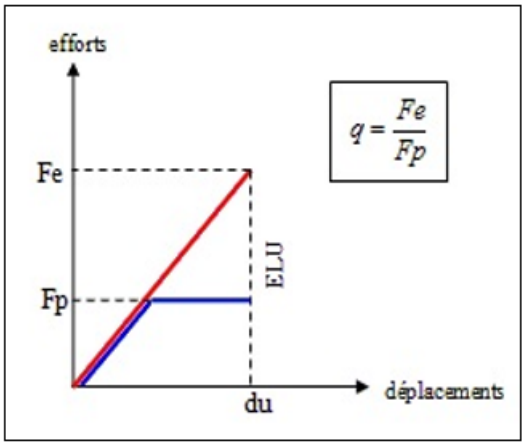


FIGURE 1.6 – Coefficient de comportement

Il est nécessaire de faire la différence entre le facteur de ductilité, et le facteur de comportement : le facteur de ductilité est la capacité d'une structure à subir des déformations importantes avant l'effondrement.

Tandis que le facteur de comportement est le rapport de l'effort que peut supposer une structure si celle-ci est parfaitement élastique à l'effort supposé effectivement par la structure réelle pour une même déformation.

1.3.7 Dimensionnement en capacité

Le terme « dimensionnement en capacité » est utilisé dans les codes de construction pour se référer à une approche de conception qui répond à la sécurité des personnes et aux intentions de performance des bâtiments, tout en fournissant aux concepteurs et aux agents du bâtiments une manière plus systématique pour faire un choix de conception [21]. C'est une approche qui se traduit techniquement par la fourniture des outils aux concepteurs afin d'atteindre le comportement probables des structures avec certitude. Cette méthode vise en premier lieu à garantir un comportement ductile adéquat à la structure.

L'Eurocode 8 [1] introduit ce principe fondamental qui doit être appliqué dans le cas des conceptions ductiles afin de protéger les sections non ductiles de l'ouvrage ou de la structure, et aussi afin de concentrer les dégradations dans les zones présélectionnées par le concepteur. Ces zones sont dimensionnées localement en tenant compte des règles de calcul classiques du béton armé, et des dispositions constructives associées.

Concernant les structures « Poteaux-poutres », leur stabilité exige que les éléments horizontaux puissent se déformner plastiquement avant les éléments porteurs verticaux (Figure 1.7).Donc les rotules plastiques doivent se déformer d'abord entre les appuis des éléments de franchissement, et non pas dans les poteaux ou dans leur liaison avec les poutres [26].

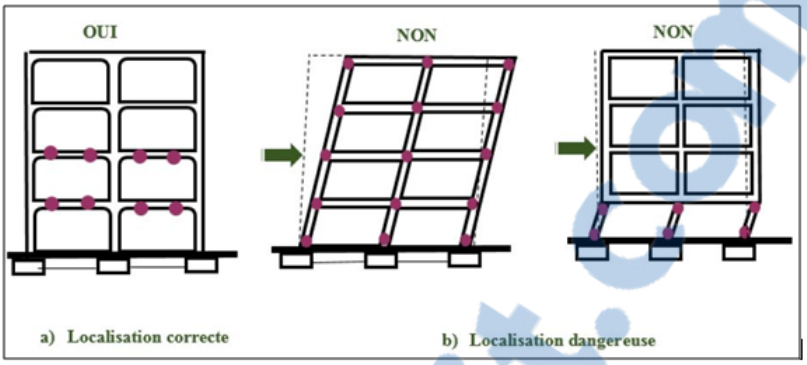


FIGURE 1.7 – Formation des rotules plastiques

Les rotules plastiques jouent le rôle des « fusibles » c'est-à-dire que quand l'énergie injectée par un séisme est canalisée vers ces zones, les autres zones doivent être plus résistantes pour qu'elles restent élastiques et stables pendant la plastification des fusibles.

Généralement, les poutres devraient être plus ductiles et moins rigides que les poteaux, on parle du principe « Poteau fort-Poutre faible », donc la stabilité des structures n'est pas assurée lorsque les poteaux développent des rotules plastiques avant les poutres (Figure 1.8).

La présence des rotules plastiques diminue le degré d'hypertaticité des structures, ce phénomène donne lieu à une dissipation d'énergie importante, c'est la raison pour laquelle il est important de concevoir des structures ayant un haut degré d'hypertaticité qui permettent la formation des rotules plastiques.

Rapport-Gratuit.com

FIGURE 1.8 – Empilement des planchers après séismes

1.4 L'effet d'échelle

1.4.1 Introduction

L'existence de l'effet d'échelle dans la nature est connue et observée depuis longtemps. La littérature rapporte de nombreux travaux portant sur ce phénomène dans différents contexte et pour différents matériaux : les pionniers étant Leonard de Vinci (1452-1519), Galileo Galilée (1564-1642) ainsi que George Louis Leclerc de Buffon (1707-1788) entre autres. Mais c'est seulement à partir du milieu du 20ème siècle que les études sur les effets d'échelle se sont intensifiées notamment après la publication de Weibull [24].

La notion d'effet d'échelle en mécanique caractérise la dépendance des performances des matériaux, notamment au voisinage de la rupture, aux différentes dimensions entrant du passage d'une échelle à une autre [17].

Le problème d'effet d'échelle est plus complexe et plus aigüe pour le béton car c'est un matériau quasi-fragile dont le comportement à la rupture est fortement non linéaire.

1.4.2 Effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragile

D'après Bazant [25], les matériaux quasi-fragiles tel que le béton sont incapables de présenter des déformations plastiques, ils cèdent selon une rupture qui est caractérisée par une zone d'élaboration et de la fissuration relativement importante, dans laquelle le matériau subit de l'endommagement distribué lié à un adoucissement, sous la forme de microfissurations, cette zone est connue en anglais sous l'acronyme FPZ : Fracture Process Zone

La taille de la zone d'élaboration de la fissuration qui est notée l_c semble indépendante de la taille de la structure. En effet, d'après les observations expérimentales effectuées par Pijaudier- Cabot [20], cette taille serait liée à celle de la plus grosse hétérogénéité du matériau ($\mathrm{l}_c \propto \mathrm{l}_m \times 3$ où l_m est la taille du plus gros granulat).

À l'échelle macroscopique, on distingue deux types d'effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragiles de type béton : L'effet de volume situé à l'échelle de l'éprouvette au laboratoire, et l'effet d'échelle de structure situé à l'échelle de la structure.

1.4.2.1 Effet d'échelle de volume

Ce type d'effet d'échelle existe lors de l'observation expérimentale d'une diminution de la contrainte moyenne de rupture avec l'augmentation du

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

volume (V) de l'éprouvette d'essai soumise à une sollicitation homogène.

Les expériences de compression simple sur des éprouvettes homothétiques de forme cylindriques (Figure 1.9) ont prouvé l'existence d'un tel effet d'échelle. En outre, la contrainte suit une loi de puissance de volume [12].

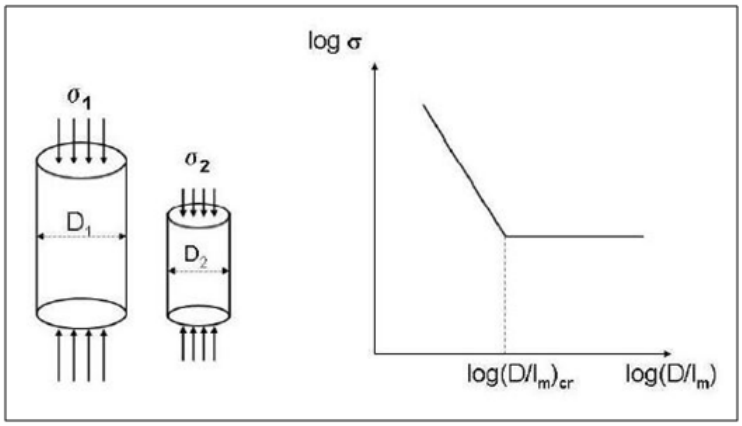


FIGURE 1.9 – Effet d'échelle de volume

L'effet d'échelle de volume est souvent lié à l'existence des défauts dans les matériaux. En effet, à cause de l'hétérogénéité du matériau, la résistance locale des éléments de matière n'est pas uniforme, mais suit une distribution aléatoire. Par conséquent, la probabilité de trouver des éléments de faible résistance croît avec la taille de l'éprouvette d'essai. De ce fait la rupture apparaîtra plus tôt quand la taille de l'éprouvette augmente [17]. C'est en partant de ces constatations que les approches probabilistes de la rupture des matériaux de type Weibull [24] ont été développées.

1.4.2.2 Effet d'échelle de structure

Ce type d'effet d'échelle est dû à la différence des performances mécaniques des structures réelles à celles des éprouvettes testées au laboratoire.

On observe alors que la contrainte de rupture diminue lors de l'augmentation de la taille de la structure.

L'Hermite [15] a mis en évidence ce phénomène à travers des essais de flexion 3 points sur des poutres non entaillées de dimensions homothétiques.

La contrainte de rupture en traction f_t dans ces expériences (Figure 1.10) est déterminée en supposant le matériau élastique fragile et en utilisant la théorie classique des poutres pour le calcul des champs de contraintes dans l'éprouvette.

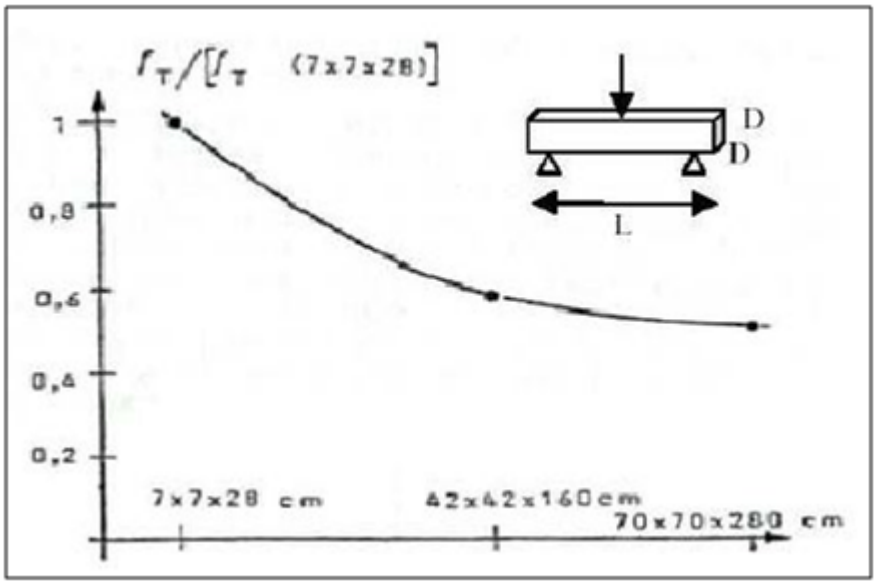


FIGURE 1.10 – L'effet d'échelle de structure d'après L'Hermite

1.4.3 Les différentes approches décrivant l'effet d'échelle

Le phénomène d'effet d'échelle a suscité tellement d'intérêt dans la communauté scientifique que de nombreuses théories ont été proposées afin de le décrire. Nous allons recenser les principales théories qui permettent de prendre en compte l'effet d'échelle.

1.4.3.1 Théorie statique de Weibull

À travers l'étude de la rupture d'une chaîne constituée de « n » maillons identiques et indépendants (Figure 1.11), Weibull proposa en 1939 [24] une théorie statistique de la résistance des matériaux. Cette statistique est basée essentiellement sur l'hypothèse du « maillon le plus faible », il suffit qu'un seul maillon de la chaîne casse pour que l'ensemble de la chaîne casse.

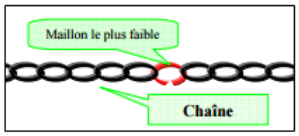


FIGURE 1.11 – La rupture d'une chaîne constituée de « n » maillons

Selon Bazant [25], la théorie de Weibull s'appuie sur deux hypothèses de base :

- La structure cède dès qu'un petit élément de matière atteint sa résistance limite.
- La résistance limite est aléatoire et la probabilité « P » pour qu'un petit élément de matière ne cède pas à une contrainte inférieure à σ est donnée par la distribution cumulée de Weibull suivante :

$$P(\sigma) = \left(\frac{\sigma - \sigma_u}{\sigma_o}\right)^m pour\ (\sigma > \sigma_u) \tag{1.5}$$

$$P(\sigma) = 0\ pour\ (\sigma \leq \sigma_u) \tag{1.6}$$

D'où : m, σ,σ_u sont des constantes du matériau.

- « m » est appelé module de Weibull, et est représentatif de la dispersion des contrainte de rupture.
- σ_0 est un paramètre d'échelle.
- σ_u est la contrainte seuil en dessous de laquelle, la probabilité de rupture est nulle.

En se basant sur l'équation précédente, une généralisation tridimensionnelle du modèle du maillon le plus faible pour une chaîne avec des maillons de résistance aléatoire conduit à la distribution suivante :

$$p(\sigma_N) = 1 - exp\left[-\int_v C\left[\sigma\left(x\right), \sigma_N\right].\mathrm{dV}x\right] \tag{1.7}$$

Avec :

- « p » représente la probabilité qu'une structure cède à une contrainte nominale σ_N dès que la fissuration macroscopique est amorcée à partir d'une microfissure (ou d'un défaut quelconque) quelque part dans la structure. Pour des structures géométriquement similaires en deux dimensions, la loi d'effet d'échelle de Weibull s'écrit :

$$\sigma_N = \sigma_0.(\frac{d_0}{D})^{\frac{2}{m}} \tag{1.8}$$

- σ est le champ de contrainte juste avant la ruine ;
- « x » est la fonction donnant la répartition spatiale de la probabilité de ruine au matériau ;

Ainsi plus le volume (V) de l'éprouvette d'essai de la structure est grand, plus la probabilité de présence d'un défaut est importante et donc plus la résistance est petite : c'est l'explication probabiliste des effets d'échelle.

Le travail de Weibull a complété le cadre de base de la théorie statistique de l'effet d'échelle. Selon Bazant [25] : la plupart des études qui ont suivi le travail de Weibull jusqu'au 1980 s'intéressaient à des raffinements, des justifications et des applications de sa théorie. Il était alors généralement supposé que si un effet d'échelle était observé, il devait être nécessairement du type Weibull.

1.4.3.2 La théorie fractale des effets d'échelle

En 1989, Carpinterie explique les effets d'échelle des structures par la présence des défauts crées par le chargement. Puis, en 1994 et en s'inspirant de nombreuses études réalisés sur les caractéristiques des fissures dans divers matériaux, il suggéra que le caractère fractale des surfaces de rupture joue un rôle significatif dans le processus de formation d'une nouvelle surface de rupture, et que la différence entre les caractéristiques fractales des fissures et des microfissures à différentes échelles d'observations est la source principale des effets d'échelle observés dans les matériaux quasi-fragiles de type béton [17] (Figure1.12).

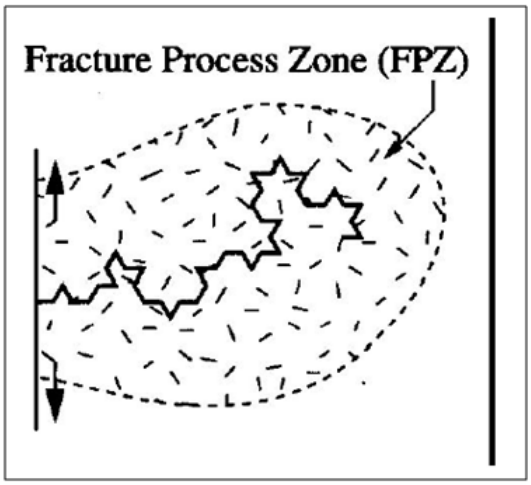


FIGURE 1.12 – Fissure fractale et sa zone d'élaboration d'après Carpinterie

Cette théorie a été critiquée notamment par Bazant, qui s'est penché sur la question de l'aspect fractale des fissures, pour conclure à la fin que cette théorie ne peut pas expliquer les effets d'échelle dans les matériaux quasi-fragiles.

1.4.3.3 La théorie déterministe de Bazant

Pour expliquer l'effet d'échelle de la structure observée dans les matériaux quasi-fragiles, Bazant [25] s'est basé sur la mécanique non linéaire de la rupture. L'effet d'échelle est étudié sur la contrainte nominale.
La contrainte nominale pour une charge est donnée par le calcul de la contrainte maximale dans une poutre de flexion trois points non entaillée par la théorie des poutres [23] :

$$\sigma_N = \frac{3.P.S}{2.b.D^2} \tag{1.9}$$

d'ou : D, S et b sont respectivement la hauteur, la portée et l'épaisseur de la poutre.

Afin d'identifier la loi de transition entre les deux comportements asymptotiques (grandes et petites échelles), Bazant a considéré dans son raisonnement une plaque rectangulaire qui est initialement dans un état de contrainte uniforme égale à la contrainte nominale σ_N (Figure 1.13)

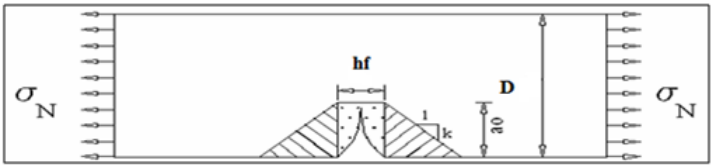


FIGURE 1.13 – Zone de relâchement des contraintes dans une éprouvette entaillée

Bazant suppose que la rupture est précédée par la formation d'une bande de fissuration d'épaisseur h_f dans la section centrale de la plaque. L'extension de cette bande d'une unité de longueur nécessite un certain taux d'énergie de fissuration G_F. La condition de conservation d'énergie consiste à écrire que l'énergie emmagasinée est égale à l'énergie nécessaire à la propagation de cette bande. Lorsque la bande de fissuration s'allonge de Δa , l'énergie additionnelle relâchée est causée par la partie densément hâchurée. Ensuite, Bazant a considéré deux plaques homothétiques ayant des modes de rupture géométriquement similaires (Figure 1.14).

Ainsi, plus la plaque est large, plus la bande de fissure est longue à la rupture. En conséquence, plus la plaque est large, plus l'aire de la zone fortement hâchurée est grande.

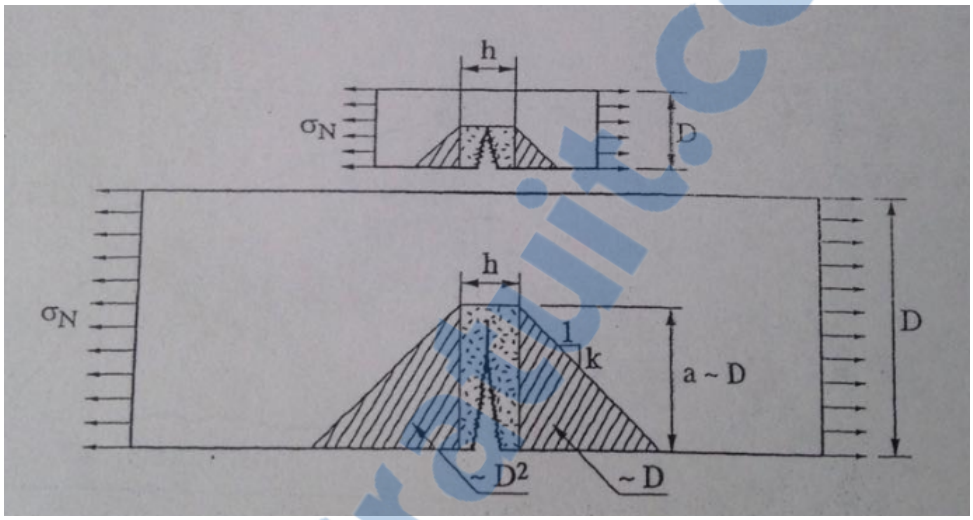


FIGURE 1.14 – Zone de relâchement dans les poutres de grandes et de petites tailles

Alors, pour une même extension de la bande de fissuration, une quantité d'énergie plus importante est relâchée dans une structure de grande taille que dans une petite structure. Par conséquent, la petite structure aura une résistance plus grande, ce qui explique l'effet d'échelle de structure.

En se basant sur ce raisonnement énergétique et moyennant un raccordement asymptotique. Bazant a abouti à une loi d'effet d'échelle très simple, mais qui est valable uniquement pour le cas des structures pré fissurées ou renfermant une entaille initiale.

Cette loi s'écrit sous la forme suivante :

$$\sigma_N = \frac{B f_t}{\sqrt{1 + \frac{D}{D_0}}} \tag{1.10}$$

Rapport-Gratuit.com

Tel que :

- B est un paramètre dépendant de la géométrie de la structure ;
- f_t est la résistance à la traction du béton ;
- D est la hauteur ou la longueur de l'éprouvette entaillée ;
- D_0 est une dimension caractéristique appelée « taille de transition ».

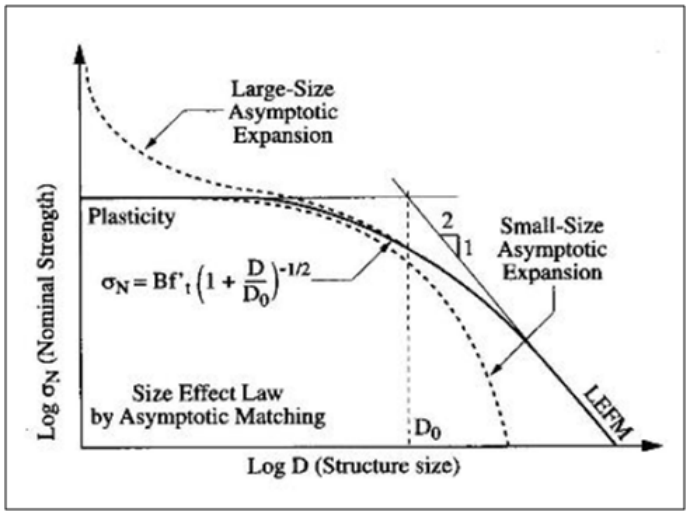


FIGURE 1.15 – Loi d'effet d'échelle proposée par Bazant pour des structures entaillées

Cette loi d'effet d'échelle met en évidence l'existence de trois cas :

- Lorsque la structure est de petite taille c'est-à-dire a une dimension caractéristique D inferieur à D_0 qui est la taille correspondante au point d'intersection entre les deux comportements asymptotiques la contrainte nominale sera constante est égale à la contrainte maximale $\sigma_{max} = Bft$. Dans ce cas la zone de rupture(FPZ) occupera toute la structure donc l'effet d'échelle sera négligeable, c'est le cas de la plasticité.
- Lorsque D est supérieur à D_0 (D $\gg D_0$) la zone de processus de rupture sera petite par rapport à la taille de la structure donc l'effet d'échelle dans ce cas sera géré par la mécanique linéaire élastique de la rupture.
- Et la loi de Bazant notée précédemment sera appliquée pour les structures de taille moyenne c'est-à-dire lorsque D s'approche de D_0.

1.5 Conclusion

À la lumière de cette synthèse bibliographique en relation avec notre thème, nous avons d'abord mis l'accent sur quelques aspects généraux de la ductilité. Ensuite, nous avons mis en relief la nécessité du dimensionnement en capacité. Et enfin, nous avons souligné l'importance du phénomène d'effet d'échelle en rappelant ses types et ses différentes théories de base. Dans le prochain chapitre, nous allons introduire la notion de capacité de rotation des éléments en béton armé et l'influence des effets d'échelles sur leurs évolutions.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Chapitre 2

Influence des effets d'échelle sur la capacité de rotation des éléments en BA

2.1 Introduction

La demande en ductilité est exigée afin de prévenir la propagation instable des fissures, et permettre ainsi une redistribution des sollicitations internes. L'Eurocode 8 [1] propose des formules semi-empiriques pour permettre à l'ingénieur d'obtenir des informations sur les étapes de dégradation de la conception jusqu'à la ruine en commençant par la fissuration. Ceci est en tenant compte de la ductilité, ses types et ses classes. Néanmoins, ces formules montrent leurs limites dans le cas des structures exceptionnelles en termes de taille, ce qui peut être dangereux pour la sécurité vis-à-vis d'un séisme.

Dans ce chapitre, nous évoquerons les méthodes d'analyse sismique ainsi que quelques aspects réglementaires de la ductilité de courbure et de rotation. Nous allons ensuite mettre en évidence l'influence de l'effet d'échelle sur la capacité de rotation en comparant les résultats expérimentaux effectués par des chercheurs auparavant avec ceux calculés en se basant sur les lois de l'Eurocode 8 [1] . Et enfin, nous nous intéresserons aux principaux phénomènes qui conduisent à la mauvaise estimation de la capacité de rotation des éléments en béton armé.

2.2 Méthodes de calcul sismique

L'étude sismique a pour but le calcul des forces sismiques. Ce dernier peut être atteint suivant trois méthodes (EC8)

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse statique non linéaire
- Méthode d'analyse dynamique temporelle

2.2.1 Méthode statique équivalente :

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des conceptions. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement est prescrit par le mode de vibration fondamentale. Son utilisation se limite aux bâtiment réguliers faiblement et moyennement élevés [13].

2.2.2 Méthode statique non linéaire (Push-Over)

Méthode conduite sous charges horizontales croissant de façon monotone destinée à évaluer les mécanismes plastiques attendus en cas de séisme et la distribution des dommages résultants.

2.2.3 Analyse dynamique temporelle

Ce type d'analyse offre la possibilité d'un calcul temporel avec possibilité de tenir compte de toutes les non linéarités (matérielle, géométrique). Il s'agit de calculer la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique appliqué au noeud ou d'un mouvement du sol.

2.3 Aspects réglementaires en conceptions parasismiques

L'étude du comportement sismique des conceptions s'avère toujours nécessaire afin de mettre en évidence leurs performances sismiques [18]. La ductilité est une propriété fondamentale pour l'étude de ces performances dans le domaine post-élastique, c'est la raison pour laquelle l'EC8 [1] exige explicitement la prise en compte de ce paramètre. Dans le cas de structures complexes, la méthode d'analyse temporelle devient obligatoire. Pour une modélisation à l'échelle globale (élément poutre), la non linéarité est prise en compte dans les rotules plastiques via l'introduction des lois Moment-Courbure. La ductilité est caractérisée ainsi par l'évolution de la courbure, on parle désormais de « capacité de rotation ».

2.3.1 Ductilité de courbure

Les lois M-ϕ sont obtenues à l'aide d'un calcul de section de béton armé itératif (pas à pas) en augmentant progressivement le niveau de déformation dans la section. Donc, en fonction de la hauteur de la section comprimée C, on peut calculer le point M-ϕ à chaque incrément.

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d_s - c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_S}{d_s} \tag{2.1}$$

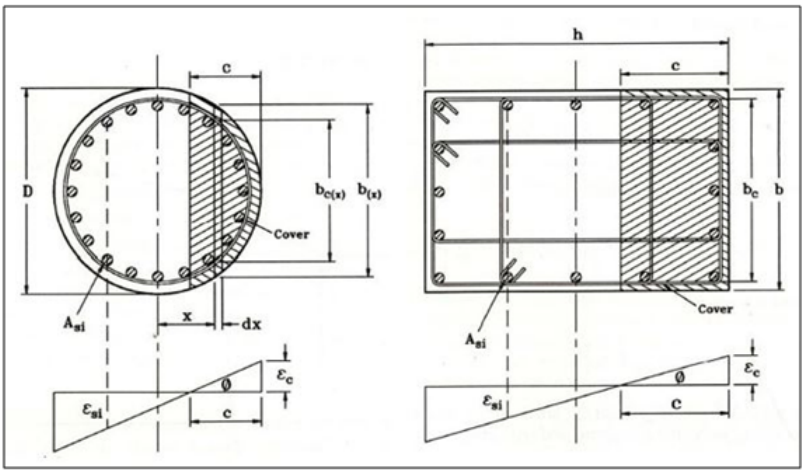


FIGURE 2.1 – Equilibres de section relatifs à la définition de la loi moment-Courbure [22]

Où : d_s est l'épaisseur de la section par rapport au centre des armatures tendue (d-l'enrobage) La courbure à la limite élastique ϕ_y peut être calculée à partir de l'annexe c de l'EC8-2 Pour les sections rectangulaires :

$$\phi_y = \frac{2.1\xi_{sy}}{d} \tag{2.2}$$

Pour les sections circulaires :

$$\phi_y = \frac{2.4\xi_{sy}}{d} \tag{2.3}$$

D'où :

- ξ_{sy} est la déformation limite élastique des armatures.
- d est l'épaisseur effective de la section.

La courbe ainsi obtenue (Figure 2.2) fait apparaître plusieurs infléchissements correspondants successivement à la fissuration du béton tendu, la plastification des aciers tendus et/ou du béton comprimé et enfin la rupture

de la section atteinte soit par écrasement du béton comprimé, soit par rupture des armatures tendues [22].

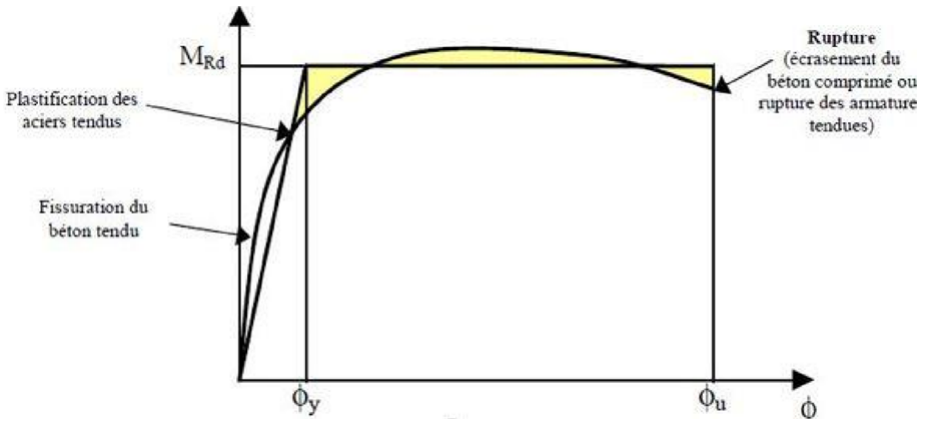


FIGURE 2.2 – Loi Moment courbure et sa forme linéaire

Conformément aux spécifications de l'EC8-2 annexes C et E, et afin de simplifier l'analyse, la loi M-ϕ est généralement approximée par une loi bilinéaire : Le point d'inflexion (ϕ_y , M_{RD}) est alors calé de telle sorte que les courbes réelles et linéarisées se croisent au point correspondant à la première plastification des armatures, et que les surfaces balayées par chacune des courbes au-delà de ce point soient égales.

2.3.2 Rotule plastique

Selon Carvalho [5], plusieurs chercheurs ont constaté à la suite de divers séisme survenus et des essais réalisés que pendant leur déplacement, les structures présentent de grandes déformations inélastiques et des courbures élevées dans la région ou le moment est le plus élevé. Ces zones qui,

sous une sollicitation sismique, perdent leur capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation, permettant la rotation de l'élément, elles sont appelées « rotules plastiques ». Une rotule plastique est caractérisée par sa position, ses rotations ainsi que la valeur de la longueur plastique qui dépend essentiellement de la résistance du béton, le confinement des sections, et les taux d'armatures transversales et longitudinales.

2.3.3 Détermination de la longueur de rotule plastique

La déformation plastique d'un élément structurel se manifeste sur une longueur plastique Lp à l'approche de la section critique où le moment de flexion dépasse le moment de plastification [6]. En se basant sur les recherches expérimentales, plusieurs auteurs ont proposé des expressions pour le calcul de la longueur plastique.

Selon Chertout [6] , après avoir entamé des essais sur des poutres en béton armé soumises à des charges concentrées, il a conclu que la dimension de la poutre n'influence pas sa capacité de rotation et que la longueur plastique est fonction de la géométrie, il a proposé donc l'équation suivante :

$$L_p = 0.25d + 0.075z \tag{2.4}$$

D'où : z est la position du point d'inflexion.

d : est la hauteur utile de la section transversale.

D'après L'EC 8 [1], les zones plastiques correspondent à une longueur dite « longueur de rotule plastique » telle que la courbure plastique ϕp, à un instant donné peut être supposé constante sur cette longueur.

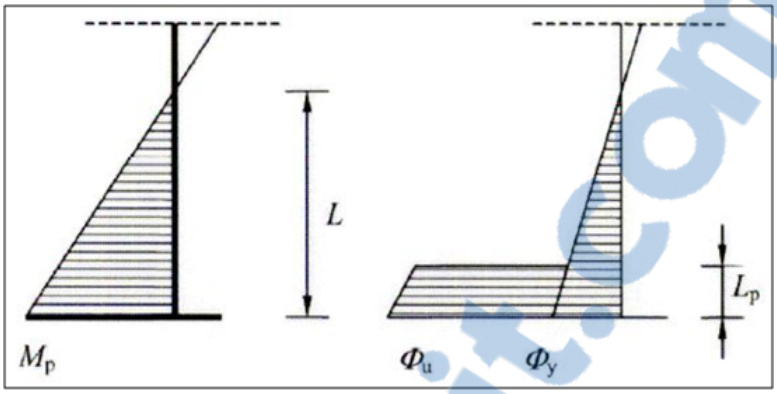


FIGURE 2.3 – Théorie des rotules plastiques (EC8)

Donc, la longueur plastique est obtenue telle que définie dans L'EC8 [1], par la formule :

$$L_p = 0.10L + 0.015.f_{yk}.d_{bl} \tag{2.5}$$

Où :

- L est la distance entre la section de la rotule plastique et la section de moment nul ;
- f_{yk} est la limite de contrainte élastique des armatures longitudinales ;
- d_{bl} est le diamètre des armatures longitudinales

2.3.4 Moment-Rotation

À partir de la longueur de la rotule plastique et des lois moment-courbure définies précédemment, on peut alors en déduire la courbe M-θ. :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_p}{2}.(1 + (1 - 0.5.\frac{L_p}{L_v}) \tag{2.6}$$

Rapport-Gratuit.com

$$\theta_y = \theta_y + (\phi_u - \phi_y).L_p.(1 - \frac{0.5}{L_v}).\lambda(\alpha_s)(L_p) \tag{2.7}$$

Avec :

- $\lambda_(\ \alpha_s) = 1$ si le rapport de portée d'effort tranchant $L/d \geq 3$

- $\lambda_{\alpha_s} = \sqrt{\alpha_s/3}\ \ si 1 \leq \alpha_s \leq 3$

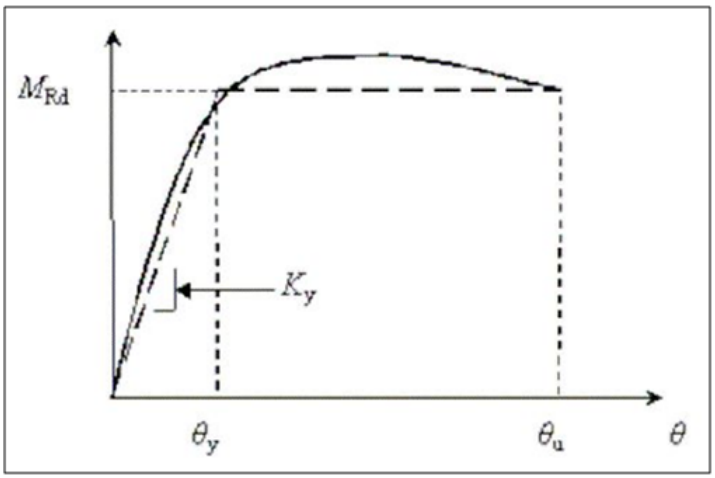


FIGURE 2.4 – courbe moment- Rotation

2.4 Comparaison entre les résultats expérimentaux et l'Eurocode8

2.4.1 Moment-Rotation

Le programme d'essai considéré a été réalisé dans le laboratoire des matériaux et des structures du département de l'ingénierie structurelle et

géotechnique du politecnico di Torino par Bosco et Debernardi [4] sur 11 poutres en béton armé simplement appuyées.

les poutres testées par Bosco					
poutre	h	b	l	p	p'
T1	0.2	0.1	2	0.57	0.2
T2	0.2	0.1	2	1.13	0.5
T3	0.2	0.1	2	1.71	0.5
T4	0.4	0.2	4	0.28	0.2
T5	0.4	0.2	4	0.57	0.2
T6	0.4	0.2	4	1.13	0.2
T7	0.4	0.2	4	1.71	0.2
T8	0.6	0.3	6	0.13	0.12
T9	0.6	0.3	6	0.25	0.12
T10	0.6	0.3	6	0.57	0.12
T11	0.6	0.3	6	1.13	0.12

TABLE 2.1 – Caractéristiques des poutres testées

Les classes de dimensions avec les différents pourcentages darmatures correspondants en traction et en compression sont données dans le (Tableau 2.1).

L'élancement des poutres L/h=10, la distance effective par rapport à la hauteur d/h=0.9, et le diamètre des barres est de 12 mm.

Les poutres ont été chargées par une force appliquée à leur mi- portée, comme représenté dans la (Figure 2.5), jusqu'à leurs rupture complète.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

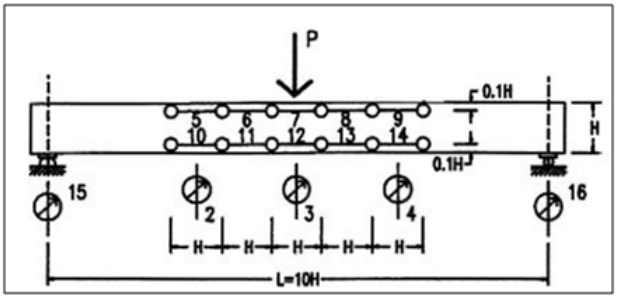


FIGURE 2.5 – Schéma des conditions d'essai et de chargement des poutres de l'expérimentation

On a comparé les résultats de moment-rotation de cette expérimentation avec les résultats calculés en se basant sur les lois de l'EC8. Les calculs obtenus de l'EC8 [1] sont donnés dans le tableau suivant :

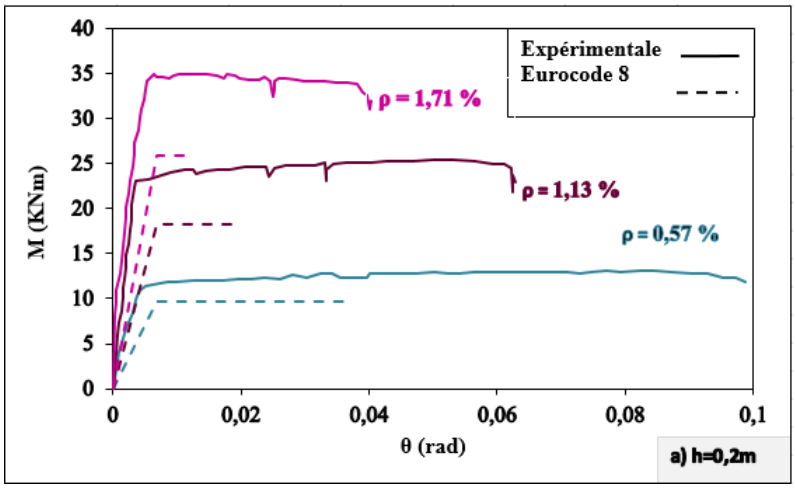
poutre	$\phi y(1/m)$	$\phi u(1/m)$	d (m)	Lp (m)	$\theta y(rad)$	$\theta u(rad)$	As(m^2)	a	Mrd (KNm)
T1	0.0277	0.1652	0.18	0.29	0.0076	0.0415	0.000102	0.0211	9.71
T2	0.0277	0.0087	0.18	0.29	0.0076	0.00277	0.00020	0.0398	18.21
T3	0.0277	0.0579	0.18	0.29	0.0076	0.0149	0.00030	0.0603	25.90
T4	0.0138	0.1771	0.36	0.49	0.0063	0.07657	0.00020	0.0197	39.27
T5	0.0138	0.0869	0.36	0.49	0.0063	0.0378	0.00041	0.0402	77.74
T6	0.0138	0.0438	0.36	0.49	0.0063	0.0192	0.00081	0.079	145.69
T7	0.0138	0.0289	0.36	0.49	0.0063	0.0128	0.00123	0.1207	207.25
T8	0.00925	0.1425	0.54	0.69	0.00601	0.0873	0.00021	0.0137	62.41
T9	0.00925	0.1322	0.54	0.69	0.00601	0.0811	0.00040	0.0264	118.68
T10	0.00925	0.0579	0.54	0.69	0.00601	0.0357	0.00092	0.06035	262.39
T11	0.00925	0.02925	0.54	0.69	0.00601	0.0182	0.00183	0.1196	491.719

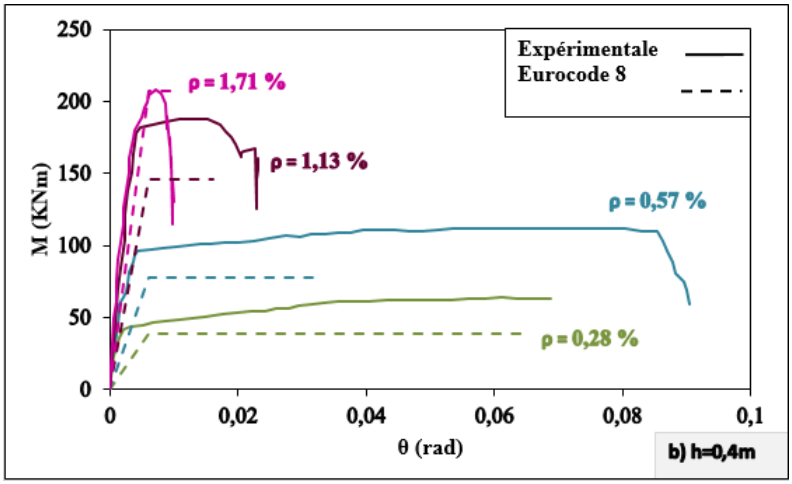
TABLE 2.2 – les valeurs de moment-rotation et moment-courbure

Avec :

- La contrainte de plasticité de l'acier $f_y = 5.10^8$ Pa ;
- La contrainte de compression dans le béton $f_c = 3.10^7$ Pa ;
- La déformation relative ultime du béton en compression $\epsilon_{cu} = 0.0035$;
- La déformation limite élastique des armatures $\epsilon_{sy} = 2,38.10^{-3}$;
- la déformation plastique ultime pour lacier $\epsilon_{su} = 0.075$.

La figure 2.6 montre une comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux de l'EC8 en terme de variation de la capacité de rotation.


Expérimentale
Eurocode 8
ρ = 1,71 %
ρ = 1,13 %
ρ = 0,57 %
M (KNm)
θ (rad)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
0
0,02
0,04
0,06
0,08
0,1
a) h=0,2m


Expérimentale
Eurocode 8
ρ = 1,71 %
ρ = 1,13 %
ρ = 0,57 %
ρ = 0,28 %
M (KNm)
θ (rad)
0
50
100
150
200
250
0
0,02
0,04
0,06
0,08
0,1
b) h=0,4m

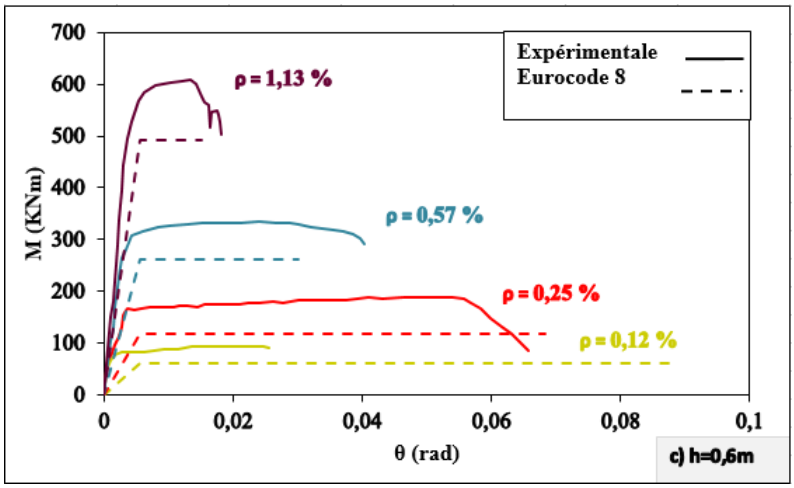


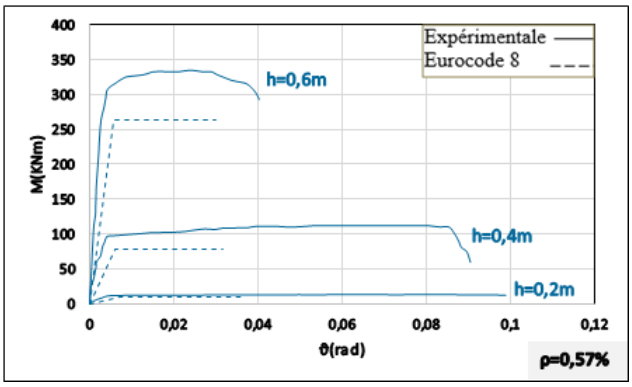
FIGURE 2.6 – comparaison entre l'expérimental et l'EC8 [1] pour les différentes hauteurs selon l'ordre suivant h=0.2, 0.4, et 0.6m

On peut dire à partir de ces résultats que pour chaque dimension, le pourcentage d'armature joue un rôle important. La ductilité diminue en augmentant le pourcentage d'armature. Aussi, pour la poutre h=0,4m, on peut voir que la ductilité la plus importante est obtenue pour $\rho = 0,57\%$.

Pour conclure, on peut dire qu'il existe un pourcentage d'armature minimale au-dessous duquel la rupture devient fragile. C'est pour cela, la réglementation introduit la notion de « pourcentage minimal ».

Pour des pourcentages très élevés, la rupture est fragile à cause de l'écrasement du béton.

Dans la figure 2.7, nous avons superposé les courbes pour chaque pourcentage d'acier afin de mettre en évidence l'importance de la prise en considération de l'effet d'échelle.



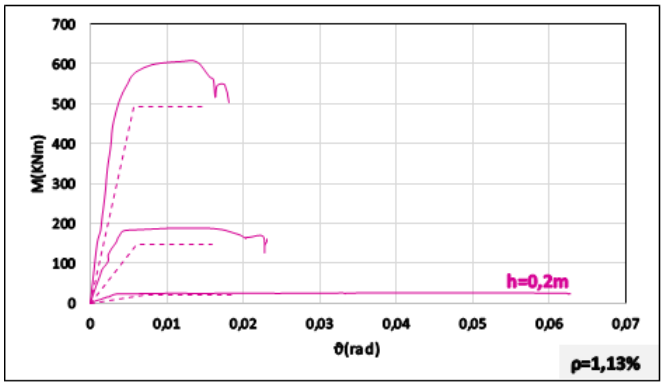


FIGURE 2.7 – comparaison des différentes hauteurs de poutre pour un même pourcentage d'acier selon l'ordre suivant (0.57% et 1.13%)

A partir de ces résultats, on peut dire que la hauteur des poutres influe visiblement sur la ductilité, Et que l'EC8 est incapable de reproduire cet effet d'échelle.

2.4.2 Capacité de rotation

En se référant au schéma M-θ , la rotation plastique est définie comme étant la différence entre la rotation ultime et la rotation élastique, comme représentée sur la Figure 2.8.

La plupart des prescriptions prévues par les codes internationaux sur la capacité de rotation des éléments en béton armé ne prennent pas en considération l'influence de la dimension de la structure dans l'évaluation de la capacité de rotation.

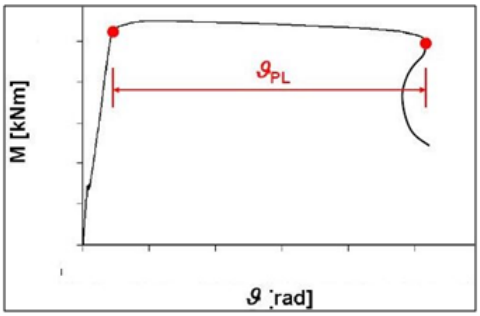


FIGURE 2.8 – Définition de la rotation plastique

Pour évaluer la capacité de rotation des poutres en béton armé, l'Eurocode2 fournit un schéma (Figure 2.9) qui relie la rotation plastique admissible à la position de laxe neutre.

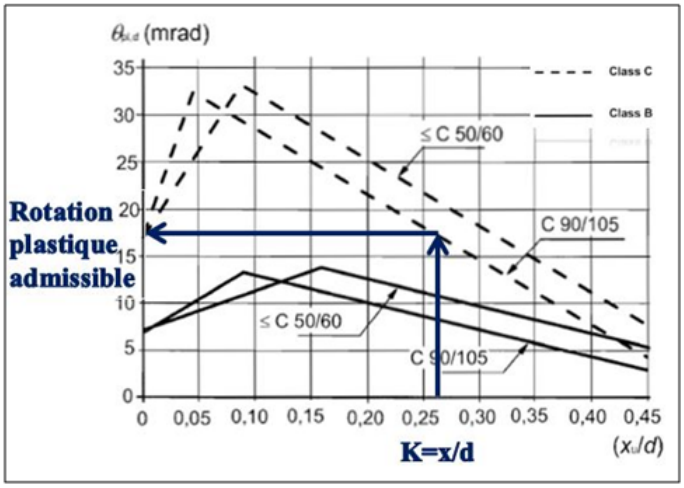


FIGURE 2.9 – Valeur de base de la rotation plastique admissible des sections de BA

Le diagramme de rotation plastique n'est pas fourni dans l'EC8 (contrairement à l'EC2). Nous avons essayé de tracer ces diagrammes par les formules suivantes afin de vérifier l'influence des effets déchelle.

La formule de capacité de rotation :

$$\frac{X_u}{d} = \frac{\rho.f_y}{0.8.f_c} \tag{2.8}$$

Avec :

ρ : le pourcentage dacier ;

f_y : contrainte de plasticité de lacier qui est égale à 5.10^8 Pa.

f_c : contrainte de compression dans le béton égale à 3.10^7 Pa.

La formule de la rotation plastique :

$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y$

Après avoir calculé la capacité de rotation des poutres conformément aux lois de l'EC8-2, il s'est avéré que la dimension structural a une grande

influence sur la capacité de rotation des poutres, bien que la dépendance des dimensions structurelle a été reconnue dans plusieurs essais expérimentaux.

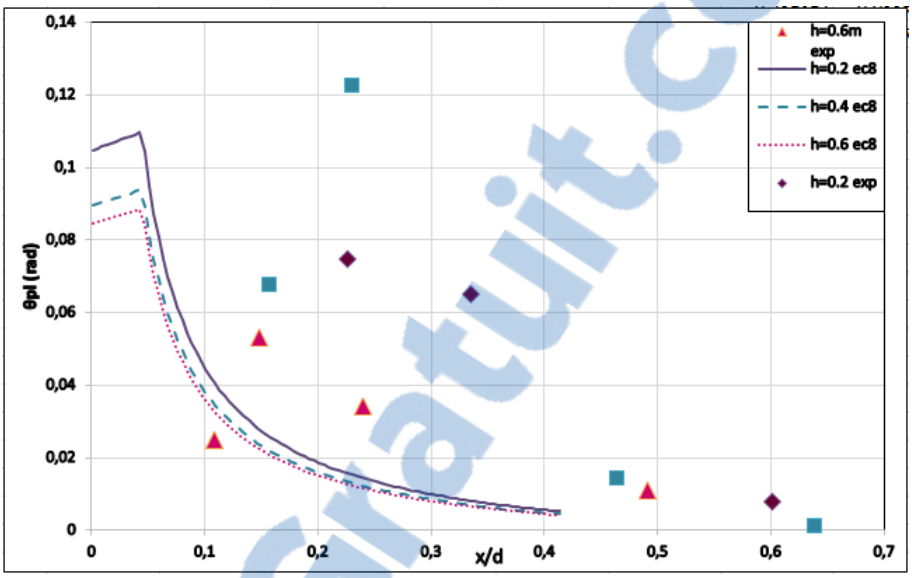


FIGURE 2.10 – Les différentes rotations plastiques calculées pour différentes poutres

Rapport-Gratuit.com

2.4.3 Conclusion

Parmi les paramètres qui influencent principalement la capacité de rotation d'un élément en Béton Armé : Le taux d'armature, ainsi que la dimension de la structure. Ce dernier doit être explicitement pris en compte afin d'améliorer les dispositions de l'EC8-2, qui considèrent que la rotation plastique des éléments en BA est une fonction de la position de l'axe neutre seulement. Afin de mieux comprendre les phénomènes qui conduisent à cette mauvaise estimation de la capacité de rotation qui est due aussi à une mauvaise estimation de la rotation, il est si nécessaire de comprendre le comportement des matériaux (Acier-Béton).

2.5 Comportement des matériaux (acier-béton)

2.5.1 Béton

2.5.1.1 Le comportement du béton à la compression

Bien que le béton soit constitué de matériaux fragiles (granulats, pate de ciment), son comportement en compression, que l'on traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudo-ductilité reliée à la microfissuration du matériau. En effet, lorsque le béton est soumis à des contraintes supérieures à 40% de sa résistance en compression, la microfissuration s'initie et tend à se propager parallèlement au chargement lors de son augmentation. La relation contrainte-déformation tend alors à se courber graduellement, traduisant une perte de rigidité, jusqu'à une augmentation plus rapide des déforma-

tions au-delà dune contrainte de 70% à 80% de la résistance en compression qui mène à la rupture par fissuration.la figure 2.11 illustre la relation contrainte-déformation ($\sigma - \epsilon$) du béton en compression.

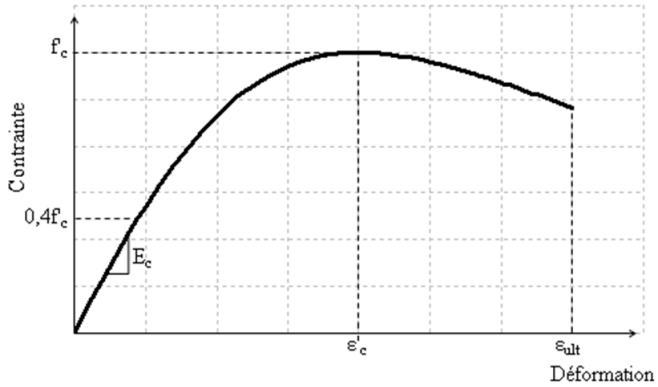


FIGURE 2.11 – loi de comportement du béton en compression sous chargement statique

Une certaine résistance subsiste après la rupture et se traduit par une branche descendante dont l'allure dépend des conditions et procédures de l'essai, jusqu'à la déformation ultime du matériau généralement admis à 0.0035, cette valeur est 14 fois plus petite que la déformation minimale de l'armature.

2.5.1.2 Le comportement du béton en traction

La traction constitue habituellement la faiblesse du béton. La capacité en traction du béton ne dépasse guère 10% de sa résistance en compression.

L'essai de traction directe est difficile à réaliser. Par conséquent, on fait appel à des essais indirects de type flexion trois points pour identifier le comportement en traction du béton. Les premiers essais de traction di-

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

rectes, ont été réalisés par Terrien [11].

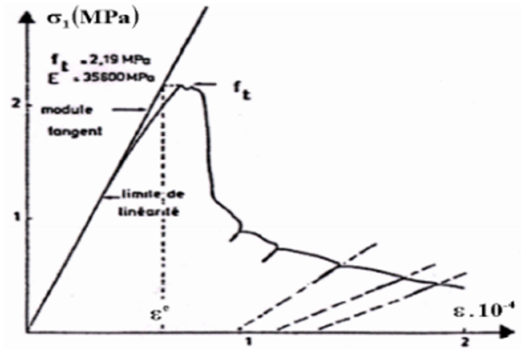


FIGURE 2.12 – comportement du béton en traction directe [11]

L'interprétation de cette courbe fait apparaitre distinctement deux phases :

— Le près-pic ($\sigma < f_t$) où la courbe s'écarte assez peu de la droite élastique. Selon Terrien [11], les premières dégradations apparaissent à environ 50% de la contrainte maximale.

— Le post-pic (phase d'adoucissement) où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser.

2.5.2 Acier

L'acier est un matériau isotrope homogène qui peut être sollicité de manière identique dans toutes les directions en compression et en traction. L'EC2 retient 3 types d'acier :

- Classe A : acier à ductilité normale $\varepsilon_{uk} \geq 2.5\%.$;
- Classe B : acier à haute ductilité $\varepsilon_{uk} \geq 5\%.$;

- Classe C : acier très haute ductilité $\varepsilon_{uk} \geq 7.5\%$. .

Donc, ε_{uk}est l'allongement qui correspond à la résistance à la rupture L'EC2 se limite aux aciers de limite élastique inférieure ou égale à 600 Mpa.

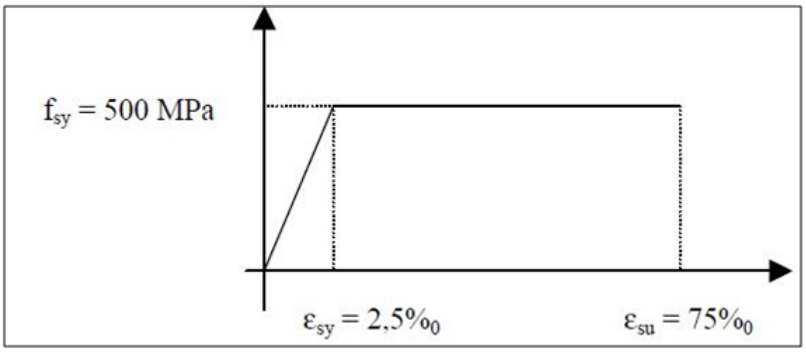


FIGURE 2.13 – loi comportement des aciers

Dans les zones sismiques, l'EC8 stipule que dans les éléments sismiques primaires, l'acier du béton armé de classe B et C doit être utilisé (article 5.3.2 (EC8)), et que dans les zones de rotules plastiques potentielles, les armatures longitudinales doivent être constituées d'un acier de classe C.

2.6 Le problème de la localisation des déformations

La localisation des déformations est expliquée par la concentration de celle-ci dans une petite zone de dimensions finies quand les microfissures apparaissent et se propagent, tandis que sur les autres zones de la structure, la déformation reste faible [23].
Ce phénomène est dû principalement au caractère adoucissant du béton

(phase post-pic), après le pic, les équations d'équilibres perdent leur caractère elliptique. Ceci se traduit par une dépendance des résultats aux maillages. La taille de l'élément influe sur sa réponse.
Ainsi, la prise en compte des effets d'échelles passe obligatoirement par une bonne description du phénomène de localisation.
Ce phénomène s'observe sur le comportement des deux matériaux (béton et acier).

2.6.1 Localisation dans la zone tendue

De la faible résistance du béton à la traction résulte le phénomène de la fissuration. On remarque qu'après le comportement élastique, dans la section fissurée, il y a possibilité d'avoir présence des localisations des déformations dans l'acier, ce phénomène est lié au glissement qui se produit entre le béton et l'acier, ceci entraine une force opposante à celle de l'acier et une diminution de la résistance. À cet endroit, la déformation est supérieure à la déformation moyenne dans la barre d'acier.

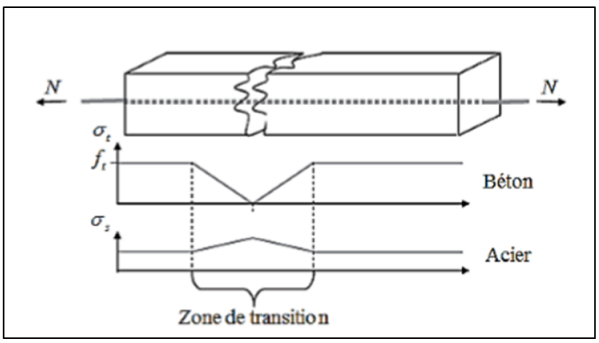


FIGURE 2.14 – Répartition des contraintes dans l'acier et le béton après la première fissure.

Dans ce cas, lorsque la contrainte maximale f_y est atteinte dans l'acier, la déformation dans les zones fissurées monte instantanément et atteint sa valeur ultime. La rupture de la barre est rapidement atteinte.

2.6.2 Localisation en compression

Lorsque la section est soumise à des efforts de compression importants, le béton qui n'est pas un matériau parfaitement homogène, à l'échelle des granulats, l'hétérogénéité du matériau se manifeste par la présence de micro-défauts, de microfissures et de micro-vides d'orientations quelconques. Ces imperfections se concentrent dans cette zone de localisation des déformations. Autrement dit, la localisation des déformations n'est que l'explication mécanique du phénomène de l'effet d'échelle. Plus les dimensions d'une structure sont grandes, plus il est probable d'avoir la présence d'une importante proportion de défauts et la ductilité de la structure devient plus faible.

En effet, parmi les modèles les plus développés dans ce domaine est celui de Carpinterie « overlapping crack model » qui permet de prendre en compte l'influence des effets d'échelle en tenant compte de la localisation des déformations dans la zone de compression. En utilisant ce modèle, il est possible de mieux comprendre le comportement en flexion des poutres en béton armé, par la variation de l'élancement de l'échatillon

Localisation due à l'écrasement du béton

On considère que l'échantillon montré dans la (Figure 2.15) est soumis à un essai de compression uni axiale. La réponse mécanique est représentée par trois phases.

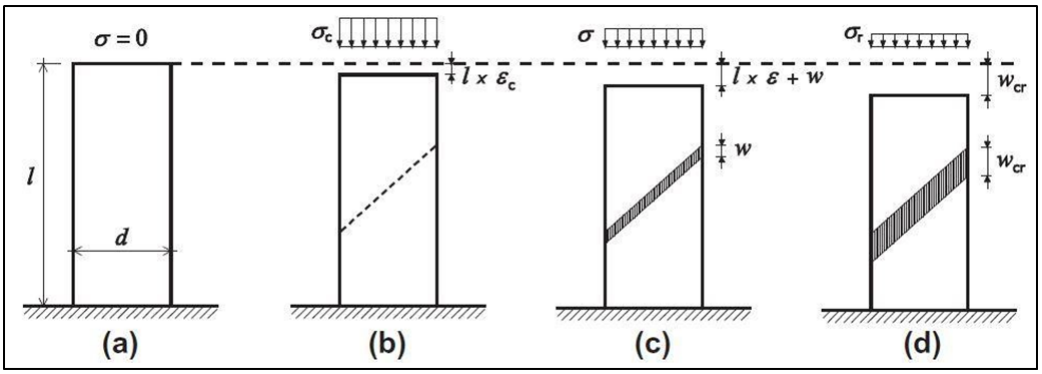


FIGURE 2.15 – Les étapes de l'histoire de déformation d'un échantillon en compression

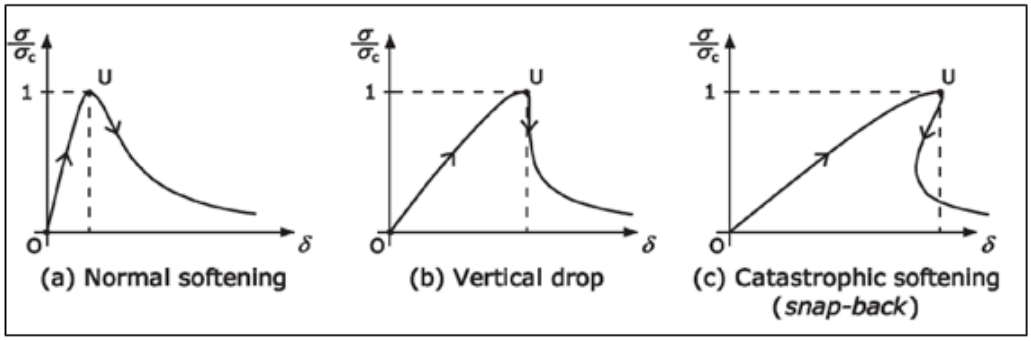


FIGURE 2.16 – comportement du béton en compression

La première phase : le comportement se caractérise principalement par le module d'élasticité du matériau, une loi linéaire élastique simple « contrainte-déformation » peut être supposée, ou encore une relation non linéaire compliquée qui tient compte de la dissipation d'énergie dans le volume due à l'initiation et à la propagation de microfissures (Figure 2.15). En approchant de la résistance à la compression, ces microfissures interagissent en formant des macro fissures, et se localisent finalement sur une surface préférentielle.

La deuxième phase : où les déformations inélastiques se localisent dans une bande de fissures après avoir atteindre la résistance à la compression ultime. Le comportement de cette zone est décrit par la loi d'adoucissement indiquée dans (Figure 2.16.b), alors que le matériau se comporte toujours de manière élastique (Figure 2.16.c). Le raccourcissement total de l'échantillon peut être calculé comme la somme de la déformation élastique et le déplacement d'interpénétration.

δ = l+w pour w< w_{cr} (2.9)

Où : « l » est la longueur de l'échantillon. Les deux contributions « ϵ » et « w » peuvent être exprimées en fonction du niveau de contrainte, les lois de comportement correspondantes indiquées dans (Figure 2.16), alors que la zone de fissure chevauche, la zone élastique se dilate à des contraintes diminuant progressivement.

Dans la troisième phase : le matériau dans la zone de fissure est complétement endommagé, et est incapable de transférer seulement une contrainte résiduelle constante (Figure 2.16.d).

$\delta \geq w_{cr}$ (2.10)

De ces résultats trouvés par un ensemble de chercheurs auparavant, on peut dire que la prise en compte de la fissuration est un point crucial du dimensionnement des structures en béton armé, la fissuration est un phénomène pouvant non seulement conduire à la ruine directe de l'ouvrage selon les étapes citées précédemment, mais qui peut aussi favoriser dautres phénomènes de dégradations en favorisant l'oxydation des armatures, phénomène préjudiciable à plus long terme.

2.7 conclusion

La rupture d'un élément en BA peut se produire soit par écrasement du béton soit par plastification de l'acier.

— Pour l'écrasement du béton en compression, le comportement du béton en compression est dépendant de la taille de la structure. La déformation ultime (fixée à 3.5% la réglementation) n'est pas fixe.

— Pour l'acier, la réglementation fixe la déformation ultime à 7.5%, or dû au phénomène de localisation, cette valeur n'est pas fixe et dépend des dimensions des structures.

Rapport-Gratuit.com

Chapitre 3

Bases théoriques et physiques du modèle global développé par "Nouali et Matallah"

3.1 Introduction

L'EC8 est la norme européenne qui s'applique au dimensionnement et à la construction des bâtiments et des ouvrages en Génie Civil en zone sismiques. Les formules adoptées par cette norme constituent un progrès considérable dans la réglementation parasismique par la prise en considération de la ductilité lors du dimensionnement.

La ductilité est un paramètre clés pour les conceptions parasismiques des structures en béton armé. Son évolution est influencée par les phénomènes d'effet d'échelle qui ne sont pas prises en compte par l'EC8, ce qui peut se traduire par une mauvaise estimation conduisant à des structures capables de s'effondrer brutalement. C'est la raison pour laquelle, Nouali et Matallah [2] ont proposé un modèle global qui tient compte des phénomènes d'échelle et leur influence sur l'évolution de la ductilité. Ce chapitre est dédié à une présentation du modèle. Une comparaison des résultats du modèle avec ceux issus de l'expérimentation est proposée. La comparaison avec l'EC8 montre que le modèle est capable de prendre en compte l'effet d'échelle.

3.2 Modèle global proposé

Après avoir abordé le problème qui existe dans le règlement parasismique EC8 par rapport à l'effet d'échelle dans le chapitre précédent, un modèle développé à l'échelle « global » est proposé afin d'approcher de façon plus rigoureuse la valeur exacte de la ductilité permettant ainsi d'éviter toutes ruptures précoces. C'est un modèle qui se base sur le concept de la

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

mécanique de rupture, il est développé à l'échelle dune section.

Afin d'évaluer la capacité de rotation des poutres en béton armé en flexion, un élément de cette poutre est soumis à un moment de flexion simple, il a un rapport longueur-hauteur égal à l'unité. Aussi, il est supposé être représentatif de la zone centrale de la poutre à mi-hauteur qui est à son tour supposé être représentative du comportement mécanique non linéaire de la rupture de la section. Les auteurs [2] visent à comparer les résultats numériques du modèle avec les résultats expérimentaux effectués par Bosco et Debernardi , c'est la raison pour laquelle, ils ont introduit les différentes non linéarité dans le but d'avoir des résultats compatibles avec ceux de l'expérimentation.

Nous avons déjà conclu dans le chapitre précédent que la mauvaise estimation de la ductilité et de la capacité de rotation est due aux phénomènes de localisation des déformations dans l'acier, et dans le béton.

3.2.1 L'influence des effets d'échelle sur l'écrasement du béton

La localisation des déformations en compression pour le béton a été confirmée par plusieurs auteurs auparavant. La figure (3.1) montre les résultats des essais effectués expérimentalement par [8] sur des échantillons de différentes dimensions soumises à la compression uni axiale.

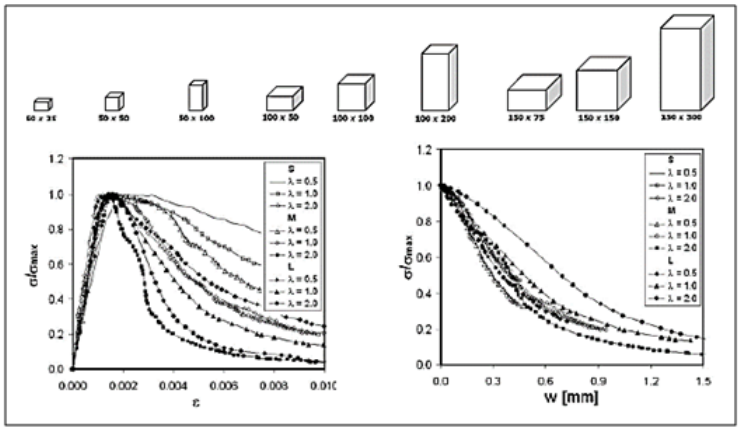


FIGURE 3.1 – Résultats des essais expérimentaux effectués par Ferrara et Gobbi

On remarque que la réponse pré pic ne dépend pas de la dimension de l'échantillon, contrairement à la réponse post pic. La rupture par écrasement du béton est liée à la dissipation d'énergie qui doit être prise en compte afin d'assurer une régularisation énergétique. C'est pour cela que les auteurs [2] ont adopté une relation contrainte-déformation qui prend en compte la taille de l'élément, cette dernière est décomposée en 3 phases.

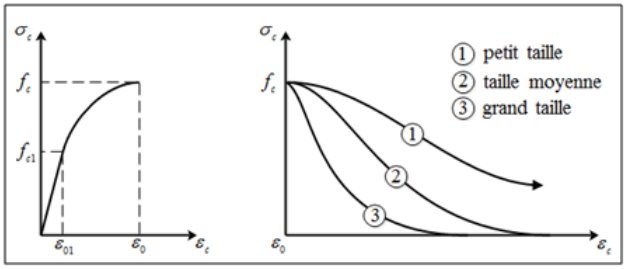


FIGURE 3.2 – Relation contrainte-déformation pour le béton en compression

Phase 1 ($0 \rightarrow \varepsilon_{01}$) : le béton est intact, la loi de comportement est linéairement élastique.

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \tag{3.1}$$

Phase 2 ($\varepsilon_{01} \rightarrow \varepsilon_0$) : le béton rentre dans le domaine plastique avant d'atteindre la contrainte de compression maximale, une présence des déformations irréversibles est observée, la loi de comportement est une parabole de 2éme degré.

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] + A_1 \left(\varepsilon_c - \varepsilon 01 \right) - A_2 \tag{3.2}$$

A_1, et A_2 sont des constante pour assurer la continuité entre les deux phases : 1 et 2.

Phase 3 ($\varepsilon_0 \rightarrow \infty$) : lorsqu'on dépasse la contrainte maximale, l'écrasement de béton est activé avec une dissipation d'énergie Gc, la loi de comportement est une loi exponentielle dépendante de la taille d'élément.

$$\sigma_c = f_c Exp \left[B \left(\varepsilon_0 - \varepsilon c \right) \right] \tag{3.3}$$

B est un paramètre contrôlant l'adoucissement. Il peut être relié à la taille de l'élément via les équations suivantes.

$$G_c = \int_{\varepsilon_0}^{\infty} \sigma_c \mathrm{dW} \tag{3.4}$$

$$G_c = h \int_{\varepsilon_0}^{\infty} \sigma_c \mathrm{d}\varepsilon_c \Rightarrow G_c = h \int_{\varepsilon_0}^{\infty} f_c Exp \left[B \left(\varepsilon_0 - \varepsilon_c \right) \right] \mathrm{d}\varepsilon_c \Rightarrow G_c = h f_c \left[\frac{-Exp \left[B \left(\varepsilon_0 - \varepsilon_c \right) \right]}{B} \right]_{\varepsilon_0}^{\infty}$$

(3.5)

$$B = \frac{h.f_c}{G_c} \tag{3.6}$$

Ainsi, le paramètre controlant la dissipation "'B"' est en fonction de la taille de la poutre "'h". Ce qui permet de tenir compte de l'effet d'échelle.

3.2.2 Localisation des déformations dans l'acier tendu

Dans un élément en béton armé, il est possible que les déformations se localisent dans l'acier près des zones tendues fissurées. C'est pour cela que la méthode développée à l'échelle globale prend en compte cette possibilité à travers une loi de comportement élasto-plastique parfaite dans la partie tendu de l'élément. L'augmentation des contraintes dans les zones de localisation induit une augmentation des déformations dans l'acier, et la déformation dans ces zones dépasse la déformation moyenne dans la barre d'acier. Le glissement qui se produit entre le béton et l'acier dans les zones fissurées a une relation avec le phénomène de la localisation des déformations. Une analyse d'un élément de poutre soumis à une charge de traction est présentée, afin de souligner le phénomène de localisation des déformations dans l'acier [2].

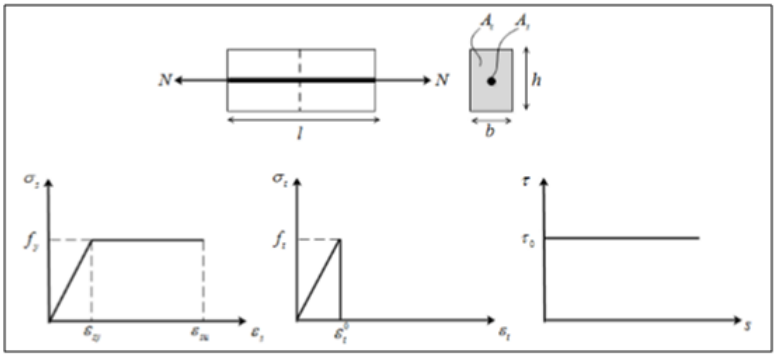


FIGURE 3.3 – Comportement Acier-Béton

Après le comportement élastique, la fissuration dans le béton et le glissement se produisent avec une redistribution des contraintes et des déformations .L'évolution des contraintes et des déformations est suivie par la résolution des deux conditions d'équilibre suivant : équilibre de la section à mi-portée, et équilibre de la barre d'acier. Une loi d'adhérence parfaite est utilisée :

$$A_s\sigma_s + A_c\sigma_t = N \tag{3.7}$$

$$A_s d\sigma_s = -\tau\pi d_s d_x \tag{3.8}$$

Avec : d_s est le diamètre de l'armature.

$$\frac{d\sigma_s}{d_x} = \frac{\tau\pi d_s}{A_s} = \frac{-4\tau}{d_s} \tag{3.9}$$

La déformation ultime moyenne ε_m^u dans l'acier sur une longueur L/2 correspond à la déformation ε_{su} ultime sur une longueur de la localisation des déformations L_{max}, elle est définie par la relation suivante :

$$\varepsilon_m^u \frac{L}{2} = \varepsilon_{su} L_{max} \tag{3.10}$$

$$\varepsilon_m^u = \frac{2L_{max}}{L}\varepsilon_{su} \tag{3.11}$$

L_{max} est déterminée à partir de l'équation (3.9) $lorsque : \sigma_s = f_y$

$$\frac{f_y}{L_{max}} = \frac{4\tau}{d_s} \Rightarrow L_{max} = \frac{f_y d_s}{4\tau} \tag{3.12}$$

On remplace L_{max} dans l'équation (3.11)

$$\varepsilon_m^u = \frac{d_s}{2l\tau} f_y \varepsilon_{su}$$

(3.13)

Le paramètre $l\tau$ est déterminé par la condition d'équilibre de l'armature lorsque $\varepsilon = \varepsilon_t^0$(formation de la première fissure) dans la section à mi- portée (x=$L_{\frac{}{2}}$) :

$$l\tau = \frac{A_c f_t d_s}{2A_s} \tag{3.14}$$

Donc, la déformation moyenne ε_m^u est liée à la déformation ultime ε_{su} par la relation suivante :

$$\varepsilon_m^u = \frac{A_s f_y}{A_c f_c}\varepsilon_{su} \tag{3.15}$$

L'équation (3.15) permet de tenir compte du phénomène de la localisation des déformations dans la barre d'acier.

3.2.3 Capacité de rotation de la poutre

On obtiendra la capacité de rotation d'un élément en béton armé, en calculant la rotation à partir de la courbure, cette dernière est obtenue à travers la résolution des équations d'équilibre. Concernant la détermination de la position de l'axe neutre, elle se fait par un calcul pas à pas, c'est-à-dire que pour chaque valeur de déformation, la position de l'axe neutre doit être déterminée.

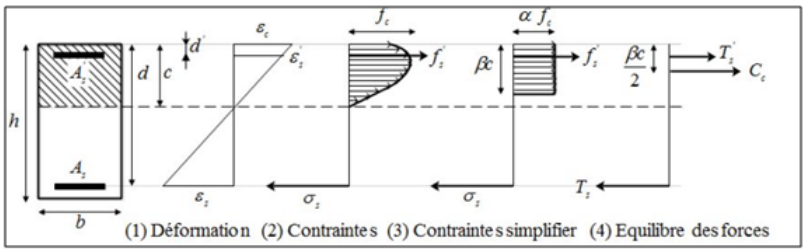


FIGURE 3.4 – Distribution des contraintes et des déformations dans la section à mi-portée

3.3 Validation

A l'échelle de l'élément, la ductilité se mesure par la ductilité en rotation. Pour différents pourcentages d'acier et en variant la hauteur, les courbes moment-rotation du modèle développé sont comparées avec celles de l'Eurocode 8 et de l'expérimentation afin de d'approuver l'efficacité de ce modèle proposé et de démontrer que les résultats de l'EC8 vis-à-vis de l'estimation

de la capacité de rotation sont très limités et insuffisants. Les poutres testées par Bosco et Debernardi sont simulées numériquement. [4] ont testé onze poutres en béton armé en flexion trois points : l'acier utilisé est un acier B500H, et le béton a une contrainte maximale en traction de 2.97MPa et de 30.9MPa en compression.

les poutres testé par Bosco					
poutre	h (m)	b (m)	l (m)	p	p'
T1	0.2	0.1	2	0.57	0.2
T2	0.2	0.1	2	1.13	0.5
T3	0.2	0.1	2	1.71	0.5
T4	0.4	0.2	4	0.28	0.2
T5	0.4	0.2	4	0.57	0.2
T6	0.4	0.2	4	1.13	0.2
T7	0.4	0.2	4	1.71	0.2
T8	0.6	0.3	6	0.13	0.12
T9	0.6	0.3	6	0.25	0.12
T10	0.6	0.3	6	0.57	0.12
T11	0.6	0.3	6	1.13	0.12

TABLE 3.1 – Caractéristiques des poutres testées

La Figure 3.5 représente les courbes issues du modèle développé comparées à celles de l'expérimentation pour différentes hauteurs des poutres et pour différents pourcentages d'armatures.

Rapport-Gratuit.com

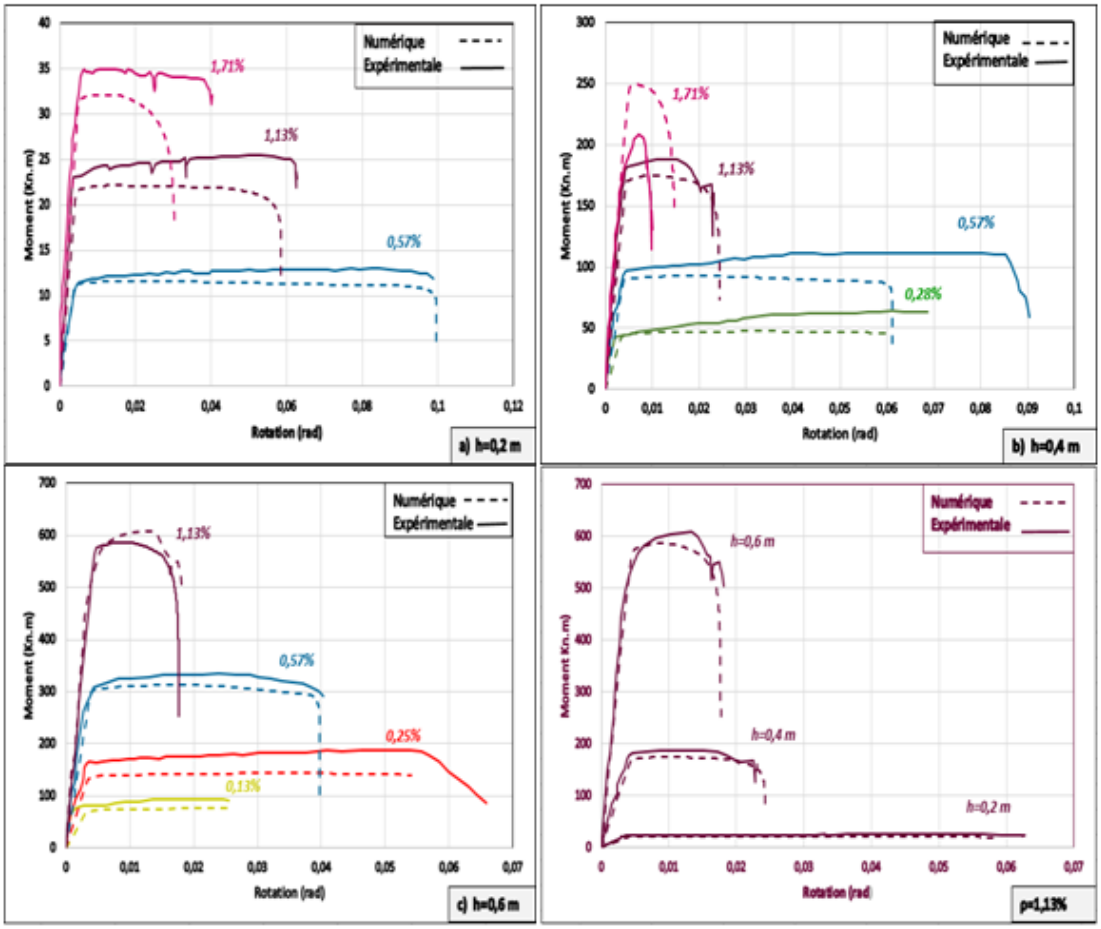


FIGURE 3.5 – Comparaison entre les résultats numériques et ceux de l'expérimentation

Pour les pourcentages d'armatures de 0.25% et 0.57%, la valeur de la ductilité atteint son maximum. Donc, plus que le pourcentage d'armatures est faible, plus que la capacité de rotation de l'élément diminue à cause du phénomène d'instabilité de la fissuration. Tandis qu'en dépassant les quantités d'armatures optimales, nous remarquons qu'une branche adoucissante apparaît à l'extrémité du palier plastique. Par conséquent, la contribution du béton devient plus significatif surtout en augmentant la hauteur des poutres.

Aussi,à partir de la réponse moment-rotation des différentes poutres, et pour un même pourcentage d'acier (1.13%), nous constatons que le modèle développé reproduit correctement la réponse moment-rotation de l'expérimentation.

Les courbes (a,b,c) de la figure 3.6 regroupent les courbes moment-rotation obtenues par les formules de l'eurocode8 comparées à celles issues du modèle développé à l'échelle global, ceci est pour différents hauteurs et différents pourcentages d'armatures.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

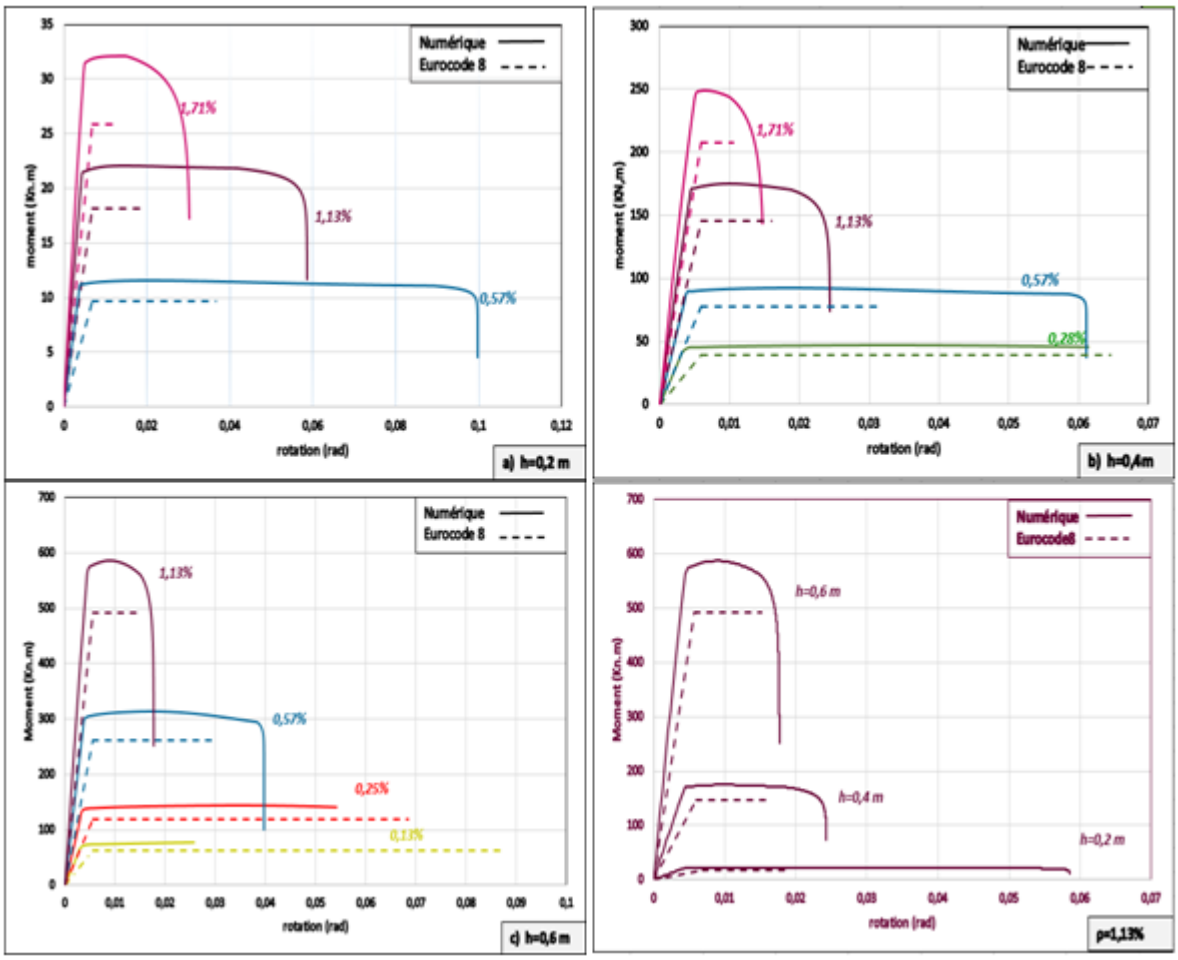


FIGURE 3.6 – Comparaison entre les résultats numériques et ceux de l'Eurocode8

Pour une même hauteur et des pourcentages différents, on constate que pour les résultats numérique, la valeur de la ductilité change : plus le pourcentage d'acier augmente, plus le palier de plasticité se rétrécit et la poutre devient plus fragile. Cette diminution de ductilité est due à l'incapacité du béton à atteindre une valeur de résistance égale à celle de l'acier. Ce qui entraîne l'apparition de la branche d'adoucissement qui est due à l'écrasement du béton. Pour les courbes des résultats obtenus du calcul conformément aux lois de l'eurocode 8, la valeur de la ductilité est presque identique pour un même pourcentage d'armature et des dimensions différentes des poutres. Ce qui signifie que les formules de l'EC8 ne prennent pas en considération le phénomène de l'effet d'échelle. Donc, pour assurer un comportement assez ductile d'un élément en béton armé,il faut que le pourcentage d'armatures soit satisfaisant afin d'éviter la rupture fragile de l'élément d'une part, et pour assurer une capacité de rotation suffisante d'autre part. Nous avons aussi comparé les courbes des résultats numériques avec celles du calcul de l'Eurocode8 pour un même pourcentage d'armature de 1.13% (Figure 3.6 (d)). Nous constatons que les résultats numériques ont un palier de plasticité plus important. Aussi, en augmentant la dimension des poutres, nous remarquons que la ductilité devient plus faible, ceci est expliqué par l'influence de l'effet d'échelle.

Ensuite, dans le but d'illustrer davantage ces conclusions, une comparaison donnant l'évolution de la capacité de rotation plastique en fonction de la position de l'axe neutre est proposée dans la figure 3.7et 3.8

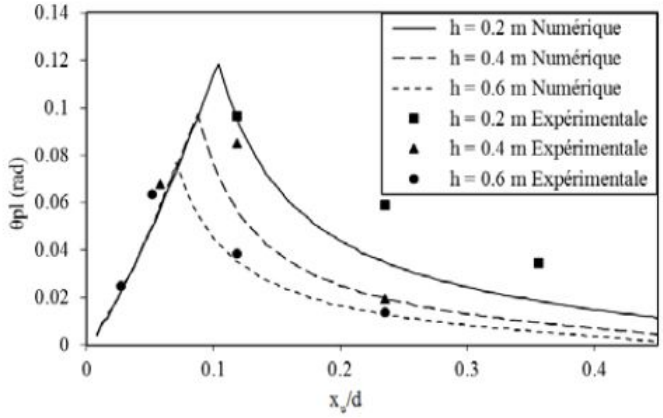


FIGURE 3.7 – Comparaison numérique-expérimentale

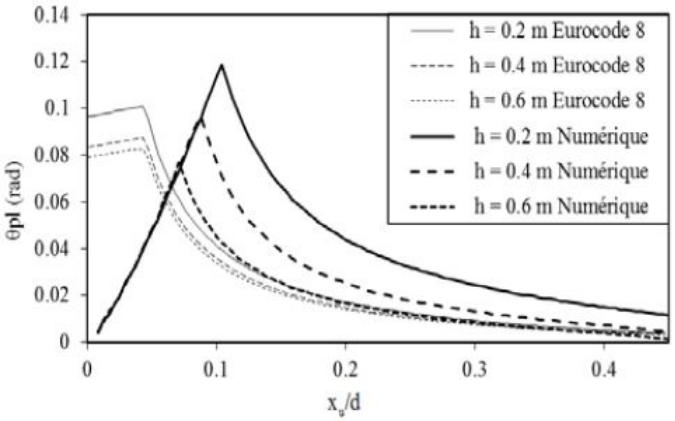


FIGURE 3.8 – Comparaison Numérique-EC8

Conclusion

Le modèle développé à l'échelle globale est proposé pour décrire la capacité de rotation des poutres en béton armé. Les phénomènes de localisations dans les zones de fissuration comprimée et tendue sont ainsi introduits. L'influence des effets d'échelle sur l'évolution de la capacité de rotation (ductilité) est reproduite correctement. Pour des poutres en béton armé sous chargement de flexion, l'augmentation de la section d'acier ne génère pas automatiquement une évolution de la capacité de rotation. Pour des poutres faiblement armées, le phénomène de localisation dans la zone de fissuration tendue provoque une diminution de la ductilité. En augmentant la hauteur de ces poutres, la localisation se produit dans la partie comprimée provoquant ainsi une dépendance vis-à-vis de la taille de la structure. La réglementation parasismique (Eurocode 8) doit évoluer pour prendre en compte ce phénomène afin d'assurer une bonne prédiction de la loi Moment-Courbure nécessaire pour une analyse sismique.

Chapitre 4

Application pratique sur un élément d'ouvrage

4.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à une application des règles de l'EC8, et des formules du modèle global sur des ouvrages à grande échelle, afin de comparer les résultats obtenus en terme d'estimation de la ductilité. L'analyse est faite sur une pile d'un pont qui se situe à Koudia (wilaya de Tlemcen). L'objectif final est de vérifier la stabilité de cet ouvrage (un de ses éléments). Pour se faire, des analyses push-over et transitoires sont réalisées. Pour les deux cas, la non linéarité matérielle est introduite via les lois moments-courbures. Ces lois sont d'abord calculées pour chaque cas (EC8 et modèle). Les réponses Forces-Déplacements sont ensuite calculées pour estimer la ductilité. La comparaison est ainsi faite entre l'EC8 et le modèle développé par Nouali Matallah. Des conclusions sont faites sur la capacité de l'EC8 à assurer correctement la stabilité structurelle d'un ouvrage.

4.2 Description de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un échangeur reliant Koudia à Boudjlida, permettra le franchissement de la route RN22 qui est une route importante à fort trafic reliant la ville de Tlemcen à l'autoroute et à plusieurs autres villes.

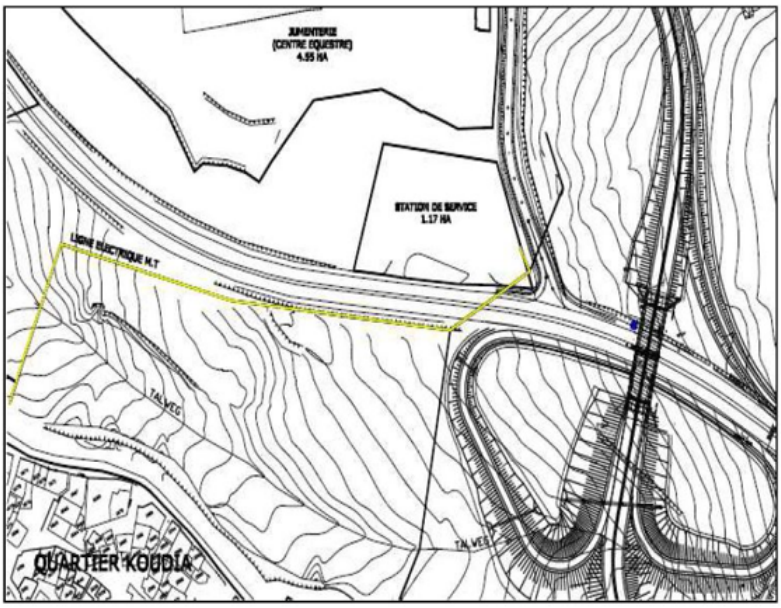


FIGURE 4.1 – Localisation de l'échangeur Koudia-Boudjlida

L'ouvrage se compose de deux travées droites en béton armé de longueur de 66.9m, de largeur 9.85m tel que montré sur les vues en plan et en élevation (Figure 4.2). Sa superstructure est composée de deux travées indépendantes de 33.4m de portée.

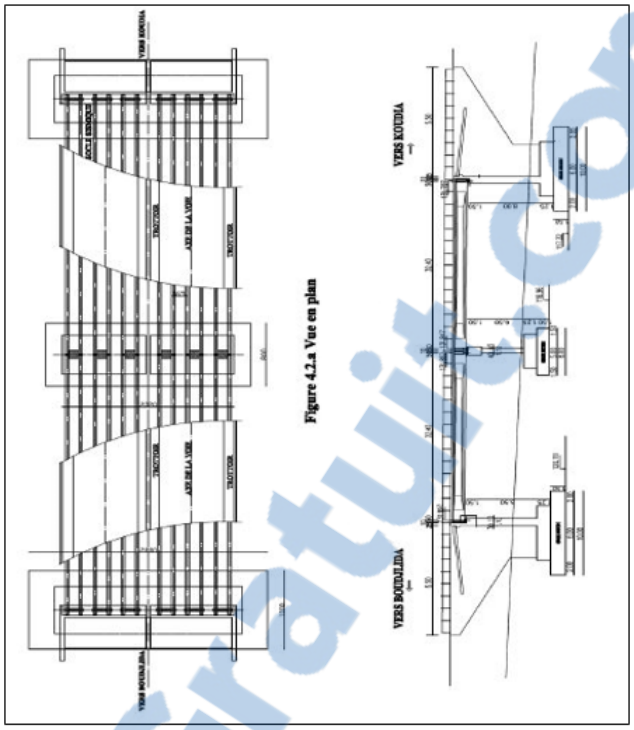


FIGURE 4.2 – a)Vue en plan, b)Vue en élevation

Chaque portée du pont contient six poutres précontraintes de 1.5m de hauteur et un hourdi qui se repose sur la travée d'une épaisseur de 20cm. La liaison entre le tablier et la colonne au niveau de l'appui intermédiaire est effectuée par un chevêtre (Figure 4.3).

Rapport-Gratuit.com

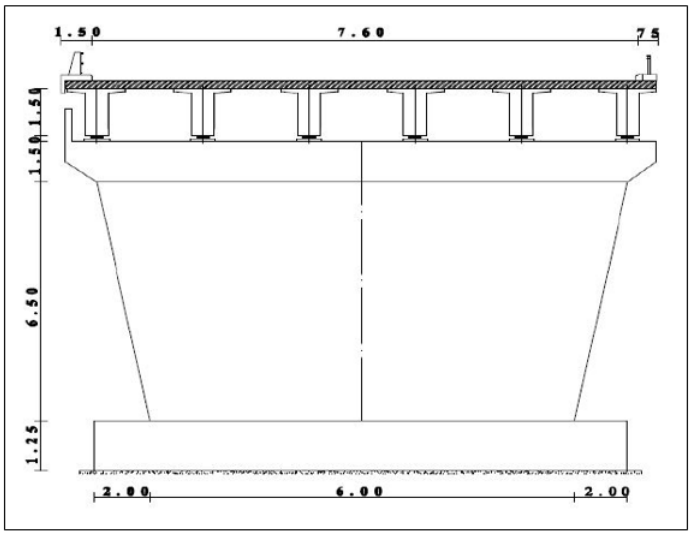


FIGURE 4.3 – Coupe transversale de la pile

L'appui se compose de palée d'une hauteur de 6.5m à section variable (Figure 4.4), et il est lié à sa base par une fondation semi profonde. La pile est armée verticalement avec 64 armatures de section $3,14.10-4m^2$, disposées latéralement sur la périphérie et uniformément espacées. Les armatures transversales sont de section 1,$13.10-4m^2$ espacées de 10cm le long de la hauteur de la pile. La résistance à la compression est de 28.25MPa et le coefficient de poisson est de 0.2.

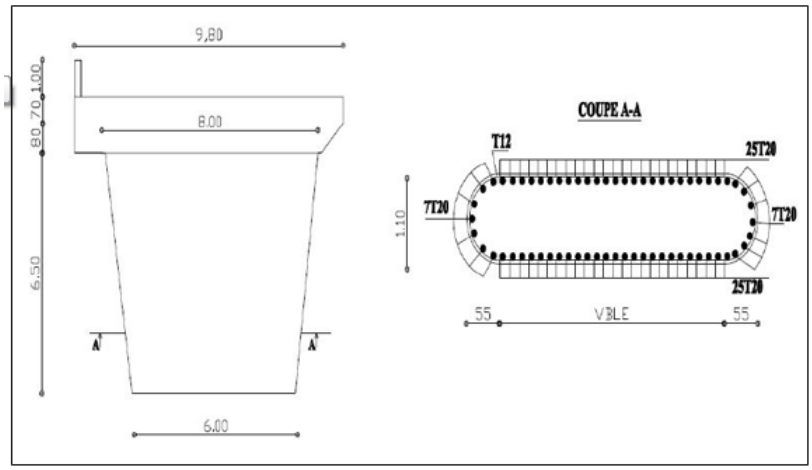


FIGURE 4.4 – Pile centrale du pont

4.3 Simulation numérique

Afin de déterminer la ductilité structurelle qui est une caractéristique primordiale dans une conception sismique, nous allons établir les résultats de la courbe Moment-courbure d'une seule pile (Figure 4.4) calculés conformément aux lois de l'EC8 et avec le modèle globale, les introduire par la suite dans le logiciel Cast3m dans le but d'avoir les ductilités structurelles. Afin d'établir une bonne comparaison des résultats ; nous allons considérer que la pile du pont à une section constante ; rectangulaire de section équivalente d'une hauteur de 1.1m et d'une largeur de 6m.

4.3.1 Logiciel Cast3m

Cast3M est un logiciel de calcul de structures par la méthode des éléments finis et plus généralement de résolution des équations aux dérivées

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

partielles par la méthode des éléments finis. Il a été développé au Département de Mécanique et Technologie (DMT) du Commissariat à l'Energie Atomique (CEA). La principale particularité de Cast3m, est d'être extrêmement adaptable aux multiples applications propres à chaque utilisateur. Cast3m intègre non seulement des processus de résolution mais également les fonctions de construction du modèle (pré processeur) et d'exploitation des résultats (post traitement). Ce logiciel permet à l'utilisateur de développer des fonctions répondant à ses besoins. Les analyses statique monotones (Push-Over) et transitoires non linéaires sont faite en utilisant le modèle global de Takeda.

4.3.2 Modèle de Takeda

La loi de Takeda est une des lois simplifiées les plus répandues pour modéliser les structures en béton armé [7]. Le comportement non linéaire nécessite 3 paramètres (ou 6 paramètres pour une section non symétrique) ainsi quune courbe de première charge. La courbe de première charge est trilinéaire : le premier segment passant par l'origine est caractéristique du comportement élastique, le second segment de la fissuration du béton et le troisième segment de la plastification des aciers. Cette courbe est obligatoirement monotone croissante et comporte 4 points dans le cas d'une section symétrique et 9 points dans le cas d'une section non symétrique (le 5ème point étant l'origine). Les points définissant la plastification des aciers ont pour ordonnées M_y^+ et M_y^-. Dans la loi de Takeda, Les 3 (ou 6) paramètres scalaires qui décrivent le comportement cyclique sont :

a) α^+ et α^+ définissent le module de décharge élastique ;

b) γ^+ et γ^- définissent le pincement des courbes sous chargement cyclique ;

c) β^+ et β^+ définissent la dégradation de résistance sous chargement cyclique.

La loi Takeda de Cast3M a pour paramètres SRDP=$\left|\frac{\beta^+}{M_y^+}\right|$, PINP=$\left|\frac{\gamma^+}{M_y^+}\right|$, et $SFDP = \alpha^+$.

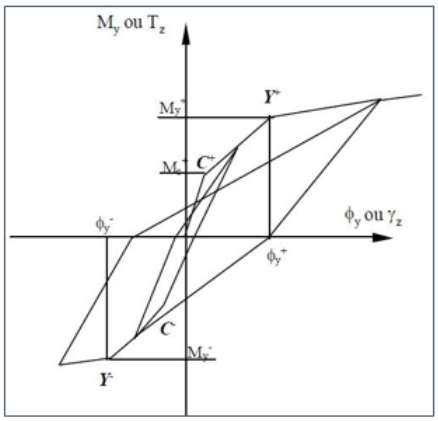


FIGURE 4.5 – Modèle de Takeda

4.3.3 Elaboration du programme

L'élaboration du programme passe par les étapes suivantes :

- ☐ Définition de la géométrie.
- ☐ Introduction des caractéristiques du matériau via le modèle de Takeda.
- ☐ Définition du chargement et des conditions aux limites.
- ☐ Résolution.

☐ Post traitement.

4.3.4 Analyse statique monotone (Push-Over)

Les simulations sont faites en déplacement imposés. Les valeurs moment courbures (Figue 4.6) déduite de des lois de l'EC8 et du modèle global sont introduite pour reproduire les courbes Forces-Déplacement.

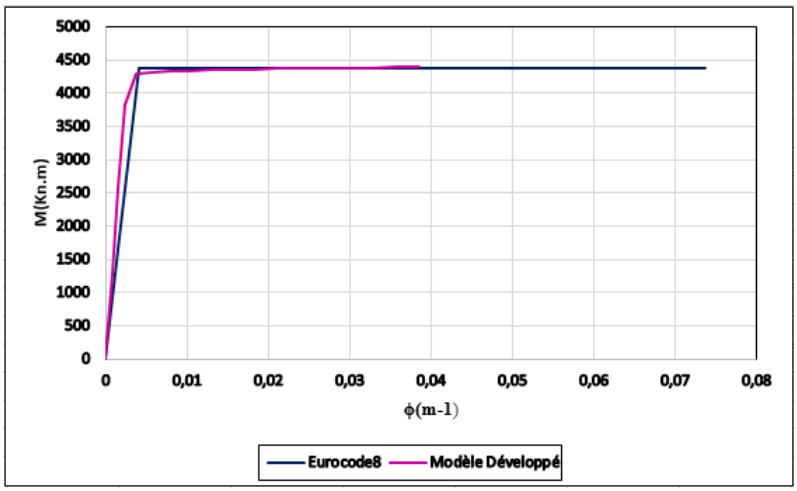


FIGURE 4.6 – Résultats Moment Courbure

Les valeurs des ductilités structurelles obtenues sont représentées dans le Tableau 1.1

Modèles	M (Kn.m)	$\phi_y(m^-1)$	$\phi_u(m^-1)$	μ_ϕ
Eurocode 8	4388.03	0.0040	0.0736	18.4
Modèle global	4397.41	0.00373	0.0384	10.3

TABLE 4.1 – Valeurs Moments Courbures

Pour les résultats Force-Déplacement. L'eurocode 8 fournit des formules empiriques (4.1), (4.2) et (4.3) pour reproduire ces courbes. Dans ce qui suit, les résultats mentionnés sous l'acronyme EC8 ne sont obtenus qu'avec les formules empiriques sans aucune analyse numérique derrière. Les simulations numériques avec cast3m concernent le modèle global.

$$d_y = \phi_y . \frac{H^2}{3} \tag{4.1}$$

$$d_u = d_y + (\phi u - \phi y) L_p (H - 0.5 L_p).\lambda(\alpha_s) \tag{4.2}$$

$$F_{rd} = \frac{M_N}{H} \tag{4.3}$$

Les résultats Force-Déplacement du modèle développé à l'échelle globale donnés par cast3m, ainsi que ceux calculés avec les formules de l'EC8 sont donnés dans la figure 4.7 et sur le tableau 4.2

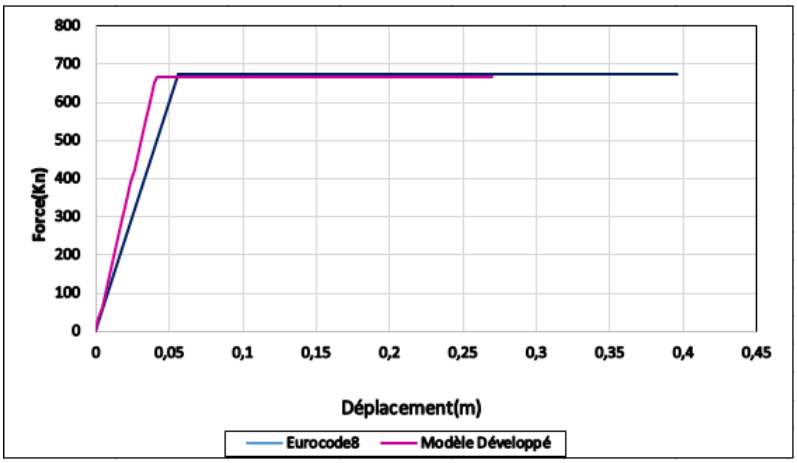


FIGURE 4.7 – Résultats Force Déplacement

Modèles	F (Kn)	$d_y(m)$	$d_u(m)$	μ_d
Eurocode 8	675.08	0.0563	0.396	7.03
Modèle global	666.15	0.042	0.27	6.43

TABLE 4.2 – Valeurs Forces Déplacements

En comparant les valeurs force-déplacement de chaque méthode (modèle développé, les formules de l'EC8), on remarque que pour les formules de l'EC8 la rupture se fait au niveau d'un déplacement de $d_u = 0.396m$. La force de rupture (ou plutôt de plastification) est de $F = 675,081KN$. Pour le modèle globale, la valeur du déplacement maximum $d_u = 0.27m$ pour une force équivalente à celle estimée par l'EC8. Une légère différence est observée au niveau des raideurs. Cependant, l'EC8 surestime de peu la valeur de la ductilité. Ce qui est préjudiciable pour une conception parasismique.

4.3.5 Analyse dynamique temporelle

L'analyse dynamique temporelle est effectuée avec le signal sismique de Boumerdes (Figure4.8) enregistré à HOUSSIN-DEY d'une magnitude de 6,8 dont l'épicentre était situé à 10Km.

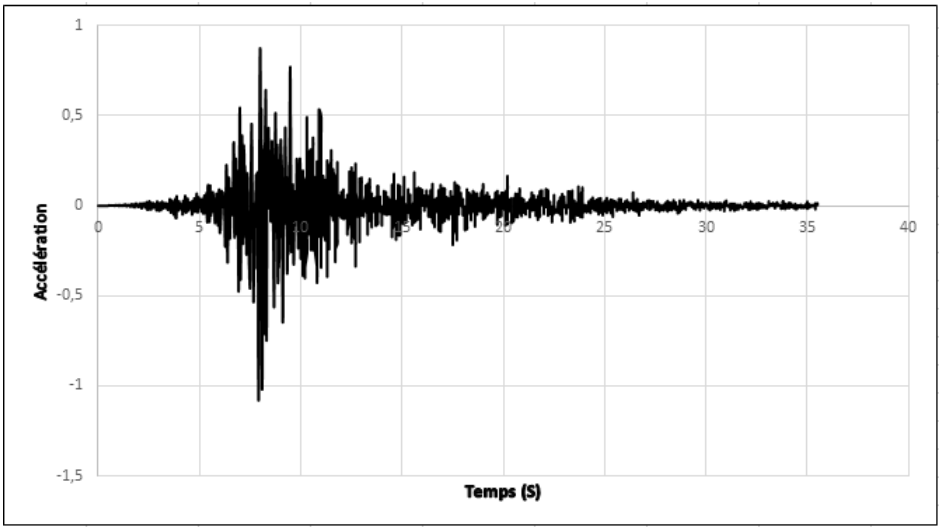


FIGURE 4.8 – Signal sismique de Boumerdes (Accélérogramme)

Deux simulations numériques sont réalisées. Les deux lois moment courbures (Celle de l'EC8 et du modèle développé) sont injectées dans le fichier de simulation pour faire une analyse non-linéaire transitoire en utilisant toujours le modèle de Takeda. Le signal sismique est appliqué sous forme d'accélération. Les résultats Force-Déplacement sont donnés sur les figures 4.9 et 4.10.

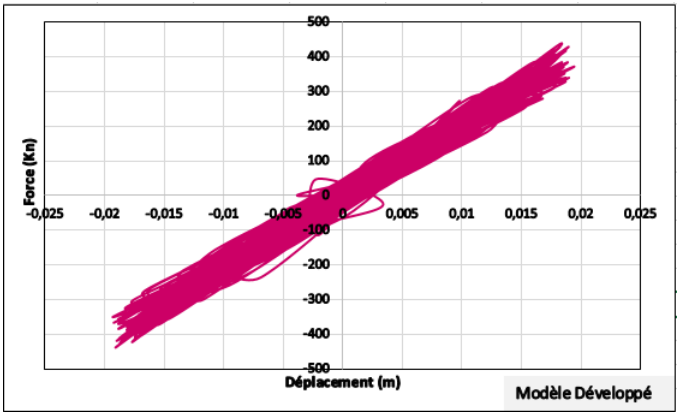


FIGURE 4.9 – Force Déplacement à partir de la simulation du modèle développé

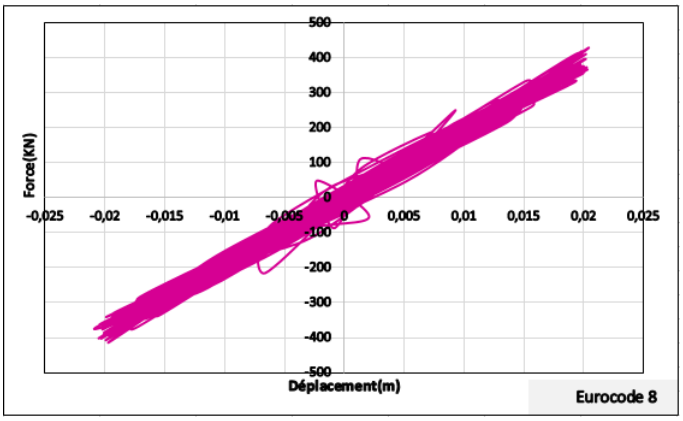


FIGURE 4.10 – Force Déplacement à partir du calcul EC8

Les figures (4.11) et (4.12) représentent la superposition des résultats des deux méthodes d'analyse : Push-Over et transitoire. La première représente la courbe enveloppe de la dernière.

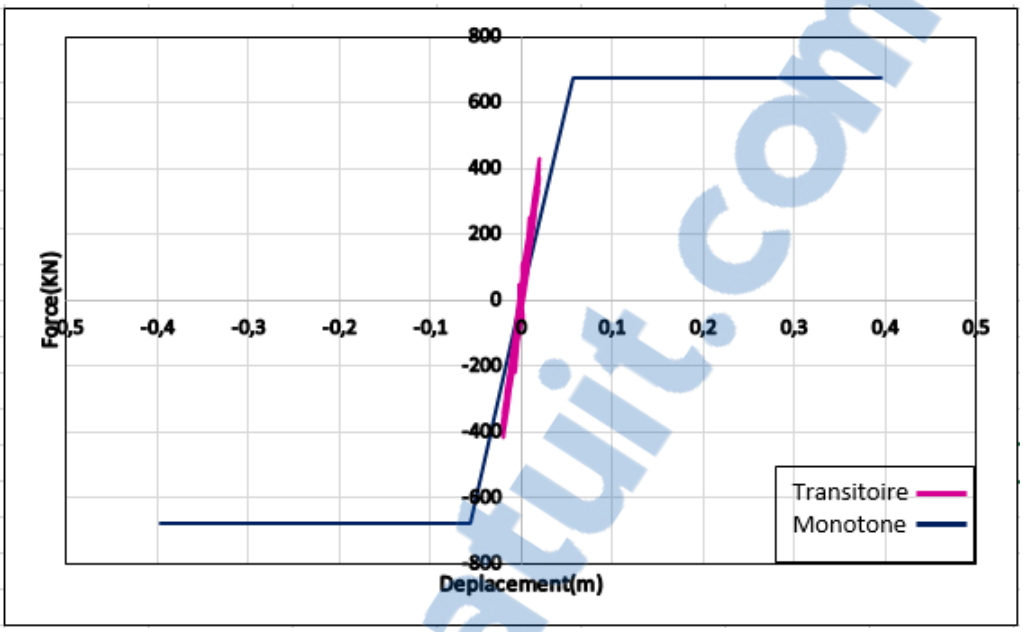


FIGURE 4.11 – Superposition des résultats de la méthode transitoire avec la méthode statique

Rapport-Gratuit.com

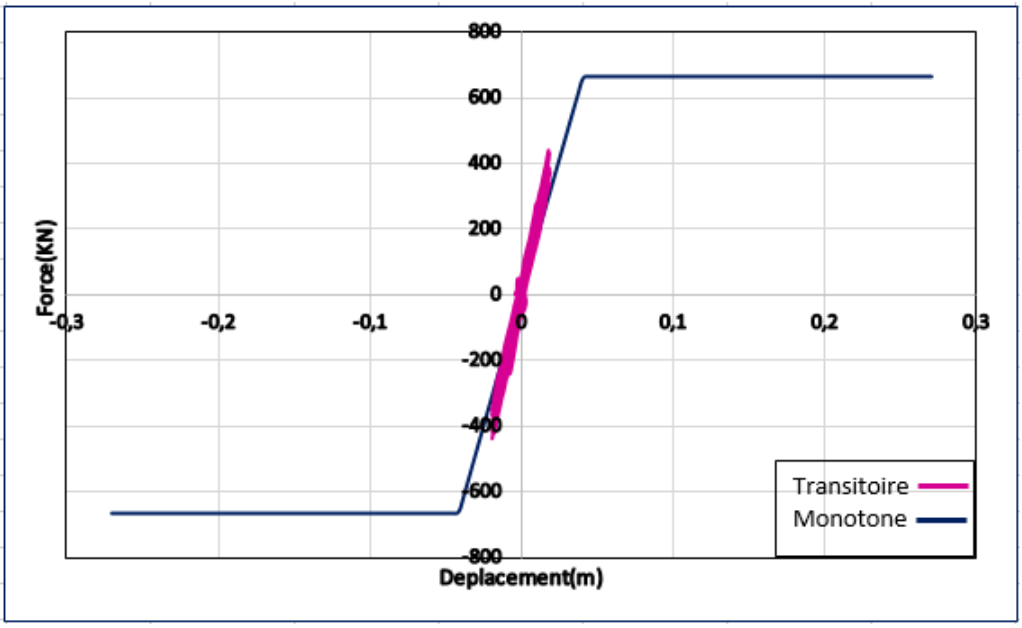


FIGURE 4.12 – Superposition des résultats de la méthode transitoire avec le calcul EC8

Dans les deux figures, on remarque que le comportement cyclique de la pile sous chargement sismique reste dans le domaine élastique. Vu le caractère faible du séisme, qui peut être considéré comme un chargement modéré de moyenne intensité mais qui correspont bien à la sismicité de la zone d'étude (Tlemcen). Le faite que le comportement de la pile reste dans le domaine élastique est la conséquence logique d'un surdimensionnement.

4.3.6 Conclusion

Pour la pile du pont de Koudia qui possède des grandes dimensions, deux analyses non linéaires ont été effectuées. La première connue généralement sous le nom de Push-Over nous a permis de conclure que l'EC8 surestime

les valeurs de ductilité. Cette surestimation n'est pas très grande mais il est généralement connu que les règlements parasismiques sont plutôt conservateurs et non pas le contraire. Cependant, la surestimation est très marquée dans les lois moment-courbure (ductilité locale). L'analyse temporaire, quant à elle, a montré qu'en appliquant un signal sismique (Celui de Boumerdes), connue pour être un des séismes puissant qu'a connue l'Algérie, nous observons que la pile résiste bien. Le dimensionnement est très conservateur permettant à la pile de rester dans le domaine élastique lors d'un séisme plus au moins fort.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Conclusion Générale

Arrivé à ce terme de travail qui avait pour objectif de traiter le problème des effets d'échelle dans l'EC8. On peut conclure que ce phénomène a une grande influence sur la capacité de rotation des éléments en béton armé. Il est dû à la négligence de certains phénomènes qui se produisent durant le processus de rupture , et qui sont :

— La localisation des déformations dans le béton, dans ce cas la rupture se fait par l'écrasement du béton pour un pourcentage d'armatures élevé. Cette localisation provoque une dépendance vis à vis de la taille de l'élément.

— La localisation des déformations dans l'acier ou la rupture se fait par plastification des armatures pour un pourcentage d'armature assez faible. Au dessous d'une valeur minimale, la fissuration est instable ce qui compromis le processus de plastification des aciers.

Le modèle proposé par Nouali et Matallah englobe toutes les corrections qui peuvent conduire à une bonne estimation de la valeur de ductilité, et à une bonne représentation du comportement des éléments en béton armé jusqu'à la ruine. Toutefois, il est nécessaire que le règlement EC8 prend en considération ces aspects, puisqu'il est considéré comme un règlement de

base indispensable pour le dimensionnement et la conception des ouvrages parasismiques en béton armé. Des modifications peuvent être introduites concernant les pourcentages de déformations du béton et de l'acier qui sont à l'origine de ce problème. Les deux paramètres ne doivent plus être considérés comme des des valeurs fixes.

Bibliographie

[1] Eurocode 8. Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes, partie2. 2000.

[2] Mohammed Matallah Abdelhafid Nouali. Un modèle global pour la prise en compte des effets d'échelles sur la capacité de rotation des éléments en béton armé : Etude comparative avec leurocode 8. 2016.

[3] VV Bertero. State of the art report-ductility based structural design-. proceeding of the ninth word conference earthquake eng. tokyo, japan : s.n. pages 673–686, 1988.

[4] C Bosco and P.G Debernardi. Experimental investigation on the ultimate rotational capacity of rc beams. 1992.

[5] Eduardo Jr Carvalho. Détermination de la longeur de la rotule plastique dans les poteaux confinés avec prfc. Aout 2012.

[6] A Chertout. Evaluation du rapport des mouvements aboutissants aux noeuds poteaux-poutres des portiques autostables.

[7] D Combescure. Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de cast3m 2000. 2001.

[8] G Ferrara and ME Gabbi. Strain softening of concrete under compression.

[9] Gioncu and Mazzolani. Ductility of seismic resistant steel structures. 2002.

[10] R Hachem. Etude de la ductilité de déplacement des poteaux en béton armé.

[11] Terrien J. Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. 1980.

[12] V Kadlecek and Z Spetla. Effect size ans shape of test specimens on the direct tensile strength of concrete.

[13] Amar KAHIL. Evaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique.

[14] A Kassoul and E Sheed. Prise en compte de la ductilité dans les méthodes de renforcement. 2002.

[15] L'Hermite. Influence de la dimension absolue sur la résistance à la flexion.

[16] Mohammed Mekki. Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil. 2015.

[17] K Miled. Effet de taille dans le béton léger de polystyrène expansé. 2005.

[18] R Park. Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing. bulletin of the new zelan national society for earthquake engineering.

[19] R Park. Evaluation of ductility structures assemblages from laboratory testing.

[20] Gilles Pijaudier-Cabot and Zdenek Bazant. Measurement of caracteristic length of non local continium.

[21] Mohammad Saranik. Conception parasismique robuste de batiments à base d'assemblages boulonnés. pages 390–420, 2011.

[22] Guide Sétra. Ponts en zone sismique. conception et dimensionnement selon l'eurocode8. Février 2012.

[23] the truyen Tran. Contribution à l'étude du comportement mécanique et hysromécanique du béton. 2008.

[24] W Weibull. A statistical theory of the strength of materialse.

[25] Bazant Z. Introduction aux effets d'échelle sur la résistance des structures. paris : Herme science publication.

[26] Milan Zacek. Construire parasismique. s.l. : Paranthèses. 1996.

[27] Milan Zacek. Conception parasismique. s.l. : Les grands ateliers. 2004.