

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID – TLEMCEM



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Mémoire de fin d'études

Pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Contrôle de la dissipation plastique dans les structures en béton armé sous chargement sismique

Présenté par :

TOUAHRIA ROKIA AHLEM

BENHAMOU NARDJES

Soutenu le -- /09/2021 devant le jury composé de

Dr. BENMANSOUR N.
Dr. GHEZALI S.
Pr. MATALLAH M.
Mr.TAIBI A.

Présidente
Examinatrice
Encadreur 1
Encadreur 2

Année universitaire : 2020 – 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nous remercions le Dieu tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à terme ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer en ces quelques lignes nos vifs remerciements à tous ceux qui nous ont aidés à parachever ce travail, Pr. Mohammed MATALLAH qui nous a fait l'honneur d'accepter de diriger notre travail, tout en exprimant notre vive reconnaissance pour l'intérêt scientifique qu'il a apporté à cette étude, le temps qu'il nous a patiemment consacré, malgré ses multiples responsabilités pédagogiques. La rigueur de sa démarche intellectuelle, la pertinence de ces conseils dont on a eu le privilège d'en bénéficier. Nous aspirons encore à entreprendre sous son autorité de nouveaux travaux de recherche, car nous avons encore tant à apprendre de lui.

Nous remercions Monsieur TAIBI pour le temps qu'il nous a consacré. Il était toujours à nos côtés comme un bon guide, sans oublier son aide et sa générosité.

Nous adressons nos sincères remerciements à Dr. MEDDANE Nassima ainsi qu'à Dr. GHEZALI Sabah d'avoir accepté de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à sa perfection.

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui nous ont fait l'honneur de juger ce mémoire.

TOUAHRIA.A & BENHAMOU.N

Dédicace :

Je dédie ce projet de fin d'études à :

Mon binôme TOUAHRIA ROKIA AHLEM,

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade.

Mes frères RAYEN et AKRAM et ma sœur MARWA.

Toute ma famille.

Tous mes amis de la promotion (2020/2021).

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

BENHAMOU NARDJES

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail :

A la femme la plus chère de ma vie mon bonheur la meilleure maman au monde BENALLAL Rahima qui m'a toujours guidé depuis mes premiers pas jusqu'à ici. Merci maman. Ce sont tes conseils, ton soutien, ton amour qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie. Que Dieu te protège.

A mon cher papa merci d'être à mes côtés et de m'avoir donné le courage et la force. Que Dieu te protège.

A mes deux chères sœurs Fatiha, Maria et mon cher frère Ibrahim.

A mon binôme Benhamou Nardjes avec qui j'ai partagé ce travail.

A toutes les personnes qui m'ont aidé et mes collègues d'études.

TOUAHRIA ROKIA AHLEM

RÉSUMÉ

Dans la pratique quotidienne de l'ingénierie civile, la modélisation avancée de la réponse non linéaire des structures sous chargements sismiques est souvent effectuée à l'échelle globale ou semi-globale. Ces méthodes de modélisation sont principalement utilisées pour leur souplesse et engendrent souvent un coût de calcul réduit. Le calcul à l'échelle globale, basé sur les notions des rotules (lois généralisées de façon générale) fournit des informations globales, suffisantes pour assurer la stabilité des structures. Cependant, les logiciels EF ne disposent pas d'outils pour le contrôle de dissipation dans les rotules. Une rotule possède une capacité de rotation limitée. Les réglementations (EC, ASCE ...) fournissent des valeurs limites à ces rotations. L'objectif de ce travail est de développer une méthodologie numérique permettant de faire des calculs sismiques à l'échelle globale tout en contrôlant l'énergie dissipée au niveau des rotules.

Mots clés : Analyse plastique, capacité de rotation, ductilité, échelle globale, chargement sismique.

ABSTRACT

In daily practice of civil engineering, advanced modeling of the nonlinear response of structures under seismic loading is often performed on a global or semi-global scale. These modeling methods are mainly used for their flexibility and often generate a reduced computational cost. The global scale calculation based on the notions of hinges (generalized laws in general) provides global information, sufficient to ensure the stability of the structures. However, FE software do not have tools for controlling the dissipation in the hinges. A hinge has a limited rotational capacity. The regulations (EC, ASCE, etc.) provide limit values for these rotations. The objective of this work is to develop a numerical methodology allowing to make seismic calculations on a global scale with the control of the energy dissipated at the hinges level.

Keywords: Plastic analysis, rotational capacity, ductility, global scale, seismic loading.

الملخص

في ممارسة الهندسة المدنية اليومية ، غالبًا ما يتم إجراء النمذجة المتقدمة للاستجابة غير الخطية للهياكل تحت التحميل الزلزالي على نطاق معمم أو شبه معمم. تُستخدم طرق النمذجة هذه بشكل أساسي لمرونتها وغالبًا ما تولد تكلفة حسابية منخفضة. يوفر حساب المقياس معمم ، المستند إلى مفاهيم المفصلات (القوانين المعممة بشكل عام) معلومات عامة كافية لضمان استقرار الهياكل. ومع ذلك ، لا يحتوي برنامج EF على أدوات للتحكم في التبدد في الوصلات الكروية. المفصل الكروي له قدرة دوران محدودة. توفر اللوائح (EC ، ASCE ، إلخ) قيمًا حدية لهذه الدورات. الهدف من هذا العمل هو تطوير منهجية عددية تسمح بإجراء حسابات زلزالية على نطاق معمم مع التحكم في الطاقة المشتتة على مستوى المفصلات .

الكلمات المفتاحية: تحليل البلاستيك، قدرة الدوران، ليونة المقياس العام ، التحميل الزلزالي.

TABLE DES MATIÈRES

Chapitre 1 : Généralité.....	19
1.1 Introduction :	20
1.2 Analyse non linéaire des structures :	20
1.2.1 Types de problèmes non-linéaires :	20
1.2.1.1 La non-linéarité géométrique	20
1.2.1.2 La non-linéarité matérielle.....	20
1.2.2 Les échelles de formulation des modèles non linéaire :.....	21
1.2.2.1 Model globale :	21
1.2.2.2 Model semi globale :	22
1.2.2.3 Model macroscopique :	23
1.2.3 Notion de rotule plastique :	24
1.2.4 Moment plastique pour une section en acier :.....	25
1.2.5 Moment plastique pour une section en béton armé:.....	28
1.3 Dimensionnement en plastique.....	30
1.3.1 Intérêt économique :	30
1.3.2 Gain du moment plastique :.....	30
1.3.3 Gain du poids :	31
1.3.4 Conditions de calcul plastique :	31
1.3.5 Les méthodes de calculs plastique :.....	32
1.3.5.1 Calcul plastique par analyse rigide-plastique :	32
1.3.5.2 Calcul plastique par analyse élastique parfaitement plastique :	33
1.3.5.3 Calcul plastique par analyse élasto-plastique :	33
1.4 Conception sismique de structures en béton armé :.....	34
1.4.1 Conception élastique :	34
1.4.2 Conception ductile	34
1.4.2.1 Comparaison entre les matériaux fragile et ductile :.....	35
1.4.3 Conception basée sur l'isolation sismique.....	36
1.5 Méthodes linéaires :	37
1.5.1 Méthodes linéaires équivalentes (Coefficient de comportement) :.....	38
1.6 Conclusion :.....	39
2 Chapitre 2 : capacité de rotation et réglementations.....	40
2.1 Introduction :	41
2.2 Règlementation capacité de rotation des éléments en béton armé :.....	41
2.2.1 Capacité de rotation des rotules plastique selon règlement EC2 :.....	41

2.2	Règlementation capacité de rotation des éléments en béton armé :	41
2.2.1	Capacité de rotation des rotules plastique selon règlement EC2 :	41
2.2.2	Les modèles proposés de rotation ultime par Ec2 et Ec8 :	43
2.2.2.1	Les modèles proposés par Ec8 :	43
2.2.3	Modèle propose par Ec8 part 3 selon code sismique italien pour les éléments en béton armé :	44
2.2.4	Modèle proposé par EC8 part 3 selon code sismique italien basé sur une approche hybride mécanique empirique pour les éléments en béton armé :	44
2.2.5	Modèle proposé par le code sismique italien :	45
2.2.6	Exemple de Calcule analytique poutre en béton armé :	46
2.3	Règlementation de la capacité de rotation des éléments en acier :	51
2.3.1	Classification des classes par la Capacité de rotation selon EC3 :	51
2.3.2	Capacité de rotation des rotules plastique selon règlement EC3 :	52
2.3.2.1	Assemblage soudé :	52
2.3.2.2	Assemblage boulonnée :	52
2.4	Exemple de Calcule analytique section acier :	52
2.5	Conclusion :	54
3	Chapitre 3 : contrôle de la dissipation.	55
3.1	Introduction :	56
3.2	Chargement statique monotone (Analyse push-over) :	56
3.2.1	Exemple de calcul analytique en poussée progressive (push over) :	57
3.2.1.1	Les caractéristiques de portique :	57
3.2.1.2	Moment courbure de portique (Figure 3-3) :	58
3.2.1.2.1	Facteur de ductilité courbure selon (EC8) :	59
3.2.1.3	Calcule analytique de la courbe de capacité :	59
3.2.2	Résultat numérique obtenu par cast3m :	65
3.2.2.1	Comparaison entre numérique et analytique (force-déplacement) :	66
3.2.2.2	Evolution des rotations en fonction des déplacements pour p2 et p3:	67
3.2.2.3	Evolution des moments en fonction des rotations pour chaque point :	68
3.2.2.4	Courbe de capacité avec contrôle et sans contrôle :	70
3.2.2.4.1	Facteur de ductilité déplacement avec et sans contrôle :	70
3.3	Chargement cyclique :	71
3.3.1	Résultat numérique obtenu par cast3m :	71
3.3.1.1	Réponse force déplacement sans contrôle de rotule plastique :	71
3.3.1.2	Evolution des rotations en fonction des déplacements pour p2 et p3:	72
3.3.1.3	Evolution des moments en fonction des rotations pour chaque point :	73

3.4	<u>Chargement sismique :</u>	76
3.4.1	<u>Résultat numérique obtenu par cast3m :</u>	77
3.4.1.1	<u>Réponse déplacement temps :</u>	77
3.4.1.2	<u>Réponse force déplacement :</u>	77
3.4.1.3	<u>Evolution des rotations en fonction des déplacements pour p2 et p3:</u>	78
3.4.1.4	<u>Evolution des moments en fonction des rotations pour chaque point :</u>	79
3.5	<u>Conclusion :</u>	81
4	<u>Chapitre 4 : Analyse plastique d'une structure (bâtiment en béton armé)</u>	82
4.1	<u>Introduction :</u>	83
4.2	<u>Présentation de la structure du Vecchio :</u>	83
4.2.1	<u>Résultats de la simulation du Vecchio (validation) :</u>	84
4.3	<u>Analyse statique non-linéaire (push-over) :</u>	85
4.3.1	<u>Présentation de la structure sans voile :</u>	85
4.3.1.1	<u>Les réponses numériques obtenues par cat3m de la structure sans voile :</u>	86
4.3.1.1.1	<u>Facteur Ductilité déplacement :</u>	87
4.3.1.2	<u>Présentation des résultats pour les zones critique :</u>	87
4.3.2	<u>Présentation de la structure avec voile :</u>	91
4.3.2.1	<u>Les réponses numériques obtenues par cat3m de la structure avec voile :</u>	92
4.3.2.1.1	<u>Facteur Ductilité déplacement :</u>	93
4.3.2.2	<u>Présentation des résultats pour les zones critique :</u>	93
4.4	<u>Analyse sismique :</u>	95
4.4.1	<u>Déplacement imposé KOCAELI :</u>	95
4.4.2	<u>Accélération KOCAELI :</u>	96
4.4.3	<u>Déplacement imposé BOUMERDESS :</u>	97
4.4.4	<u>Accélération BOUMERDESS :</u>	98
4.5	<u>Conclusion :</u>	100

NOTATIONS UTILISÉES :

b Largeur de la section transversale

h Profondeur de la section transversale

d Profondeur effective de la section transversale

d Enrobage

l Longueur d'élément

L_p Longueur de la rotule plastique

L_v Portée de cisaillement

x Profondeur de l'axe neutre

A_s Sections des armatures de traction

A_{st} Sections des armatures transversales

A'_s Sections des armatures de compression

A_c Sections de béton

ρ Pourcentage des armatures de traction

ρ' Pourcentage des armatures de compression

ρ_{sw} Pourcentage des armatures de confinement

d_s, d_{pl} Diamètre d'armature longitudinale

d_{st} Diamètre d'armature transversale

S Espacement entre les cadres

ε_c Déformation du béton en compression

ε₀ Déformation (en compression) du béton à la contrainte maximale f_c

ε_t Déformation du béton en traction

ε_t⁰ Déformation (en traction) du béton à la contrainte maximale f_t

ε_s Déformation du l'acier en traction

ε'_s Déformation du l'acier en compression

ϵ_{sy} Déformation de plastification de l'acier

ϵ_{su} Déformation ultime de l'acier

ϵ_{su}^m Déformation ultime moyenne de l'acier

w, δ, d Déplacement

δ_y, d_y Déplacement élastique

δ_u, d_u Déplacement ultime

ϕ Courbure

ϕ_e Courbure élastique

ϕ_u Courbure ultime

ϕ_{pl} Courbure plastique

θ Rotation

θ_e Rotation élastique

θ_u Rotation ultime

θ_{pl} Rotation plastique

N Charge axiale

F, P Force (la charge)

F_e Force élastique

F_u Force ultime

M Moment

M_{pl} Moment plastique

M_e Moment élastique

M_u Moment ultime

$P(t)$ Vecteur des forces sismiques (appliquées) (variant avec le temps)

$[u(t)]$ Vecteur de déplacement en fonction de temps

$[u'(t)]$ Vecteur de vitesse en fonction de temps

$[u''(t)]$ Vecteur d'accélération en fonction de temps

$[u''g(t)]$ Vecteur d'accélération de sol en fonction de temps

$[\phi_i]$ Vecteur des modes propres

E_c Module de Young du béton

σ_c Contrainte dans le béton comprimé

f_c Contrainte maximale dans le béton comprimé

σ_t Contrainte dans le béton tracté

f_t Contrainte maximale du béton en tracté

σ_s Contrainte dans l'acier

f_y Contrainte de plastification de l'acier longitudinale

LISTE DES FIGURES

Figure 1 - 1 : Les échelles de modélisation	19
Figure 1 - 2 : Modèle global de Takeda [2].....	20
Figure 1 - 3 : Modélisation multifibre (échelle semi-globale).....	21
Figure 1 - 4 : Formation d'une rotule plastique.....	23
Figure 1 - 5 : Exemple de rotule plastique dans une pile de pont.....	23
Figure 1 - 6 : phasage de distribution des contraintes d'une section rectangulaire.	24
Figure 1 - 7 : moment-courbure pour une section rectangulaire.	26
Figure 2 - 1 : Rotation plastique θ_s d'une section droite de béton armé dans le cas d'une poutre ou d'une dalle continue portant dans une seule direction (Nouali).....	30
Figure 2 - 2 : Rotation plastique selon Model Code 78 et le modèle analytique STUTTGART pour différents types d'aciers (Eligehausen and Langer, 1987)	31
Figure 2 - 3 : Capacité de rotation par rapport à la profondeur relative de l'axe neutre x/d pour diverses classes d'acier (CEB-FIP model code, 1990)	32
Figure 2 - 4 : Valeur de base de la capacité de rotation admissible des sections en béton armé pour des aciers de classe B et C (haute ductilité) (Euro-code 2).....	32
Figure 2 - 5 : moment-courbure.....	39
Figure 3 - 1 : portique étudié	46
Figure 3 - 2: courbe de capacité push over d'une structure.	47
Figure 3 - 3 : Portique Auto-stable	48
Figure 3 - 4: comparaison graphique (moment-courbure).....	48
Figure 3 - 5: Courbe de capacité analytique (Force (N) Vs. Déplacement(m))	54
Figure 3 - 6 : Courbe de capacité numérique (force (N) Vs. Déplacement(m)).....	54
Figure 3 - 7 : Comparaison graphique des courbes de capacité analytique et numérique.....	55
Figure 3 - 8 : réponse (rotation-déplacement P2).....	56
Figure 3 - 9 : réponse (rotation-déplacement P3).....	56
Figure 3 - 10 : réponse numérique (moment-rotation P1 (A))	57
Figure 3 - 11 : réponse numérique (moment-rotation P2 (B)).....	57
Figure 3 - 12 : réponse numérique (moment-rotation P3(C)).....	58
Figure 3 - 13 : réponse numérique (moment-rotation P4(D))	58
Figure 3 - 14 : réponse globale numérique (force-déplacement).....	59
Figure 3 - 15 : déplacement-temps.	60
Figure 3 - 16 : réponse globale numérique push-over et cyclique (force-déplacement).	60
Figure 3 - 17 : réponse sous chargement cyclique (rotation-déplacement P2).....	61
Figure 3 - 18 : réponse sous chargement cyclique (rotation-déplacement P3).....	62
Figure 3 - 19 : réponse globale numérique (moment-rotation P1).	62
Figure 3 - 20 : réponse globale numérique (moment rotation P2).....	63
Figure 3 - 21 : réponse globale numérique (moment-rotation P3).....	63
Figure 3 - 23: réponse globale numérique cyclique (force-déplacement).	64
Figure 3 - 22 : réponse globale numérique (moment-rotation P4)	64
Figure 3 - 24 : signal sismique (Kocaeli, Turc 1999).....	65
Figure 3 - 25 : réponse sismique (déplacement-temps).....	66
Figure 3 - 26 : réponse sismique (Force déplacement).....	66
Figure 3 - 27 : réponse sismique (rotation déplacement p2).	67
Figure 3 - 28 : réponse sismique (rotation déplacement P3).	67

Figure 3 - 29 : réponse sismique (moment rotation P1).	68
Figure 3 - 30 : réponse sismique (moment rotation P2).	68
Figure 3 - 31 : réponse sismique (moment rotation P3).	69
Figure 3 - 32 : réponse sismique (moment rotation P4)	69

Liste des tableaux :

Tableau 3 - 1 : les données des poutres testées par Pecce et Fabbrocino	47
Tableau 4 - 1: les résultats obtenus par la réglementation American FEMA et rotation plastique selon EC8.....	77
Tableau 4 - 2: les valeurs des rotations plastiques comparées avec FEMA 273 (structure sans voile). 78	
Tableau 4 - 3: les valeurs des rotations plastiques comparées avec FEMA 273 (structure avec voile). 82	

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les tremblements de terre sont l'une des catastrophes naturelles les plus meurtrières qui peuvent produire des dommages matériels et humains. Le risque sismique est présent partout, même si le degré d'intensité ou la fréquence diffère d'une région à une autre. Ce risque naturel est de mieux en mieux connu et compris. Ces dernières années, les outils de calculs ont connu un développement spectaculaire ce qui a permis de réaliser des progrès dans le domaine du dimensionnement parasismique.

D'un point de vue *computational*, la dissipation plastique est véhiculée dans les rotules plastiques. Des zones que l'ingénieur conçoit avec précaution pour que la réalité reflète la modélisation numérique. Ces zones de rotation plastiques possèdent naturellement des limites de rotation liées aux matériaux utilisés. Aujourd'hui, la réglementation (EC, ...) est soucieuse de ces aspects. Elle propose des valeurs (formules) pour le calcul des valeurs limites des rotations plastiques. Par ailleurs les logiciels de calcul négligent cette capacité de rotation et supposent qu'elle est infinie ! Cela conduit à des valeurs de ductilité erronées et par conséquent à un dimensionnement instable.

L'objectif de ce travail est de proposer une démarche numérique permettant de prendre en compte les valeurs limites de calcul de rotations plastiques. La modélisation par EF basée sur une approche globale (moment-courbure) permet d'injecter les informations nécessaires fournies par la réglementation afin contrôler la dissipation plastique dans les rotules lors d'un calcul non linéaire sismique.

Le premier chapitre fournit des généralités. Le deuxième chapitre est une introduction à la notion de rotation plastique et des formules réglementaires. Le troisième chapitre est un exemple élémentaire de contrôle de dissipation plastique. Le dernier chapitre est une illustration à grande échelle. Le travail se termine par des conclusions et perspectives.

1 Chapitre 1 : Généralité

1.1 Introduction :

Ce chapitre introductif a pour objectif de placer le but de notre travail dans le contexte d'ingénierie pratique. Dans ce contexte, nous allons d'abord présenter les méthodes les plus avancées pour analyser les comportements des structures sous excitations complexes.

La conception parasismique implique des méthodes d'analyse différentes, avec des niveaux d'endommagements variables. Les trois grandes familles de conception sont : la conception élastique, ductile et la conception par isolation sismique.

Le calcul plastique est un calcul basé sur la charge maximale que la structure supportera. Cette charge maximale est déterminée à partir de l'analyse de résistance des matériaux dans le domaine « plastique » et qui peut être calculée à différentes échelles : échelle globale , échelle semi-globale, échelle macroscopique.....

1.2 Analyse non linéaire des structures:

L'analyse non-linéaire est généralement utilisée lorsque l'une des deux hypothèses suivantes n'est plus satisfaite :

- Le déplacement est considéré comme faible, ce qui confond l'état initial de la structure avec sa déformation (linéarité géométrique) après sollicitation.
- Le comportement des matériaux qui composent la structure est considéré comme élastique linéaire (linéarité matérielle)[1].

1.2.1 Sources de non-linéarités:

Les problèmes non-linéaires ont en général deux sources principales : une source géométrique et une source matérielle.

1.2.1.1 La non-linéarité géométrique

Cette non-linéarité se caractérise par un écart important de la configuration déformée de la structure par rapport à sa configuration initiale (configuration déchargée).

Dans ce cas les propriétés physiques et mécaniques de la structure sont sensiblement différentes pour les deux configurations (initiale et déformée) ce qui crée une relation non linéaire entre les variables cinématiques.

1.2.1.2 La non-linéarité matérielle

Cette non-linéarité est liée au comportement du matériau. Un matériau à non-linéarité matérielle est un matériau avec une réponse contrainte-déformation non linéaire.

1.2.2 Les échelles de formulation des modèles non linéaire :

Plusieurs approches peuvent être adoptées afin de modéliser le comportement non linéaire d'un élément de structure soumis à des chargements mécaniques. La figure 1-1 présente l'ensemble des échelles utilisées dans la modélisation.

L'approche globale qui s'intéresse à la reproduction du comportement non linéaire d'un élément à l'échelle de la structure sera adoptée[1].

Le comportement du matériau béton armé ou de l'acier est décrit avec des variables ($\mathbf{N}-\boldsymbol{\varepsilon}$ (ou \mathbf{U}) ; ($\mathbf{V}-\boldsymbol{\gamma}$; $\mathbf{M}-\boldsymbol{\Phi}$).

La formulation peut être basée sur les théories classiques de la plasticité avec l'introduction de surfaces de plasticité ou surfaces seuils type $\mathbf{f}(\mathbf{N}, \mathbf{V}, \mathbf{M}) = 0$, ou de la mécanique de l'endommagement par l'introduction d'une variable interne représentative de l'état de détérioration du matériau. Ainsi, nous concluons que la loi de comportement porte sur les variables globales (les rotations, les déplacements, les moments...).

Par conséquent, cette loi doit être précisément définie dans le calcul pour chaque géométrie et chaque matériau.

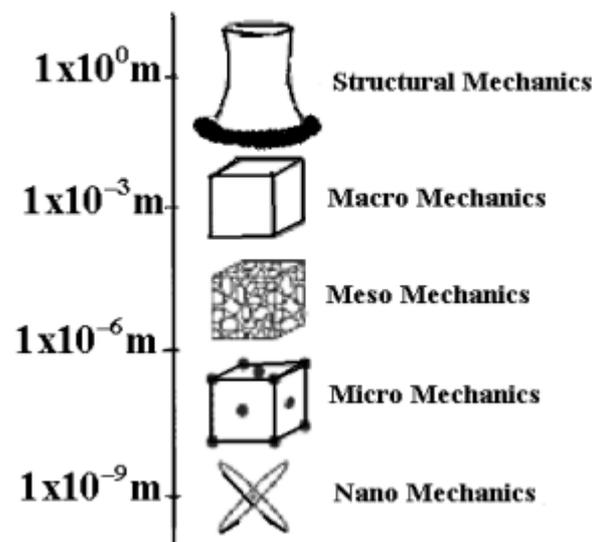


Figure 1 - 1 : Les échelles de modélisation

1.2.2.1 Modèle global : Exemple de la loi de Takeda

La loi de Takeda est une des lois simplifiées les plus répandues pour modéliser les structures en béton armé. La loi disponible dans Cast3M est la loi de Takeda modifiée valable aussi pour le comportement en cisaillement (Figure 1-2). Cette figure montre les trois phases principales de la loi de Takeda : élastique, fissurations de béton et plastification des aciers.

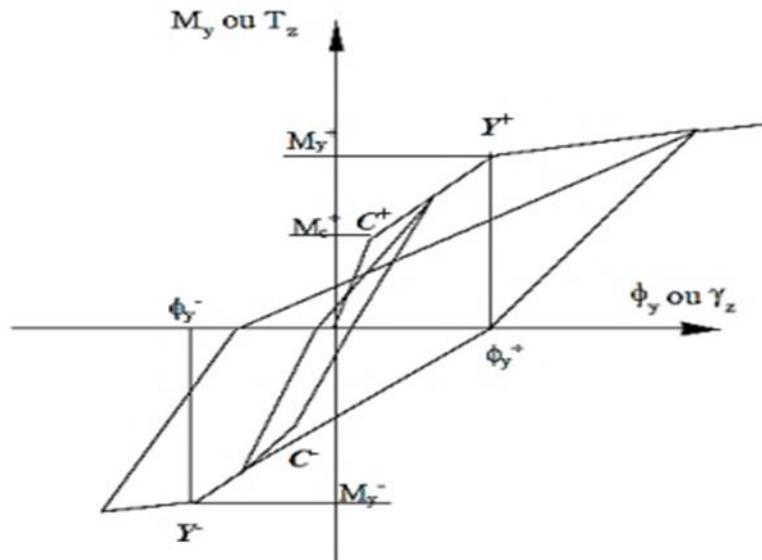


Figure 1 - 2 : Modèle global de Takeda [2]

1.2.2.2 Modèle semi-global :

La modélisation à l'échelle semi-globale est un compromis entre une modélisation locale qui nécessite trop de paramètres et une modélisation globale pauvre en informations locales à l'échelle du matériau. . Tout en profitant d'une cinématique simplifiée, des lois de comportement décrivant le comportement du matériau sont utilisées pour le calcul des variables statiques locales qui sont ensuite intégrées pour déterminer les variables statiques généralisées. Ce type de modélisation est moins coûteux (temps de calcul) que les méthodes macroscopiques ou microscopiques.

La Figure 1-3 montre le principe de ce type de modélisation, dans cette figure la poutre est décomposée en plusieurs parties. Pour le béton, deux lois de comportement sont utilisées avec des paramètres de matériau différents (béton confiné et non confiné), les aciers sont placés dans leurs positions exactes [2].

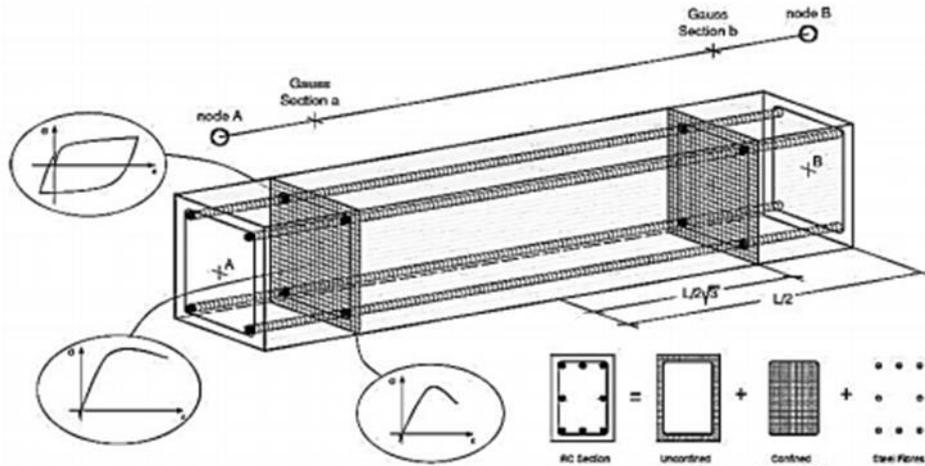


Figure 1 - 3 : Modélisation multifibre (échelle semi-globale)

1.2.2.3 Modèle macroscopique :

Plusieurs critères existent dans la littérature. Ces critères sont basés sur la notion de l'écoulement plastique avec une loi de normalité. Les équations suivantes sont utilisées pour le critère de *Willam-Warnke* qui est une modification du critère de *Drucker-Prager* adapté au béton.

Règle d'écoulement :

Dans le cas écrouissable, considérons un potentiel plastique g de la forme :

$$g(\sigma, z) = \tau + \delta(\sigma - z\rho_0) \quad (1-1)$$

Où δ est le coefficient de dilatance du matériau. Supposons d'abord que ce coefficient est constant ou ne dépend que des variables d'écrouissage. La règle d'écoulement s'écrit sous la forme :

$$d\varepsilon^p = d\lambda \left(\frac{s}{2\tau} + \frac{\delta}{3} \mathbf{1} \right) \quad (1-2)$$

En notant que $\frac{\partial \theta}{\partial \sigma}$ est un tenseur de trace nulle et que $\sigma = \frac{\partial \theta}{\partial \sigma}$, le multiplicateur plastique s'écrit :

$$d\lambda = \frac{1}{H} \frac{\partial f}{\partial \sigma} : d\sigma = \frac{1}{H} \left(\left(\frac{s}{2\tau} + \frac{\partial f}{\partial \theta} (\sigma - z\rho) \frac{\partial \theta}{\partial \sigma} \right) : ds + f(\theta) d\sigma \right) \quad (1-3)$$

Où H est le module d'écroutissage.

Loi d'écroutissage :

La variation de volume anélastique $\text{tr}\boldsymbol{\varepsilon}^p$ joue un rôle important dans la description macroscopique du comportement écroutissable du béton. On peut ainsi à partir des essais déterminer une relation $\mathbf{z} = \mathbf{z}(\text{tr}\boldsymbol{\varepsilon}^p)$, ou bien vérifier la définition du facteur de dilatance, une relation $\mathbf{z} = \mathbf{z}(\gamma_{\text{éq}}^p)$.

Représentative de l'évolution du domaine d'élasticité. On écrit

$$d\mathbf{q} = \mathbf{q}\gamma_{\text{éq}}^p = d\lambda \tag{1-4}$$

Ou d'une façon alternative :

$$d\mathbf{x} = d\gamma_{\text{éq}}^p = d\lambda \frac{\partial h}{\partial \zeta} = d\lambda \tag{1-5}$$

où $\mathbf{h} = \mathbf{h}(\boldsymbol{\sigma}, \zeta)$ et le potentiel non associé défini par :

$$h(\boldsymbol{\sigma}, \zeta) = \tau + \delta\boldsymbol{\sigma} + \zeta - \delta\rho_0 \tag{1-6}$$

On suppose ici que la distorsion plastique est la variable d'état thermodynamique à associer à la force d'écroutissage ζ .

1.2.3 Notion de rotule plastique :

Dans une analyse plastique, une rotule plastique se crée dans la section transversale où toutes les fibres de cette section ont atteint la limite d'élasticité. Cela diminue le degré hyperstatique de la structure et engendre une redistribution des efforts internes. Si la charge continue de croître, d'autres rotules plastiques apparaîtront jusqu'à l'apparition d'un mécanisme de ruine ou d'une instabilité statique (structure hypostatique). La structure sera alors considérée comme étant hors service [1].

On considère une poutre reposée sur deux appuis simples, chargée d'une force concertée P en son milieu (figure 1.4)

- (a) correspond au diagramme des moments élastique
- (b) On augmente la force p jusqu'à ce que le moment élastique dépasse M_e et atteigne le moment maximum MP
- (b) La courbure reste très faible aux environs des extrémités C et D de la zone plastifiée, par contre aux environs du point E d'application de la charge, la courbure est extrêmement forte.
- (c) La poutre prend la déformée représentée à la figure 1.4

- (d) la poutre était formée de deux tronçons rigides articulés l'un sur l'autre au point E, figure 1.4
- (e) À ce stade, la rotule plastique prend forme.

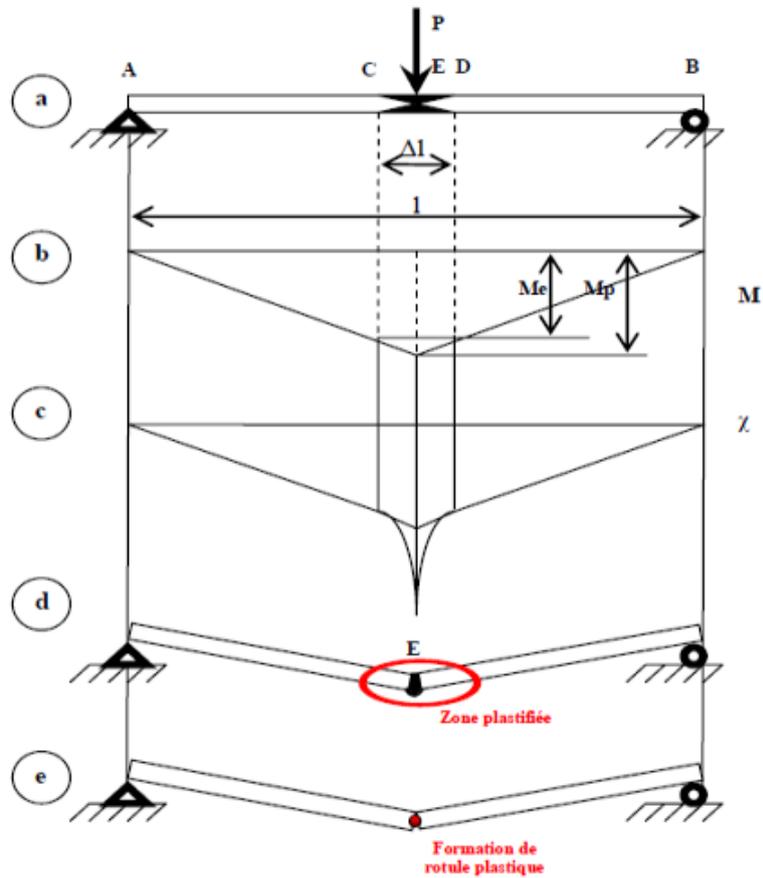


Figure 1 - 4 : Formation d'une rotule plastique.



Figure 1 - 5 : Exemple de rotule plastique dans une pile de pont.

1.2.4 Moment plastique pour une section en acier :

On considère une section rectangulaire d'un profilé métallique soumis à l'action d'un moment fléchissant croissant. Le diagramme des contraintes passe par les trois domaines : élastique – élasto-plastique et plastique représenté sur la figure 1.6

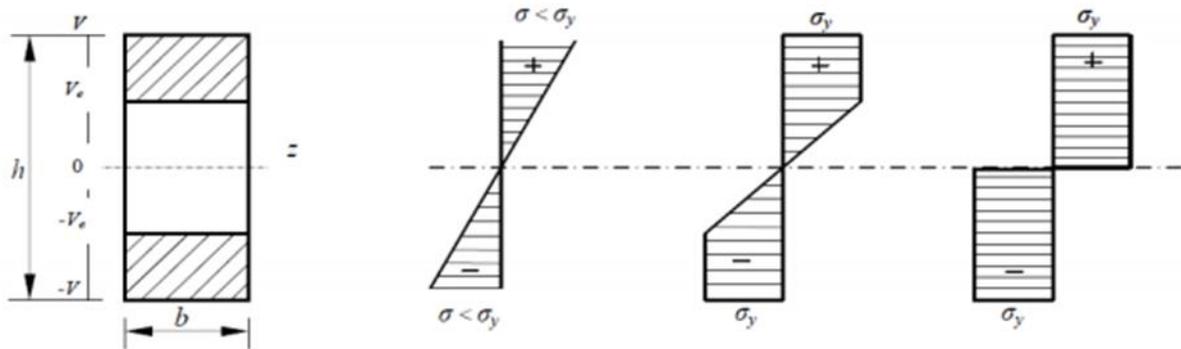


Figure 1 - 6 : phasage de distribution des contraintes d'une section rectangulaire.

- Phase élastique :

On applique les lois de la résistance des matériaux :

$$M = \frac{I}{V} \sigma \quad (1-7)$$

Avec :

σ : Contrainte sur la fibre extrême

I : Moment d'inertie de la section.

V : distance entre l'axe neutre et la fibre extrême.

Le moment élastique M_y est tel que la section droite est totalement dans le domaine élastique (la contrainte maximale atteinte la limite élastique).

$$M_y = \frac{I}{V} \sigma_y \quad (1-8)$$

La courbure est donnée par :

$$M = EI \phi \quad \Leftrightarrow \quad \phi = \frac{\sigma}{VE} \quad (1-9)$$

- Section rectangulaire :

$$M_y = \frac{1}{6} b h^2 \sigma_y \quad (1-10)$$

La courbure élastique correspondante est :

$$\phi = \frac{2\sigma_y}{hE} \quad (1-11)$$

- Phase élasto-plastique :

Le moment fléchissant est donné par :

$$M = 2\sigma_y \left[\frac{1}{V_e} \int_0^{+V_e} y^2 \cdot b(y) \cdot dy + \int_{V_e}^{+V} y \cdot (by) \cdot dy \right] \quad (1-12)$$

Section rectangulaire :

$$M = b \sigma_y \left[V^2 - \frac{V_e^2}{3} \right] \quad (1-13)$$

Et la courbure :

$$\phi = \frac{\sigma_y}{V_e E} \quad (1-14)$$

En domaine élastique :

$$\frac{M}{M_y} = \frac{\phi}{\phi_y} \quad \text{avec} \quad \phi < \phi_y \quad (1-15)$$

En domaine élasto-plastique :

$$\frac{M}{M_y} = \frac{3}{2} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\phi}{\phi_y} \right)^2 \right] \quad (1-16)$$

- Phase plastique :

Le moment plastique est tel que la section droite est totalement dans le domaine plastique selon l'équation suivante.

$$M_p = 2S\sigma_y \quad (1-17)$$

On pose : $W_{pl} = 2S$

avec :

$$M_p = W_{pl}\sigma_y \quad (1-18)$$

S : Moment statique de la demi-section par rapport à l'axe plastique.

W_{pl} : Module plastique.

- Section rectangulaire :

$$M_p = \frac{1}{4}bh^2\sigma_y \quad (1-19)$$

Le moment plastique de toute forme de section droite peut être déduit de la même manière, et il peut s'exprimer d'une manière générale comme :

$$M_p = \alpha M_y \quad (1-20)$$

Où α est appelé facteur de forme.

Le moment plastique ne peut jamais être atteint, car une rupture des fibres les plus tendues surviendra en avant.

La représentation graphique de la relation entre le moment et la courbure de la section rectangulaire (équation 1.19) est montrée sur la figure 1.7

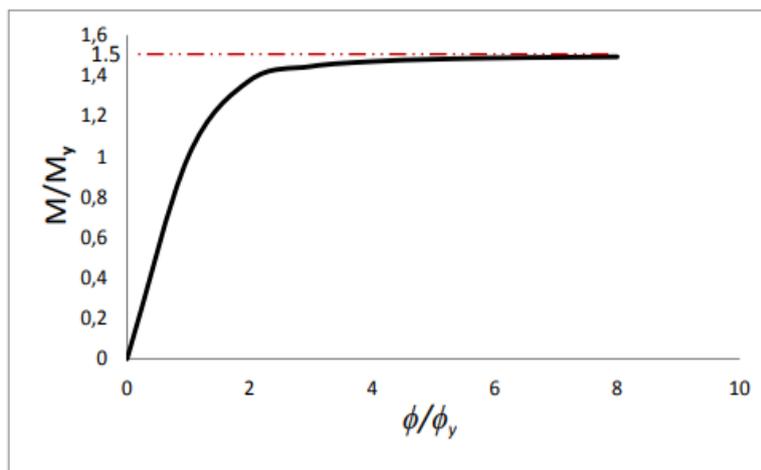


Figure 1 - 7 : moment-courbure pour une section rectangulaire.

1.2.5 Moment plastique pour une section en béton armé:

Dans le cas d'une section en béton armé, pour le calcul d'un moment plastique (ou d'une courbe moment-courbure), on présente les concepts de la théorie générale qui est la base générale de ce type de calcul. Cette dernière est basée sur les cinq hypothèses fondamentales.

-La théorie de la flexion du béton armé suppose que le béton se fissure dans les régions des contraintes de traction et que, après fissuration, toutes les contraintes de traction sont supportées par les armatures. Il est également supposé que la section transversale de la pièce reste plane après la déformation, de sorte que la distribution des déformations est linéaire sur toute la section transversale.

-L'état limite à la ruine est obtenu lorsque la déformation relative ϵ_{cc} de la fibre la plus comprimée du béton atteint une valeur spécifique ϵ_{cu} (les principaux codes la prennent égale à 3.5 ‰).

- À la rupture, la répartition des contraintes de compression dans le béton est définie par un bloc parabole-rectangulaire qui représente la distribution à la rupture quand les déformations compressives sont dans la marge plastique et elle est associée à la conception pour l'état limite ultime

- Le bloc rectangulaire équivalent de contrainte est une alternative simplifiée à la distribution parabole-rectangle.

-La déformation entre l'armature et le béton adjacent étant compatible, la déformation de la contrainte de traction ϵ_{st} et de la contrainte de compression ϵ_{sc} de l'acier peut être déterminée selon le diagramme de déformation.

Au cours de nos recherches, nous avons calculé le moment plastique élastique et ultime dans le cas du béton armé en utilisant le loi Moment-courbure simplifiée en béton armé.

le principe de le loi Moment-courbure consiste à établir à tout instant une relation entre le moment appliqué et la courbe produite , cette loi dépend de la forme de la section droite et il faut d'abord connaître la position de l'axe neutre de la section. En fonction de la géométrie de la section et des aciers, deux cas sont a considérer : *les sections sans acier comprimés* et *les sections avec acier comprimés*.

- Les hypothèses de calcul sont les hypothèses habituelles de calcul en béton armé :

- Les sections planes restent planes pendant la flexion
- Le béton et l'acier obéissent à la loi de hooke
- Les déformations sont proportionnelles à la distance à l'axe neutre
- La résistance en traction du béton est négligée
- Une adhérence parfaite est supposée entre le béton et l'acier
- Les sections travaillent en flexion simple

-les formules utilisées sont :

Moment courbure élastique :

$$M_y = \frac{f_t I_g}{d_g} \quad (1-21)$$

$$\phi_y = \frac{M_e}{E_c I_g} \quad (1-22)$$

Moment courbure plastique :

$$M_{pl} = A_s f_s \left(d - \frac{Kd}{3} \right) + A'_s f'_s \left(d' - \frac{Kd}{3} \right) \quad (1-23)$$

$$\phi_{pl} = \frac{\epsilon_y}{d - Kd} \quad (1-24)$$

Moment courbure ultime :

$$M_u = \eta f_c \lambda c b \left(d - \frac{\lambda c}{2} \right) + A'_s f_s (d - d') \quad (1-25)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{c \max}}{c} \quad (1-26)$$

Nous expliquerons en détail l'utilisation de ces équations dans le deuxième chapitre par un exemple traité analytiquement.

2 Chapitre 2 : Capacité de rotation et règlementations.

2.1 Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse au calcul de la capacité de rotation ultime par les Euro codes qui sont les normes européennes de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment en de génie civil. Des formules analytiques sont également utilisées.

2.2 Règlementation et capacité de rotation:

2.2.1 Capacité de rotation des rotules plastiques selon l' EC2 :

Dans le cadre du programme expérimental coordonné par le CEB au début des années 1960, l'une des premières contributions majeures a été apportée à l'étude des capacités de rotation (Comité Euro-International du Béton, 1961). Ce travail a été réalisé sur la base d'essais expérimentaux, il a donc été proposé d'établir une relation hyperbolique entre la rotation plastique et la profondeur relative de l'axe neutre x/d :

$$\theta_p = \frac{1}{1 - x/d} \theta_{pl} \quad (2-1)$$

La méthode simplifiée pour des poutres et des dalles continues dans une seule direction est basée sur la capacité de rotation de portions de poutres ou de dalles d'une longueur égale à environ 1,2 fois la hauteur de la section. On suppose que ces zones ont subi une déformation plastique (formation de rotules plastiques) sous la combinaison d'actions considérée. S'il est montré que sous considération, la rotation calculée θ_s est inférieure ou égale à la rotation plastique admissible, alors on considère que la rotation plastique à l'état limite est satisfaite (figure 2 - 1).

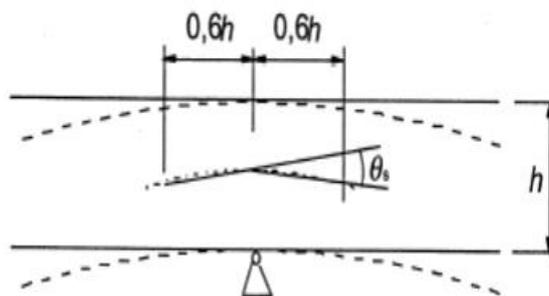


Figure 2 - 1 : Rotation plastique θ_s d'une section droite de béton armé dans le cas d'une poutre ou d'une dalle continue portant dans une seule direction (Nouali)

La rotation plastique est calculée à partir de la relation moment-courbure. Dans ce modèle (modèle de STUTTGART), les dommages peuvent être causés par la rupture des aciers tendus ou l'écrasement du béton comprimé. Deux aspects sont mis en évidence : la branche

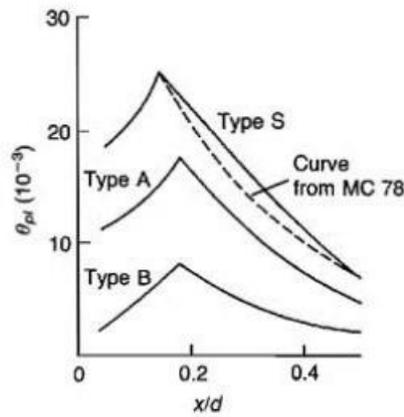


Figure 2 - 3 : Capacité de rotation par rapport à la profondeur relative de l'axe neutre x/d pour diverses classes d'acier (CEB-FIP model code, 1990)

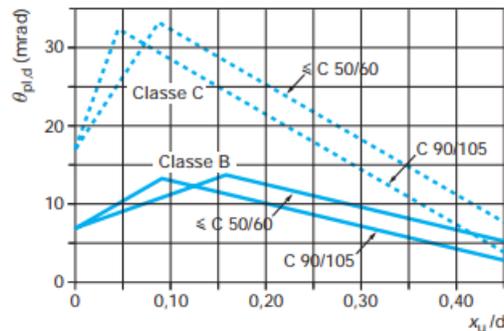


Figure 2 - 4 : Valeur de base de la capacité de rotation admissible des sections en béton armé pour des aciers de classe B et C (haute ductilité) (Euro-code 2)

2.2.2 Rotation ultime Dans L'EC8 :

Une amélioration des modèles empiriques proposés par pangiotakos & pour élément en béton armé est donnée par [5]:

$$\theta_u = a_{st} (1 - 0,43 a_{cy}) \left(1 + \frac{a_{sl}}{2}\right) (1 - 0,42 a_{w,r}) \left(1 - \frac{2}{7} a_{w,nr}\right) (0,3^v) \quad (2-2)$$

$$\left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left[\min\left(9; \frac{L_v}{h}\right)^{0,35} \right] 25 \left[\frac{\alpha \rho_w f_{yw}}{f_c} \right] 1,25^{100 \rho d}$$

2.2.3 Modèle proposé Par EC8 Part 3 Basée Sur Une Approche hybride mécanique empirique pour Les Éléments en Béton Armé :

$$\theta_u = \frac{1}{Y_{sl}} (\theta_y + (\theta_u - \theta_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_v}\right)) \quad (2-3)$$

$$\theta_y = \emptyset_y \frac{L_v + a_{vz}}{3} + 0,00135 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v}\right) + \frac{\varepsilon_y d_{bl} f_y}{d - d' \varepsilon \sqrt{f_c}} \quad (2-4)$$

La valeur de la longueur L_{pl} de la rotule plastique dépend de l'amélioration de la résistance et de la capacité de déformation du béton grâce au confinement[5].

Approche 1 :

\emptyset_u sous le chargement cyclique est calculé avec :

- La déformation ultime des aciers longitudinaux ε_{su} prise égal à:
- la valeur minimale de la déformation caractéristique a la force maximale :

$$\varepsilon_{uk} = 2,5 \% \text{ pour acier classe A et B (EC2)}$$

$$\varepsilon_{uk} = 6 \% \text{ pour acier classe C}$$

2 - La loi de comportement est conforme aux équations suivantes:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 0,5 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{pour } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{pour } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck}$$

L_{pl} Peut-être calculé à partir de l'expression suivante :

$$L_{pl} = 0,1 L_v + 0,17 h + 0,24 \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{avec } f_y \text{ et } f_c \text{ sont en MPa} \quad (2-5)$$

Approche 2 :

la deuxième approche prévoit que la courbure ultime \emptyset_u sous le chargement cyclique est calculée avec :

- La déformation ultime des aciers longitudinaux ε_{su} prise égal à:
- la valeur minimale de la déformation caractéristique a la force maximale :

$$\varepsilon_{uk} = 2,5 \% \text{ pour acier classe A et B (EC2)}$$

$$\varepsilon_{uk} = 6 \% \text{ pour acier classe C}$$

2- un modèle de confinement dans ce qui suit :

- La résistance du béton confiné est évaluée à partir de:

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3,7 \left(\frac{\alpha \rho_w f_{yw}}{f_c}\right)^{0,86}\right] \quad (2-6)$$

-La déformation à laquelle la force f_{cc} a lieu est pris pour augmenter sur la valeur ε_{c2} du béton non confiné comme:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1\right)\right] \quad (2-7)$$

-Et la déformation ultime de la fibre extrême de la zone de compression est :

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \frac{\alpha \rho_w f_{yw}}{f_{cc}} \quad (2-8)$$

L_{pl} Peut-être calculé à partir de l'expression suivante :

$$L_{pl} = \frac{L_v}{30} + 0,2h + 0,11 \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{avec } f_y \text{ et } f_c \text{ sont en MPa} \quad (2-9)$$

2.2.4 Modèle proposé Par Le Code Sismique Italien :

Selon le code sismique italien, l'évaluation de θ_u est également possible avec l'expression suivante[5] :

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} (\theta_y + (\theta_u - \theta_y) L_{pl} (1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_v})) \quad (2-10)$$

θ_y Est la rotation élastique pour les poutres et les poteaux, par l'expression suivante :

$$\theta_y = \theta_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 (1 + 1,5 \frac{h}{L_v}) + 0,13 \theta_y \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2-11)$$

Avec $\gamma_{el} = 1,5$ pour les éléments sismiques principaux et 1 pour les éléments sismiques secondaires.

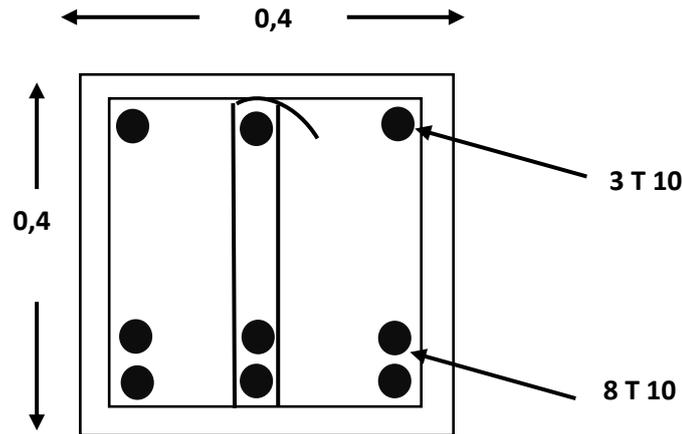
$$\varepsilon_{su} = 4 \text{ ‰} \text{ et } \varepsilon_{sy} = f_y / E_s$$

La valeur de la longueur L_{pl} est calculée selon l'équation suivante :

$$L_{pl} = 0,1 L_v + 0,17 h + 0,24 \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2-12)$$

2.2.5 Exemple De Calcule Analytique De Rotation ultime

Avant de calculer la rotation ultime θ_u , en calcule d'abord la loi moment courbure en utilisant les formules analytiques détaillées au chapitre précédent



$$\begin{aligned}
 h &= 0,4 \text{ m } \lambda = 0,8 \\
 b &= 0,4 \text{ m } d = 0,36 \text{ m} \\
 L &= 3 \text{ m } d' = 0,04 \text{ m} \\
 e &= 0,025 \text{ m } f_t = 0,06 f_{c28} + 0,6 \\
 f_{c28} &= 28 \text{ MPa } f_t = 2,28 \text{ MPa} \\
 E_{cm} &= 30500 \text{ MPa } E_c = 1,05 E_{cm} \\
 E_s &= 200000 \text{ MPa } = 32025 \text{ MPa} \\
 n &= \frac{E_s}{E_c} = 6,25 f_y = f_s = 360 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Calcule Moment courbure élastique :

$$A'_s = 3,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 6,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Moment Courbure élastique :

$$\phi_y = \frac{M_e}{E_c I_g} \quad (2-13)$$

$$M_y = \frac{f_t I_g}{d_g} \quad (2-14)$$

$$A_g = b h + (n-1) (A_s + A'_s)$$

$$A_g = 0,4 * 0,4 + (6,25-1) (6,26 * 10^{-4} + 3,13 * 10^{-4})$$

$$A_g = 0,1649 m^2$$

$$Y_g = \frac{b h \frac{h}{2} + A_s (n-1) d + A'_s (n-1) d'}{A_g}$$

$$Y_g = \frac{0,4 * 0,4 * 0,2 + 6,26 * 10^{-4} (6,25-1) 0,36 + 3,13 * 10^{-4} (6,25-1) 0,04}{0,1649}$$

$$Y_g = 0,2016 m$$

$$I_g = \frac{b h^3}{12} + b h \left(\frac{h}{2} - Y_g \right)^2 + (n-1) A_s (d - Y_g)^2 + (n-1) A'_s (Y_g - d')^2$$

$$I_g = 2,1333 * 10^{-3} + 4,096 * 10^{-7} + 8,2460 * 10^{-5} + 4,299410^{-5}$$

$$I_g = 2,2591 * 10^{-3} m^4$$

Moment élastique :

$$M_y = \frac{f_t I_g}{d_g} \quad \text{avec } d_g = h - Y_g$$

$$M_y = \frac{2,28 * 2,2591 * 10^{-3}}{0,1984} = 0,0260 MN m$$

Courbure élastique :

$$\phi_y = \frac{M_y}{E_c I_g} = \frac{0,0260}{32025 * 2,2591 * 10^{-3}} = 3,5936 * 10^{-4} m^{-1}$$

Calcul Moment courbure plastique :

Moment Courbure plastique :

$$\phi_{pl} = \frac{\epsilon_y}{d - K d} \quad \text{avec } \epsilon_y = 1 \text{ ‰} \quad (2-15)$$

$$M_{pl} = A_s f_s \left(d - \frac{K d}{3} \right) + A'_s f'_s \left(d' - \frac{K d}{3} \right) \quad (2-16)$$

Le facteur k pour localiser l'axe neutre :

$$K = \sqrt{2n \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} \right) + n^2 (\rho + \rho')^2} - n(\rho + \rho') \quad (2-17)$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{6,26 * 10^{-4}}{0,4 * 0,36} = 4,3472 * 10^{-3}$$

$$\text{et } \rho' = \frac{A'_s}{b d} = \frac{3,13 * 10^{-4}}{0,4 * 0,36} = 2,1736 * 10^{-3}$$

K=

$$\sqrt{2 * 6,25 \left(4,3472 * 10^{-3} + \frac{2,1736 * 10^{-3} * 0,04}{0,36} \right) + 6,25^2 (4,3472 * 10^{-3} + 2,1736 * 10^{-3})^2} - 6,25(4,3472 * 10^{-3} + 2,1736 * 10^{-3})$$

K= 0,2022

$$f'_s = \frac{k d - d'}{d - K d} f_s = \frac{0,2022 * 0,36 - 0,04}{0,36 - 0,2022 * 0,36} 360$$

$f'_s = 41,103$ MPa

Le moment plastique :

$$M_{pl} = 6,26 * 10^{-4} * 360 \left(0,36 - \frac{0,2022 * 0,36}{3} \right) + 3,13 * 10^{-4} * 41,103 \left(0,04 - \frac{0,2022 * 0,36}{3} \right)$$

$M_{pl} = 0,0759$ MN m

Courbure plastique :

$$\phi_{pl} = \frac{\epsilon_y}{d - K d} = \frac{0,01}{0,36 - 0,20 * 0,36} = 0,0347 \text{ m}^{-1}$$

Calcul Moment courbure ultime :

Moment courbure ultime :

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{c \max}}{c} \quad \text{avec } \epsilon_{c \max} = 0,35 \% \quad (2-18)$$

$$M_u = \eta f_c \lambda c b \left(d - \frac{\lambda c}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (2-19)$$

On prend en générale (voir Euro code 2) $\eta = 1,0$ et $\lambda = 0,80$

$$C = \frac{A_s f_s - A'_s f'_s}{\eta f_c b \lambda} = \frac{6,26 * 10^{-4} * 360 - 3,13 * 10^{-4} * 41,103}{1 * 28 * 0,4 * 0,80} = 0,0241$$

Moment ultime :

$$M_u = 1 * 28 * 0,80 * 0,0241 * 0,4 \left(0,36 - \frac{0,80 * 0,0241}{2} \right) + 3,13 * 10^{-4} * 41,103 (0,36 - 0,04)$$

$M_u = 0,0798$ MN m

Courbure ultime :

$$\phi_u = \frac{3,5 * 10^{-3}}{0,0238} = 0,1471 \text{ m}^{-1}$$

Capacité de rotation des rotules plastique selon EC8 :

$$\phi_y = 3,5936 * 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

$$\phi_u = 0,1471 \text{ m}^{-1}$$

Rotation élastique :

$$\theta_y = \varnothing_y \frac{L_p}{2} \left(1 + \left(1 - \frac{0,5 L_p}{L}\right)\right)$$

Rotation ultime :

$$\theta_u = \theta_y + (\varnothing_u - \varnothing_y) L_p \left(1 - \frac{0,5 L_p}{L}\right)$$

Rotation plastique :

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

Longueur de rotation plastique :

$$L_{pl} = \frac{L_p}{30} + 0,2h + 0,11 \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$$L_{pl} = \frac{3 \cdot 10^3}{30} + 0,2(0,4 \cdot 10^3) + 0,11 \frac{10 \cdot 360}{\sqrt{28}}$$

$$L_{pl} = 290,88 \text{ mm} = 0,2909 \text{ m}$$

$$\theta_y = \varnothing_y \frac{L_p}{2} \left(1 + \left(1 - \frac{0,5 L_p}{L}\right)\right)$$

$$\theta_y = 3,5936 \cdot 10^{-4} \frac{0,2909}{2} \left(1 + \left(1 - \frac{0,5 \cdot 0,2909}{3}\right)\right)$$

$$\theta_y = 1,02 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\theta_u = \theta_y + (\varnothing_u - \varnothing_y) L_p \left(1 - \frac{0,5 L_p}{L}\right)$$

$$\theta_u = 1,02 \cdot 10^{-4} + (0,1471 - 3,5936 \cdot 10^{-4}) 0,2909 \left(1 - \frac{0,5 \cdot 0,2909}{3}\right)$$

$$\theta_u = 0,0407 \text{ rad}$$

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

$$\theta_{pl} = 0,0407 - 1,02 \cdot 10^{-4}$$

$$\theta_{pl} = 0,0406 \text{ rad}$$

Tableau 2 - 1 : les valeurs moment courbure et moment rotation de poutre carré (0.4*0.4)

Moment courbure		Moment rotation	
Moment (MNm)	Courbure (m^{-1})	Moment (MNm)	Rotation (rad)
$M_y = 0,0260$	$\varnothing_y = 3,5936 \cdot 10^{-4}$	$M_y = 0,0260$	$\theta_y = 1,02 \cdot 10^{-4}$
$M_{pl} = 0,0759$	$\varnothing_{pl} = 0,0347$	$M_{pl} = 0,0759$	$\theta_{pl} = 0,0406$
$M_u = 0,0798$	$\varnothing_u = 0,1471$	$M_u = 0,0798$	$\theta_u = 0,0407$

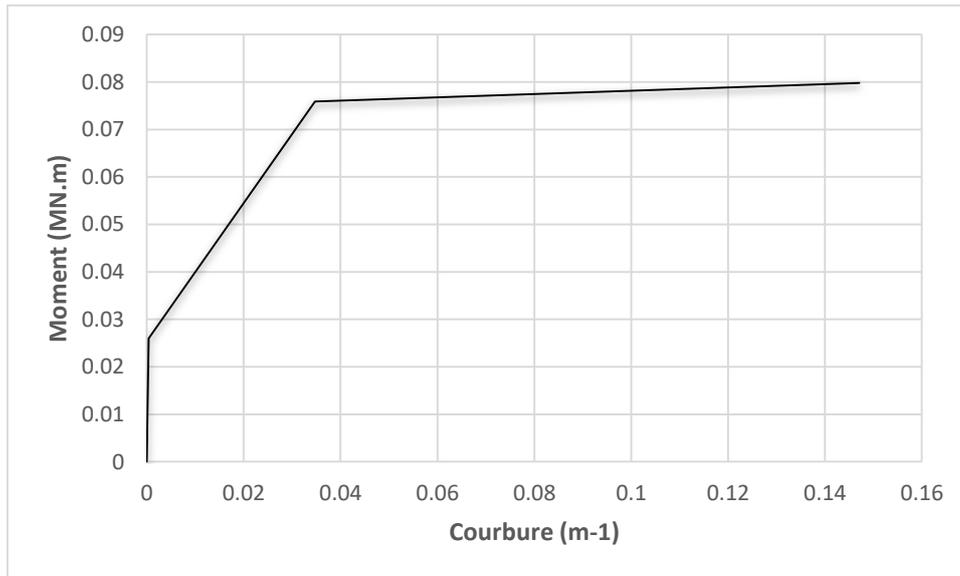


Figure 2 - 5 : moment-courbure

2.3 Règlements pour la capacité de rotation des éléments en acier :

2.3.1 Classification des classes par la Capacité de rotation selon EC3 :

Une classification des assemblages selon leur capacité de rotation est proposée et qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre assemblée. Trois classes ont été définies :

- La section de classe 1 peut atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement local avec une capacité de rotation importante qui peut former une rotule en plastique.
- la section de classe 2 peut aussi atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée.
- la section de classe 3 peut atteindre sa résistance élastique en fibre extrême, mais pas sa résistance plastique, du fait des risques de voilement local.

- La section de classe 4 ne peut pas atteindre sa résistance élastique du fait des risques de voilement local.

Tableau 2 - 2 : Classification des classes par la Capacité de rotation selon EC3

Classe	Modèle de comportement	Résistance de calcul	Capacité de rotation plastique
1		Plastique sur section complète	Important
2		Plastique sur section complète	Limitée
3		Elastique sur section complète	Aucune
4		Elastique sur section efficace	Aucune

2.3.2 Capacité de Rotation des Rotules Plastique selon Règlement EC3 :

2.3.2.1 Assemblage soudé :

D'après l'EC 3 Dans un assemblage poutre-poteau soudé dans lequel l'âme de poteau est raidie en compression, mais non raidie en traction, à condition que le moment résistant ne soit pas gouverné par la résistance au cisaillement du panneau d'âme de poteau, la capacité de rotation ϕ_{Cd} peut être considérée comme n'étant pas inférieure à la valeur donnée par :

$$\phi_{Cd} = 0,025 h_c / h_b \quad (2-20)$$

h_c = est la hauteur de la section du poteau

h_b = est la hauteur de la poutre

Un assemblage poutre-poteau soudé non raidi calculé conformément aux dispositions de la présente annexe peut être considéré comme possédant une capacité de rotation d'au moins 0,015 radian.

2.3.2.2 Assemblage boulonné :

L'EC 3 ne propose pas de formule permettant de calculer la capacité de rotation des assemblages boulonnés. L'EC3 énonce que dans un assemblage boulonné par platine, la capacité de rotation est suffisante pour une analyse plastique si le moment résistant de l'assemblage est contrôlé par la résistance de la semelle du poteau en flexion dont l'épaisseur t doit satisfaire la condition suivante :

$$t \leq 0,36 d \sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (2-21)$$

Avec :

d : est le diamètre nominal des boulons.

f_{ub} : est la résistance à la rupture en traction des boulons.

f_y : est la limite d'élasticité de la composante concernée.

2.4 Exemple de Calcule analytique section acier :

θ_h Est la capacité de rotation plastique des éléments en acier (*Figure2-6*). Elle était auparavant menée par un certain nombre de chercheurs.

La Capacité de rotation des profilés en acier I, a été modifiée à partir d'une expression originale et développée par Lay et Galambos, elle est donnée par

$$\theta_h = 2,84 \varepsilon_y (s-1) \left[\left(\frac{bt}{dw} \right) \left(\frac{A_w}{A_f} \right)^{1/4} \right] \left(1 + \frac{V_1}{V_2} \right) \left(\frac{h_w}{2h_c} \right) \quad (2-22)$$

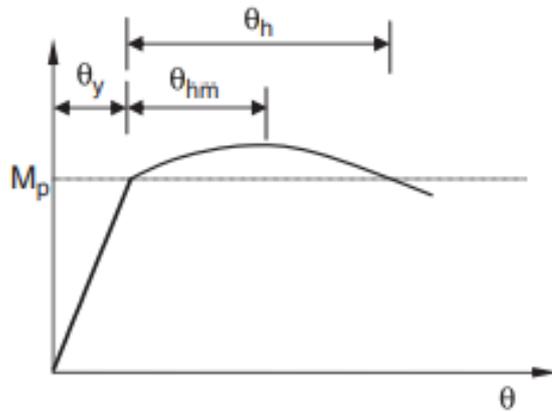


Figure 2-6: Moment-rotation

Exemple de calcul section en I type : **457 *191 UB 82**

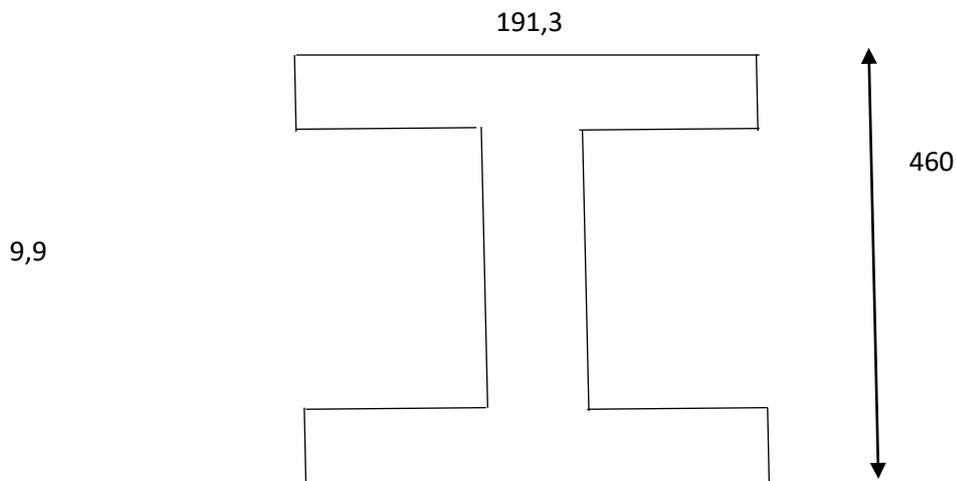
Les caractéristiques géométriques :

$$I_z = 1871 \text{ cm}^4$$

$$A = 104 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 4,23 \text{ cm}$$

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



Avec :

$$A_w = 428 * 9,9 = 4237,2 \text{ mm}^2$$

$$b_t = 191,3 \text{ mm}$$

$$d_w = 460 \text{ mm}$$

$$A_f = 3060,8 \text{ mm}^2$$

$$h_w = 428 \text{ mm}^2$$

$$h_c = 214 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = 6$$

$$s = 1,5$$

La Capacité de rotation :

$$\theta_h = 2,84 \varepsilon_y (s^{-1}) \left[\left(\frac{b\tau}{d_w} \right) \left(\frac{A_w}{A_f} \right)^{1/4} \right] \left(1 + \frac{V_1}{V_2} \right) \left(\frac{h_w}{2h_c} \right)$$

$$\theta_h = 2,84 * 6 (1,5-1) \left[\left(\frac{191,3}{460} \right) \left(\frac{4237,2}{3060,8} \right)^{1/4} \right] (1+1) \left(\frac{428}{2*214} \right)$$

$$\theta_h = 7.6867 * 10^{-3} \text{ rad}$$

2.5 Conclusion :

Différentes formules existent pour le calcul des rotations ultimes. Dans ce qui suit, celles issues de l'EC8 seront utilisées pour la contrôle de la dissipation.

3 Chapitre 3 : contrôle de la dissipation.

3.1 Introduction :

Dans ce chapitre en premier lieu on étudie un portique auto-stable sous chargement statique monotone et sismique (signal de Kocaeli). Un calcul analytique est réalisé basé sur le Principe des Travaux virtuels. Puis les résultats analytiques et numériques (avec et sans contrôle) seront comparés.

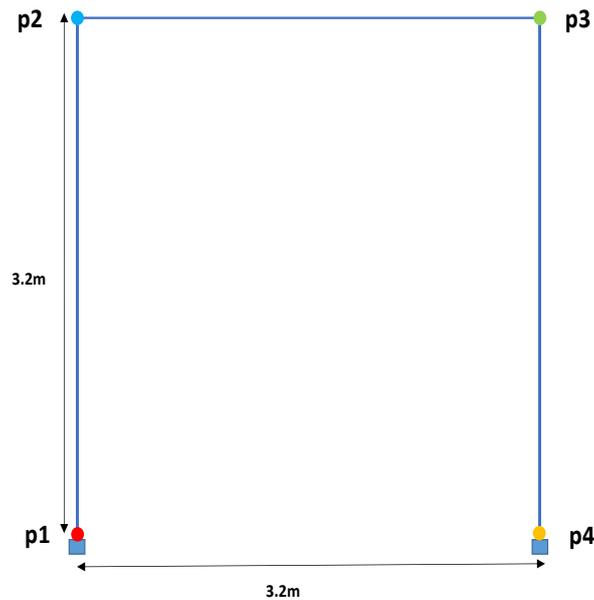


Figure 3 - 1 : portique étudié

3.2 Chargement statique monotone (Analyse push-over) :

La méthode d'analyse statique non linéaire push over est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou trinéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité.

C'est donc une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître, elle permet d'évaluer les mécanismes non linéaires (plastiques ou autres) et attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes.

L'analyse push-over basée sur l'application d'un déplacement progressif sur l'ouvrage, c'est-à-dire s'indique comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement dans les cas où on suspecte que la plastification prématurée d'un élément conduit à sous-estimer fortement la capacité réelle de la structure.

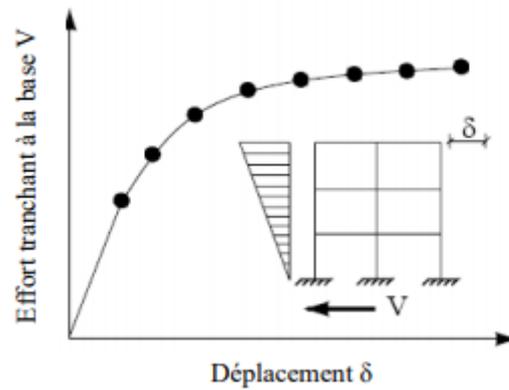


Figure 3 - 2: courbe de capacité push over d'une structure.

3.2.1 Exemple de calcul analytique en poussée progressive (push over) :

3.2.1.1 Les caractéristiques du portique :

On a choisi pour la section de portique (figure 3-3) la poutre qui est tirée de (Nouali-Matallah, 2017 page 59) (poutre B). Les poteaux et la poutre ont la même section que celle de la poutre B indiquée dans ce tableau.

Tableau 3 - 1 : les données des poutres testées par Pecce et Fabbrocino

Poutre	L (m)	b (m)	h (m)	ρ (%)	ρ' (mm)	f_c (MPa)
A	3.2	0.18	0.4	2.6	2 ϕ 6	41.8
B	3.2	0.18	0.4	1.1		
C	3.2	0.52	0.32	2.2		

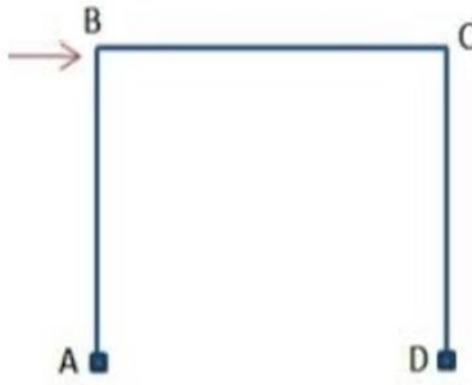


Figure 3 - 3 : Portique Auto-stable

3.2.1.2 Moment courbure de portique :

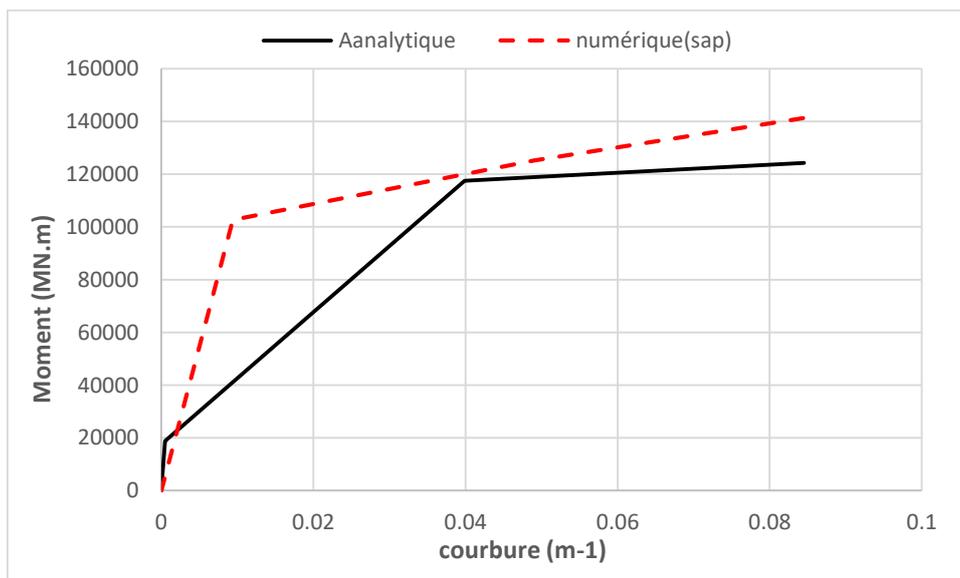


Figure 3 - 4: comparaison graphique (moment-courbure)

Nous remarquons que les résultats moment-courbure sont légèrement similaires et se terminent par la même courbure ultime $\phi_u = 0.083$

Remarque importante

Dans les formules analytiques, il est considéré que la position de l'axe plastique est fixe. Cependant, lors de la plastification (fissuration), l'axe plastique change pour assurer l'équilibre statique. Cette variation de la position ne peut être prise en compte dans un calcul analytique. Il est impératif de recourir à des algorithmes numériques (itérations).

3.2.1.2.1 Facteur de ductilité courbure selon (EC8) :

on prend les valeurs de graphe numérique

\varnothing_e courbure élastique. $\varnothing_{0,85}$ courbure atteinte lorsque le moment fléchissant est égal à 85 % de sa val

$$100 \% \longrightarrow 0,085m^{-1}$$

$$85 \% \longrightarrow \varnothing_{0,85}$$

$$\text{Donc } \varnothing_{0,85} = 0,0723$$

$$\mu_{\varnothing} = \frac{\varnothing_{0,85}}{\varnothing_e} = \frac{0,0723}{0,0094} = 7,6915$$

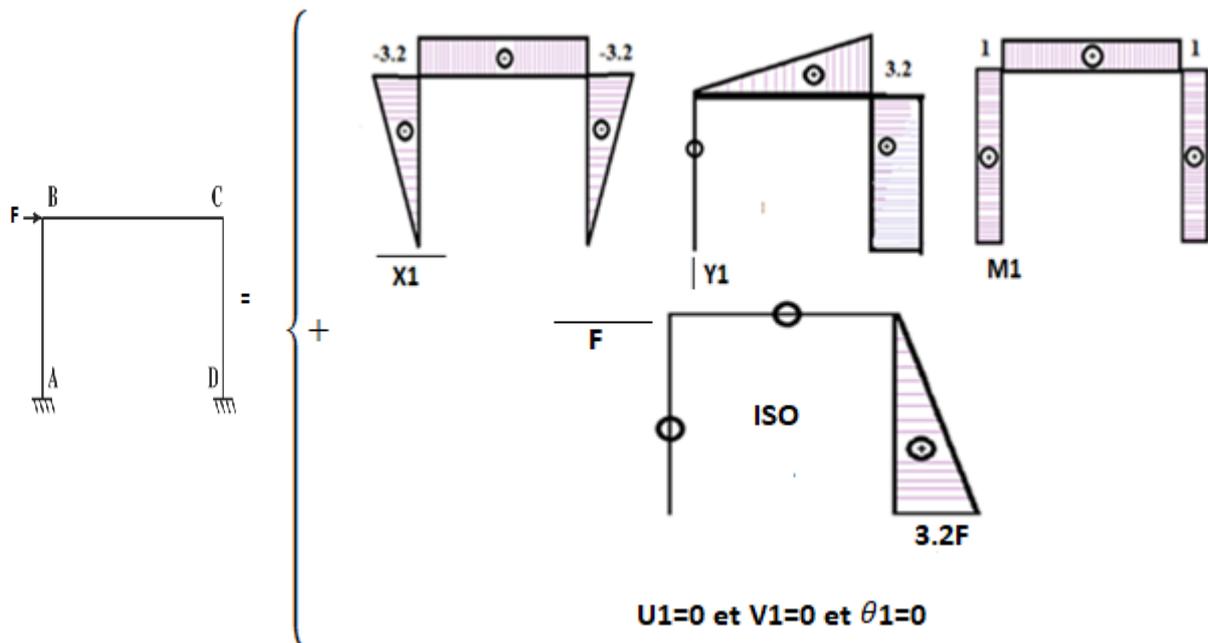
3.2.1.3 CALCULE ANALYTIQUE DE LA COURBE DE CAPACITÉ :

Le Portique est hyperstatique degré 3 avec possibilité d'apparition de 4 rotules plastique en A, B, C et D

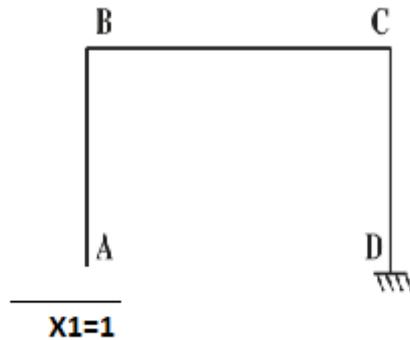
DÉTERMINATION DES INCONNUES HYPERSTATIQUES

Principe des travaux virtuels

En appliquant le principe de superposition, le système réel peut être décomposé en plusieurs systèmes (ISO + X1 + Y1 + M1)

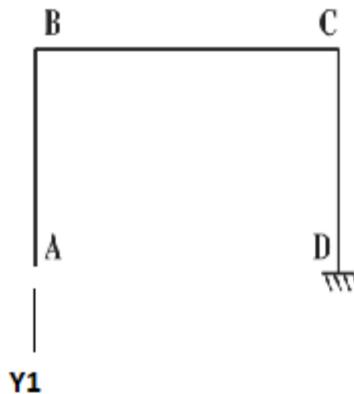


Pour le calcul de X1 : on applique un chargement X1 virtuel (X1=1) sur le système isostatique sachant que U1(Réel)=0



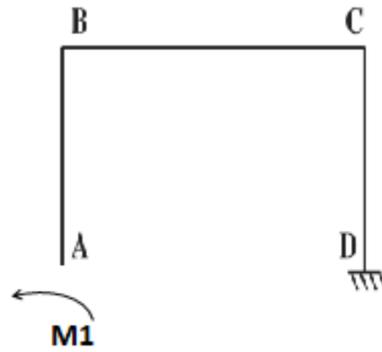
$$X1^{virtuel} * U1^{réel} = \sum \int \frac{M^{virtuel} M^{réel}}{EI} = 0$$

Pour le calcul de Y1 : on applique un chargement Y1 virtuel (Y1=1) sur le système isostatique sachant que V1(Réel)=0



$$Y1^{virtuel} * V1^{réel} = \sum \int \frac{M^{virtuel} M^{réel}}{EI} = 0$$

Pour le calcul de M1 : on applique un chargement Y1 virtuel (Y1=1) sur le système isostatique sachant que V1(Réel)=0



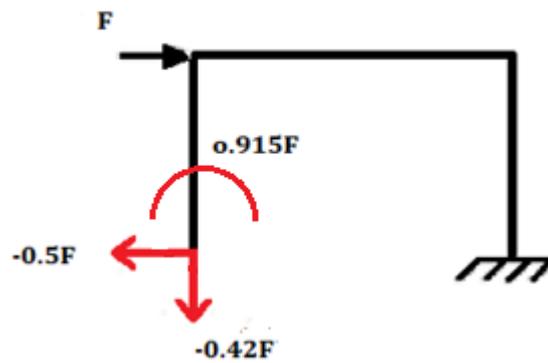
$$M_1^{virtuel} * \theta_1^{réel} = \sum \int \frac{M^{virtuel} M^{réel}}{EI} = 0$$

Après Calcul, on obtient les valeurs suivantes :

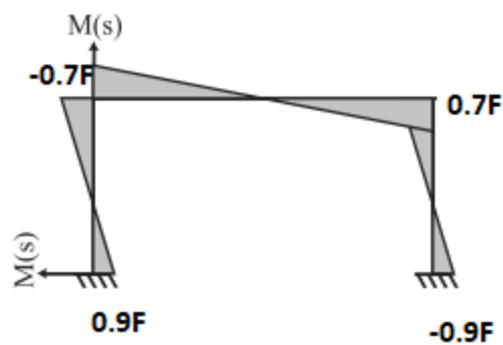
$$X_1 = -0.5F$$

$$Y_1 = -0.428F$$

$$M_1 = 0.915F$$



Le diagramme du moment fléchissant :



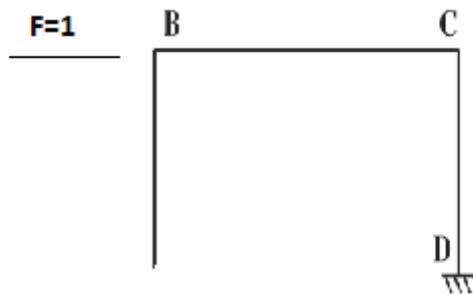
Calcul dans le domaine plastique

La 1ère et 2ème rotules apparaissent en D et A pour : $|M_D| = |M_A| = M_p$

$$0.9F = M_p \Rightarrow F = 1.11M_p \Rightarrow F = 147735.45 \text{ N}$$

CALCUL DU DÉPLACEMENT ELASTIQUE MAXIMAL U_B PAR LE PRINCIPE DE TRAVAUX VIRTUELS

On applique un chargement horizontal virtuel au système isostatique au point B, puis on applique le PTV



$$F1^{\text{virtuel}} * UB^{\text{réel}} = \Sigma \int \frac{M^{\text{virtuel}} M^{\text{réel}}}{EI} = 0$$

Après calcul, on obtient

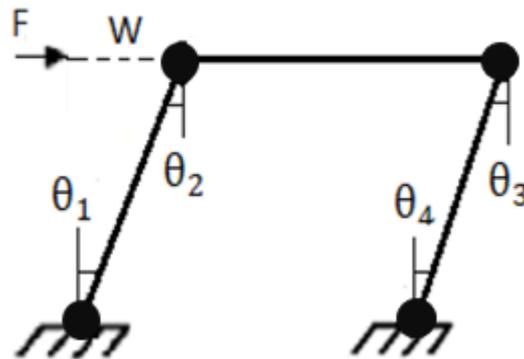
$$U_B = \frac{5}{84} \frac{Fh^3}{EI}$$

Avec : $E = 1.39 * 10^{10} \text{ N/m}$ $I = \frac{bh^3}{12} = 9.6 * 10^{-4} \text{ m}^4$

Le déplacement élastique correspond à la force élastique maximale $F = 147735.45 \text{ N} \approx 150000 \text{ N}$ qui correspond à l'apparition de la première rotule. Ce qui donne une valeur de déplacement

$$U_B = \frac{5}{84} \frac{Fh^3}{EI} = 0.0212 \text{ m}$$

POUR CALCULER LA FORCE DE RUPTURE, ON APPLIQUE LES THÉORÈMES DE L'ANALYSE LIMITE (MÉTHODE CINÉMATIQUE)



$$FW = MP \cdot \theta_1 + MP \cdot \theta_2 + MP \cdot \theta_3 + MP \cdot \theta_4$$

$$4Mp\theta = Fr * U_B \Rightarrow Fr = \frac{4Mp}{L}$$

Ce qui donne une force de rupture de

$$Fr = \frac{4 \cdot 133095}{3.2} = 180000 \text{ N}$$

CALCUL DU DÉPLACEMENT A LA RUPTURE : On peut utiliser le principe des travaux virtuels. C'est identique au système précédent, mais avec un portique articulé-articulé.

Les calculs aboutiront à la valeur de :

$$U_B(\text{ruptur}) = 0.25 \frac{FL^3}{EI}$$

$$U_B(\text{rupture}) = Fr \Rightarrow U(\text{rupture}) = 0.11 \text{ m}$$

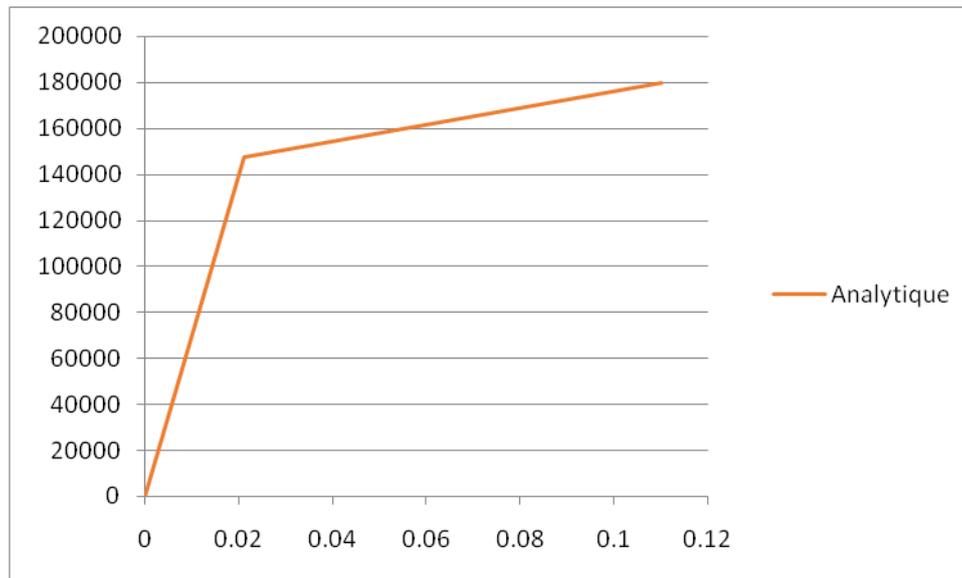


Figure 3 - 5: Courbe de capacité analytique (Force (N) Vs. Déplacement(m))

3.2.2 Résultat numérique obtenu par cast3m :

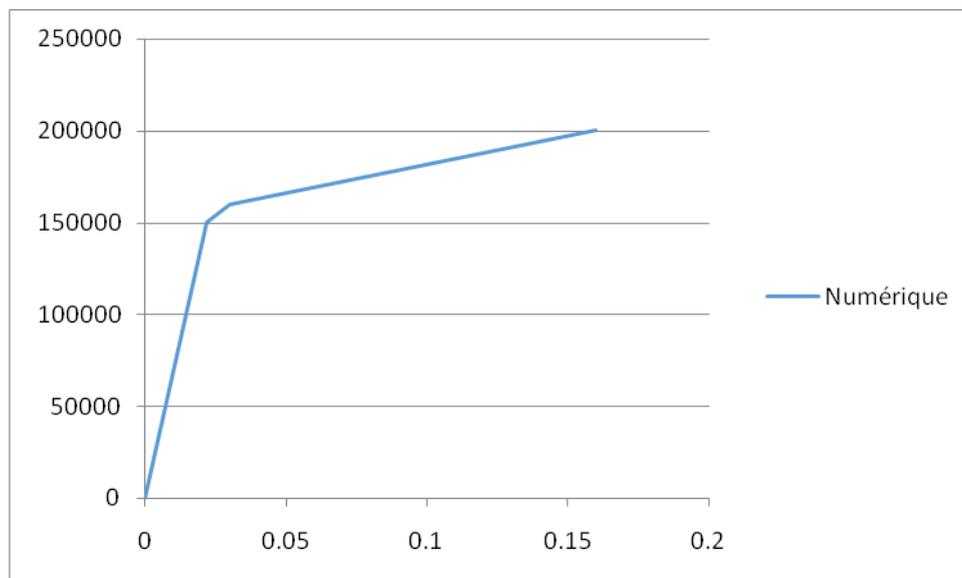


Figure 3 - 6 : Courbe de capacité numérique (force (N) Vs. Déplacement(m)).

Le résultat numérique obtenu par le modèle de Takeda n'a pas de limite en déplacement, car la courbe Moment-courbure utilisée pour la simulation n'a pas de valeurs limites en rotation.

3.2.2.1 Comparaison entre numérique et analytique (force-déplacement) :

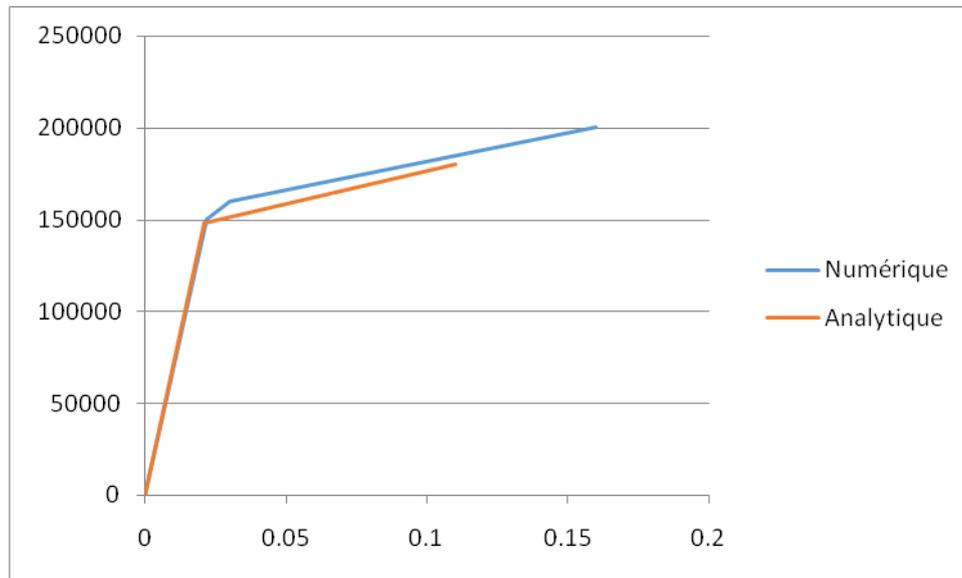


Figure 3 - 7 : Comparaison graphique des courbes de capacité analytique et numérique (Force (N) – Déplacement (m)).

3.2.2.2 Évolution des rotations en fonction des déplacements pour P2(B) et P3(C):

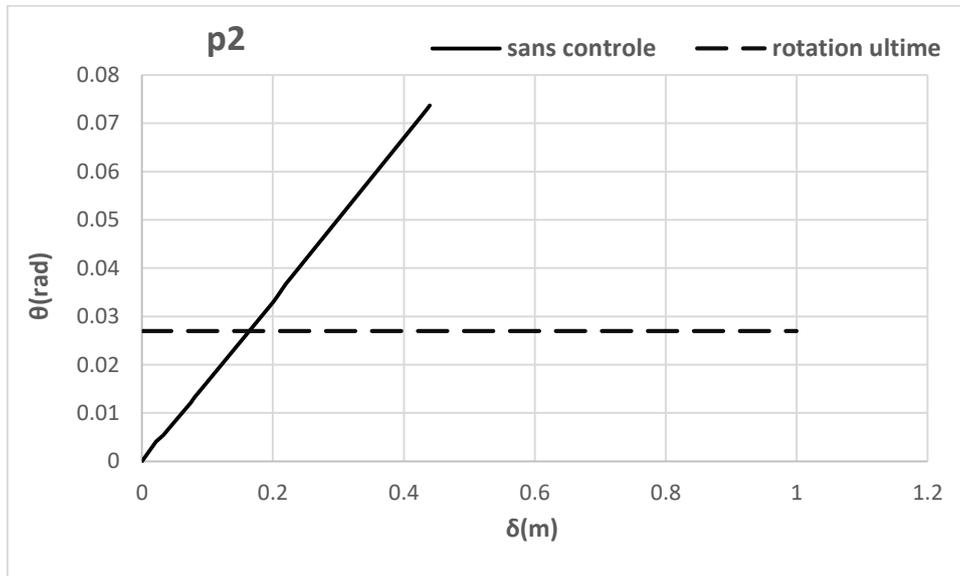


Figure 3 - 8 : réponse (rotation-déplacement P2)

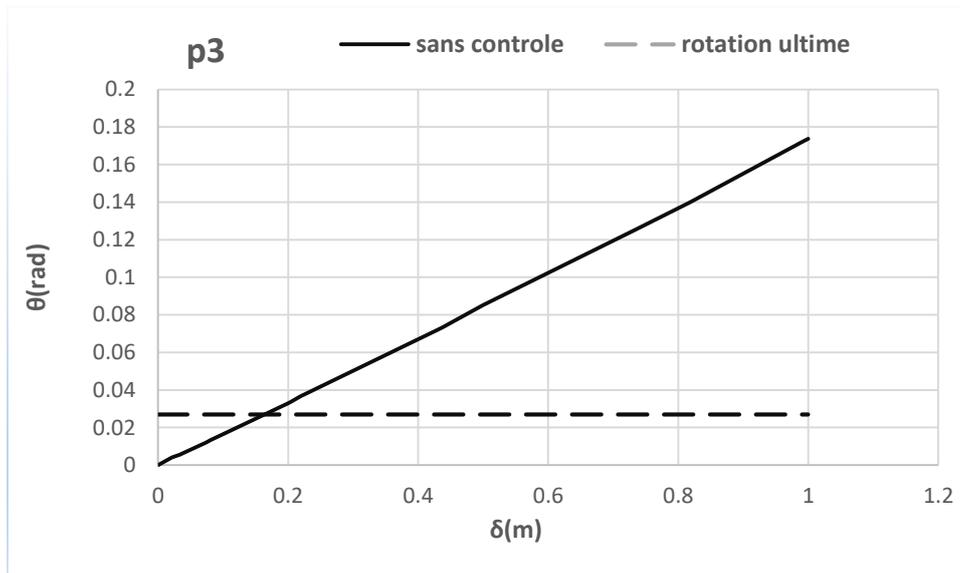


Figure 3 - 9 : réponse (rotation-déplacement P3)

Les figures (3-8) et (3-9) représentent la rotation en fonction de déplacement des deux points P2(B) et P3(C). La valeur de rotation ultime calculée avec la réglementation est de vaut 0.027 (rad).

Ainsi, en limitant les courbes de rotations de P2 et P3 avec cette valeur limite, on obtient les valeurs de déplacements suivants : Pour P2 on a : $\delta_u = 0.179$ m et P3 $\delta_u = 0.18$ m

3.2.2.3 Évolution des moments en fonction des rotations pour chaque point :

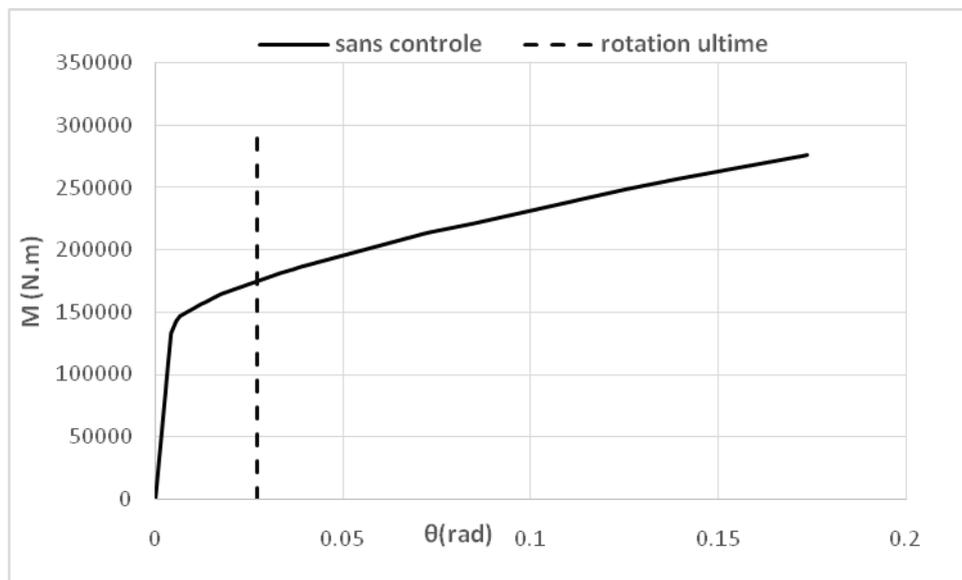


Figure 3 - 10 : réponse numérique (moment-rotation P1 (A))

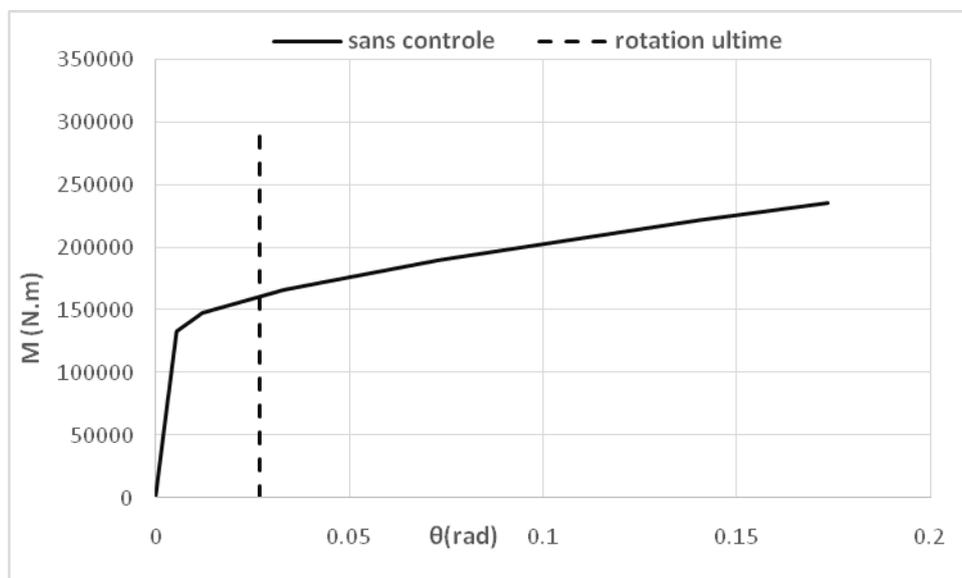


Figure 3 - 11 : réponse numérique (moment-rotation P2 (B))

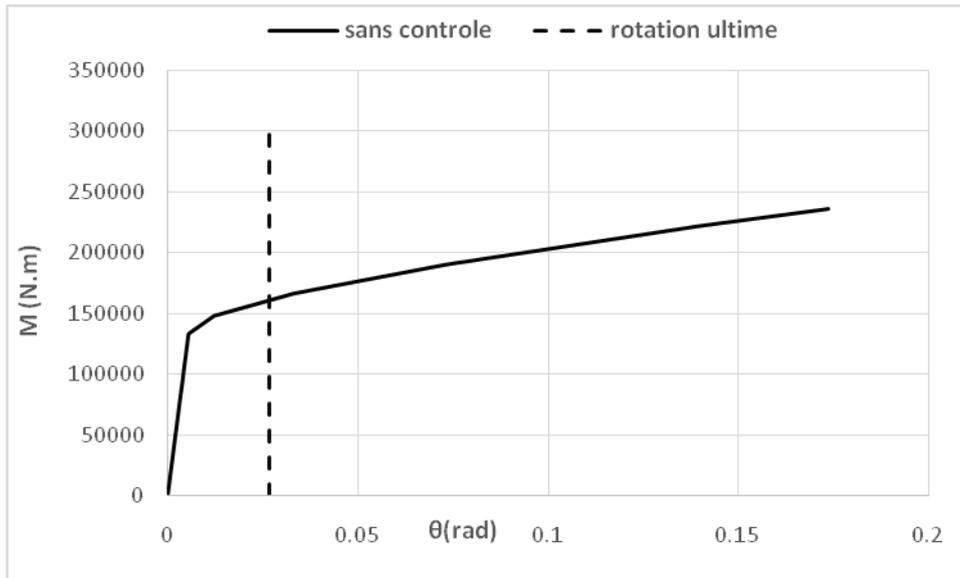


Figure 3 - 12 : réponse numérique (moment-rotation P3(C))

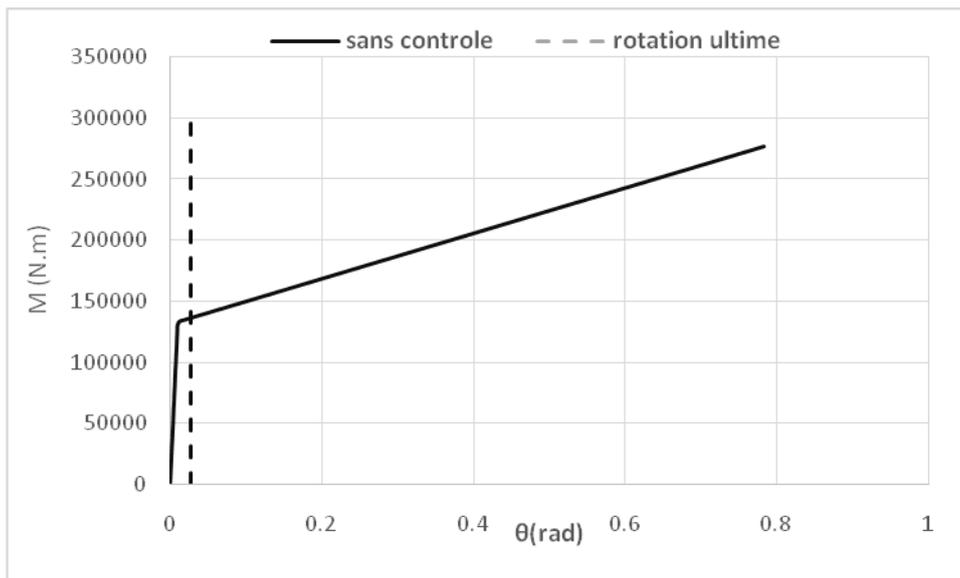


Figure 3 - 13 : réponse numérique (moment-rotation P4(D))

En imposant la valeur limite de rotation $\theta_u = 0.027$, on voit que toutes le courbes sont modifiées.

3.2.2.4 Courbe de capacité avec contrôle et sans contrôle :

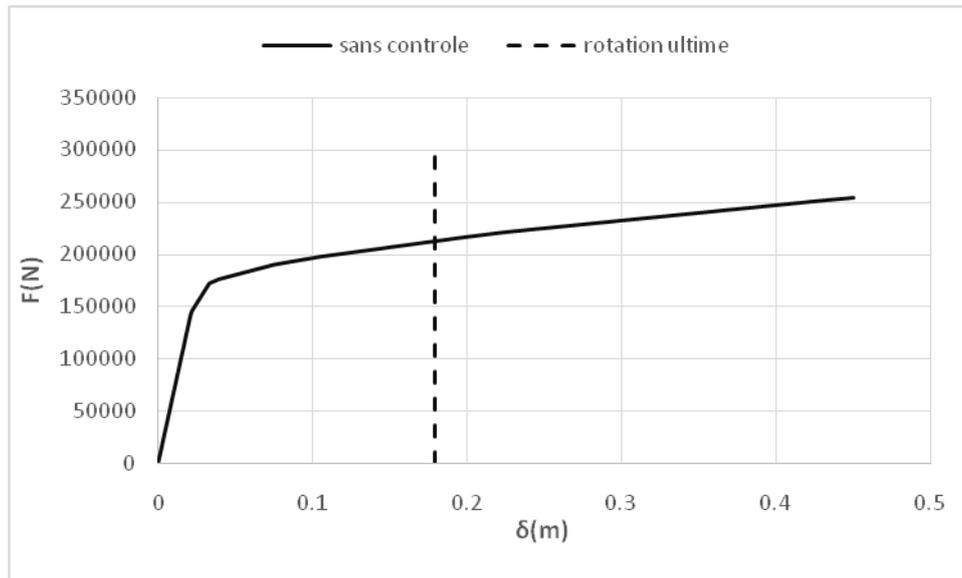


Figure 3 - 14 : réponse globale numérique (force-déplacement)

En contrôlant la courbe numérique avec un déplacement limite correspondant à la rotation limite, on voit que la courbe de capacité est complètement modifiée. La ductilité de déplacement devient

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0,18}{0,018} = 10$$

Il est à noter que le calcul analytique donne des résultats similaires à ceux contrôlés. Le problème de calcul analytique est qu'il est difficilement généralisable sur des structures complexes.

3.3 Chargement cyclique :

- On refait les mêmes analyses avec un chargement statique-cyclique. (Figure 3-15).

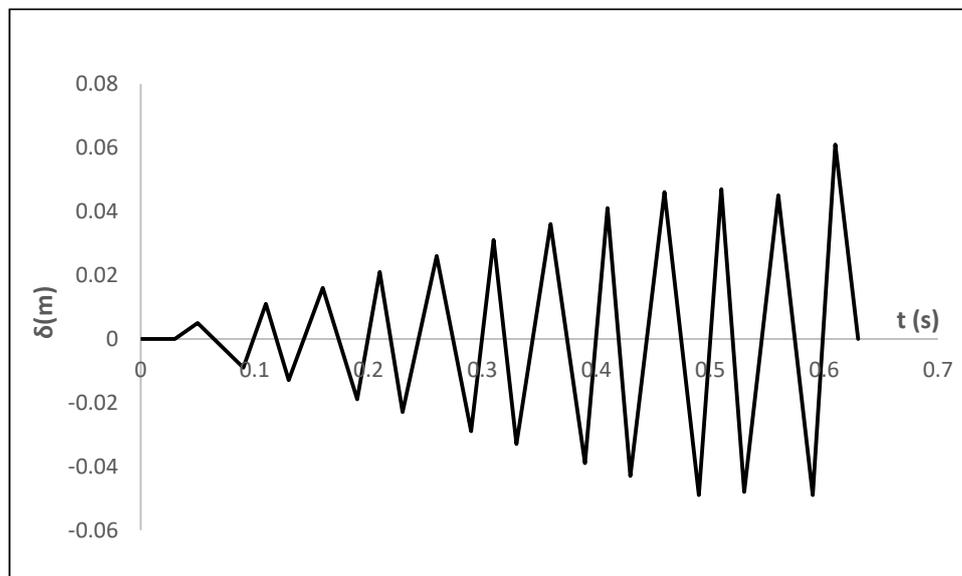


Figure 3 - 15 : déplacement-temps.

3.3.1 Résultat numérique obtenu par cast3m :

3.3.1.1 Réponse force déplacement sans contrôle de rotule plastique :

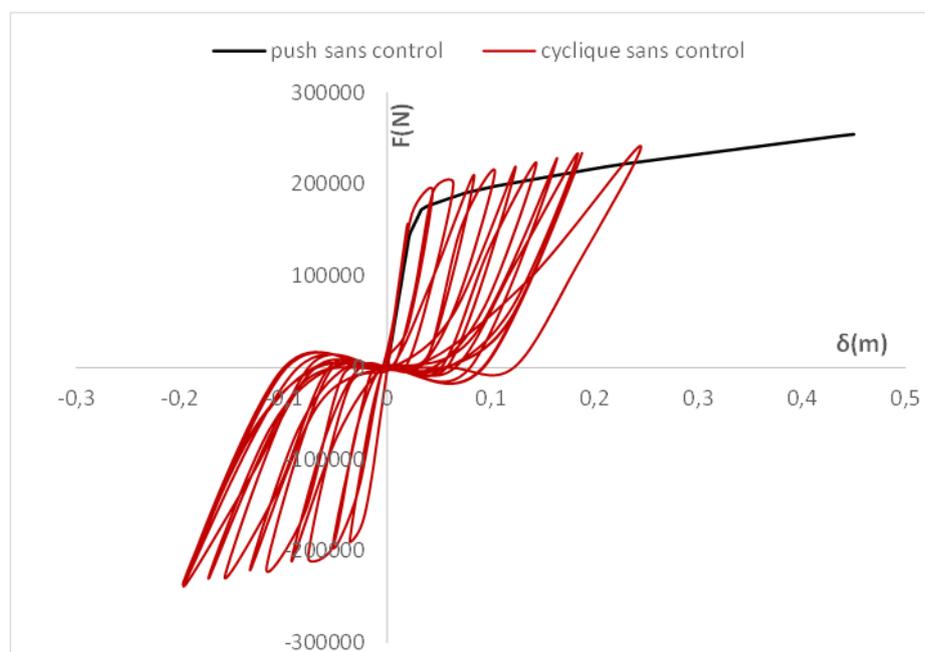


Figure 3 - 16 : réponse globale numérique push-over et cyclique (force-déplacement).

Un chargement statique constitue une sorte de courbe enveloppe à la réponse non linéaire statique cyclique (figure 3.16). L'intérêt principal de ce calcul est d'analyser le comportement de la structure pour des niveaux de non linéarité proches de ceux rencontrés dans le cadre du calcul dynamique non linéaire.

La confrontation de la réponse globale expérimentale avec les résultats numériques montre que l'effort ultime estimé par le modèle passe par la réponse globale expérimentale. On peut dire aussi qu'après la plastification des armatures longitudinale la forme des cycles évolue suivant leurs comportements.

3.3.1.2 Évolution des rotations en fonction des déplacements pour p2 et p3:

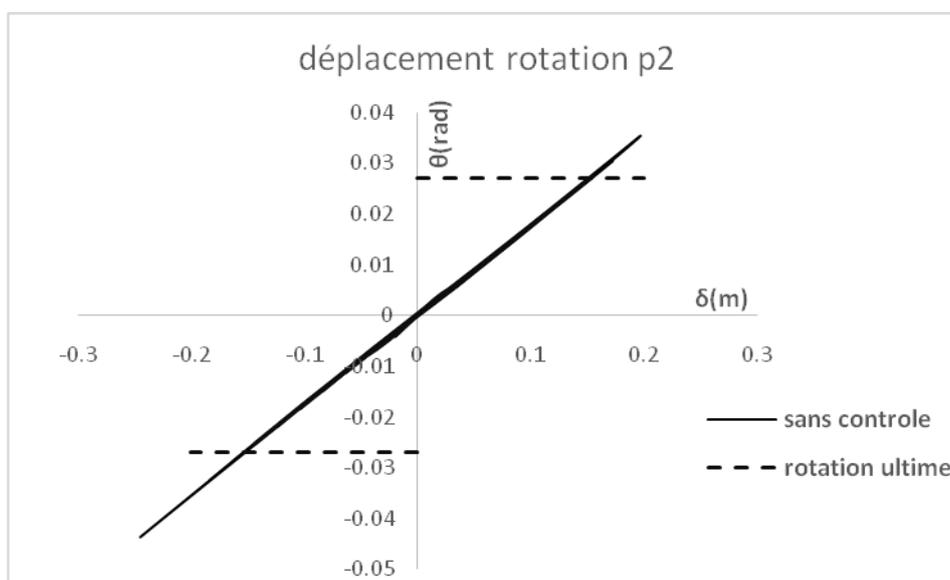


Figure 3 - 17 : réponse sous chargement cyclique (rotation-déplacement P2).

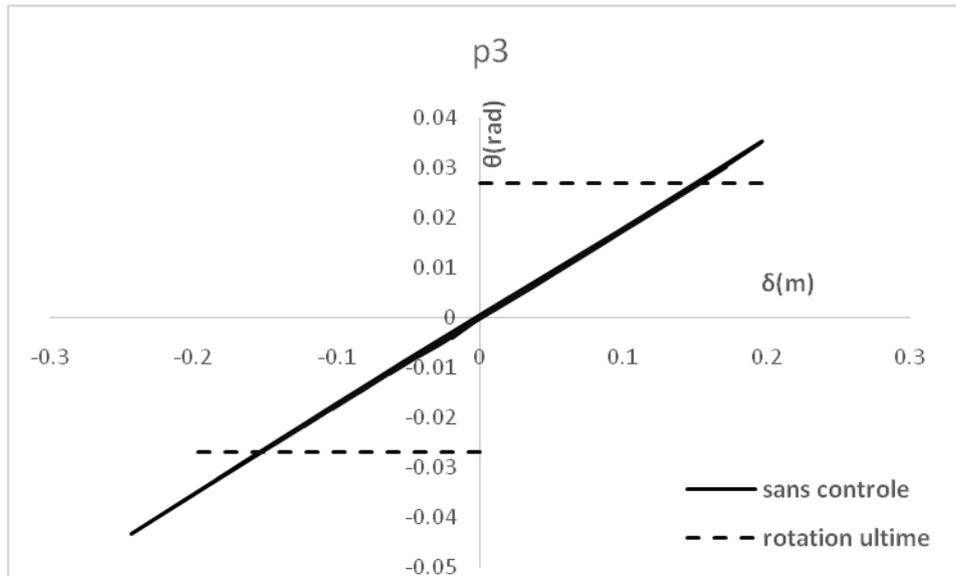


Figure 3 - 18 : réponse sous chargement cyclique (rotation-déplacement P3)

Les deux figures représentent la rotation en fonction des déplacements des deux points P2 et P3. On a limité les deux graphes avec la rotation ultime qui vaut 0,027 rad ce qui donne les déplacements suivants : $\delta_u = 0.156 \text{ m}$ pour P2 et $\delta_u = 0.1557 \text{ m}$ pour P3.

3.3.1.3 Évolution des moments en fonction des rotations :

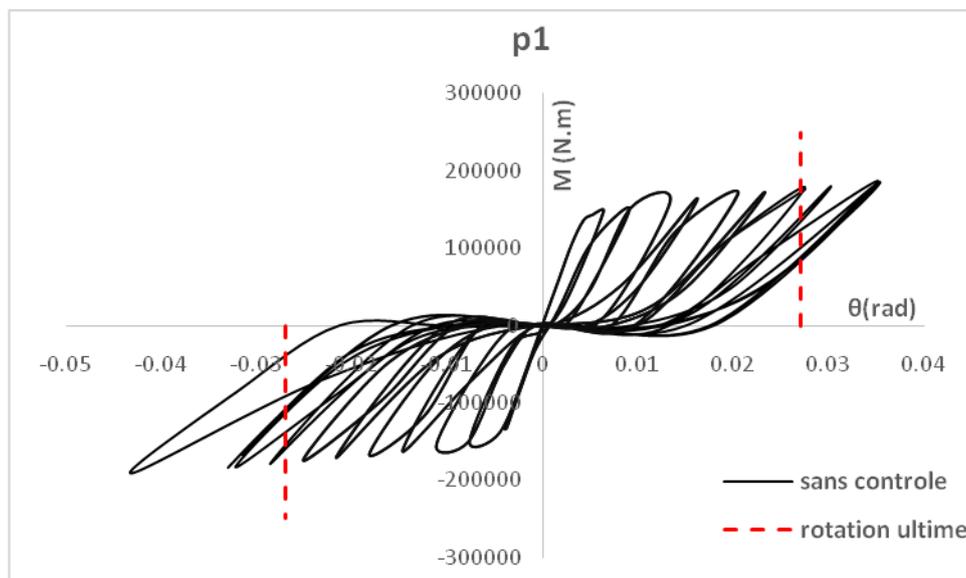


Figure 3 - 19 : réponse globale numérique (moment-rotation P1).

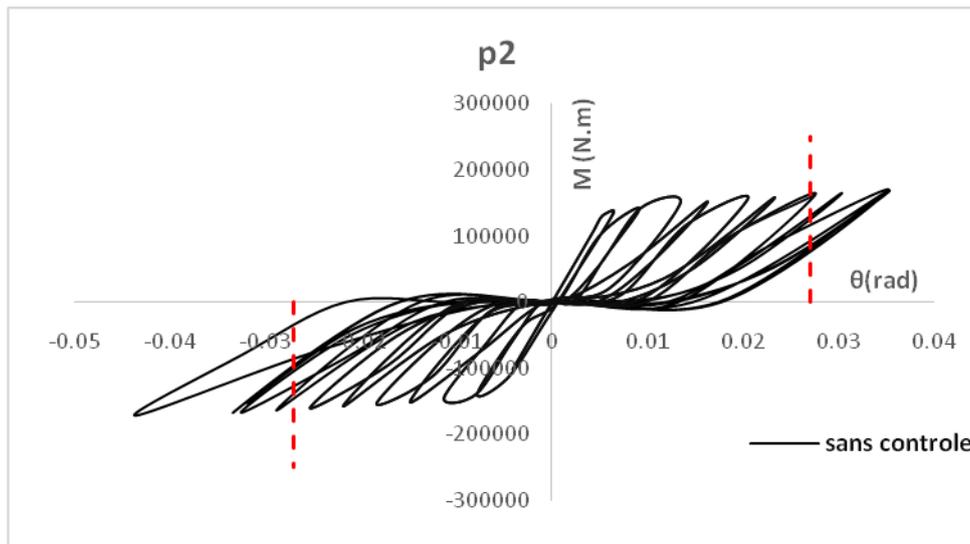


Figure 3 - 20 : réponse globale numérique (moment rotationP2)

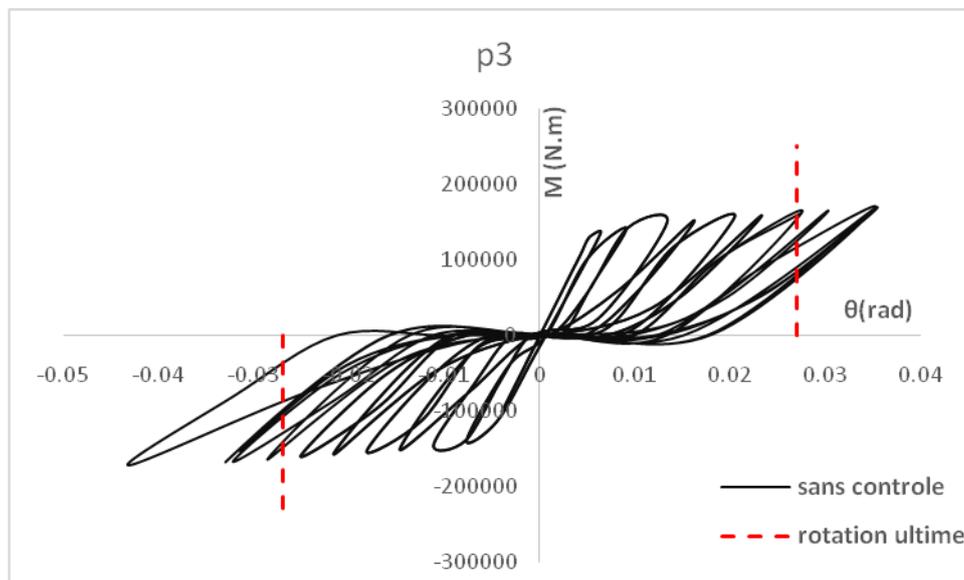


Figure 3 - 21 : réponse globale numérique (moment-rotation P3).

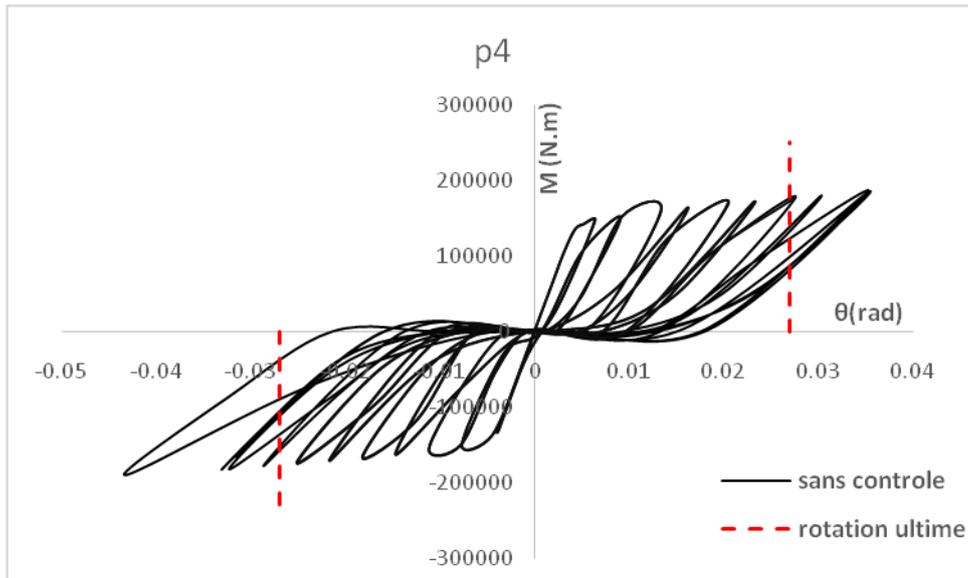


Figure 3 - 22 : réponse globale numérique (moment-rotation P4)

Les quatre dernières figures représentent les résultats numériques du moment en fonction de la rotation pour chaque zone critique du portique. On constate que chaque rotule a dépassé sa limite élastique et elle s'est plastifiée sans et avec contrôle.

Ainsi on remarque que le palier de ductilité diminue lors de la limitation du graphe par la rotation ultime des rotules

Réponse force déplacements avec et sans contrôle :

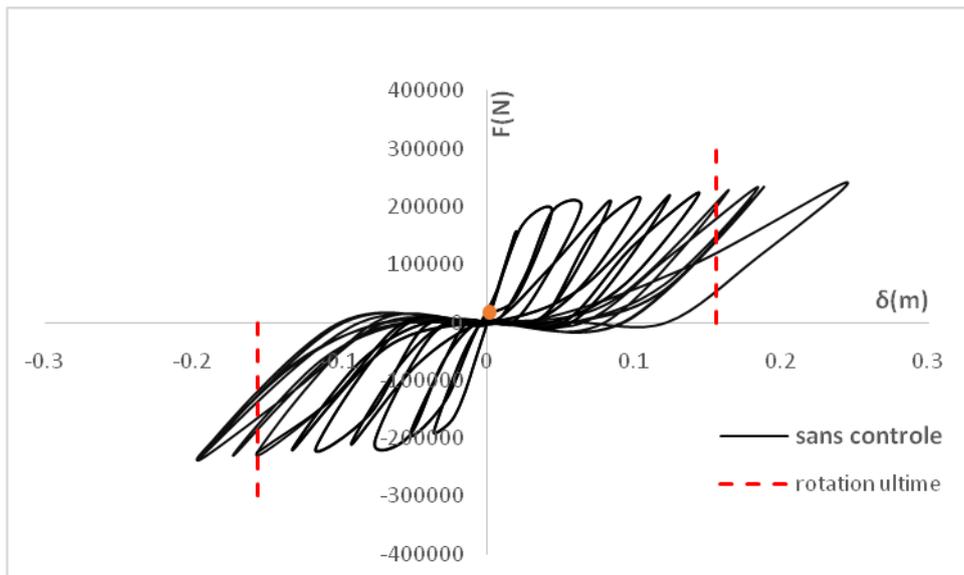


Figure 3 - 23: réponse globale numérique cyclique (force-déplacement).

Cette courbe représente le résultat numérique, d'après la courbe on constate que la ductilité de la structure diminue après le contrôle des rotules plastiques

3.4 Chargement sismique :

Dans ce qui suit, on applique un chargement transitoire non-linéaire (signal sismique) (figure 3-24).

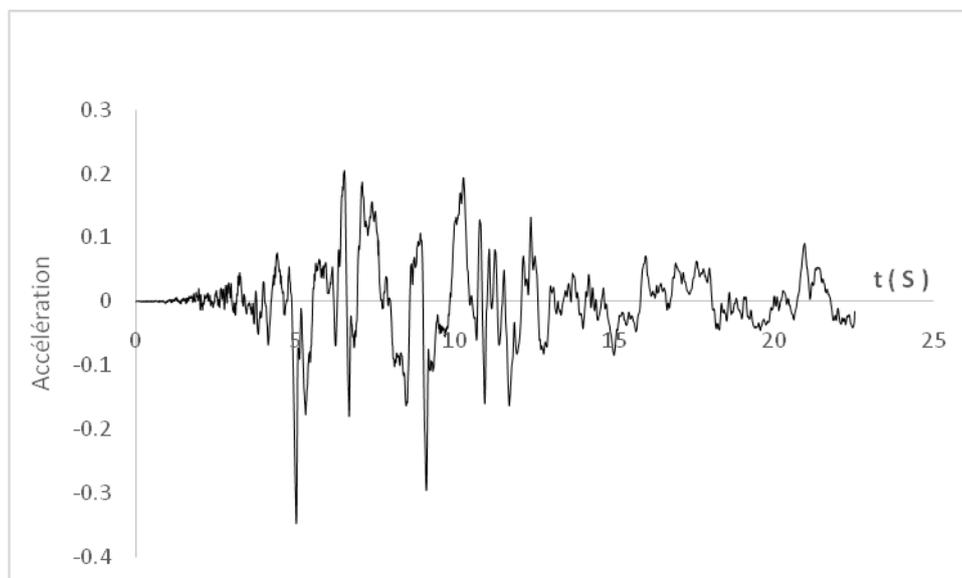


Figure 3 - 24 : signal sismique (Kocaeli, Turc 1999).

Le séisme de Kocaeli :

Le 17 aout 1999 à 3 heures du matin la région de Kocaeli (Izmit) a l'ouest de la Turquie a été secoué par un tremblement de terre dont la magnitude est estimée à 7,4 Mw .

Son épicerentre était situé près de Gölcük à une dizaine de kilomètres au sud de la ville d'izmit à environ 90 Km a l'est d'Istanbul et à une profondeur de 17 Km. Il s'est déclenché dans une faille connue à l'origine de plusieurs séismes antérieurs.

3.4.1 Résultat numérique obtenu par cast3m :

3.4.1.1 Réponse déplacement temps :

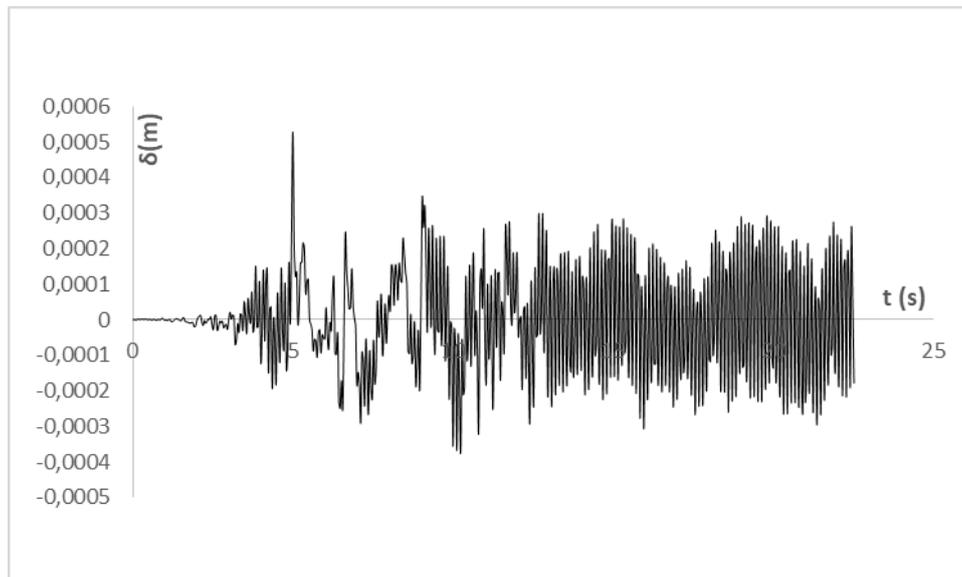


Figure 3 - 25 : réponse sismique (déplacement-temps).

3.4.1.2 Réponse force-déplacement :

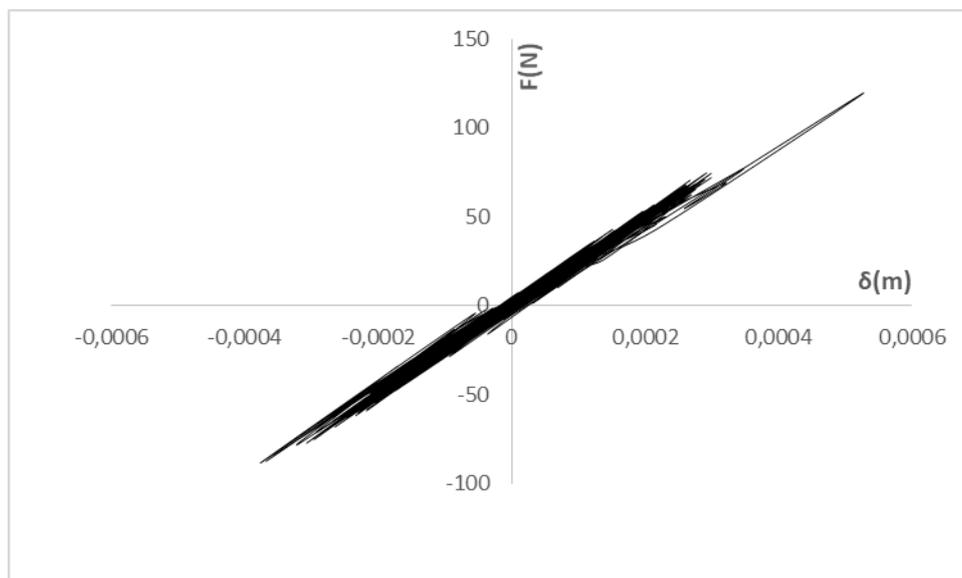


Figure 3 - 26 : réponse sismique (Force déplacement).

La Figure représente le résultat numérique obtenu par cast3m d'après la courbe en conclu que le signal sismique de Kocaeli est faible.

3.4.1.3 Évolution des rotations en fonction des déplacements pour p2 et p3:

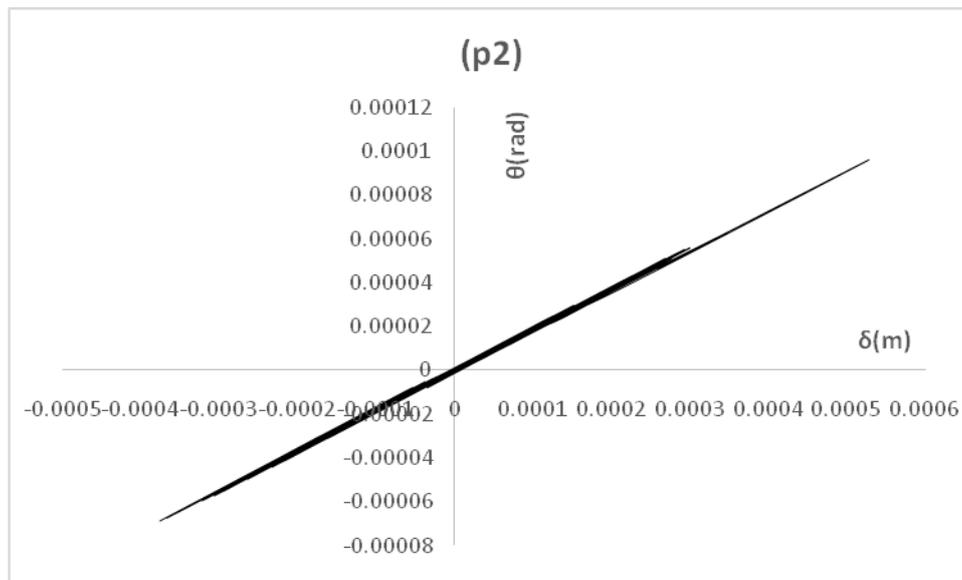


Figure 3 - 27 : réponse sismique (rotation déplacement p2).

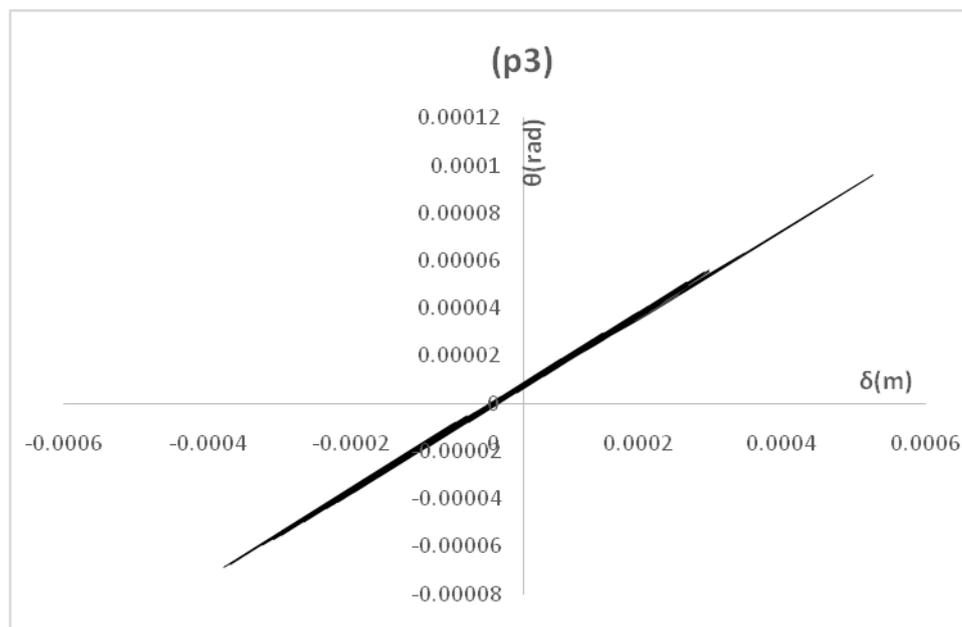


Figure 3 - 28 : réponse sismique (rotation déplacement P3).

Par la suite les deux figures représentent les rotations en fonction des déplacements pour chaque zone de portique (poutre & poteau) P2 et P3 dues au mouvement sismique de Kocaeli.

Le déplacement des deux points est un déplacement élastique linéaire avec une plastification largement faible qui signifie que le mouvement sismique est faible.

3.4.1.4 Évolution des moments en fonction des rotations pour chaque point :

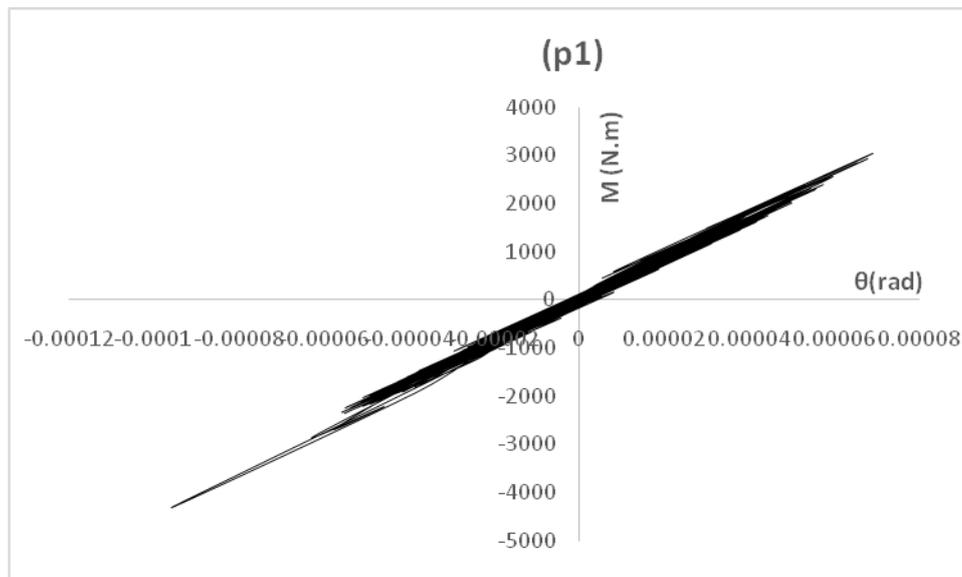


Figure 3 - 29 : réponse sismique (moment rotation P1).

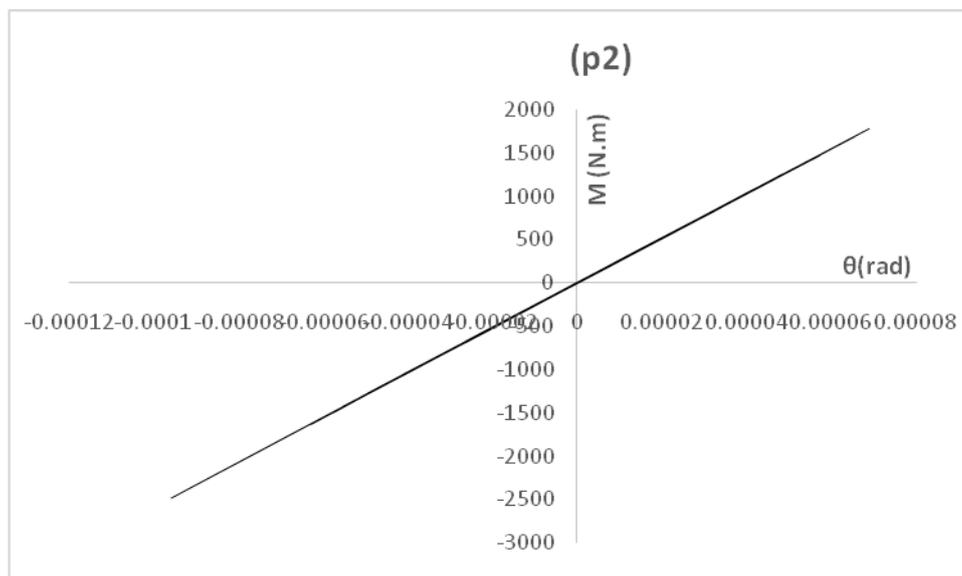


Figure 3 - 30 : réponse sismique (moment rotation P2).

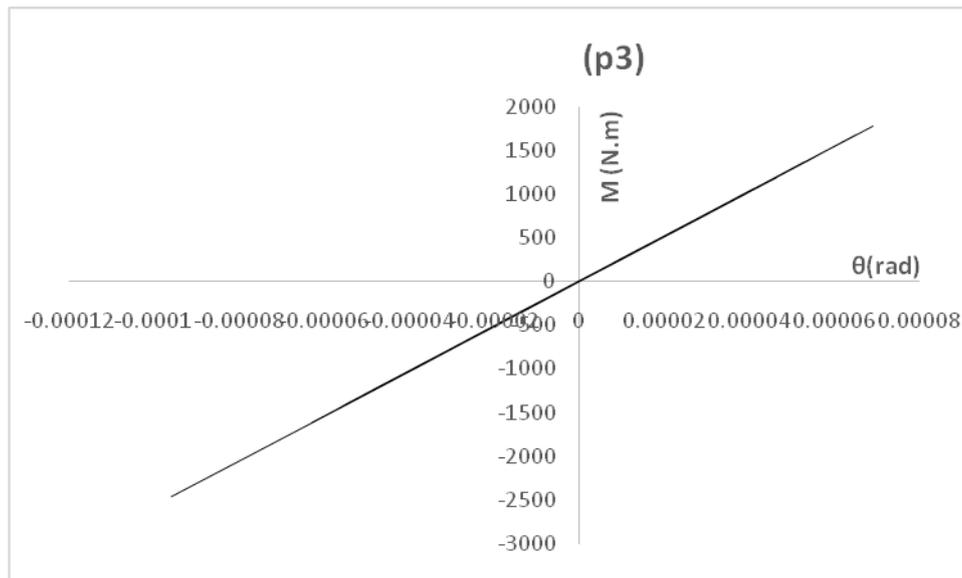


Figure 3 - 31 : réponse sismique (moment rotation P3).

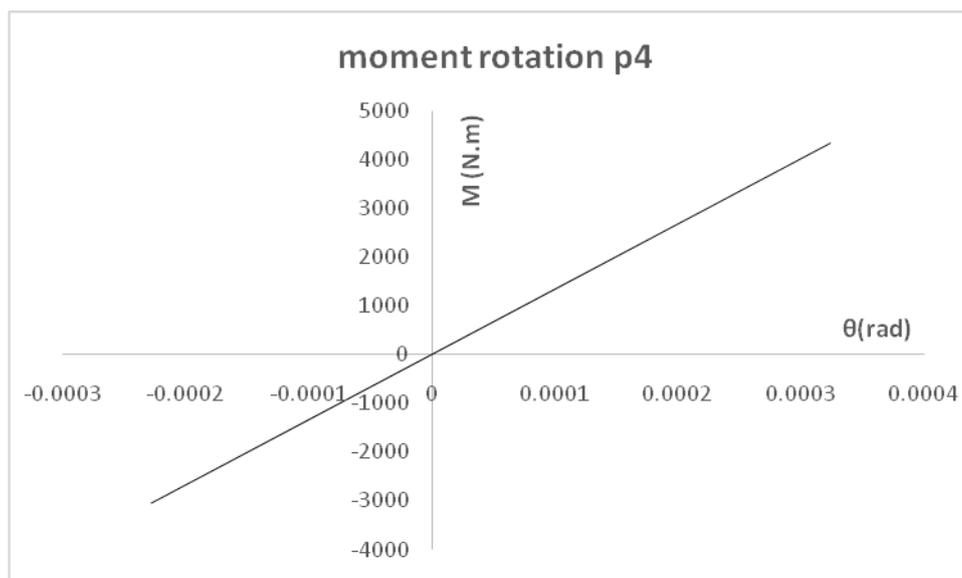


Figure 3 - 32 : réponse sismique (moment rotation P4)

Les Figures représentent les résultats numériques moment-rotation pour chaque zone de portique.

On constate que dans les rotations ne dépassent pas les limites élastiques. Par conséquent, les rotations sont réversibles après séisme. La conclusion globale qu'on peut tirer, que notre portique reste dans le domaine élastique, sans déformations inélastiques après excitation sismique.

3.5 Conclusion :

L'objectif final de ce chapitre était d'introduire le contrôle de dissipation plastique. L'exemple de portique sous chargement statique monotone et cyclique montre que le contrôle à une influence directe sur la ductilité. Pour les séismes, en fonction de l'intensité du séisme, ce contrôle peut plus au moins influencer la dissipation de la structure.

4 Chapitre 4 : Analyse plastique d'une structure (bâtiment en béton armé)

4.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on va s'intéresser à l'analyse plastique d'une structure (R+4) (2D) avec et sans voile. Tout d'abord la modélisation est validée sur un portique testé expérimentalement.

4.2 Présentation du portique testé expérimentalement par Vecchio :

Pour les sections des poteaux, poutres on a choisi un portique testé expérimentalement à l'échelle réelle est proposé pour la validation.

La Figure 4-3 montre la géométrie et le ferrailage du portique testé par Vecchio et Emara [2]. C'est un portique à grande échelle, avec une portée de 3.5m et une hauteur totale de 4.6m. Toutes les sections des éléments sont de 30cm de largeur et 40 cm de profondeur.

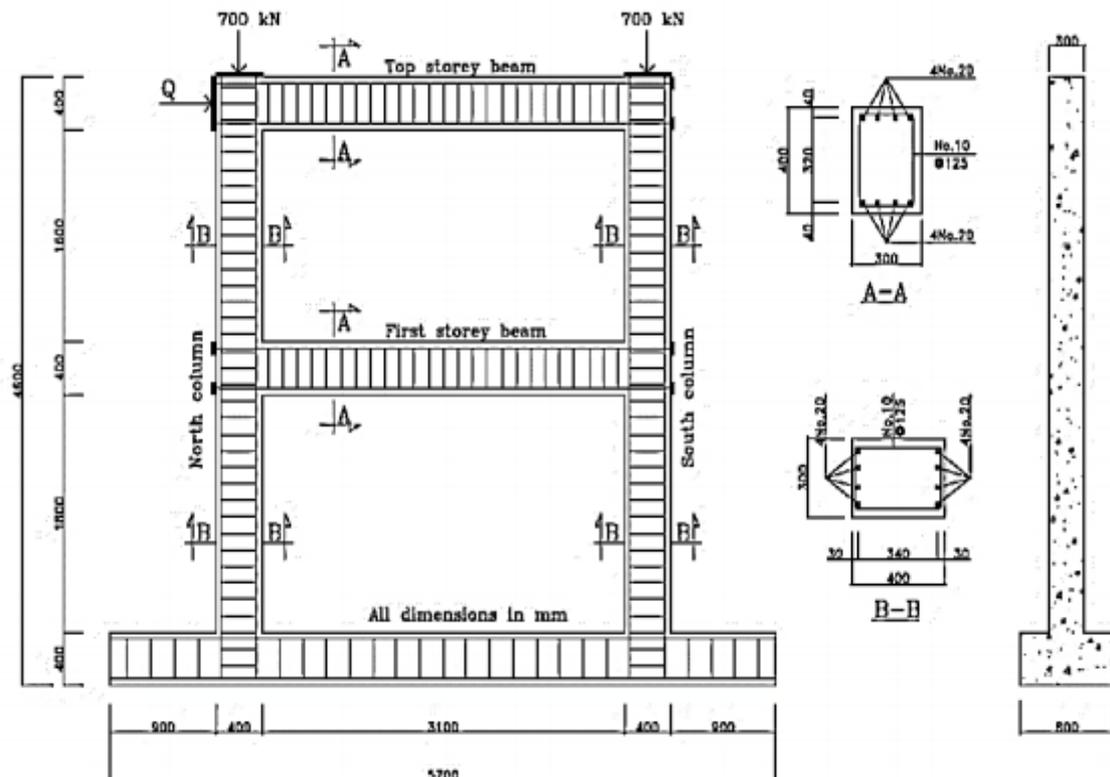


Figure 4 - 1 : Géométrie, ferrailage du portique.

4.2.1 Résultats :

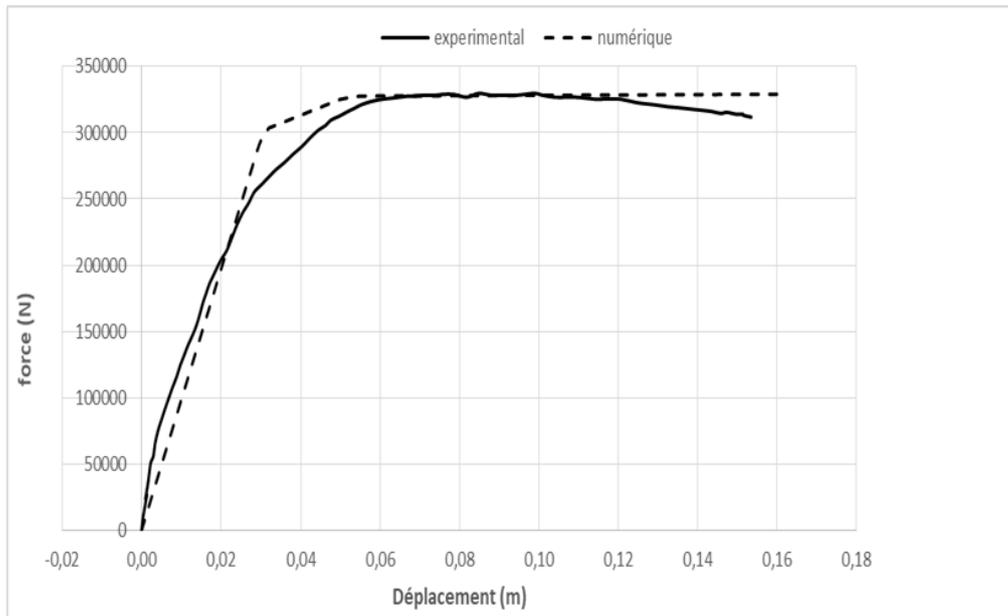


Figure 4 - 2 : la courbe de capacité push-over (expérimental et numérique).

La figure 4-2 montre la comparaison entre le résultat numérique et le résultat expérimental. De manière globale, on remarque que les résultats sont presque similaires, le modèle est ainsi validé.

4.3 Analyse statique non-linéaire d'une structure sans voiles :

L'objectif de cette section est de faire une étude push over et sismique d'une structure BA avec le séisme de Kocaeli. .

Les résultats sont représentés sous forme de courbes reliant l'effort tranchant (la force) à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure (courbe de capacité) pour l'analyse push over et des courbes force-déplacement et déplacement-temps pour l'analyse sismique.

4.3.1 Présentation de la structure sans voile :

Notre structure est composée de 4 niveaux, avec une portée de 3.5m et une hauteur totale de 4.6m. Toutes les sections des éléments sont de 30cm de largeur et 40cm de profondeur.

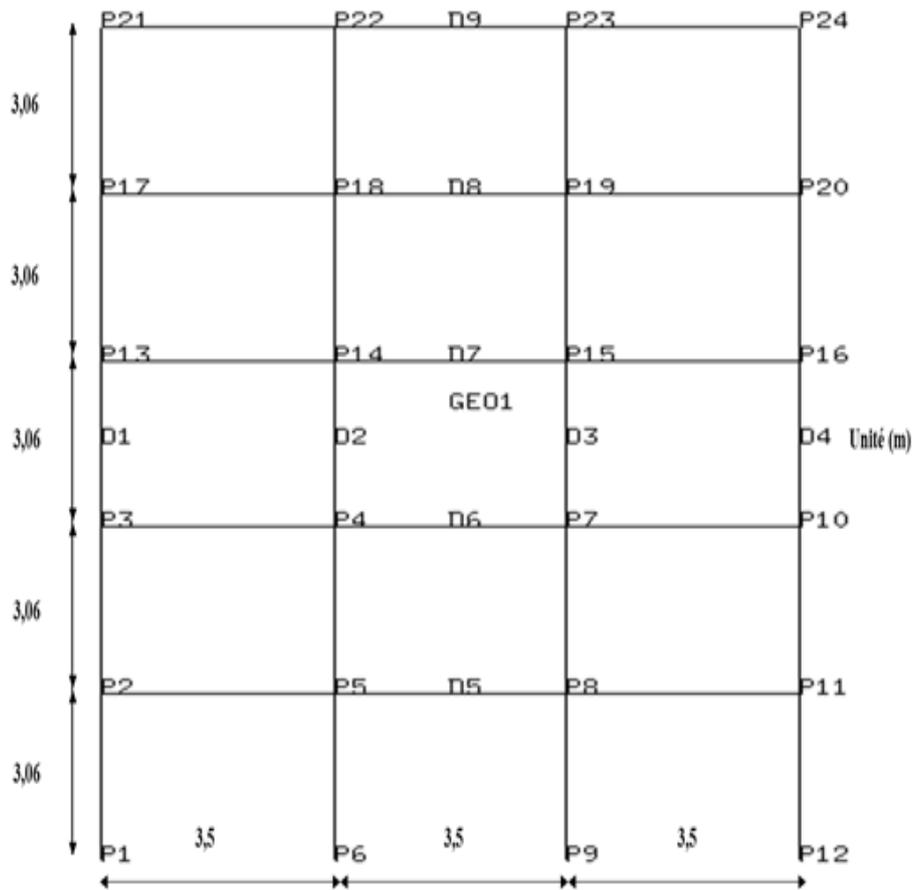


Figure 4 - 3: Discrétisation EF de la structure en BA sans voile(Cast3M).

4.3.1.1 Réponses numériques de la structure sans voile :

Les simulations numériques sont effectuées avec trois variantes :

1. Modèle de Takeda sans modification et sans contrôle (Sans contrôle)
2. Modèle de Takeda en faisant le contrôle de la rotation ultime (calculée par EC8) en post traitement, après la simulation (Avec contrôle)
3. Modèle de Takeda en introduisant la rotation ultime dans le modèle (appelée Takeda modifié)

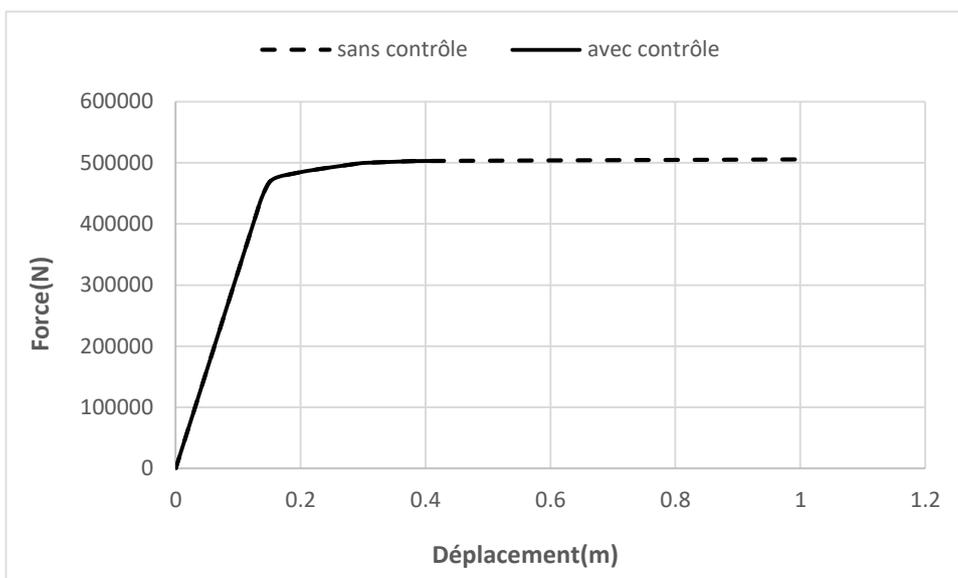


Figure 4 - 4: la courbe de capacité push-over avec et sans contrôle pour la structure sans voile.

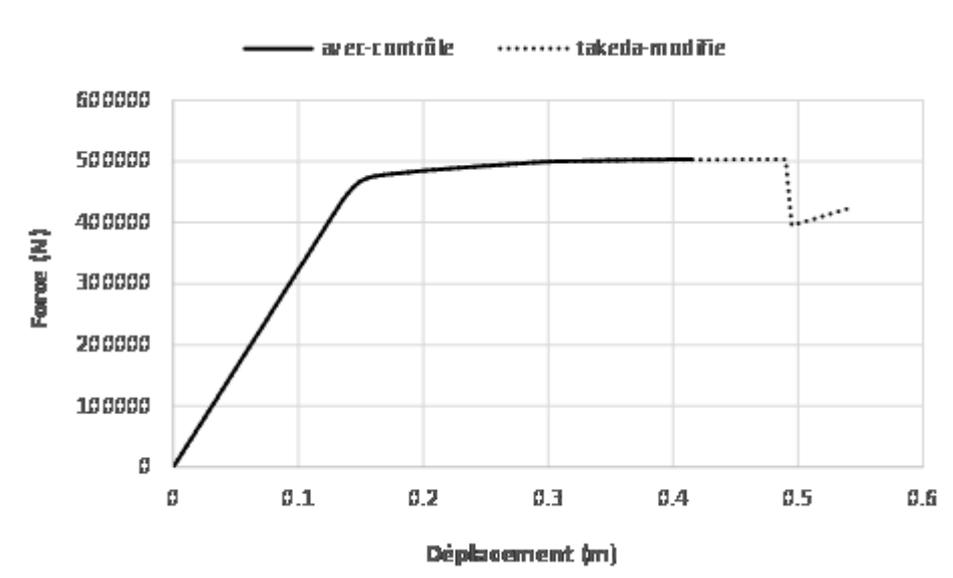


Figure 4 - 5: la courbe de capacité push-over : avec contrôle et Takeda modifié.

Une analyse Push-over est réalisée sur la structure (sans voiles) avec les trois variantes. Les résultats sont présentés sur les Figures 4-4 et 4-5. Ces figures montrent que les modifications apportées permettent de simuler la rupture dans un intervalle [0.4-0.5] (m). La figure 4-5 montre la pertinence des modifications au modèle de Takeda. Sans cette modification, le modèle original de Takeda serait limité à la reproduction du palier plastique.

4.3.1.1.1 Facteur Ductilité déplacement :

Δ_u Déplacement correspondent au déplacement ultime.

Δ_y Déplacement élastique.

Facteur de ductilité avec Takeda modifié :

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0,49}{0,15} = 3,27$$

Facteur de ductilité avec contrôle :

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0,42}{0,15} = 2,8$$

4.3.1.2 Discussion des résultats dans le cadre du FEMA273 :

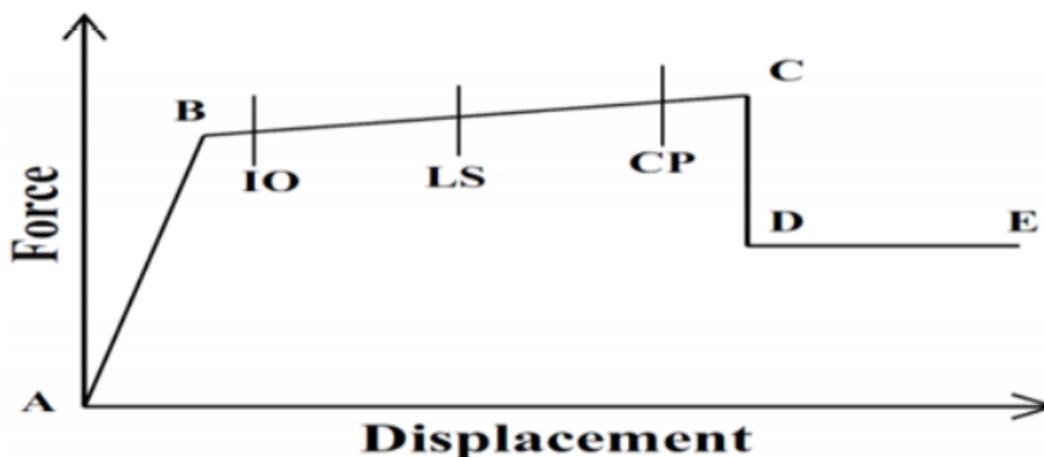


Figure 4 - 6: Réponse plastique typique avec niveaux de dommage

La figure 4-6 représente le comportement avant et après plastification avec les niveaux de dommages correspondants.

Le tableau suivant montre une comparaison entre les résultats obtenus par la réglementation American FEMA 273 et la rotation plastique calculée par EC8 pour les sections BA utilisée dans la structure BA.

Tableau 4 - 1: FEMA273 Vs. EC8.

	immediate occupancy (IO)	life safety (LS)	collapse prevention (CP)
plastic rotation angle (radian)	0,005	0,01	0,02
Rotation plastique EC8	/	/	0,026

Dans un premier temps, l'étude s'est concentrée sur le développement des rotules plastiques dans une Structure sans voiles. Les résultats de cette étude sont présentés dans le tableau 4-2 et la figure 4-7 :

Le tableau montre les valeurs des rotations plastiques (calculé par Cast3M) des points choisis et comparé avec les résultats obtenus par la réglementation American FEMA 273 (structure sans voile).

Tableau 4 - 2: les valeurs des rotations plastiques comparées avec FEMA 273 (structure sans voile).

POINTS	θ_{pl}	FEMA 273	SYMBOLES
P2	0,0208	> 0,02	CP
P11	0,0208	> 0,02	CP
P3	0,0270	> 0,02	CP
P4	0,0133	> 0,01	LS
P7	0,0134	> 0,01	LS
P10	0,0270	> 0,02	CP
P13	0,0270	> 0,02	CP
P15	0,0138	> 0,01	LS
P16	0,0271	> 0,02	CP
P18	0,00982	> 0,005	IO
P19	0,00972	> 0,005	IO
P20	0,0208	> 0,02	CP
P21	0,00742	> 0,005	IO
P5	0,00992	> 0,005	IO
P8	0,00992	> 0,005	IO
P17	0,0210	> 0,02	CP
P22	-0,000512	< 0,005	IO
P23	-0,000435	< 0,005	IO
P24	0,00712	> 0,005	IO
P14	0,0139	> 0,01	LS

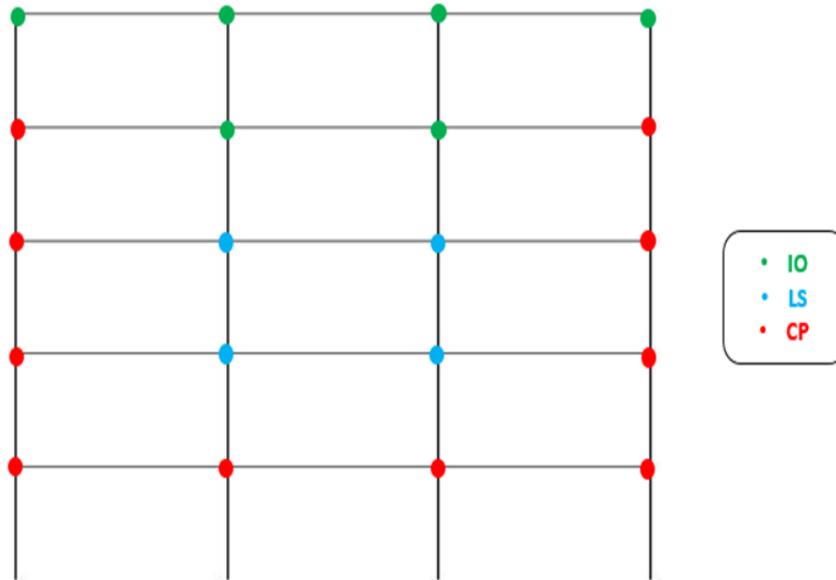


Figure 4 - 7: Emplacement des rotules plastiques dans la structure sans voile avec le niveau de dommage correspondant.

La figure 4-7 montre l'emplacement des rotules plastiques dans la structure sans voile avec le niveau de dommage correspondant.

4.3.2 Structure avec voile :

Notre structure est un portique à deux dimensions en béton armé composé de 4 niveaux, avec une portée de 3.5m et une hauteur totale de 4.6m. Toutes les sections des éléments sont de 30cm de largeur et 40cm de profondeur. Les voiles sont d'une épaisseur de 0,8m avec la disposition représentée sur la figure 4-8.

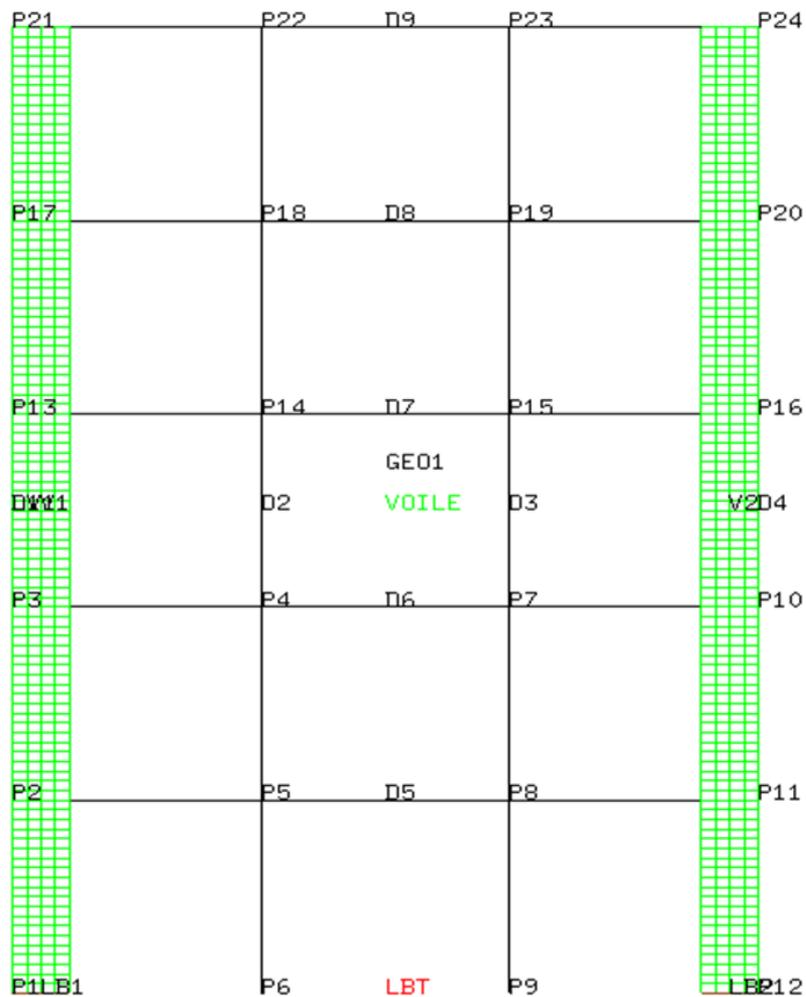


Figure 4 - 8: Discrétisation de la structure en BA par Cast3M (avec voiles).

4.3.2.1 Réponses numériques :

Comme pour la structure sans voile, la structure avec voile a été simulée avec les trois variantes du modèle.

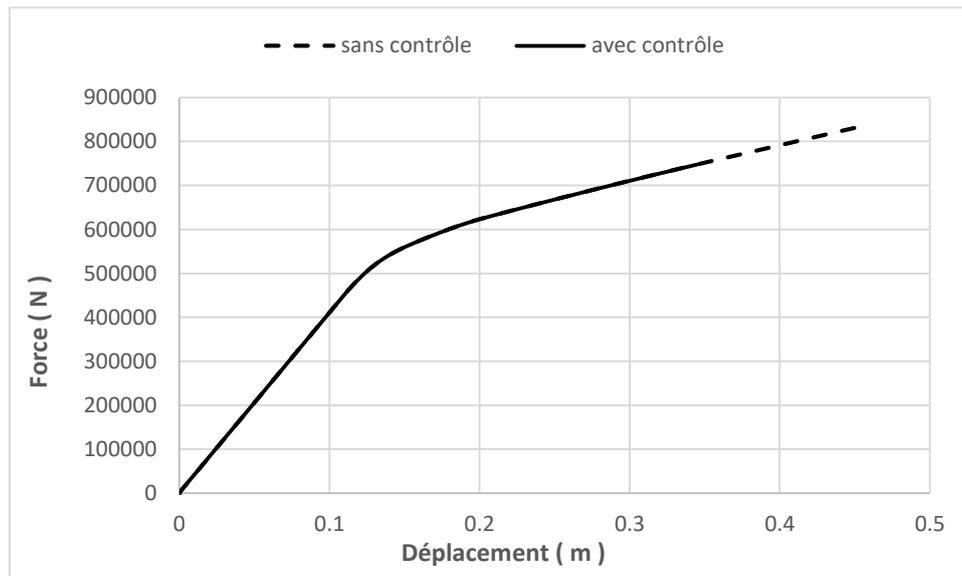


Figure 4 - 9: la courbe de capacité push-over avec et sans contrôle pour la structure avec voile

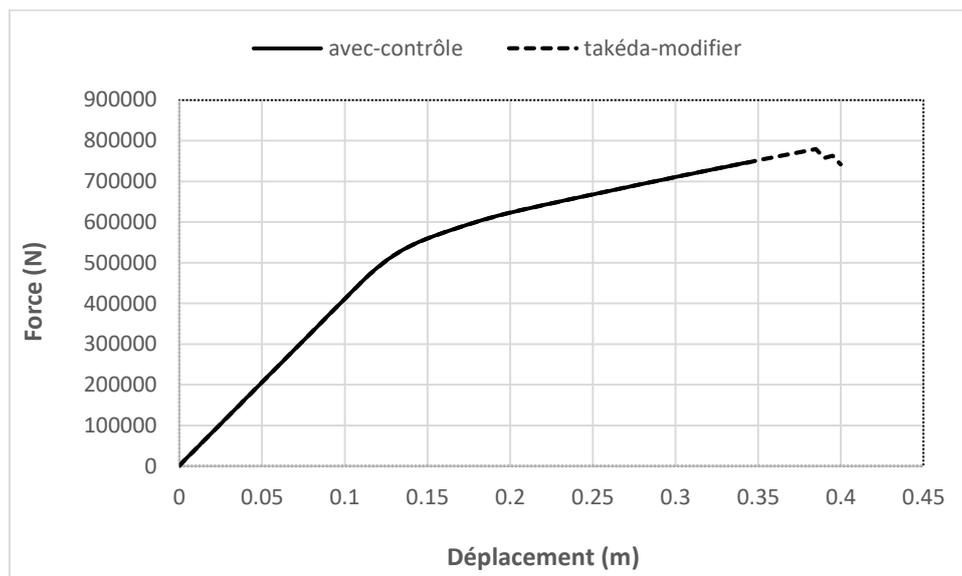


Figure 4 - 10: la courbe de capacité push-over : Avec contrôle Vs Takeda modifié

On remarque que la structure devient plus rigide après l'ajout des voiles avec une force de rupture plus élevée. Quand au palier plastique la comparaison serait sans sens, car le comportement des voiles est considéré élastique linéaire.

4.3.2.2 Discussion des résultats dans le cadre du FEMA :

L'étude s'est concentrée sur le développement des rotules plastiques dans une Structure avec voiles. Après l'apparition des rotules plastiques au voisinage des nœuds de la structure, et afin de minimiser dommages aux sections de stratification, nous avons introduit le contreventement des voiles aux deux extrémités de la structure. Les résultats de cette étude sont présentés dans le tableau 4-3 et la figure 4-11 en termes de valeurs de rotations plastiques.

Le tableau montre les valeurs des rotations plastiques (calculé par Cast3M) des points choisis et comparés avec les résultats obtenus par la réglementation American FEMA 273 (structure avec voile).

Tableau 4 - 3: les valeurs des rotations plastiques comparées avec FEMA 273 (structure avec voile).

Points	θ_{pl}	FEMA 273	symbole
P2	-0.00348	< 0,005	IO
P3	-0.00348	<0,005	IO
P4	0.03112	> 0,02	CP
P5	0.01002	>0,01	LS
P7	0.03076	> 0,02	CP
P8	0.01002	>0,01	LS
P10	-0.00348	< 0,005	IO
P11	-0.00348	< 0,005	IO
P13	-0.00348	< 0,005	IO
P14	0.04126	> 0,02	CP
P15	0.0409	> 0,02	CP
P16	-0.00348	< 0,005	IO
P17	-0.00348	< 0,005	IO
P18	0.04848	> 0,02	CP
P19	0.04791	> 0,02	CP
P20	-0.00348	< 0,005	IO
P21	-0.00348	< 0,005	IO
P22	0.0018643	< 0,005	IO
P23	0.0013318	< 0,005	IO

P24

-0.00348

< 0,005

IO

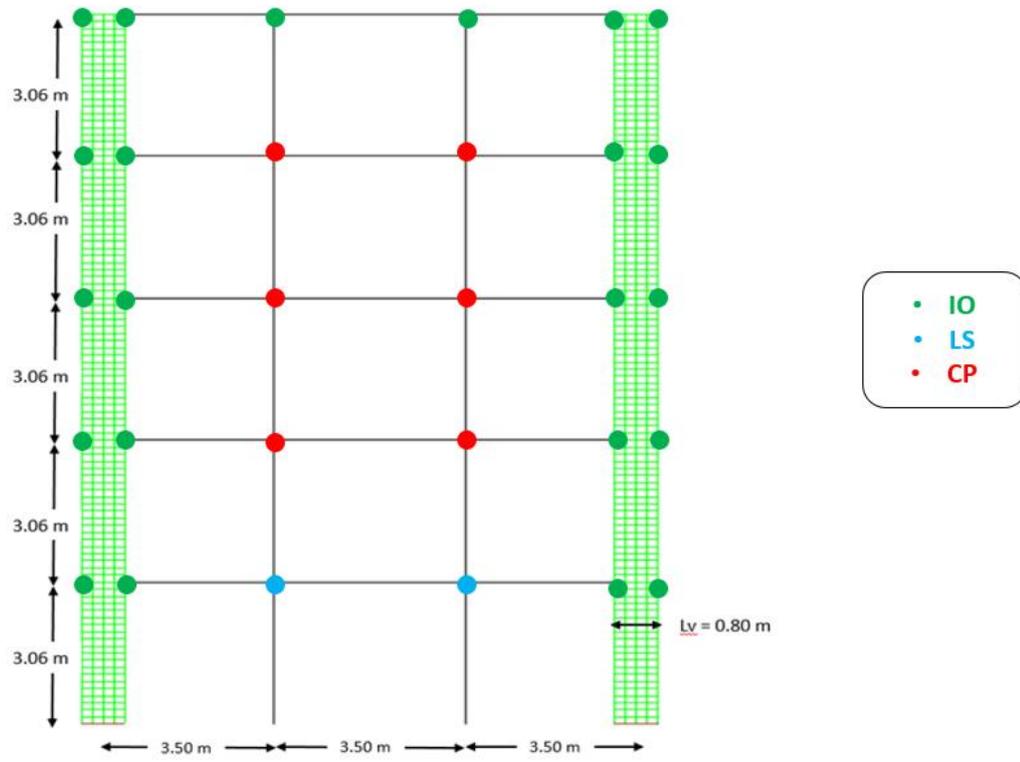


Figure 4 - 11 : Emplacement des rotules plastiques dans la structure avec voile.

La figure 4-11 présente l'emplacement des rotules plastiques dans la structure avec voiles. Les niveaux de dommages sont également fournis.

4.4 Analyse sismique non linéaire :

Dans ce qui suit, on applique un chargement transitoire non-linéaire KOCAELI.

4.4.1 Déplacement imposé KOCAELI :

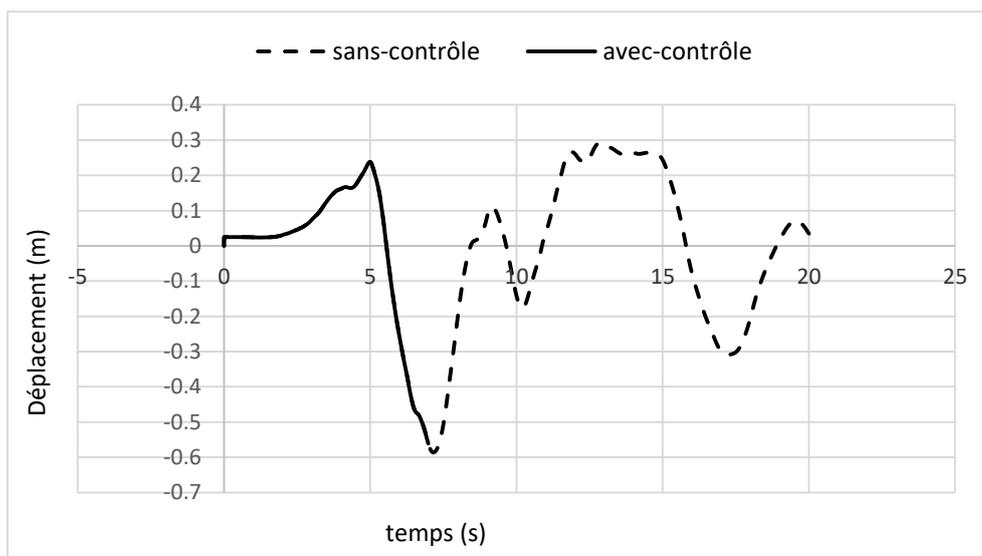


Figure 4 - 12: réponse sismique (déplacement-temps).

Les figures 4-12 et 4-13 montrent l'évolution temporelle du déplacement maximal et la courbe de capacité pour le cas contrôlé et sans contrôle

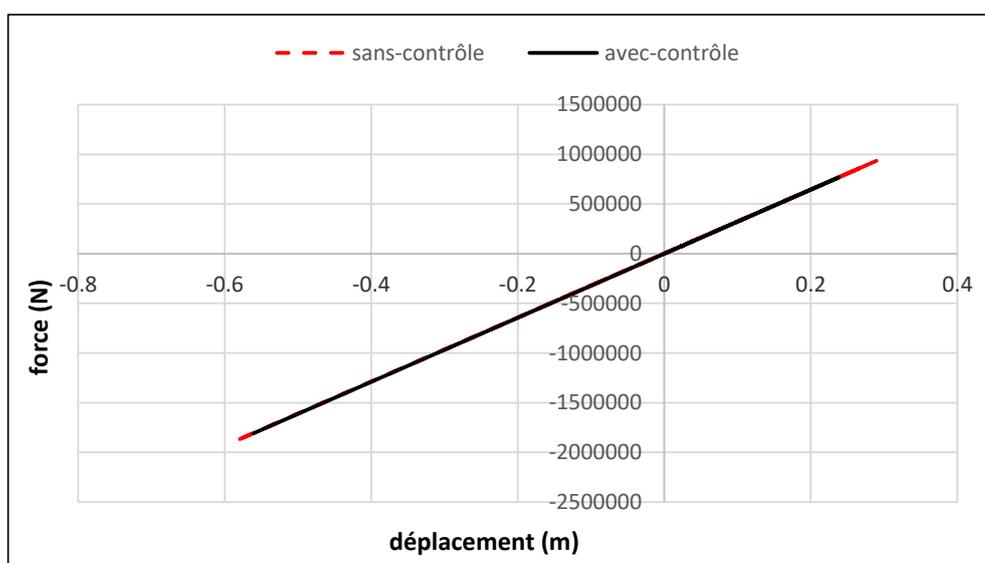


Figure 4 - 13: réponse sismique (Force-Déplacement).

La structure reste dans le domaine élastique. Le contrôle n'apporte pas de grandes modifications.

4.4.2 Accélération KOCAELI :

Les résultats suivants sont simulés en considérant une accélération sismique.

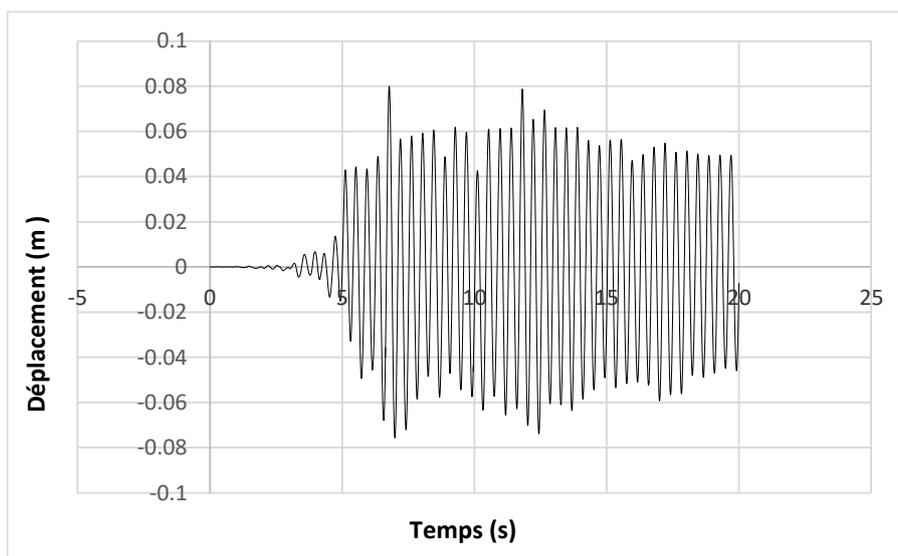


Figure 4 - 14: réponse sismique (déplacement-temps).

Le mouvement est un mouvement oscillatoire avec une valeur de déplacement max=0.08m. Une petite incursion dans le domaine plastique est observée. Mais, puisque le signal sismique est faible, le contrôle de dissipation n'a pas d'influence sur la réponse plastique.

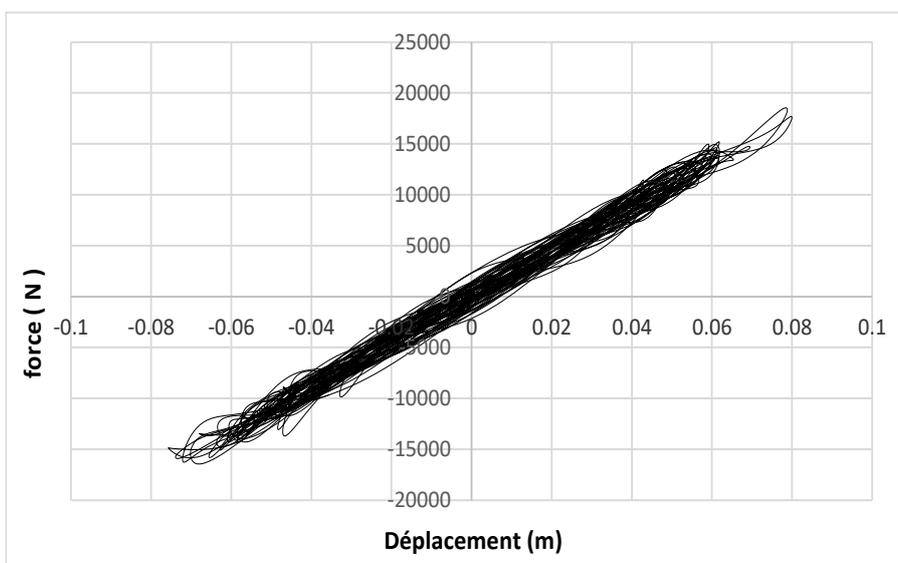


Figure 4 - 15 : réponse sismique (Force-Déplacement).

4.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réalisé :

- Une simulation plastique quasi-statique d'une structure BA. En introduisant le contrôle plastique (dans le modèle ou en post traitement) la ductilité de la structure est modifiée.
- L'analyse sismique transitoire a été réalisée avec un séisme qui n'a pas donnée de grandes incursions dans le domaine plastique. Ainsi, le contrôle plastique n'a pas apporté de modifications dans ce cas.

CONCLUSIONS & PERSPECTIVES

En Algérie, le calcul plastique des structures n'est pas encore introduit dans la réglementation. Les ingénieurs sont obligés de se conformer aux réglementations. Pour les calculs sismiques, la non-linéarité est introduite par des coefficients comportementaux.

La dissipation plastique est canalisée dans les rotules plastiques. Des zones que l'ingénieur conçoit avec précaution pour que la réalité reflète la modélisation numérique. Ces zones de rotation plastiques possèdent naturellement des limites de rotation liées aux matériaux utilisés. Aujourd'hui, la réglementation (EC, ...) propose des valeurs (formules) pour le calcul des valeurs limites des rotations plastiques. Par ailleurs les logiciels de calcul négligent cette capacité de rotation et supposent qu'elle est infinie ! Cela conduit à des valeurs de ductilité erronées et par conséquent à un dimensionnement instable.

L'objectif de ce travail était d'introduire le contrôle plastique sous chargement statique et sismique. Le contrôle plastique a été introduit via les valeurs de rotations plastiques calculées par l'EC8. Une discussion des résultats dans le cadre du FEMA a été également été abordée.

Sous chargement statique, le contrôle peut influencer grandement la capacité de la structure. Sous chargement sismique, l'intensité du séisme permet ou non une incursion dans le domaine plastique. Ainsi, le contrôle plastique est fonction de cette incursion.

Bibliographie :

- [1] Boubekri. A, 'Analyse limite pour le dimensionnement à la rupture des structures métalliques et en BA', p. 104.
- [2] A. Nouali « Influence des effets d'échelles sur la réponse sismique non linéaire des structures et des ouvrages en béton armé- Size Effect on the nonlinear seismic response of reinforced concrete structures », 2017. doi: 10.13140/RG.2.2.15994.59842.
- [3] L. R. Alejano et A. Bobet, « Drucker–Prager Criterion », *Rock Mech. Rock Eng.*, vol. 45, n° 6, p. 995-999, nov. 2012, doi: 10.1007/s00603-012-0278-2.
- [4] B. K. Hadjer et C. Tarik, « Dimensionnement plastique des structures : Intérêt économique et justifications réglementaires », p. 128.
- [5] R. Fusco, R. Montuori, E. Nistri, et V. Piluso, « Critical analysis of ultimate rotation formula for R.C. columns subjected to cyclic loadings », *Eng. Struct.*, vol. 177, p. 160-174, déc. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.09.065.
- [6] M. B. Wong, *Plastic analysis and design of steel structures*. Amsterdam: Elsevier/ Butterworth-Heinemann, 2009.