

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique**
UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID – TLEMCEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie Civil

Spécialité : Infrastructure de Base et Géotechnique

**Par : Belkhouche Kamel
Belhadi Mohammed**

Sujet

**Analyse à la rupture des ponts en béton armé à
l'échelle semi-globale**

Soutenu le : 21/09/2016

Devant le jury composé de :

Dr F.Hamzaoui
Dr. M. Matallah
Melle A.Medjahed
Mme S. Ghezali
DrN.Meddane

Président
Encadrant
Encadrant
Examinatrice
Examinatrice

Année universitaire : 2015/2016

Remerciement

Tout d'abord je remercie ALLAH Le Tout Miséricordieux,

Nous remercions tout particulièrement **Melle.MedjahedAmin** pour sa gentillesse, son savoir, sa manière de faire mené à bien notre projet de fin d'étude, de nous avoir accueillis au sein de son service et pour sa précieuse aide.

Nous remercions monsieur **MATALLAH Mohammed** pour son encadrement exemplaire, sa disponibilité et surtout pour son dévouement.

Nous remercions monsieur **HAMZAOUIFethi** de nous avoir fait honneur en présidant notre jury mais également en examinant minutieusement notre mémoire.

Nous remercions, également **Mme.GHEZALI Sabah** d'avoir examiné le travail avec beaucoup d'attention et de nous avoir consacré de leur temps.

Nous remercions, également **Mme. MEDDANE Nassima** d'avoir examiné le travail avec beaucoup d'attention et de nous avoir consacré de leur temps.

Nous remercions, identiquement l'ensemble des personnes qui ont contribué, de loin ou de près, à la mise en forme de ce travail.

Merci à tous

Résumé

La recherche dans le domaine de la construction parasismique constitue un axe particulièrement important pour la prévention du risque sismique. Elle consiste à trouver de nouvelles méthodes et techniques de génie civil permettant aux constructions de résister au mieux aux tremblements de terre. Pour cela, une bonne connaissance du comportement des structures et ouvrages sous sollicitations sismiques est très importante.

Dans ce travail, une stratégie de modélisation simplifiée basée sur l'utilisation des poutres multifibre 3D a été adoptée afin de simuler le comportement non linéaire d'un ouvrage en béton armé. Cette technique garantit une souplesse du calcul grâce au petit nombre de degrés de liberté. Des lois de comportement locales basées sur la théorie de l'endommagement et de la plasticité sont utilisées pour le béton et pour l'acier.

Une analyse non linéaire basée sur la théorie de la multifibre permet tout en gardant un temps de calcul acceptable de fournir des résultats très fins lors du post traitement pour calculer les différents paramètres (ductilité, moment résistant, endommagement, ouverture de fissures).

MOTS-CLÉS : Modélisation, Multifibre, Endommagement, Plasticité, Performances.

Abstract

Research in the field of earthquake-resistant construction is a particularly important area for the prevention of seismic risk. It is to find new engineering methods and techniques for the construction of better withstand earthquakes. For this, a good knowledge of the behavior of structures and structures under seismic loading is very important.

In this work, a simplified model strategy based on the use of 3D multi-fiber beams was adopted to simulate the nonlinear behavior of reinforced concrete or work. This technique ensures flexibility of computing thanks to the small number of degrees of freedom. Local behavior of laws based on the theory of damage and plasticity are used for concrete and steel.

Nonlinear analysis based on the theory of multi-fiber allows while keeping an acceptable computation time to provide very fine results during post processing to calculate the various parameters (ductility, moment resistance, damage, opening fissures)

KEYWORDS: Modeling, Multi Fibre, Damage, Plasticity, Performances.

المخلص

البحوث في مجال البناء المقاوم للزلازل هي منطقة ذات أهمية خاصة للوقاية من مخاطر الزلازل. ذلك هو العثور على طرق الهندسة وتقنيات جديدة لبناء أفضل مقاومة الزلازل. لهذا معرفة جيدة لسلوك الهياكل والمنشآت تحت تحميل الزلزالي مهم جدا.

في هذا العمل، اعتمد استراتيجية نموذج مبسط على أساس استخدام 3D الحزم المتعددة الألياف لمحاكاة سلوك غير الخطية من الخرسانة المسلحة أو العمل. هذا الأسلوب يضمن مرونة الحوسبة بفضل عدد قليل من درجات الحرية. وتستخدم السلوك المحلي من القوانين القائمة على نظرية الضرر واللدونة عن الخرسانة والفولاذ.

تحليل غير الخطية على أساس نظرية المتعددة الألياف يسمح مع الحفاظ على الوقت اللازم لحساب مقبول لتقديم نتائج دقيقة جدا خلال فترة ما بعد تجهيز لحساب المعلمات المختلفة (ليوننة، ومقاومة لحظة، والضرر، وفتح شقوق) (الضرر، وفتح شقوق.....).

الكلمات الرئيسية: النمذجة، متعدد الخيوط والضرر، اللدونة، عروض.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	09
------------------------------------	-----------

Chapitre 1 : comportement et conception parasismique des ponts

1.1 Introduction	12
1.2 Comportement sismique d'un pont	12
1.2.1 Principe des mouvements sismiques	12
1.2.2 Réponse dynamique de la structure d'un pont	13
1.3 Principaux dommages observés sur les ponts	14
1.3.1 Perte d'appuis	14
1.3.2 Flambement des armatures longitudinales des piles	16
1.3.3 Rupture fragile des piles par cisaillement	16
1.3.4 Glissement des culées	17
1.3.5 Effets de site	18
1.4 Conception sismique basées sur la performance	18
1.4.1 Facteur de comportement	19
1.4.2 Moment-courbure	21
1.5 Dimensionnement en capacité	24
1.5.1 piles	24
1.5.2 Comportement sismique ductile	25
1.6 Conception parasismique des ponts	26
1.7 Conclusion	29

Chapitre 2 : élément poutre multifibre

2.1 Introduction	31
2.2 Approche globale	31
2.3 Approche macroscopique	31
2.4 Approche semi-globale	32

2.4.1 Élément poutre multifibre	32
2.4.2 Élément de la théorie des poutres	33
2.4.3 Élément fini poutre multifibre Timoshenko a deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre supérieur	35
2.4.3.1 fonctions d'interpolation	35
2.4.3.2 matrices de rigidités	37
2.4.3.3 intégration dans le cas non-linéaire (matrice de rigidité)	38
2.4.3.4 matrice de masse	38
2.4.4 Efforts internes et efforts résultants	39
2.5 Élément fini poutre multifibre Timoshenko a deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre 1	40
2.5.1 Fonctions d'interpolation	40
2.5.2 matrice de rigidité	40
2.5.3 matrice de masse	41
2.5.4 Efforts internes	41
2.6 Élément fini poutre multifibre Euler-Bernoulli	41
2.6.1 Fonction d'interpolation	41
2.6.2 matrice de rigidité.....	42
2.6.3 matrice de masse	43
2.6.4 Efforts internes et efforts résultants	43
2.7 Modélisation numérique sur Castem.....	44
2.7.1 éléments finis de poutre	44
2.7.2 Principe du modèle à fibre pour l'élément Timoshenko	44
2.8 Conclusion.....	45

Chapitre 3 : modélisation d'une pile à l'échelle semi globale

3.1 Introduction	48
3.2 Présentation de l'ouvrage	48
3.3 Les modèle utilisés pour la simulation.....	49

3.3.1 Béton	49
3.3.2 Acier	50
3.4 Analyse statique.....	51
3.5 Analyse dynamique	53
3.5.1 Traitement des résultats.....	54
3.6 Coefficient de comportement et la demande en ductilité.....	54
3.7 Calcul de moment résistant	55
3.8 Évaluation de l'endommagement	57
3.8.1 carte d'endommagement pour un chargement statique	57
3.8.2 carte d'endommagement pour un chargement dynamique	58
3.9 Conclusion	59
Conclusion	59
Référence bibliographique	60

Liste des figures

Figure 1.1 Propagation des ondes sismiques.....	12
Figure 1.2 Scénarios d'effondrement d'un pont autoroutier	14
Figure 1.3 Effondrement du tablier d'un pont	15
Figure 1.4 Perte d'appuis. Tirée de CTOA (1999)	15
Figure 1.5 Les défaillances possibles des pile	16
Figure 1.6.a Rupture des piles par cisaillement	17
Figure 1.6 .b Rupture des piles par cisaillement. KobéJapan 1995	17
Figure 1.7 Glissement des culées. Tirée de Priestley et coll. (1996)	18
Figure 1.8 Effondrement du pont route 1, Struve Slough.....	18
Figure 1.9 Courbe force-déplacement.....	20
Figure 1.10 Bi-linéarisation de la courbe moment-courbure	22
Figure 1.11 Déformée de la pile de pont.....	23
Figure 1.12 Diagramme idéalisé des courbures	23
Figure 1.13 zone critique.....	25
Figure 1.14 moments de dimensionnement en capacité	26
Figure 1.15 Comportement sismique type	27
Figure 1.16 Comportement sismique type 2	28
Figure 1.17 Comportement sismique type 3	28
Figure 1.18 : Tableau récapitulatif	29
Figure 2.1 Les échelles de modélisations.....	31
Figure 2.2 Description d'une modélisation de type poutre multifibre	33
Figure 2.3 Poutre d'Euler 3D.....	33

Figure 2.4 : Élément poutre.....	35
Figure 2.5 Principe du modèle à fibre.....	45
Fig2.6 Eléments bidimensionnels	45
Figure 3.1 Plan d'ensemble.....	48
Figure 3.2 Coupe transversale au niveau de la pile.....	49
Figure 3.3 Loi de comportement de l'acier élasto-plastique.....	50
Figure 3.4 Principe de Pushover (calcul simplifié).....	51
Figure 3.5 courbe de capacité (Force-déplacement)	52
Figure 3.6 diagramme moment courbure à différente hauteur.....	52
Figure3.7 signal sismique Elecentro	53
Figure3.8 La réponse globale de la pile sous le chargement sismique	54
Figure3.9 Moment de dimensionnement en capacité.....	56
Figure3.10 Carte d'endommagement pour un déplacement de 1 mm.....	57
Figure3.11 Carte d'endommagement pour un déplacement de 150 mm	57
Figure3.12 Carte d'endommagement pour un chargement dynamique.....	58

Liste des tableaux

Tableau 3.1	Tableau des paramètres du modèle Unilatéral	50
Tableau 3.2	Tableau des paramètres du modèle élasto-plastique	50
Tableau 3.4	Tableau des résultats de rigidité et la ductilité	53
Tableau 3.5	Tableau de Calcul de coefficient de comportement.....	55

Parmi les catastrophes naturelles dont les conséquences directes et indirectes semblent les plus néfastes, les tremblements de terre viennent en première ligne en particulier pour les zones vulnérables comme le sont les zones fortement urbanisées. Face à une telle catastrophe humaine et économique, les êtres humains se sont mobilisés depuis longtemps pour la protection des vies humaines et la limitation des dommages matériels.

Le risque sismique sur les ponts peut avoir des conséquences catastrophiques. Certainement, l'effondrement d'un pont dans une ville ou dans une route peut engendrer des pertes humaines et économiques, ce qui oblige leur remplacement rapide après un séisme à moins que d'autres voies de communication soient utilisées.

Les normes de calcul parasismique résultent de l'expérience acquise en matière de calcul et de construction ainsi que de l'étude du comportement des structures lors de séismes. L'objectif global du projet d'une structure parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique. Cet objectif 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 :

- ✓ des structures où les déformations sont essentiellement élastiques (structure résistante et rigide).
- ✓ des structures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base. Exemple de comportement global de structure non dissipatif qui peut s'effondrer dans un mécanisme n'impliquant qu'un seul étage.
- ✓ des structures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

Bien que la sécurité des personnes en situation de risque sismique élevé soit l'objectif principal des codes contemporains tels que (Eurocode 8, 2004 ; ATC 34, 1995), les considérations économiques acceptent l'hypothèse que la structure puisse se comporter inélastiquement et subir des dommages jusqu'à un certain niveau (tant que la sécurité des personnes est assurée).

Puisque les niveaux d'endommagement qu'une structure doit tolérer ne peuvent être prédits par des procédures d'analyse linéaire, un facteur modificateur de la réponse nommé facteur de comportement est utilisé pour prendre en compte la réponse non linéaire des structures en définissant des systèmes linéaires équivalents (soit en termes de déplacement soit en termes d'énergie).

L'objet de cette étude consiste premièrement à évaluer la ductilité, le coefficient de comportement, le moment résistant et évaluer l'endommagement des piles de ponts en béton armé choisies en se basant sur des méthodes récentes dans le domaine parasismique afin de comparer les résultats avec le RPOA (RPOA 2008).

Le présent travail comporte trois parties essentielles :

Le premier chapitre, illustrera les principes et les objectifs de la conception parasismique et donnera un aperçu des notions du calcul en performances en introduisant les définitions nécessaires relatives aux niveaux de performance et les états limites à considérer, ainsi que les différents mécanismes de rupture des ponts vis-à-vis des séismes.

Le deuxième chapitre présente la théorie permettant de mettre en place les éléments poutres multifibres. Après une introduction qui porte sur l'intérêt des méthodes simplifiées, les échelles de modélisation et de discrétisation, plusieurs éléments finis poutres multifibres de cinématique Timoshenko et Euler - Bernoulli sont détaillés. L'élément de poutre multifibre Timoshenko est ensuite choisi pour le reste de ce travail.

Le troisième chapitre traite une modélisation d'une pile à l'échelle semi-globale sur des éléments poutre multifibre type Timoshenko avec le logiciel CAST3M, ces simulations ont pour but d'étudier la capacité et les performances des modèles élasto-plastique endommageable à reproduire le comportement structurel du béton. Ce travail est clôturé par des conclusions.

Chapitre 1

Comportement et conception parasismique des ponts

1.1. Introduction

Ces dernières années ont été marquées par des séismes dévastateurs partout dans le monde : en Italie; au Pérou, en Algérie et en Chine. De plus en plus, la société moderne a des inquiétudes liées aux dangers potentiels relatifs à ce phénomène naturel. Il est notoire donc qu'en plus de pertes de vie, les dommages matériels occasionnés par un séisme peuvent être sévèrement élevés, affectant en conséquence toutes les constructions, y compris les services publics vitaux.

Ces catastrophes sismiques ont réactualisé les questions des ingénieurs, des autorités publiques et du public concernant le risque sismique. Il semble donc logique de s'attaquer encore avec plus d'ardeur à cet événement désastreux par la mise en place de mesures de protection et de prévention. Ces mesures visent à réhabiliter et à renforcer les constructions existantes, en particulier celles construites avant l'introduction de prescriptions parasismiques dans les normes de conception et de construction.

1.2 Comportement sismique d'un pont

1.2.1 Principe des mouvements sismiques

Le tremblement de terre génère des ondes de surface qui mettent en vibration les structures se trouvant dans l'environnement proche de l'épicentre. Il correspond à une succession de vibrations transitoires et de déplacements rapides imposés au sol et aux fondations des structures.

Dans le cas d'une structure rigide, les effets de ces ondes sismiques sont équivalents à une accélération uniforme ayant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale. Loin de la zone épiscopentrale, le mouvement vertical est généralement plus faible que le mouvement horizontal de $1/2$ à $2/3$ [1].

L'accélération horizontale et l'accélération verticale ont des comportements dynamiques simultanés mais non synchrones, elles sont donc en phase. La figure 1.1 montre une propagation des ondes sismiques du foyer vers les structures [1].

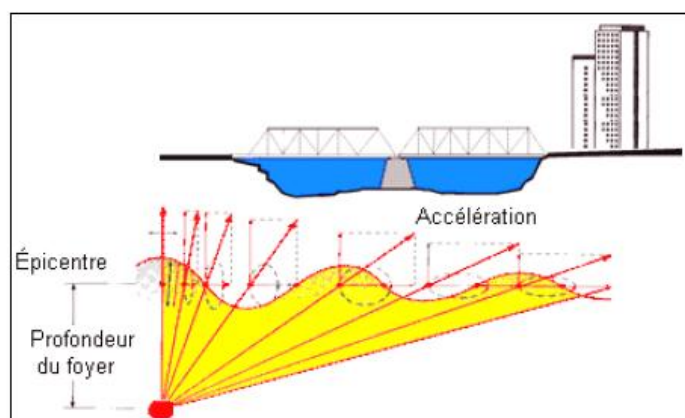
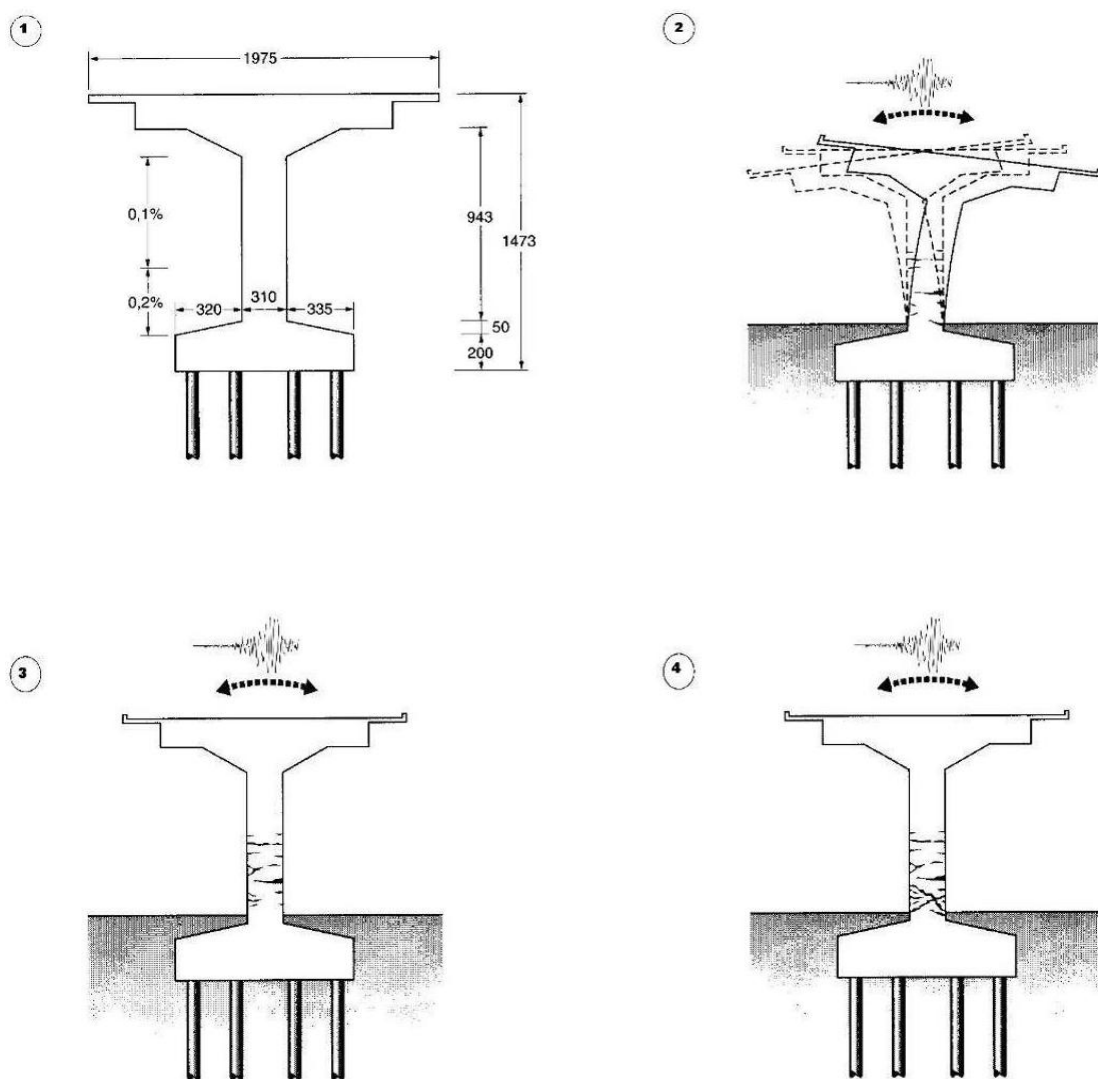


Figure 1.1 Propagation des ondes sismiques [1].

1.2.2 Réponse dynamique de la structure d'un pont

La structure du pont présente peu de redondance pour résister à des charges latérales, et son mouvement dynamique est gouverné par l'équilibre des forces dépendantes du temps. Il s'agit de forces internes qui sont fonction de la rigidité des piles de la structure (selon une direction particulière), de forces d'amortissement qui peuvent être matérielles ou structurales et de forces d'inertie qui dépendent de la masse et de l'accélération. De ce fait, l'intégrité structurale d'un pont lors d'un événement sismique repose essentiellement sur sa masse et sa rigidité.

La figure 1.2 illustre le scénario d'effondrement d'un pont autoroutier à la suite du tremblement de terre de Kobé en 1995 au Japon. On remarque au début du mouvement, l'apparition de fissures de flexion pendant la vibration transversale des piles (*Voir figure 1.2.2*). Ce mouvement amène les fissures à pénétrer plus profondément dans la section des piles (*Voir figure 1.2.3 et 1.2.4*), ce qui cause une importante dégradation du béton et un allongement des barres d'armatures longitudinales. De plus, l'effet $P-\Delta$ et la rupture des armatures longitudinales et transversales dans les piles amènent à l'effondrement total du pont (*Voir figure 1.2.5 et 1.2.6*) [1].



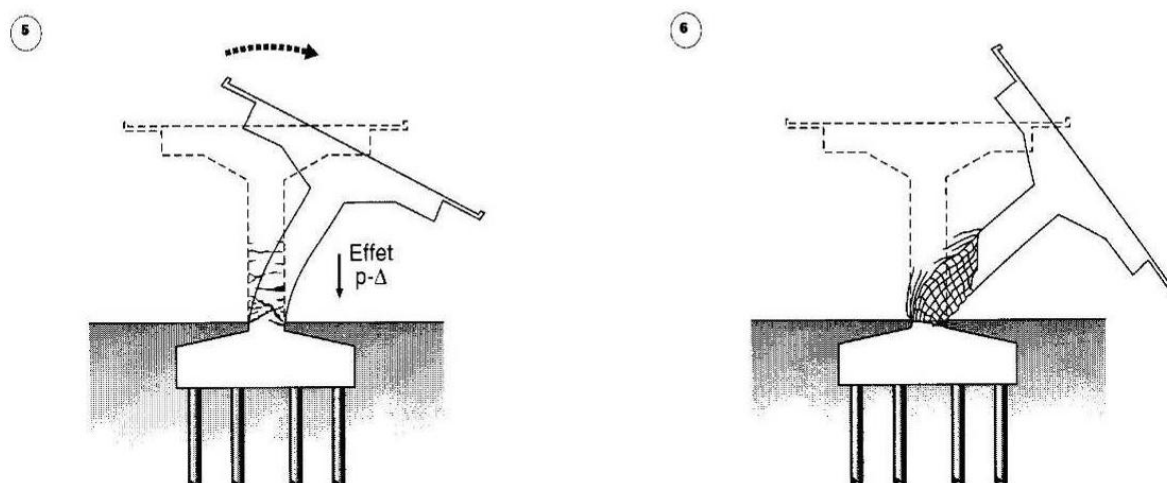


Figure 1.2 Scénarios d'effondrement d'un pont autoroutier Kobé. Japon, 1995 [1].

1.3 Principaux dommages observés sur les ponts

Les dommages observés sur des ponts lors d'événements sismiques dépendent de façon générale du système structural, de la sismicité du site et des conditions spécifiques du sol (Basoz et coll., 1999) et (Tinawi et coll., 1993a). En général, ces dommages sont reliés au degré de vulnérabilité du pont et à l'ampleur des secousses.

Pour atteindre une meilleure tenue aux tremblements de terre il faut tirer des enseignements à partir d'un certain schéma comportementaux. Cette partie présente dans les paragraphes suivants des illustrations typiques de dommages, ordonnées selon les différentes composantes de pont.

1.3.1 Perte d'appuis

Le cas typique de dommage aux ponts-poutres est la chute du tablier en raison de zones d'appui trop courtes dans le sens longitudinal. La figure 1.3, prise après le tremblement de terre de Kobe au Japon en 1995.



Figure 1.3 : Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999 [2].

Les appareils d'appuis ont pour rôle de transmettre aux éléments porteurs de la structure les forces d'inertie provenant du tablier. Dans le cas d'une structure isostatique à travées multiples, le mouvement longitudinal du tablier peut engendrer une perte d'appuis; parfois, cela entraîne la rupture subséquente de la pile sous l'impact occasionné par la chute du tablier. Comme il est illustré à la figure 1.4, la perte d'appuis peut causer un effondrement partiel voire total du tablier. La perte des appareils d'appuis est donc tributaire des caractéristiques suivantes : (i) la masse du tablier, (ii) les discontinuités structurelle du tablier et (iii) la rigidité de la pile.

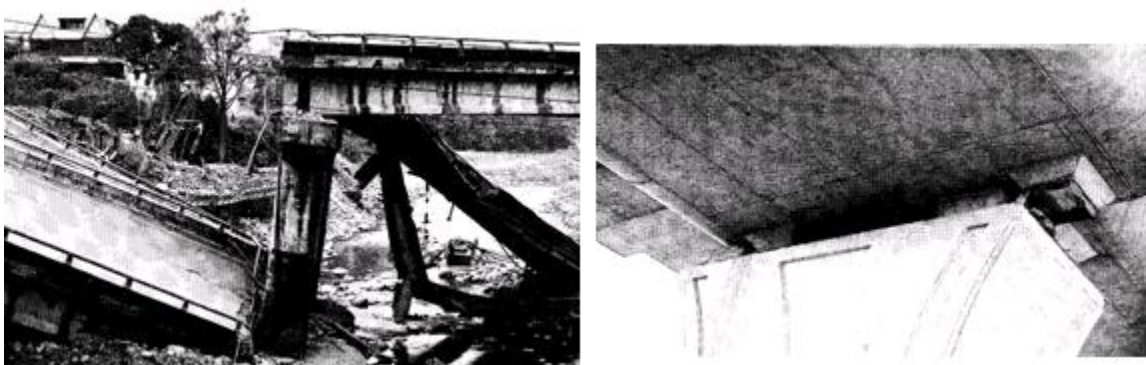


Figure 1.4 Perte d'appuis. Tirée de CTOA (1999) [1].

1.3.2 Flambement des armatures longitudinales des piles

La rigidité flexionnelle des piles est influencée par le fonctionnement mécanique du tablier selon qu'il est simplement appuyé ou en connexion rigide (encastrement). Les armatures longitudinales des piles font partie intégrante de leur résistance en flexion.

Lorsqu'une pile de pont est soumise à une secousse sismique élevée, son mouvement en plan transversal provoque des fissures profondes et des allongements dans les armatures longitudinales et transversales à la partie inférieure de la pile; le flambement observé sur des aciers principaux est associé aux détails d'armatures longitudinales et transversales inappropriés sur des piles à colonne unique (Voir figure 1.5.a). Sur la figure 1.5.b, on remarque un exemple de fissuration par cisaillement d'une pile à colonne unique (Priestley et coll., 1996).

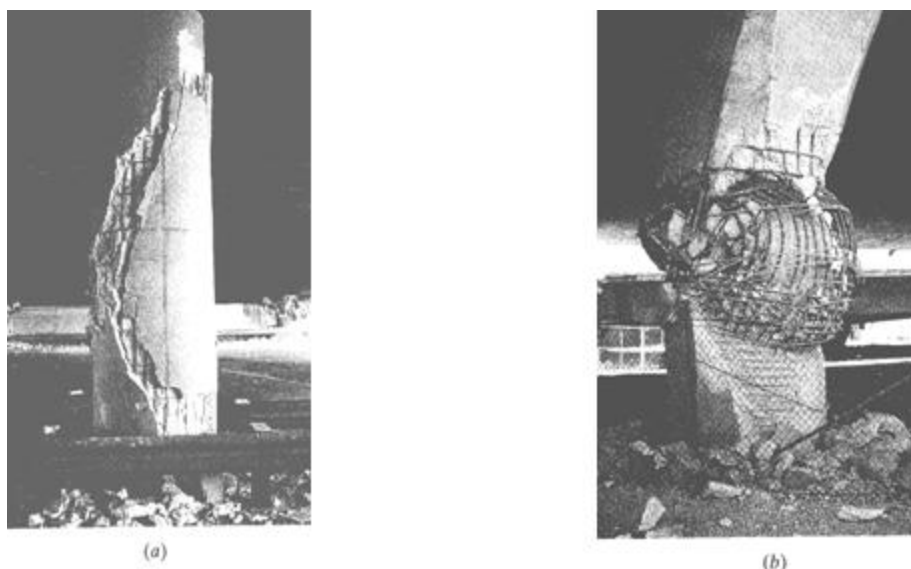


Figure 1.5 Les défaillances possibles des piles
Tirée de Priestley et coll. (1996) [1].

1.3.3 Rupture fragile des piles par cisaillement

Dans la plupart des ruptures en cisaillement observées (Voir figures 1.6 (a-b)), on a remarqué un manque de confinement du béton causé par des étriers dont l'espacement est trop grand. Ce comportement fragile résulte d'un excès de la capacité en flexion sur la résistance en cisaillement (Priestley et coll., 1996).

Pendant un séisme majeur, la structure subit des mouvements cycliques très importants, diminuant ainsi la résistance du béton en compression, et entraînant la formation d'une rotule plastique de sorte que la rupture par cisaillement peut survenir.

De plus, l'auscultation des ponts qui se sont effondrés à la suite d'un séisme a montré une défaillance des armatures à la base des piles. Cette zone est affectée par un chevauchement des armatures inadéquat; cette défaillance a tendance à ne pas fournir une ductilité suffisante puisqu'elle ne permet pas la plastification des armatures (Priestley et coll., 1996).



Figure 1.6.a Rupture des piles par cisaillement.
Tirée de Tiré de CTOA (1999) [1].



Figure 1.6 .b Rupture des piles par cisaillement.
KobéJapan 1995. [4]

1.3.4 Glissement des culées

Les culées sont des composantes structurales qui assurent la liaison entre le tablier et les remblais. Elles sont sensibles aux mouvements latéraux extrêmes du sol. Pendant un séisme, le glissement des culées se produit généralement dans les zones où le sol est mal consolidé.

Les observations effectuées sur les ponts endommagés ont montré que le glissement des culées est causé par des efforts en rotation et en translation (Priestley et coll., 1996). La figure 1.7 montre le glissement d'une culée du pont RIO Banano à la suite du tremblement de terre de Costa Rica en 1990.



Figure 1.7 Glissement des culées.
Tirée de Priestley et coll. (1996).[1]

1.3.5 Effets de site

Lorsqu'un pont est construit sur un sol meuble ou liquéfiable, le risque sismique augmente. Un sol ayant une vitesse moyenne des ondes de cisaillement inférieure à celle du roc (1500 m/s) amplifie généralement la réponse vibratoire des mouvements sismiques et augmente la probabilité de déplacement de la structure; également, si un pont est construit sur un sol saturé de type sable silteux ou silt sableux ou un sol susceptible d'affaissement en raison de charges dues aux séismes, la liquéfaction du sol peut se produire, entraînant une perte d'appui et un déplacement excessif indépendamment de la réponse de vibration (Priestley et coll., 1996). (Voir figure 1.8).



Figure 1.8 Effondrement du pont route 1, Struve Slough, Watsonville. (1989) [1]

1.4 Conception sismique basées sur la performance

Actuellement, le comportement des structures en zones sismiques est de plus en plus évalué par la méthode de performance sismique (Performance Based Design). Au lieu de se

focaliser sur les sollicitations, dont la détermination reste très imprécise, il repose sur la qualification de la structure en termes de capacité en visant à lui conférer les aptitudes nécessaires à supporter favorablement les sollicitations sismiques par la dissipation de l'énergie sous forme de déformations plastiques.

Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre d'exigence avec un paramètre de capacité. L'effort tranchant a été le paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des bâtiments. L'ingénieur calcule la sollicitation (la force) provoquée par un séisme donné (ou plusieurs) à la base de l'édifice, et la compare à la résistance du bâtiment. Dans le calcul traditionnel, les forces sont réduites d'une manière artificielle, afin de garder la conception dans le domaine élastique. Dans le domaine post-élastique, le dommage apparaît progressivement, en diverses parties du bâtiment, provoquant la plastification de certains éléments. Il apparaît par conséquent une redistribution des efforts, la demande (sollicitation sismique) dépendant ainsi du comportement de chaque composant. De cette manière, l'endommagement est plus sensible, en général, au déplacement qu'à la force. Ces facteurs ont conduit au développement des outils d'analyse non linéaire, tel que la méthode temporelle non linéaire (Chiroiu, 2004). Toutefois, cette méthode est relativement complexe pour un usage généralisé.

Depuis deux décennies, les méthodes de type quasi-statique, communément appelées méthodes « Pushover » se sont développées en cherchant à estimer la capacité de la structure à résister au séisme sans avoir recours à une analyse dynamique. Ces méthodes sont maintenant bien présentes au sein des codes de protection parasismique comme l'Eurocode 8 (méthode N2 de Fajfar) ou le FEMA-273. En dépit de leur simplicité conceptuelle par rapport à une approche rigoureuse du problème, il est reconnu que ces méthodologies permettent de bien cerner la capacité structurelle vis-à-vis d'un séisme donné. Leur principe peut être schématisé de la façon suivante : il s'agit de modéliser la structure par une technique de discrétisation spatiale (principalement la méthode aux éléments finis), de construire une courbe dite de Pushover qui prend la forme d'un effort tranchant à la base en fonction d'un déplacement en tête de la structure, et à partir de cette courbe, de définir des modèles simplifiés qui permettent d'obtenir la réponse de la structure soumise à une excitation donnée. Plusieurs approches simplifiées ont été développées, telles que la méthode des coefficients de déplacement, du déplacement équivalent ou encore du spectre de capacité (ATC 40, 1996 ; Comartin et al., 2000 ; Fajfar, 1999-2000 ; Chopra & Goel, 1999 ; Priestley, 2000).[3]

1.4.1 Facteur de comportement

Le facteur de comportement est utilisé dans les codes de conception européens et américains. Il est dans ces codes noté respectivement q et R . Il joue un rôle clef dans une stratégie de dimensionnement se voulant la plus économique possible, car il permet de réduire les forces obtenues par une analyse linéaire afin de tenir compte de la réponse non linéaire d'une structure. Ce facteur est lié au matériau, au système structural de contreventement et aux méthodes de dimensionnement.

Il peut être relativement élevé pour les structures métalliques, en comparaison de celui retenu pour d'autres types de structures, à condition que la ductilité de la structure puisse être effectivement mobilisée durant la réponse au séisme. Donc, on peut dire que le facteur de comportement R tient compte simultanément de la demande de ductilité associée à l'action sismique et des ressources dissipatives d'énergie disponibles dans la structure.[3]

La détermination de ce facteur peut s'effectuer en considérant un système à un seul DDL équivalent et dont la relation non-linéaire entre force et déplacement est idéalisée en une courbe bi-linéaire (Figure 1.9) :

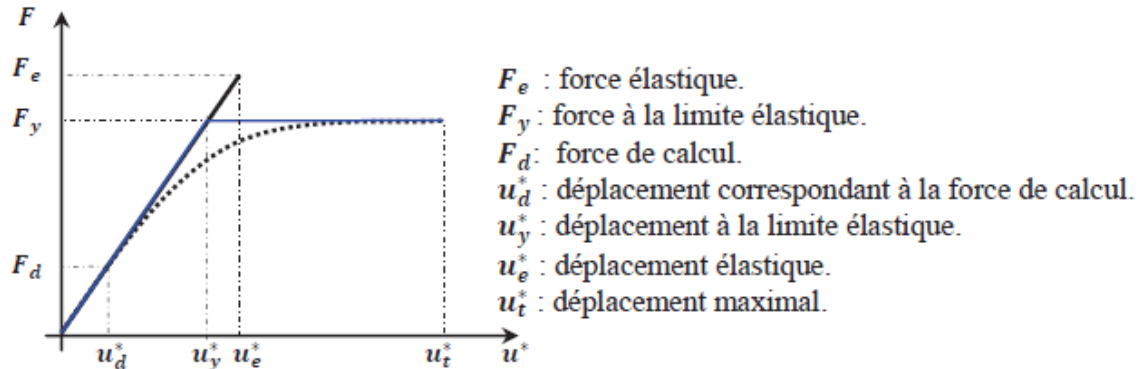


Figure 1.9 : Courbe force-déplacement.

sachant que :

$$F_y = K^* \cdot u_y^* = M^* \cdot \omega^2 \cdot u_y^* \quad (1.1)$$

$$\mu = \frac{u_t^*}{u_y^*} \quad (1.2)$$

Où : F_y : Force correspondant à la limite élastique.

M^* : Masse équivalente du système.

Ω : Pulsation.

μ : Facteur de ductilité.

Ces expressions montrent que la ductilité et la force à la limite élastique sont reliées.

Si on suppose que le système possède une certaine capacité de déformation dans le domaine non-linéaire, alors la force F_y doit être au moins égale à la force appliquée (force sismique). Cette approche peut être écrite sous la forme suivante :

$$F_y = \frac{M^* \cdot S_{ae}}{R_\mu} \quad (1.3)$$

Avec

$$R_\mu = \frac{F_e}{F_y} = \frac{M^* \cdot S_{ae}}{F_y} \quad (1.4)$$

S_{ae} : Accélération élastique.

R_μ : Facteur de réduction de la force, qui dépend de la ductilité et de la période de la structure.

Une expression similaire est généralement disponible dans les codes parasismiques, à la différence que la force F_y de l'équation (1.1) représente la force réelle tandis que celle utilisée dans les codes représente la force de calcul (inférieure à F_y) cette différence est due essentiellement au mécanisme de sur-résistance.

En tenant compte de cette propriété on peut déterminer le rapport entre la force réelle et celle de calcul, noté R_s (facteur de force ou de sur-résistance) comme suit :

$$R_s = \frac{F_y}{F_d} \quad (1.5)$$

$$R = \frac{F_e}{F_d} = \frac{F_e \cdot F_y}{F_y \cdot F_d} = R_\mu \cdot R_s \quad (1.6)$$

Ainsi, on conclut que le facteur de comportement global R_{qui} est le rapport entre la force élastique et la force de calcul, peut être défini comme étant le produit du facteur R_μ (qui dépend de la ductilité) et du facteur R_s (qui dépend de la sur-résistance).

Le facteur de comportement dans les règlements américains est noté R . Ses valeurs sont comprises entre 1 et 8. Dans les années 1980, un programme de recherche expérimentale conduit par l'université de Berkeley a permis de formuler le facteur de comportement R comme le produit de trois facteurs tenant respectivement compte de la ductilité, de la sur-résistance et de l'amortissement visqueux (expression 1.7) :

$$R = R_\mu \cdot R_s \cdot R_\zeta \quad (1.7)$$

R_ζ : Facteur qui dépend de l'amortissement.

Sans données complémentaires précises, les valeurs des facteurs R_s et R_ζ sont prises égales à l'unité ($R = R_\mu$). Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature pour évaluer les facteurs de réduction R_μ en se basant sur deux paramètres structurels à savoir : la sur-résistance et la ductilité (Tassios, 1989a ; Tassios, 1989b).

1.4.2 moment- courbure

L'établissement des lois moment-courbures pour des sections en béton armé est indispensable lorsqu'on s'intéresse au comportement non linéaire des matériaux béton et acier. Cette situation se produit plus particulièrement dans les conditions d'analyse accidentelles telles que le séisme.[5]

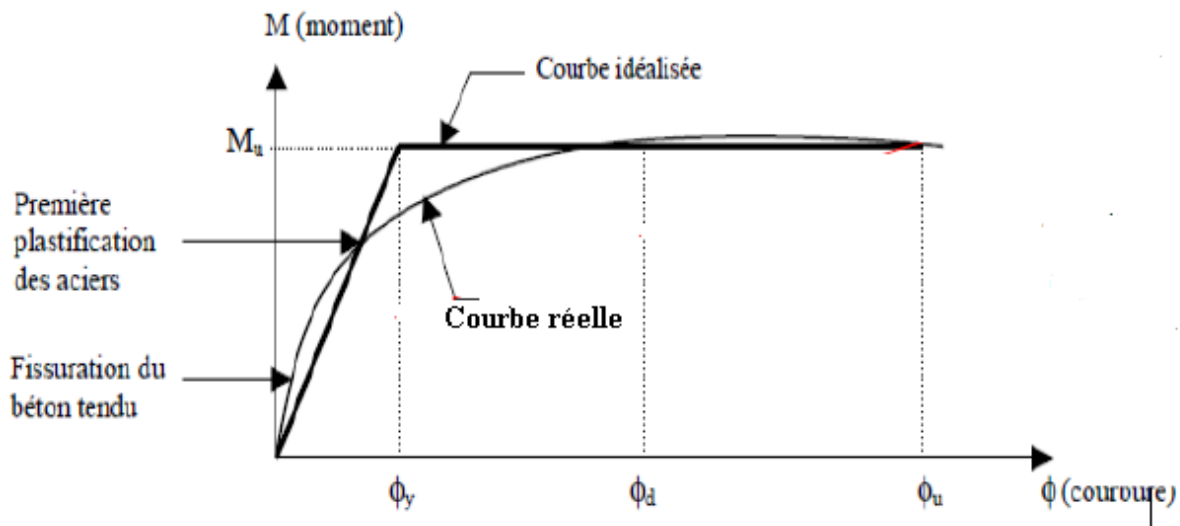


Figure 1.10 Bi-linéarisation de la courbe moment-courbure [5]

La loi moment – courbure d’une section donnée dépend de l’effort normal N appliqué à la section. En théorie, cet effort varie au cours de la sollicitation sismique, en particulier dans le cas des piles, chaque fut est soumis à une variation d’effort normal $\pm \Delta N$ sous sollicitation horizontale alternée

A partir de la courbe décrivant la loi de comportement idéalisée d’une section, il est défini l’appel de ductilité locale (ou demande de ductilité locale) en courbure de la section par le ratio:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_d}{\phi_y} \quad (1.8)$$

Où ϕ_d est la courbure atteinte pendant le chargement, ϕ_y est la courbure limite élastique du modèle élasto-plastique parfait calculée par la formule classique de la Résistance des Matériaux:

$$\phi_y = \frac{M_u}{EI} \quad (1.9)$$

Cette ductilité locale en courbure μ_{ϕ} peut se décliner en ductilité globale en déplacement $\mu_d = \frac{d_u}{d_y}$ ou en rotation à la corde $\mu_{\theta} = \frac{\theta_d}{\theta_y}$ où θ_d

est la rotation atteinte par l’articulation pendant le chargement et θ_y la rotation limite élastique :

$$\theta = \int_0^L \phi \cdot x \cdot dx \quad (1.10)$$

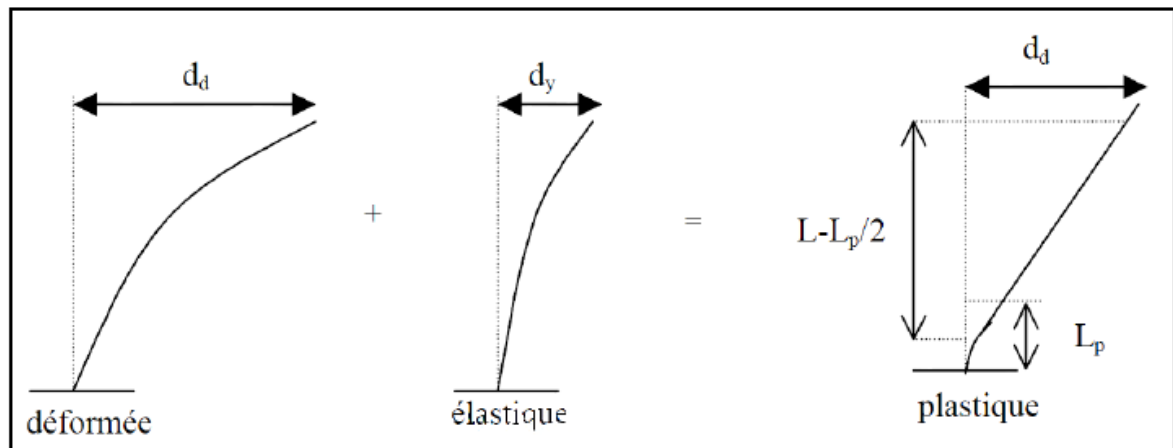


Figure 1.11 Déformée de la pile de pont. [5]

Il est constaté expérimentalement que les rotules plastiques se développent sur une certaine longueur L_p . Sur cette longueur, la courbure plastique est uniforme et égale à la différence entre ϕ_d et ϕ_y . Compte tenu du comportement élasto-plastique parfait de la section, le diagramme des courbures dans la pile est le suivant :

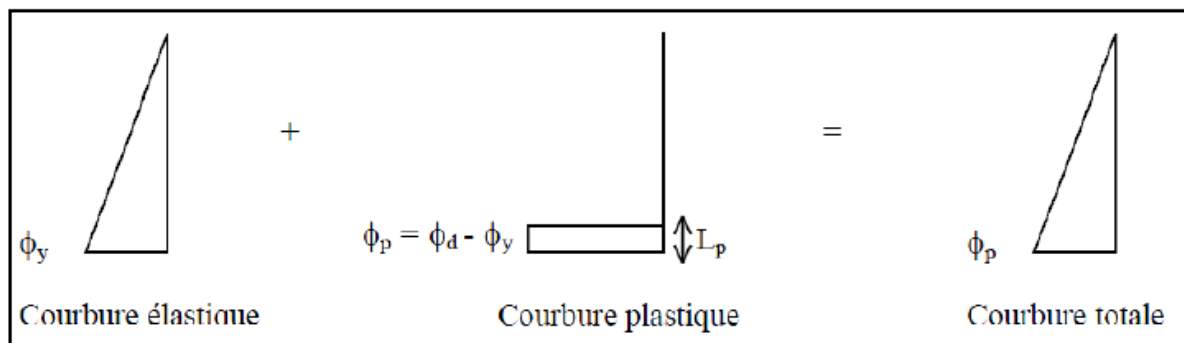


Figure 1.12 Diagramme idéalisé des courbures dans le cas d'une pile de section constante plastifiant en pied.[5]

La courbe Force-Déplacement caractérise le comportement global de la pile. De manière analogue à ce qui a été fait au niveau de la section, l'appel de ductilité globale en déplacement dans la pile se définit à partir de cette courbe et est caractérisé par le ratio :

$$\mu_d = \frac{d_d}{d_y} \quad (1.11)$$

Où d_d est le déplacement atteint pendant le chargement. d_y Est le déplacement élastique dont la relation avec la courbure élastique est donnée par la formule :

$$d_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \quad (1.12)$$

En supposant l'axe de rotation à mi-hauteur de la rotule, on obtient le déplacement plastique à partir de la rotation plastique θ_d (calculée en supposant la courbure constante sur toute la longueur de la rotule plastique L_p), de la hauteur de pile L et de la longueur de rotule plastique L_p :

$$\theta_p = (\phi_d - \phi_y)L_p \quad \text{Et} \quad d_p = (L - \frac{L_p}{2})\theta_p \quad (1.13)$$

$$D' \text{ où } d_p = (L - \frac{L_p}{2})(\phi_d - \phi_y)L_p \quad (1.14)$$

$$\text{Et} \quad d_d = d_y + d_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + (L - \frac{L_p}{2})(\phi_d - \phi_y)L_p \quad (1.15)$$

$$\text{En posant : } \lambda = \frac{L_p}{L}$$

Les équations précédentes permettent alors d'obtenir aisément le lien entre ductilité globale et ductilité locale :

$$\mu_d = 1 + 3\lambda(1 - \frac{\lambda}{2})(\mu_\phi - 1) \quad \text{Et} \quad \mu_\phi = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda(1 - \frac{\lambda}{2})}$$

Il apparaît donc que pour pouvoir calculer la ductilité limite ou maximale de la pile à partir de celle de la section, il faut connaître la longueur de la rotule plastique L_p . Cette longueur est celle sur laquelle la courbure ϕ_d des sections de la région plastifiée peut être considérée constante et égale à ϕ_u

$$L_p = 0.10L + 0.015 d_{bl} \cdot f_{yk} \quad (1.16)$$

Où d_{bl} et f_{yk} sont le diamètre et la limite élastique des armatures longitudinales exprimés respectivement en m et MPA et $L=M/V$.

1.5 Dimensionnement en capacité

1.5.1 Piles

M_d Est le diagramme des moments dans les appuis issu du calcul utilisant le spectre de dimensionnement $S_{ad}(T)$. Dans la conception en capacité, pour les structures à comportement ductile, on divise ces moments par le coefficient de comportement q . [6]

La valeur M_{rd} à utiliser dans le calcul de la résistance à la flexion, dans la direction et le sens choisis du séisme est donnée par l'expression :

$$M_{rd} = \frac{M_d}{q} \quad (1.17)$$

Les rotules plastiques se forment en pied de pile, ou éventuellement en tête (en cas d'encastrement dans le tablier), là où la valeur du moment fléchissant atteint son maximum.

Des " zones critiques " englobent les zones de rotule plastique et qui s'étendent à partir de l'encastrement sur une longueur l_c qui est la plus grande des deux valeurs :

$$l_c = \lambda h \text{ ou } \lambda = \frac{1}{3} (2 + \frac{1}{h}) \text{ avec } 1 \leq \lambda \leq 2$$

Et L : la longueur de l'élément en béton, h est la hauteur de sa section transversale.

La longueur de sur laquelle le moment (résultant du calcul élastique avec spectre de dimensionnement) est compris entre $0.8 M_{\max}$ et M_{\min}

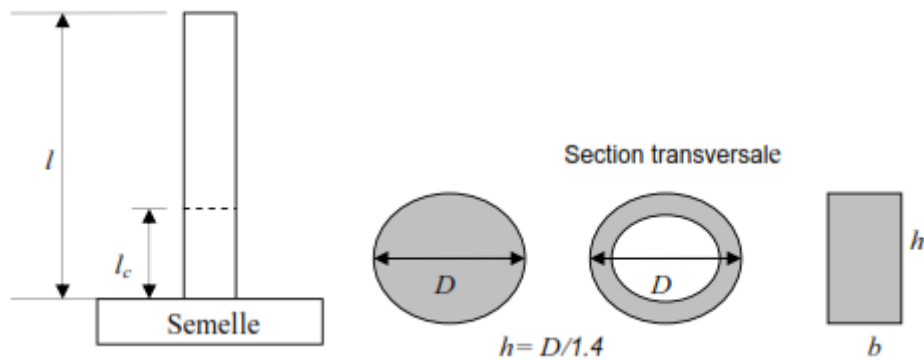


Figure 1.13 zone critique

h = hauteur de la section dans le sens du séisme.

l_c = longueur critique.

l = hauteur de la pile.

Dans cette zone critique, on dimensionne le ferrailage longitudinal pour la valeur de M_{Rd} et l'effort normal concomitant le plus défavorable.

Il est important de ne pas sur dimensionner le ferrailage longitudinal de façon à ce que la rotule plastique se produise bien dans la zone critique et pas ailleurs.

En dehors de la zone critique, les dispositions constructives sont moins conséquentes et ont pour but d'assurer qu'aucune rotule plastique ne s'y forme. C'est pourquoi, il y a lieu de multiplier M_{Rd} , en dehors des zones critiques, par un coefficient de "surcapacité" γ_0 qui est d'autant plus grand que le comportement inélastique prévisible (q) est grand :

$$\begin{aligned} \gamma_0 &= 0.8 + 0.2q && \text{pour béton} \\ \gamma_0 &= 1.2 \text{ si } q > 1 && \text{pour charpent métallique} \end{aligned}$$

1.5.2. Comportement sismique ductile

Les valeurs maximales admissibles pour le coefficient q sont définies à partir d'une valeur de base. [6]

Piles en béton armée : $q_0 = 1 + \frac{0.5}{K} * \frac{l}{h}$

q_0 Est plafonné à : 3,5 pour les piles encastées en tête et en pied
3,0 pour les piles articulées en tête et encastées en pied

K : vaut 2 pour les piles encastées à leurs deux extrémités et 1 dans les autres cas ;

l : est la hauteur de la pile

h : est la hauteur de la section transversale suivant la direction du séisme.

La valeur de base ci-dessus est corrigée pour tenir compte de l'effort normal dans les appuis en béton armé. On définit l'effort normal réduit concomitant $V = \frac{\sigma_{cm}}{f_{c90}}$ l'effort normal de calcul et σ_{cm} est la compression moyenne sous l'effort normal de calcul et f_{c90} est la résistance en compression du béton à 90 jours. Le coefficient de comportement vaut alors :

$$q = q_0 \quad \text{Si } V \leq 0.3$$

$$q = q_0 - \frac{10}{3}(V - 0.3)(q_0 - 1) \quad \text{Si } 0.3 \leq V \leq 0.6$$

$$q = 1 \text{ si } V > 0.6$$

La valeur de q ci-dessus ne convient qu'aux seules sollicitations sismiques horizontales dues aux translations d'ensemble. Si un pont comporte des éléments de diverses ductilités, ceux-ci sont tous alignés sur le moins ductile (plus petit q).

Le coefficient de comportement pour l'analyse dans la direction verticale doit toujours être égal à 1.

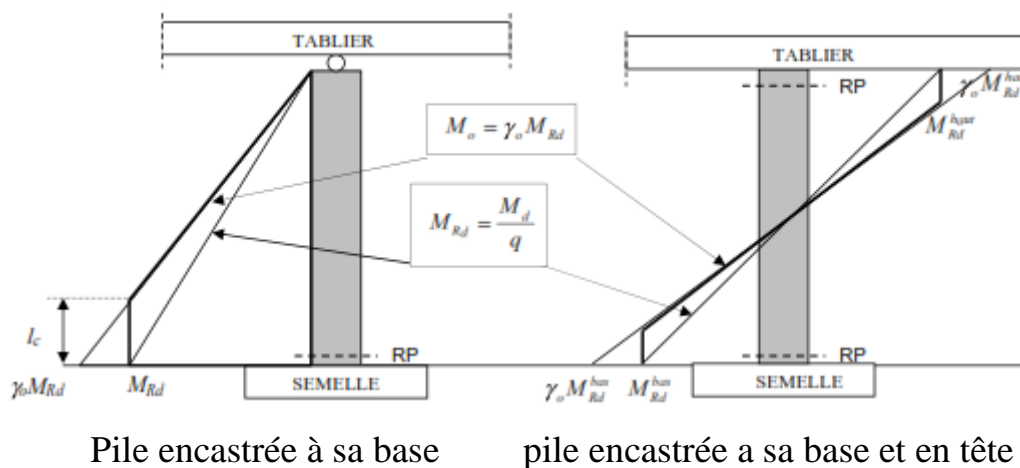


Figure 1.14 moments de dimensionnement en capacité [6]

On dimensionne le ferrailage longitudinal de la rotule plastique pour M_{Rd} à partir de l'encastrement jusqu'à l'intersection avec la courbe M_0 . Au-delà la surcapacité en moment d'une section doit être calculée pour

$$M_0 = \gamma_0 * M_{Rd}$$

Sur une longueur d'au moins l , le ferrailage longitudinal doit rester constant et complètement actif. La Figure (1.14) ci-dessus donne respectivement les diagrammes des moments à adopter pour le dimensionnement dans des cas de piles mono ou bi-encastrees.

1.6 Conception parasismique des ponts

Afin de répondre à ces exigences de base, l'Eurocode 8-2 ouvre la porte à trois types de conceptions qui impliquent des méthodes d'analyses différentes, mais également des conséquences variables en

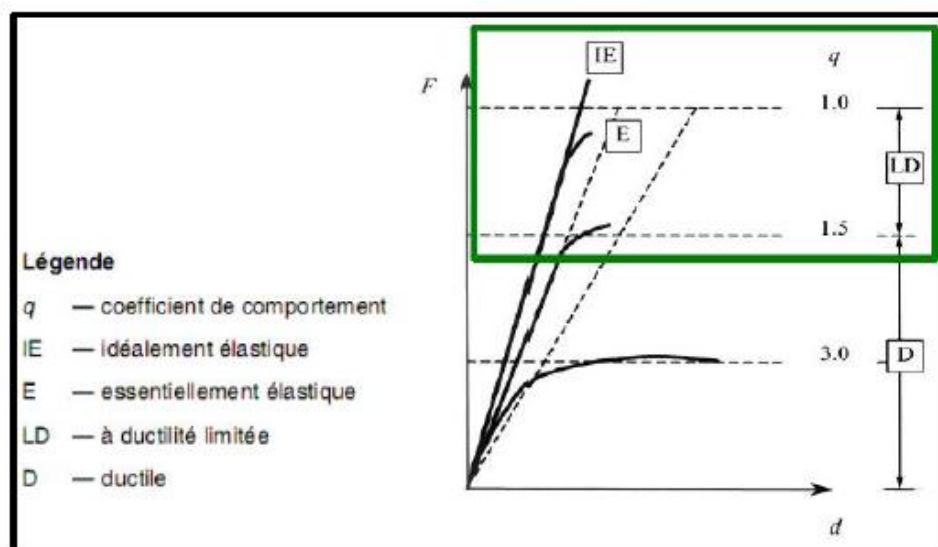
termes de performance et de niveau d'endommagement sismique. Il s'agit respectivement des conceptions dites :

- Élastique / ductilité limitée
- ductile
- basée sur le principe d'isolation sismique et d'amortisseurs

De coûts sensiblement différents, ces trois types de conception conduisent aussi à des comportements sous séisme bien distincts et il appartient donc au maître d'ouvrage, en fonction du contexte (sismicité, valeur attribuée à l'ouvrage, aspects stratégiques, organisation des secours) de se prononcer en faveur de l'une ou de l'autre.[7]

Dans une première approche, pour le choix de l'analyse à prendre en compte, on peut citer quelques règles très simples telles que :

- Le premier type de comportement, dit élastique, permet de dimensionner la structure de telle sorte à ce que l'ensemble des matériaux restent dans leur domaine élastique linéaire de comportement sous l'effet de l'action sismique de référence. L'Eurocode 8-2 étend cette définition en décrivant un comportement à « ductilité limitée » permettant une faible incursion dans le domaine plastique borné par $1 \leq q \leq 1.5$. Ce type de comportement est particulièrement adapté dans les zones de **faible sismicité** (dans le cas des zones à sismicité modérée ou forte ce type de conception s'avère très coûteuse et amène à sur-dimensionner la structure). Il se trouve que l'utilisation du comportement élastique peut devenir obligatoire dans le cas **d'ouvrages stratégiques** (hôpitaux, centres de secours, centre de télécommunication, aéroports etc...). (voir figure 1.15)



- Le deuxième type de comportement, dit à ductilité (permet de dimensionner la structure de telle sorte que les matériaux soient autorisés à des incursions répétées dans leur domaine non linéaire (postélastique ou plastique). Ces incursions permettent de dissiper une grande quantité de l'énergie sismique et ainsi de réduire et écrêter non seulement les efforts mais également le coût de la construction. Ce type de comportement est particulièrement adapté dans les zones de **sismicité moyenne ou forte**. (Voir figure 1.16)

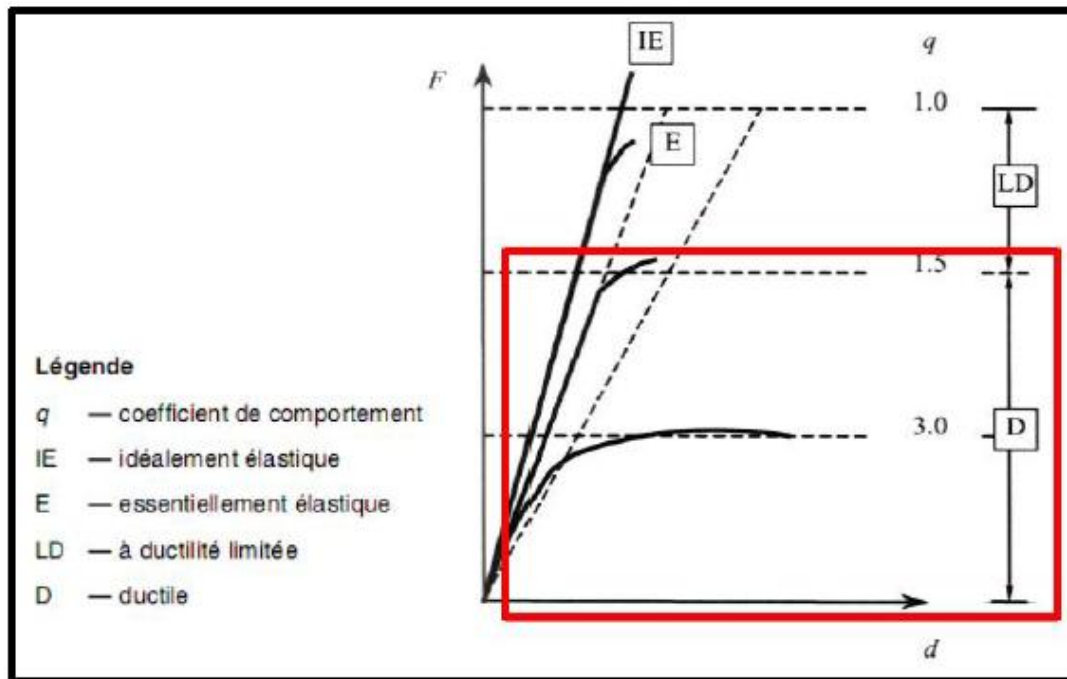


Figure 1.16 Comportement sismique type 2 [7]

➤ Le dernier type de comportement, basé sur le principe d'isolation sismique et d'amortisseurs, combine les avantages des deux solutions précédentes : la quasi-totalité de l'énergie du tremblement de terre est filtrée par les isolateurs ou absorbée dans des appareils mécaniques externes à la structure jouant la fonction d'amortisseurs tandis que les éléments structurels de l'ouvrage ne subissent en théorie aucun dégât et les matériaux restent dans leur domaine élastique de comportement. Ce type de comportement est à utiliser dans les **zones de sismicité élevée** et aux **ouvrages spéciaux**.

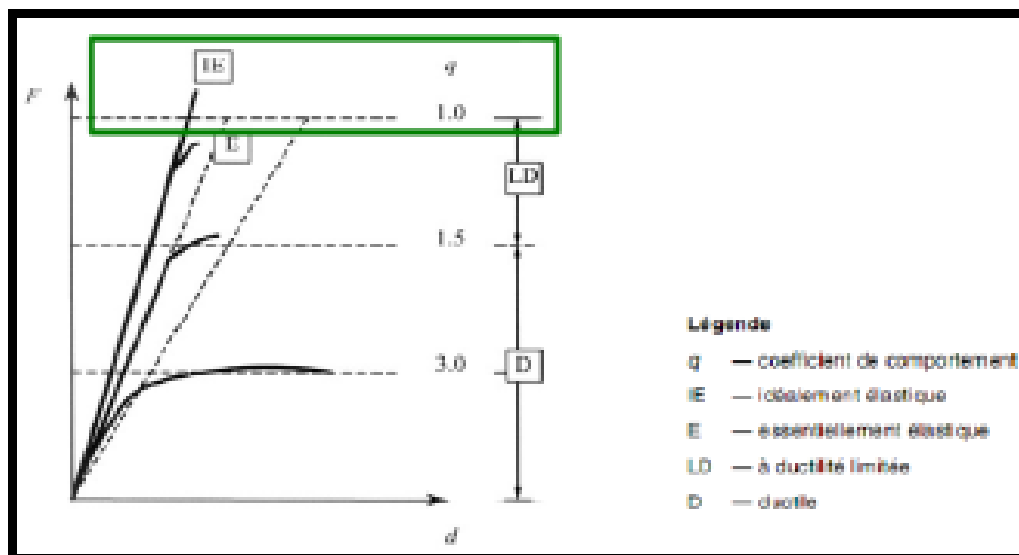


Figure 1.17 Comportement sismique type 3 [7]

Le tableau ci-après (voir Figure 1-18) récapitule les domaines d'emploi des trois types de conception parasismique détaillés précédemment, évoquant sommairement les méthodes

d'analyses, de dispositions constructives ainsi que les aspects relatifs aux contraintes de maintenances et comportements en cas de séisme.

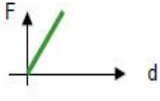



	DUCTILITE LIMITEE (ou essentiellement élastique)	DUCTILE (ductilité structurelle)	ISOLATION SISMIQUE	
			Isolateurs, AA élastomère classiques	Amortisseurs, systèmes ductiles
				
Comportement sous séisme "de calcul"	Ouvrage intact ou très faiblement endommagé	Ouvrage moyennement à fortement endommagé	Ouvrage intact	Ouvrage intact
Dispositions constructives	Classiques, cf. EC2 sauf en zones dites "critiques"	Très contraignant dans les zones de rotules plastiques potentielles (+ classe d'acier ductile)	Classiques, cf. EC2 sauf en zones dites "critiques"	Classiques, cf. EC2 sauf en zones dites "critiques"
Calculs et dimensionnement	Relativement aisés	+ ou - complexes selon degré de régularité structurelle	Relativement aisés	Complexes
Méthodes d'analyse	Statique équivalent Analyse mono ou multi-modale	Analyse mono ou multi-modale Push-Over Dynamique temporelle non-linéaire	Analyse mono ou multi-modale	Dynamique temporelle non-linéaire (le plus souvent)
Coeff. de comportement	$q \leq 1,5$	$1,5 < q \leq 3,5$	$q = 1$, en général	
Conditions de maintenance	Aucune particulière	Aucune particulière	Très variable selon technologie employée	
Domaines d'application	Sismicité faible à modérée Ouvrages courants ou à fort enjeu	Sismicité moyenne ou forte Ouvrages non-courants	Sismicité faible à moyenne Ouvrages courants et non-courants	Sismicité forte Ouvrages non-courants Ouvrages à fort enjeu

Figure 1-18 : Tableau récapitulatif des types de conceptions parasismiques [7].

1.7 Conclusion

L'analyse des dommages sismiques causés aux ponts lors de forts séismes permet d'identifier certains schémas comportementaux typiques et d'en tirer des enseignements importants pour atteindre une meilleure tenue aux tremblements de terre. Ce chapitre présente dans les paragraphes précédents des illustrations typiques de dommages, ordonnées selon les types de pont.

La nécessité de limiter les dommages affectés aux structures pendant un séisme et sauvegarder les vies des occupants, a poussé les chercheurs et les ingénieurs à développer les outils de calcul et créer des méthodes récentes qui permettent d'évaluer la performance sismique des structures et de faire un diagnostic rigoureux pour évaluer le comportement et le risque sismique. Ainsi, le calcul basé sur la performance s'appuie sur le comportement réel de la structure obtenu par modélisation numérique et les essais sur échelle réduite, tendant à se substituer au calcul classique conventionnel (calcul aux états limites) largement répandu dans les codes réglementaires basés sur le retour d'expérience des séismes passés.

Chapitre 2 Elément poutre multifibre

2.1 Introduction

Plusieurs approches peuvent être adoptées afin de modéliser le comportement d'un élément de structure soumise à des chargements mécaniques, on peut citer trois approches : approche globale, approche semi globale, approche macroscopique et ils existent d'autres approches de modélisation, voir la figure (2.1)

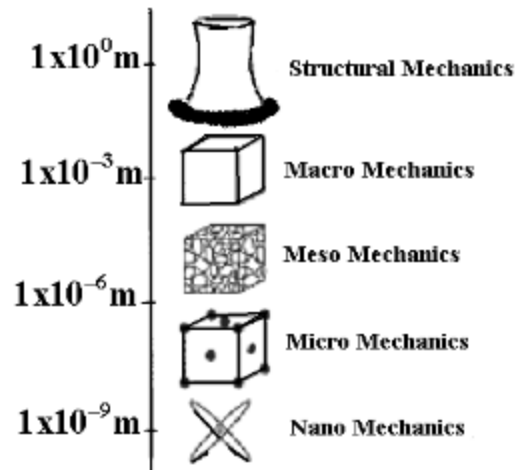


Figure (2.1) Les échelles de modélisations [8]

2.2 Approche globale

A ce niveau de modélisation le comportement du composite béton armé est décrit en Variables généralisées ($N-\varepsilon_n$, $V-\gamma$, $M-\Phi$). La formulation peut s'appuyer sur des observations Phénoménologiques ou bien peut être basée sur les théories classiques de la plasticité avec l'introduction de surfaces de plasticité ou surfaces seuils type $f(N, V, M) = 0$, ou de la Mécanique de l'endommagement par l'introduction d'une variable interne représentative de l'état de détérioration du matériau. [10]

La loi de comportement porte sur les variables globales telles que les moments, l'effort Normal, les rotations, les déplacements. Il faut alors identifier cette loi pour chaque géométrie et Chaque matériau [9].

Le calcul proprement dit sera peu coûteux mais des calculs préalables seront nécessaires Pour identifier le comportement de chaque type de sous structure [9]. D'autre part, les Informations locales sont difficilement accessibles et nécessitent un calcul supplémentaire.

2.3 Approche macroscopique

La modélisation macroscopique du comportement mécanique du béton a beaucoup évolué et les modèles actuels permettent de prendre en compte des phénomènes de plus en plus complexes. Les modèles macroscopiques utilisés classiquement pour le béton possèdent généralement un nombre important de paramètres qui permettent de décrire la complexité du comportement du matériau sous diverses sollicitations [13] [11].

Souvent l'approche macroscopique est basée sur la théorie de la thermodynamique qui constitue un cadre très précieux pour guider et limiter les choix de la modélisation phénoménologique. En effet, la thermodynamique permet d'associer à chaque phénomène sa variable et à chaque variable sa loi d'évolution. On postule l'existence de deux potentiels :

a. Potentiel thermodynamique : qui permet de définir des variables d'état en fonction des phénomènes à modéliser, et duquel dérivent les lois d'état.

b. Potentiel de dissipation : qui permet de décrire les lois d'évolution décrivant le processus irréversibles [11] [13].

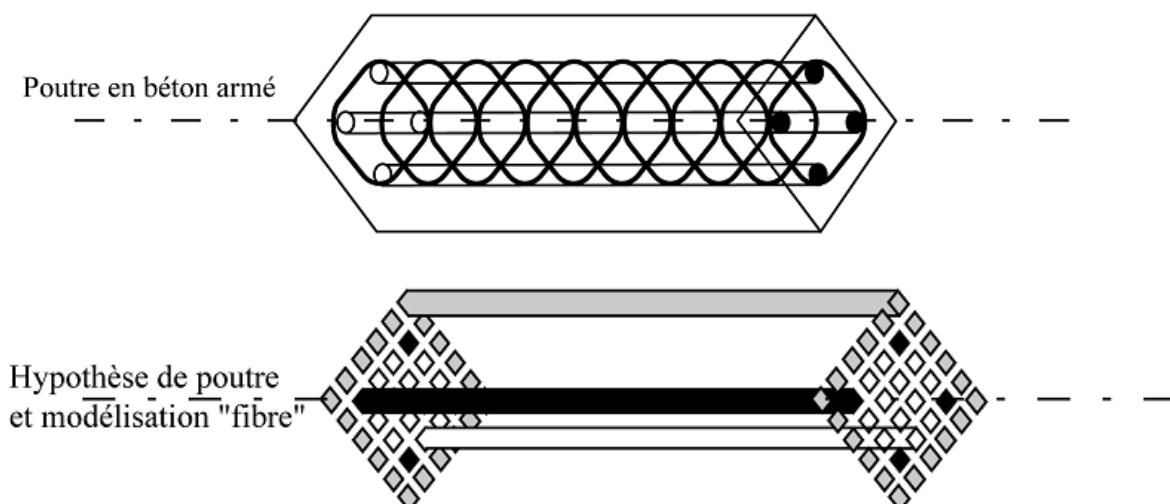
2.4 Approche semi-globale

La discrétisation est la même que pour les approches globales. Des hypothèses permettent de calculer les variables cinématiques locales (déformations) en fonction des variables cinématiques globales (déplacements, rotations). Une loi de comportement permet de calculer les variables statiques locales (contraintes) qui sont ensuite intégrées pour déterminer les variables statiques généralisées (moments, efforts). [11]

Cette méthode est un bon compromis pour les structures à géométrie simple car elle est beaucoup moins coûteuse que les méthodes locales et permet d'accéder à un niveau d'informations intéressant compte tenu des restrictions imposé par les hypothèses.

2.4.1 Élément poutre multifibre

Les modèles « classiques » E.F. sont des outils puissants pour la simulation du comportement non linéaire des parties complexes des structures (joints, assemblages, ...), leur application à la totalité d'une structure peut s'avérer peu pratique à cause d'un temps de calcul prohibitif ou de la taille mémoire nécessaire à la réalisation de ce calcul. Par contre, une modélisation de type poutre multifibre (voir [Figure 2.2]), possède les avantages des hypothèses simplificatrices d'une cinématique de type poutre d'Euler Bernouli ou Timoschenko tout en offrant une solution pratique et efficace pour une analyse non linéaire complexe d'éléments de structures composites tels que ceux que l'on peut rencontrer par exemple en béton armé. De plus, cette modélisation "intermédiaire" est relativement robuste et peu coûteuse en temps de calcul du fait de l'utilisation de modèles de comportement non linéaires 1D [12].



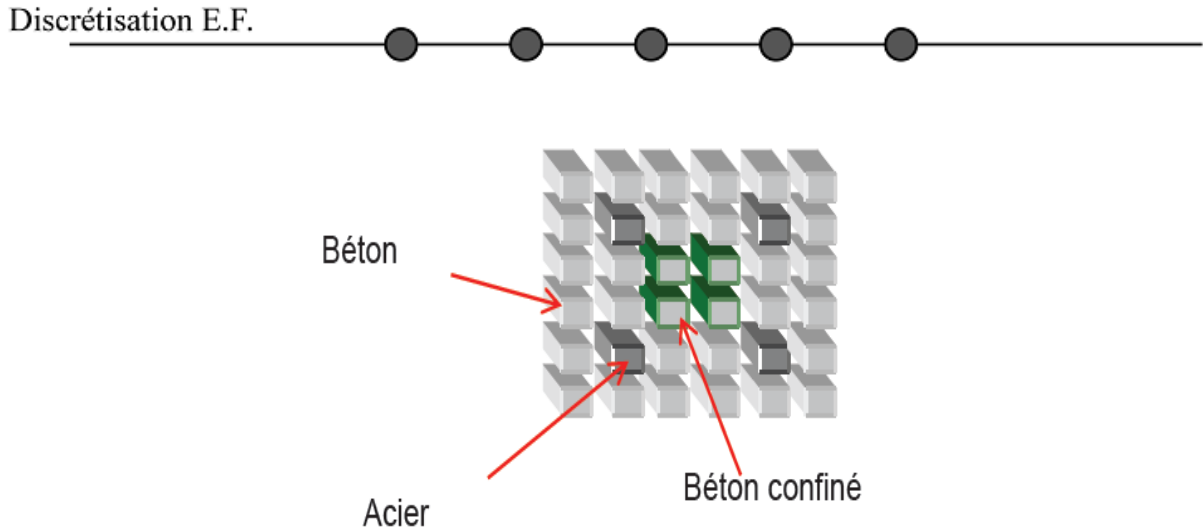


Figure 2.2 : Description d'une modélisation de type poutre multifibre [12]

2.4.2 Élément de la théorie des poutres

Soit une poutre droite 3D de longueur L (figure 2.3) orientée selon la direction x et soumise à des efforts distribués q_y, q_z . [12][13][10]

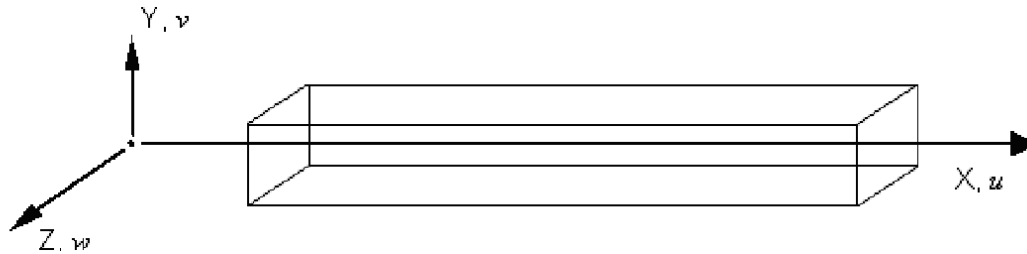


Figure 2.3 Poutre d'Euler 3D

L'hypothèse des sections planes (théorie Timoshenko) permet d'exprimer les déplacements $u(x, y, z)$, $v(x, y, z)$, $w(x, y, z)$ d'un point quelconque de la poutre en fonction des déplacements u_s, v_s, w_s d'un point situé sur l'axe de référence x et des déplacements dus aux rotations

$\theta_{sx}, \theta_{sy}, \theta_{sz}$ de la section S :

$$u(x, y, z) = u_s(x) - y\theta_{sz}(x) + z\theta_{sy}(x) \quad (2.1)$$

$$v(x, y, z) = v_s(x) - z\theta_{sx}(x) \quad (2.2)$$

$$w(x, y, z) = w_s(x) + y\theta_{sx}(x) \quad (2.3)$$

Le champ des déformations prend alors la forme suivante

$$\epsilon_{xx} = u'_s(x) - y\theta'_{sz}(x) + z\theta'_{sy}(x) \quad (2.4)$$

$$2\epsilon_{xy} = v'_s(x) - \theta_{sz}(x) - z\theta'_{sx}(x) \quad (2.5)$$

$$2\varepsilon_{xz} = w'_s(x) + \theta_{sy}(x) + y\theta'_{sx}(x) \quad (2.6)$$

En introduisant le principe des travaux virtuels dans l'équation (2.1) et (2.6) on obtient:

$$\begin{aligned} \int_{V_0} (\delta\varepsilon_{xx} \cdot \sigma_{xx} + 2\delta\varepsilon_{xy} \cdot \sigma_{xy} + 2\delta\varepsilon_{xz} \cdot \sigma_{xz}) dV_0 &= \int_0^L (\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z) dx \\ \Leftrightarrow \int_0^L (N\delta u'_s(x) + T_y\delta\beta_{sy}(x) + T_z\delta\beta_{sz}(x) + M_x\delta\theta'_{sx}(x) + M_y\delta\theta'_{sy}(x) + M_z\delta\theta'_{sz}(x)) \\ &= \int_0^L (\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z) dx \end{aligned} \quad (2.7)$$

Avec :

L'effort normal :

$$N = \int_S \sigma_{xx} dS \quad (2.8)$$

Les efforts tranchants :

$$T_y = \int_S \sigma_{xy} dS ; \quad T_z = \int_S \sigma_{xz} dS \quad (2.9)$$

Les moments de flexion :

$$M_y = \int_S z \sigma_{xx} dS ; \quad M_z = \int_S -y \sigma_{xx} dS \quad (2.10)$$

Le moment de torsion :

$$M_x = \int_S (-z \sigma_{xy} + y \sigma_{xz}) dS \quad (2.11)$$

$$\beta_{sy}(x) = v'_s(x) - \theta_{sz}(x) ; \quad \beta_{sz}(x) = w'_s(x) + \theta_{sy}(x) \quad (2.12)$$

La théorie des poutres et les équations d'élasticité donnent:

$$\sigma_{xx} = E \cdot \varepsilon_{xx} ; \quad \sigma_{xy} = 2G \cdot \varepsilon_{xy} ; \quad \sigma_{xz} = 2G \cdot \varepsilon_{xz} ; \quad \sigma_{yy} = \sigma_{zz} = 0 \quad (2.13)$$

Avec E le module de Young de la section et G le module de cisaillement.

Dans le cadre de la théorie d'Euler - Bernoulli (les sections planes restent planes et perpendiculaires à l'axe neutre), les équations précédentes prennent la forme suivante :

$$u(x, y, z) = u_s(x) - y\theta_{sz}(x) + z\theta_{sy}(x) \quad (2.14)$$

$$v(x, y, z) = v_s(x) \quad (2.15)$$

$$w(x, y, z) = w_s(x) \quad (2.16)$$

$$\varepsilon_{xx} = u'_s(x) - y\theta'_{sz}(x) + z\theta'_{sy}(x) \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{xz} = 0 \quad (2.18)$$

Contrairement à la poutre Timochenko, la poutre Euler - Bernoulli néglige les déformations dues au cisaillement (équation 2.18). En appliquant le principe des travaux virtuels, nous obtenons finalement :

$$\int_0^L \left(N \delta u'_s(x) + M_y \delta \theta'_{sy}(x) + M_z \delta \theta'_{sz}(x) \right) dx = \int_0^L \left(\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z \right) dx \quad (2.19)$$

Avec :

$$N = \int_S \sigma_{xx} dS \quad ; \quad M_y = \int_S z \sigma_{xx} dS \quad ; \quad M_z = \int_S -y \sigma_{xx} dS \quad (2.20)$$

Le moment de torsion M_x et les efforts tranchants T_y et T_z ne peuvent pas être calculés par intégration des contraintes de cisaillement puisque ces dernières sont négligées. Dans la suite nous présentons en détail plusieurs éléments finis poutre multifibre existants dans la littérature basées sur la théorie de Timoshenko ou d'Euler - Bernoulli.

2.4.3 Elément fini poutre multifibre Timoshenko à deux noeuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre supérieur

Prenons une poutre Timoshenko 3D à 2 noeuds, de longueur L , soumise à des efforts distribués q_y et q_z (figure 2.3). S est la section de la poutre discrétisée en fibres de coordonnées y, z . Nous présentons ici une généralisation où l'axe de référence choisi pour la poutre est indépendant de toute considération géométrique, inertielle ou mécanique. [13][10]

La discrétisation en éléments "exacts" de poutre s'effectue sur un élément linéique à deux nœuds et six degrés de liberté par nœuds. Ces degrés de liberté sont les trois translations u, v, w et les trois rotations $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ [Figure 2.4].

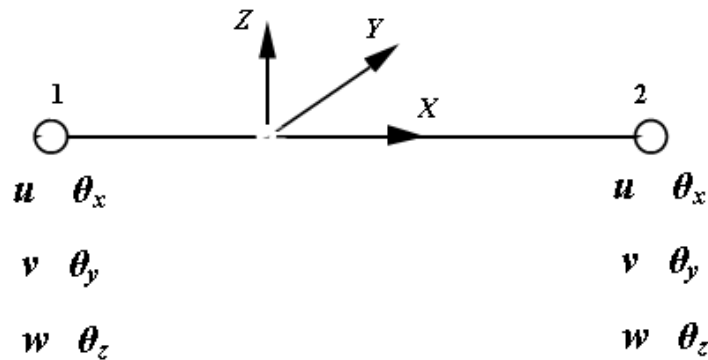


Figure 2.4 : Elément poutre

Pour chaque nœud, on stocke d'abord les grandeurs liées aux trois translations, puis celles liées aux trois rotations. Par exemple, un vecteur déplacement sera structuré de la manière suivante :

$$\{U^T\} = \{u_1, v_1, w_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}, u_2, v_2, w_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\} \quad (2.21)$$

2.4.3.1 Fonctions d'interpolation

Nous considérons le champ de déplacements continus en tout point de la ligne moyenne x en fonction du champ de déplacements discrétisés :

$$U_s = [N].\{U\} \quad (2.22)$$

$$\text{Avec } \{U_s\}^T = \{u_s(x) \ v_s(x) \ w_s(x) \ \theta_{sx}(x) \ \theta_{sy}(x) \ \theta_{sz}(x)\} \quad (2.23)$$

Le choix des fonctions d'interpolation $[N]$ conditionne la performance numérique de l'élément. Le phénomène du blocage par cisaillement (apparition de rigidité 'parasite' quand l'élément est élancé) est présent dans tous les éléments finis de poutre Timoshenko où les déplacements transversaux et les rotations sont discrétisés séparément [Stolarski et al. 1983].

Afin d'affranchir ce problème, la formulation présentée ci-dessous opte pour une interpolation polynomiale de degré supérieur pour les déplacements transversaux (par exemple cubique) et les rotations (par exemple quadratique) qui ne sont plus indépendants. Ce type d'approche conduit à des éléments finis à plus de deux noeuds (deux noeuds aux extrémités + des noeuds intérieurs), [Ibrahimbegovic et al. 1992] ou à des éléments finis à deux noeuds dont les fonctions d'interpolation dépendent des propriétés des matériaux [De Ville de Goyet 1989], [Friedman et al. 1993], [Kotronis et al. 2004, 2005], [Mazars et al. 2006]. Dans cette dernière formulation les fonctions d'interpolation prennent la forme suivante :

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_3 & 0 & 0 & 0 & N_4 & 0 & N_5 & 0 & 0 & 0 & N_6 \\ 0 & 0 & N_3^* & 0 & -N_4^* & 0 & 0 & 0 & N_5^* & 0 & -N_6^* & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N_7^* & 0 & N_8^* & 0 & 0 & 0 & -N_9^* & 0 & N_{10}^* & 0 \\ 0 & N_7 & 0 & 0 & 0 & N_8 & 0 & N_9 & 0 & 0 & 0 & N_{10} \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L} \quad (2.25)$$

$$N_2 = \frac{x}{L} \quad (2.26)$$

$$N_3 = \frac{1}{1+\phi} \left\{ 2 \left(\frac{x}{L} \right)^3 - 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \phi \left(\frac{x}{L} \right) + 1 + \phi \right\} \quad (2.27)$$

$$N_4 = \frac{L}{1+\phi} \left\{ \left(\frac{x}{L} \right)^3 - \left(2 + \frac{\phi}{2} \right) \left(\frac{x}{L} \right)^2 + \left(1 + \frac{\phi}{2} \right) \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \quad (2.28)$$

$$N_5 = -\frac{1}{1+\phi} \left\{ 2 \left(\frac{x}{L} \right)^3 - 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \phi \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \quad (2.29)$$

$$N_6 = \frac{L}{1+\phi} \left\{ \left(\frac{x}{L} \right)^3 - \left(1 - \frac{\phi}{2} \right) \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \frac{\phi}{2} \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \quad (2.30)$$

$$N_7 = \frac{6}{(1+\phi)L} \left\{ \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \quad (2.31)$$

$$N_8 = \frac{L}{1+\phi} \left\{ 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 - (4 + \phi) \left(\frac{x}{L} \right) + (1 + \phi) \right\} \quad (2.32)$$

$$N_9 = -\frac{6}{(1+\phi)L} \left\{ \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \quad (2.33)$$

$$N_{10} = \frac{1}{(1+\phi)} \left\{ 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 - (2 - \phi) \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \quad (2.34)$$

$$N_i^* = N_i(\phi^*) \quad (2.35)$$

Les rapports entre la rigidité de flexion et la rigidité de cisaillement dans les axes y et z deviennent :

$$\phi = \frac{12}{L^2} \left(\frac{\int_S E y^2 dS}{\int_S G dS} \right) \quad (2.36)$$

$$\phi^* = \frac{12}{L^2} \left(\frac{\int_S E z^2 dS}{\int_S G dS} \right) \quad (2.37)$$

2.4.3.2 Matrices de rigidités

La relation entre les forces et les déformations « généralisées » dans la section prend la forme suivante [Guedes et al. 1994] :

$$\{F\} = [K_s].\{D\} \quad (2.38)$$

Avec :

$$\{F\}^T = \{N, T_y, T_z, M_x, M_y, M_z\} \quad (2.39)$$

$$\{D\}^T = \{u'_s(x), v'_s - \theta_{sz}(x), w'_s + \theta_{sy}(x), \theta'_{sx}(x), \theta'_{sy}(x), \theta'_{sz}(x)\} \quad (2.40)$$

La matrice de rigidité de la section devient finalement :

$$[K_s] = \begin{bmatrix} K_{s11} & 0 & 0 & 0 & K_{s15} & K_{s16} \\ & K_{s22} & 0 & K_{s24} & 0 & 0 \\ & & K_{s33} & K_{s34} & 0 & 0 \\ & & & K_{s44} & 0 & 0 \\ Sym & & & & K_{s55} & K_{s56} \\ & & & & & K_{s66} \end{bmatrix} \quad (2.41)$$

$$K_{s11} = \int_S E dS ; K_{s15} = \int_S E z dS ; K_{s16} = - \int_S E y dS ; K_{s22} = k_y \int_S G dS \quad (2.42)$$

$$K_{s24} = -k_y \int_S G z dS ; K_{s33} = k_z \int_S G dS ; K_{s34} = k_z \int_S G y dS \quad (2.43)$$

$$K_{s44} = \int_S G (k_z y^2 + k_y z^2) dS ; K_{s55} = \int_S E z^2 dS \quad (2.44)$$

$$K_{s56} = - \int_S E y z dS ; K_{s66} = \int_S E y^2 dS \quad (2.45)$$

Les variables k_y et k_z sont les coefficients de correction de cisaillement de la section définies dans [Cowper 1966]. L'introduction des équations 2.38 à 2.45 dans le principe des travaux virtuels conduit à :

$$\int_0^L \delta \{D\}^T [K_s] \{D\} dx = \int_0^L (\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z) dx \quad (2.46)$$

La déformation généralisée est calculée par :

$$\{D\} = [B].\{U\} \quad (2.47)$$

Avec :

$$[B] = \begin{bmatrix} N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N'_3 - N_7 & 0 & 0 & 0 & N'_4 - N_8 & 0 & N'_5 - N_9 & 0 & 0 & 0 & N'_6 - N_{10} \\ 0 & 0 & N'_3 - N_7 & 0 & -N'_4 + N_8 & 0 & 0 & 0 & N'_5 - N_9 & 0 & -N'_6 + N_{10} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N'_7 & 0 & N'_8 & 0 & 0 & 0 & -N'_9 & 0 & N'_{10} & 0 \\ 0 & N'_7 & 0 & 0 & 0 & N'_8 & 0 & N'_9 & 0 & 0 & 0 & N'_{10} \end{bmatrix} \quad (2.48)$$

La matrice de rigidité de l'élément est finalement donnée par :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx \quad (2.49)$$

2.4.3.3 Intégration dans le cas non-linéaire (matrice de rigidité)

Lorsque le comportement du matériau est non linéaire, pour permettre une intégration correcte des efforts internes, il est nécessaire d'avoir au moins deux points d'intégration le long de la poutre. On utilise deux points de Gauss. La matrice de rigidité est calculée avec l'équation suivante :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T \cdot [K_s] \cdot [B] dx = J \sum_{i=1}^2 w_i [B(x_i)]^T \cdot K_s \cdot [B(x_i)] \quad (2.50)$$

Où x_i est la position du point de Gauss i dans un élément de référence de longueur 1, c'est-à-dire :

$$1 \mp \frac{0.5773502698963}{2}$$

w_i est le poids du point de Gauss i . On prend ici $w_i = 0.5$ pour chacun des 2 points ; J est le Jacobien.

Cette formule est utilisée également avec les autres types de poutre multifibre que nous présentons dans la suite.

2.4.3.4 Matrices de masse

Le travail virtuel des efforts d'inertie et la matrice de masse de la section prennent la forme suivante [Guedes et al. 1994] :

$$W_{int} = \int_0^L \int_S \rho \left(\delta u(x, y, z) \cdot \frac{d^2 u(x, y, z)}{dt^2} + \delta v(x, y, z) \cdot \frac{d^2 v(x, y, z)}{dt^2} + \delta w(x, y, z) \cdot \frac{d^2 w(x, y, z)}{dt^2} \right) ds \cdot dx$$

$$W_{int} = \int_0^L \delta \{U_s\}^T \cdot [M_s] \cdot \frac{d^2 \{U_s\}}{dt^2} \cdot dx \quad (2.51)$$

Avec U_s le vecteur des déplacements "généralisés".

Ce qui donne pour la matrice de masse :

$$[M_S] = \begin{pmatrix} M_{s11} & 0 & 0 & 0 & M_{s15} & M_{s16} \\ & M_{s22} & 0 & M_{s24} & 0 & 0 \\ & & M_{s33} & M_{s34} & 0 & 0 \\ & & & M_{s44} & 0 & 0 \\ Sym & & & & M_{s55} & M_{s56} \\ & & & & & M_{s66} \end{pmatrix} \quad (2.52)$$

$$M_{s11} = \int_S \rho dS ; M_{s15} = \int_S \rho z dS ; M_{s16} = - \int_S \rho y dS ; M_{s22} = k_y \int_S \rho dS \quad (2.53)$$

$$M_{s24} = -k_y \int_S \rho z dS ; M_{s33} = k_z \int_S \rho dS ; M_{s34} = k_z \int_S \rho y dS \quad (2.54)$$

$$M_{s44} = \int_S \rho (k_z y^2 + k_y z^2) dS ; M_{s55} = \int_S \rho z^2 dS \quad (2.55)$$

$$M_{s56} = - \int_S \rho y z dS ; M_{s66} = \int_S \rho y^2 dS \quad (2.56)$$

Avec ρ masse volumique qui peut varier en fonction de y et z .

La matrice de masse de l'élément est finalement donnée par :

$$[M_{elem}] = \int_0^L [N]^T [M_S] [N] dx \quad (2.57)$$

Remarque : Cette expression de la matrice de masse est rarement présentée dans la littérature. Dans la plupart des codes éléments finis elle est remplacée par la matrice de masse de type Euler - Bernoulli (ainsi les termes de correction de cisaillement intervient uniquement dans la matrice de raideur). Pour le cas d'une poutre courte avec $L / r \approx 12$, ($r = \sqrt{\frac{I}{S}}$ le rayon de giration de la section, I le moment d'inertie), de section circulaire pleine S , l'utilisation de la matrice de masse de type Euler - Bernoulli conduit à une erreur relative de l'ordre de 30% dès le quatrième mode, alors que l'erreur est quasi nulle pour la matrice de masse de l'équation 2.56 [Corn 1998].

2.4.4 Efforts internes et efforts résultants

Le calcul des forces nodales dues à un état de contraintes internes donné se fait finalement par l'intégrale suivante:

$$\{F_{int}\} = \int_0^L [B]^T \cdot \{F\} \cdot dx \quad (2.58)$$

Avec $\{F\}$ le vecteur des forces de la section issu de l'intégration des contraintes dans les fibres (équations 2.8-2.11, 2.39) et $[B]$ qui est donné par l'équation 2.48.

$$\text{Les efforts résultants sont donnés par : } \{F_{res}\} = \int_0^L [N]^T \cdot \{Q\} \cdot dx \quad (2.59)$$

Avec $[N]$ qui est donné par les équations 2.24-2.37.

$$\text{Le vecteur } Q \text{ dépend du chargement extérieur : } \{Q\}^T = (0 \quad q_y q_z \quad 0 \quad 0 \quad 0) \quad (2.60)$$

Si nous considérons que les efforts distribués sont constants, nous obtenons le vecteur des forces résultantes suivant :

$$\{F_{res}\}^T = \left(0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \right) \quad (2.61)$$

Remarques:

- Pour des sections homogènes de comportement linéaire et quand l'axe de référence coïncide avec l'axe neutre de la poutre la matrice de rigidité de l'élément ainsi calculée est la même que la matrice de rigidité exacte d'un élément Timoshenko [Przemieniecki 1985]. Un seul élément fini est donc suffisant pour calculer les déplacements exacts d'une poutre soumise à des chargements statiques. Pour des sections hétérogènes la qualité des résultats dépend de la précision de calculs des propriétés élastiques de la section.

- Lorsque l'élanement devient grand $\phi \rightarrow 0$ et $\phi^* \rightarrow 0$ et donc la matrice de rigidité tend vers celle d'un élément Bernoulli (voir §2.5)

2.5 Elément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre 1

2.5.1 Fonctions d'interpolation

La matrice des fonctions d'interpolation $[N]$ est de la forme :

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 \end{bmatrix} \quad (2.62)$$

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L} \quad (2.63)$$

$$N_2 = \frac{x}{L} \quad (2.64) \quad [13][10]$$

2.5.2 Matrices de rigidité

La matrice de rigidité de la section $[K_s]$ est donnée par les équations 2.41 à 2.45. La déformation généralisée est calculée comme avant par $\{D\} = [B]\{U\}$ avec :

$$[B] = \begin{bmatrix} N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{2} \\ 0 & 0 & N'_1 & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 \end{bmatrix} \quad (2.65)$$

$$N'_1 = -\frac{1}{L} \quad , \quad N'_2 = \frac{1}{L} \quad (2.66)$$

La matrice de rigidité d'élément est finalement donnée selon l'équation(2.49):

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx$$

Remarque :

Le terme $v'_s(x) - \theta_{sz}(x)$ de la déformation généralisée s'écrit normalement sous la forme :

$$\begin{aligned} v'_s(x) - \theta_{sz}(x) &= -\frac{1}{L}v_1 - \frac{L-x}{L}\theta_{z1} + \frac{1}{L}v_2 - \frac{x}{L}\theta_{z2} \\ &= -\frac{1}{L}v_1 - \frac{1}{2}\theta_{z1} + \frac{1}{L}v_2 - \frac{1}{2}\theta_{z2} + \frac{1}{2}(\theta_{z1} - \theta_{z2})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L} \\ w'_s(x) + \theta_{sy}(x) &= -\frac{1}{L}w_1 + \frac{L-x}{L}\theta_{y1} + \frac{1}{L}w_2 + \frac{x}{L}\theta_{y2} \\ &= -\frac{1}{L}w_1 + \frac{1}{2}\theta_{y1} + \frac{1}{L}w_2 + \frac{1}{2}\theta_{y2} + \frac{1}{2}(\theta_{y2} - \theta_{y1})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L} \end{aligned}$$

La matrice $[B]$ devait être alors :

$$[B] = \begin{bmatrix} N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & -\frac{L-x}{L} & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & -\frac{x}{L} \\ 0 & 0 & N'_1 & 0 & \frac{L-x}{L} & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & \frac{x}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 \end{bmatrix} \quad (2.67)$$

$$N'_1 = \frac{-1}{L} \quad , \quad N'_2 = \frac{1}{L} \quad (2.68)$$

Pour affranchir le problème de blocage par cisaillement, les déformations généralisées de cisaillement ($v'_s(x) - \theta_{sz}(x)$ et $w'_s(x) + \theta_{sy}(x)$) ont été simplifiées en éliminant les termes linéaires $\frac{1}{2}(\theta_{z1} - \theta_{z2})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L}$ et $\frac{1}{2}(\theta_{y2} - \theta_{y1})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L}$ [Donea et al. 1987], [Pegon 1994].

2.5.3 Matrices de masse

La matrice de masse de la section et la matrice de masse de l'élément sont données par les équations (2.52 à 2.57 voir §2.4.3.4).

2.5.4 Efforts internes

Voir paragraphe (voir §2.4.4).

2.6 Élément fini poutre multifibre Euler – Bernoulli

2.6.1 Fonctions d'interpolation

La matrice des fonctions d'interpolation $[N]$ est de la forme :

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_3 & 0 & 0 & 0 & N_4 & 0 & N_5 & 0 & 0 & 0 & N_6 \\ 0 & 0 & N_3 & 0 & -N_4 & 0 & 0 & 0 & N_5 & 0 & -N_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N_3 & 0 & N_4 & 0 & 0 & 0 & -N_5 & 0 & N_6 & 0 \\ 0 & N_3 & 0 & 0 & 0 & N_4 & 0 & -N_5 & 0 & 0 & 0 & N_6 \end{bmatrix} \quad (2.69)$$

Avec les fonctions d'interpolation suivantes, et leurs dérivées utiles :

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L} ; \quad N_1' = -\frac{1}{L} \quad (2.70)$$

$$N_2 = \frac{x}{L} ; \quad N_2' = \frac{1}{L} \quad (2.71)$$

$$N_3 = 1 - 3\frac{x^2}{L^2} + 2\frac{x^3}{L^3} ; \quad N_3' = -\frac{6x}{L^2} + 6\frac{x^2}{L^3} \quad (2.72)$$

$$N_4 = x - 2\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} ; \quad N_4' = 1 - \frac{4x}{L} + 3\frac{x^2}{L^2} \quad (2.73)$$

$$N_5 = 3\frac{x^2}{L^2} - 2\frac{x^3}{L^3} ; \quad N_5' = \frac{6x}{L^2} - 6\frac{x^2}{L^3} \quad (2.74)$$

$$N_6 = -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} ; \quad N_6' = -\frac{x}{L} + 3\frac{x^2}{L^2} \quad (2.75)$$

2.6.2 Matrices de rigidité

La matrice de rigidité de la section devient :

$$\{F\} = [K_s].\{D\} \quad (2.76)$$

Où :

$$\{F\}^T = \{N, M_y, M_z, M_x\} \quad (2.77)$$

$$\{D\}^T = \{u_s'(x), \theta_{sy}'(x), \theta_{sz}'(x), \theta_{sx}'(x)\} \quad (2.78)$$

La matrice K_s peut alors se mettre sous la forme suivante :

$$K_s = \begin{pmatrix} K_{s11} & K_{s12} & K_{s13} & 0 \\ & K_{s22} & K_{s23} & 0 \\ sym & & K_{s33} & 0 \\ & & & K_{s44} \end{pmatrix} \quad (2.79)$$

Avec

$$K_{s11} = \int_S E. dS ; \quad K_{s12} = \int_S E.z dS ; \quad K_{s13} = \int_S E.y. dS \quad (2.80)$$

$$K_{s22} = \int_S E.z^2. dS ; \quad K_{s23} = \int_S E.y.z. dS ; \quad K_{s33} = \int_S E.y^2. dS \quad (2.81)$$

Remarque

Le terme de torsion $K_{s44}=G.J_x$ est donné par l'utilisateur à l'aide de la donnée de J_x .

Les déformations généralisées sont calculée par (Ds est donnée à l'équation [éq 11] et [éq 12])

$$[D] = \{B\}[U] \quad (2.82)$$

Avec la matrice B suivante :

$$[B] = \begin{bmatrix} N_1' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N_3'' & 0 & N_4'' & 0 & 0 & 0 & -N_5'' & 0 & N_6'' & 0 \\ 0 & N_3'' & 0 & 0 & 0 & N_4'' & 0 & N_5'' & 0 & 0 & 0 & N_6'' \\ 0 & 0 & 0 & N_1' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2' & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.83)$$

$$N_3'' = -\frac{6}{L^2} + 12\frac{x}{L^3}; \quad N_4'' = -\frac{4}{L} + 6\frac{x}{L^2} \quad (2.84)$$

$$N_5'' = \frac{6}{L^2} - 12\frac{x}{L^3}; \quad N_6'' = -\frac{2}{L} + 6\frac{x}{L^2} \quad (2.85)$$

La matrice de rigidité de l'élément est finalement donnée par l'équation (2.49) :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx$$

2.6.3 Matrices de masse

Les matrices de masse de la section et de l'élément prennent les formes suivantes :

$$M_s = \begin{pmatrix} M_{s11} & 0 & 0 & M_{s12} & M_{s13} & 0 \\ & M_{s11} & 0 & 0 & 0 & -M_{s12} \\ & & M_{s11} & 0 & 0 & -M_{s13} \\ & & & M_{s22} & M_{s23} & 0 \\ & Sym & & & M_{s33} & 0 \\ & & & & & M_{s22} + M_{s33} \end{pmatrix} \quad (2.86)$$

Avec

$$M_{s11} = \int_S \rho \cdot ds \quad ; \quad M_{s12} = \int_S \rho \cdot z \cdot ds \quad ; \quad M_{s13} = - \int_S \rho \cdot y \cdot ds \quad (2.87)$$

$$M_{s22} = \int_S \rho \cdot z^2 \cdot ds \quad ; \quad M_{s23} = \int_S \rho \cdot y \cdot z \cdot ds \quad ; \quad M_{s33} = \int_S \rho \cdot y^2 \cdot ds \quad (2.88)$$

Avec ρ qui peut varier en fonction de y et z . [20][21][22]

2.6.4 Efforts internes et efforts résultants

Le calcul des forces nodales dues à un état de contraintes internes donné se fait finalement par l'intégrale suivante:

$$\{F_{int}\} = \int_0^L [B]^T \cdot \{F\} \cdot dx \quad (2.58)$$

Avec $\{F\}$ le vecteur des forces de la section issu de l'intégration des contraintes dans les fibres (équations 2.8-2.11, 2.39) et $[B]$ qui est donné par l'équation 2.48. (Voir § 2.4.3.2). Si nous considérons que les efforts distribués sont constants, nous obtenons le vecteur des forces résultantes suivant :

$$\{F_{res}\}^T = \left(0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad -\frac{L^2q_z}{2} \quad \frac{L^2q_y}{2} \quad 0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad \frac{L^2q_z}{2} \quad -\frac{L^2q_y}{2} \right) \quad (2.89)$$

2.7 Modélisation numérique sur Cast3m

Ce niveau de modélisation est particulièrement bien adapté à l'étude de structures complexes sous chargement sismique. Les lois non linéaires s'appuient sur des éléments barre ou de poutre (Timoshenko ou Bernoulli) [10].

Dans le cadre d'une modélisation de type multifibre, il y a deux «niveaux» d'intégration. Il y a la modélisation dite «longitudinale» qui sera représentée par une poutre (de support géométrique linéique avec deux points de Gauss sur la longueur) et une modélisation plane de la section (perpendiculaire au support géométrique, discrétisée avec des fibres qui jouent le rôle des points d'intégration dans la section).[13]

2.7.1 Eléments finis de poutre

Le logiciel Cast3M possède deux éléments finis de poutre :

- l'élément POUT d'Euler-Bernoulli sans déformation de cisaillement et avec une répartition de courbure linéaire sur la hauteur de l'élément,
- l'élément TIMO avec déformation de cisaillement et une répartition de courbure constante sur l'élément.

Ces 2 éléments finis de poutre ont pour support géométrique l'élément SEG2 à 2 nœuds et fonctionnent en 3D et en 2D (contraintes planes et déformations planes).

Ils servent de support à plusieurs lois de comportement semi globales en traction-compression, flexion et cisaillement.[10]

Pour ces 2 éléments, l'utilisateur doit fournir la section SECT, les inerties de flexion INRY (uniquement en 3D) et INRZ et l'inertie de torsion INRX (uniquement en 3D). Les sections réduites pour le cisaillement SECY et SECZ sont facultatives. Le module de cisaillement G est calculé à partir du module d'Young (E=YOUN) et du coefficient de Poisson (v=NU) : $G=E/2(1+v)$.

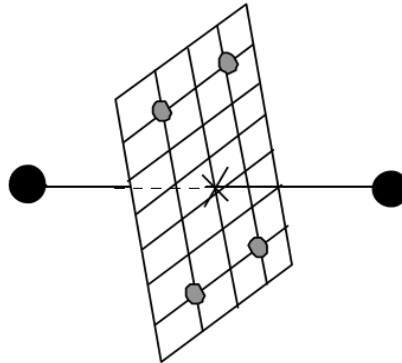
2.7.2 Principe du modèle à fibre pour l'élément Timoshenko

Sur CAST3M, la poutre Timoshenko est adaptée pour faire une modélisation multifibre. Le modèle à fibre permet de calculer la loi de comportement de l'élément de poutre de Timoshenko i.e. la relation entre déformation axiale, courbure, déformation de cisaillement et les contraintes généralisées associées (N, M et T) à partir d'une description géométrique de la section basée sur les éléments bidimensionnels TRIS et QUAS et de lois de comportement uni-axiales pour chaque matériau (béton, acier, ...) (Figure 2.5).

Il faut noter que la loi de comportement est intégrée en un seul point pour l'élément POJS et l'élément triangulaire à 3 nœuds TRIS, sur 2 points pour l'élément à 2 points SEGS et sur 4 points pour l'élément à 4 nœuds QUAS. Les positions de ces points d'intégration sont

données (Fig.2.6) Pour les éléments SEGS et QUAS, la solution est donc exacte pour une section rectangulaire en élasticité avec un seul élément.

Remarquons aussi que les hypothèses cinématiques supposent l'absence de gauchissement et, en torsion, la répartition de contrainte de cisaillement n'est exacte que pour des sections circulaires. En élasticité, cette répartition ne vérifie pas la théorie de Saint-Venant.



Elément de poutre : $(u, \theta) \Rightarrow (\varepsilon_0, \phi, \gamma)(M, N, T)$

$\Downarrow \Uparrow$

Niveau de la fibre : $(\varepsilon, \gamma) \Rightarrow (\sigma_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{xz})$

Figure 2.5 Principe du modèle à fibre

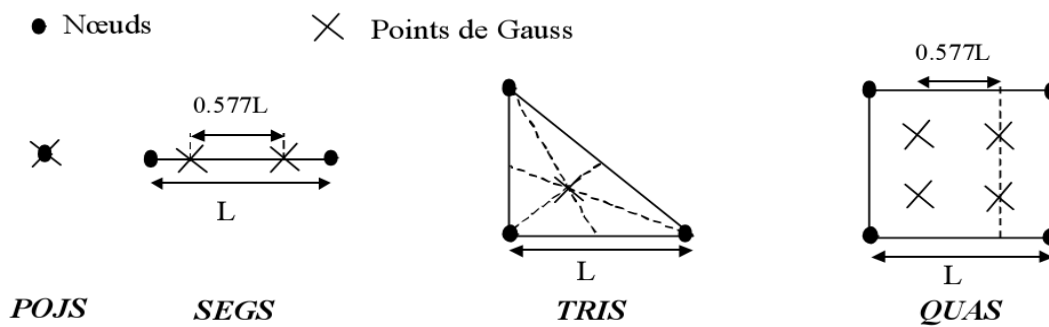


Fig2.6 Eléments bidimensionnels utilisés pour la description des sections

2.8 Conclusion

L'approche global donne une idée générale sur le comportement de la structure c'est-à-dire les relations contrainte-déformation, moment-effort normale, mais les informations au niveau local de la structure nécessite un calcul supplémentaire ; l'approche macroscopique est basée sur l'utilisation de plusieurs paramètre pour décrire la complexité géométrique où de chargement. Ce calcul est très coûteux d'un point de vue temps et identification de paramètre.

L'approche semi-globale est une combinaison entre les deux approches précédentes où on utilise moins de paramètre avec plus d'information au niveau local de la structure sans calcul supplémentaire.

Avantages de la modélisation semi-globale poutre multifibre

- elle est adaptée à la modélisation des structures minces,
- elle permet de réduire la taille du problème par rapport à une modélisation en éléments massifs,
- elle est peu coûteuse en temps CPU et en taille mémoire,
- elle peut être combinée à l'emploi d'autres éléments de structure (coques multicouches, ...).

Inconvénients de la modélisation semi-globale poutre multifibre

- elle ne permet pas de représenter le ferrailage transverse,
- elle est plutôt adaptée aux structures relativement simples. Cependant on peut envisager de simuler le comportement global de structures en béton armé relativement complexes.

Chapitre3

Modélisation d'une pile à l'échelle semi globale

3.1 Introduction

Le but de ce chapitre est d'évaluer le comportement non linéaire des piles de ponts en béton armé sous différentes sollicitations cycliques et statiques en utilisant différentes lois de comportement pour l'acier et le béton, par une modélisation multifibre réalisée sous le logiciel d'élément finis CAST3M.

3.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un pont situé dans la wilaya de Khemis Miliana. Il est constitué de deux travées de 25 m. Le tablier à 11.02 m de largeur et est en béton armé avec une épaisseur 20 cm (voir Figure 3.1). Il repose sur 9 poutres en béton précontraint qui reposent sur des appareils d'appui en élastomère.

La pile à une section circulaire de 1.17 m de diamètre avec une hauteur de 5.6 m. Le ferrailage des armatures longitudinales sont de (25T20), le ferrailage transversal, sont des cerces de diamètre (T12) avec un espacement de 15 cm. L'ouvrage représente une symétrie longitudinale et transversale et une régularité appropriée.

Le pont appartient au groupe d'usage 3, il est implanté dans une zone de forte sismicité (Zone III) et sur un site meuble S3 (RPOA 2008).

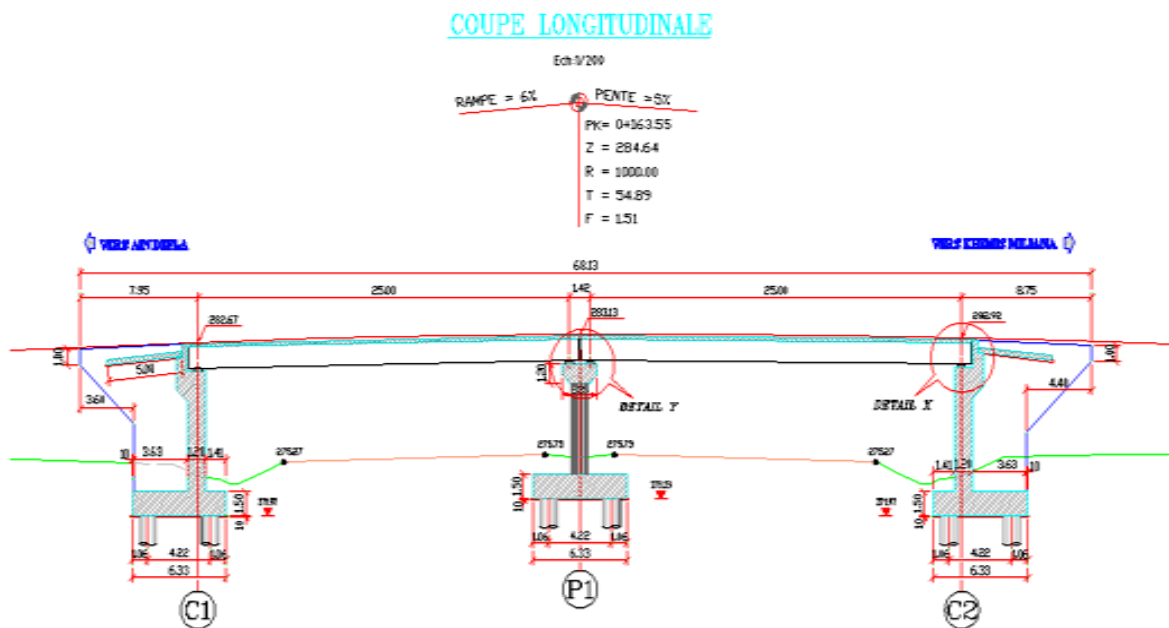


Figure 3.1 Plan d'ensemble

COUPE EN TRAVERS PILE

Ech: 1/75

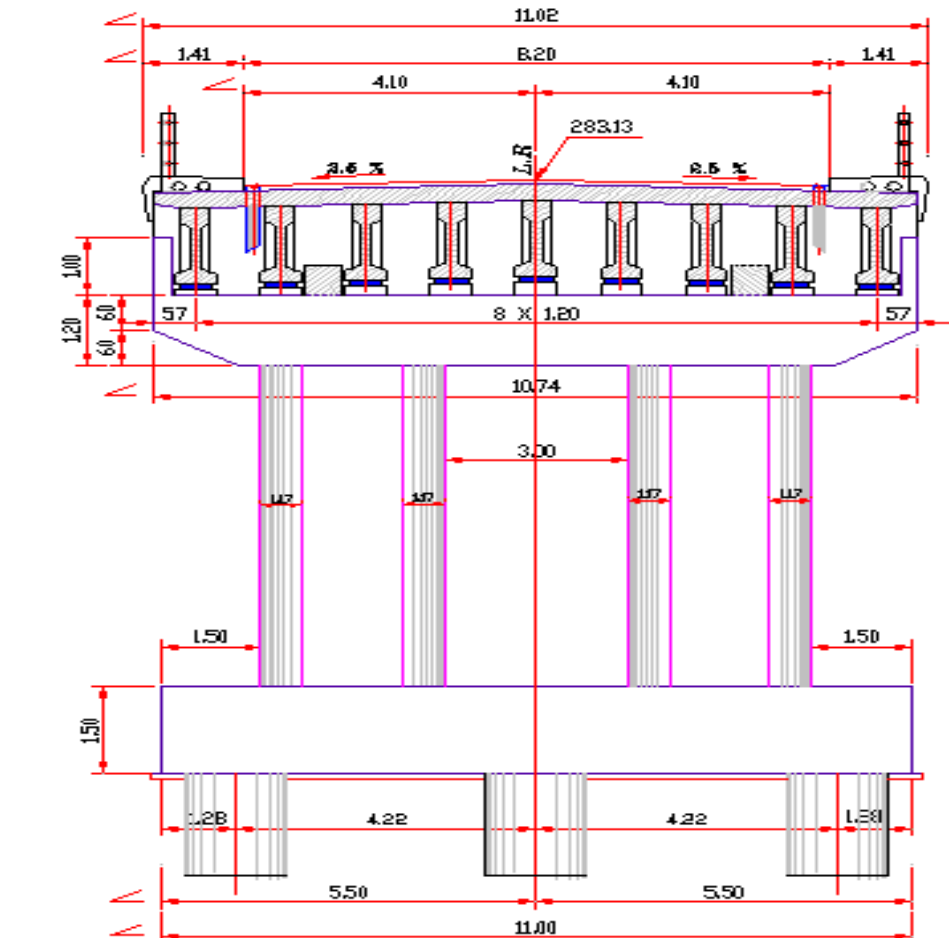


Figure 3.2 Coupe transversale au niveau de la pile.

3.3 Les modèles utilisés pour la simulation

3.3.1 Béton

Afin de modéliser le comportement non linéaire du béton, on a choisit l'autre modèles d'endommagement, le modèle unilatéral de La Borderie [10].

Cette loi est la version uni-axiale du modèle d'endommagement unilatéral de La Borderie [La Borderie, 1991] [10]. Ce modèle de béton est basé sur la théorie de l'endommagement. Il a la spécificité d'être unilatéral et de reproduire la reprise de raideur lors de la refermeture des fissures. Deux variables d'endommagement décrivent les comportements en traction et en compression. Le paramètre SIGF permet de contrôler le comportement lors de la refermeture de la fissure.

Les paramètres utilisés pour la loi Unilatérale sont :

Paramètres de modèle	Valeur
Y ₀₁ (Seuil d'endommagement en traction)	2.5x10 ⁺² (Pa)
Y ₀₂ (Seuil d'endommagement en compression)	1.5x10 ⁺⁴ (Pa)
A1 (Paramètre d'endommagement en traction)	4x10 ⁻³ (Pa)
A2 (Paramètre d'endommagement en compression)	6.5x10 ⁻⁵ (Pa)
B1 (Paramètre pour la traction)	1.2
B2 (Paramètre pour la compression)	1.5
BETA1 (Activation de la déformation permanente en traction)	1x10 ⁺⁶ (Pa)
BETA2 (Activation de la déformation permanente en compression)	-40x10 ⁺⁶ (Pa)
SIGF (Contrainte de refermeture de fissure)	3.5x10 ⁺⁶ (Pa)
E _c Module de young	32.30x10 ⁺⁹ (N/m)
Coefficient de poisson	0.2
Résistance de béton à la compression (28 jours)	28x10 ⁺⁶ (Pa)

Tableau 3.1 Tableau des paramètres du modèle Unilatéral utilisés dans la simulation.

3.3.2 Acier

L'acier est modélisé par la loi de comportement élasto-plastique.

Les aciers peuvent être modélisés avec une loi élasto-plastique avec écrouissage cinématique. Les deux paramètres de cette loi sont :

- la contrainte de plastification (paramètre SIGY),
- le module d'écrouissage (paramètre H) qui vaut 0 pour un matériau parfaitement plastique.

Remarque : le module d'écrouissage est lié à la pente après plastification E_p avec la relation suivante : $E_p = \frac{E.H}{(E+H)}$

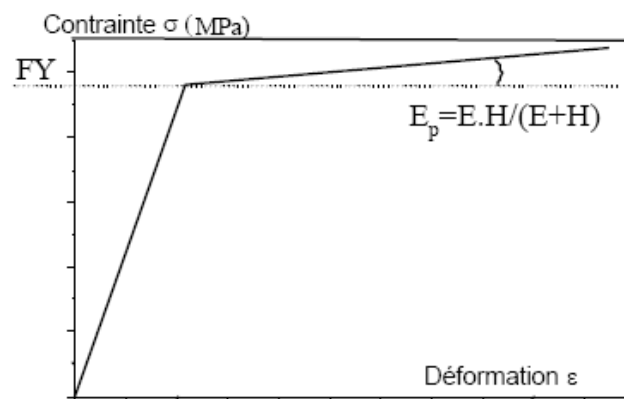


Figure 3.3 Loi de comportement de l'acier élasto-plastique.

Les paramètres utilisés pour la loi élasto-plastique sont :

Paramètres de modèle	Valeur
E (Module de young)	20x10 ⁺¹⁰ (Pa)
σ _y (Limite d'élasticité)	610x10 ⁺⁶ (Pa)
H (Module d'écrouissage linéaire)	1000x10 ⁺⁶ (Pa)

Tableau 3.2 Tableau des paramètres du modèle élasto-plastique utilisés dans la simulation.

3.4 Analyse statique

L'analyse statique non linéaire (Pushoveranalysis) consiste à soumettre la pile du pont à un chargement latéral, qui causera la plastification successive au pied et en tête de ses poteaux, puis leur rotation ultime. Le chargement latéral et le déplacement induit sont calculés de façon incrémentale en fonction de la plastification progressive des piliers. Le déplacement ultime est fonction de la rotation plastique ultime des piles. La figure 3.4 illustre un exemple d'un appui où F représente le chargement latéral. L'étude de chaque pile a été modélisée numériquement à l'aide du logiciel des éléments finis Cast3m.

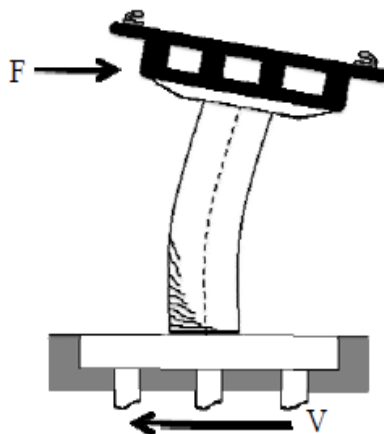


Figure 3.4 Principe de Pushover (calcul simplifié).

Les courbes Pushover (effort tranchant à la base – déplacement au sommet) sont les enveloppes des forces-déplacements des piles et représentent la réponse globale de la pile. Les courbes de capacité des piles sont représentées dans la figure 3.5. Le pic, ou la déformation maximale absolue (sans tenir compte le signe algébrique) du système bilinéaire du mouvement sismique est notée x_m . Il est significatif de normaliser x_m par rapport à la déformation de la limite élastique x_y du système. Le tableau (3.3) illustre les résultats du calcul de la ductilité structurale de la pile.

$$\mu = \frac{x_m}{x_y} \quad (3.1)$$

Ce ratio sans dimension est appelé le facteur de ductilité [15]. Pour les systèmes qui se déforment dans la phase inélastique, par définition, x_m dépasse x_y et le facteur de ductilité est supérieur à la valeur unitaire.

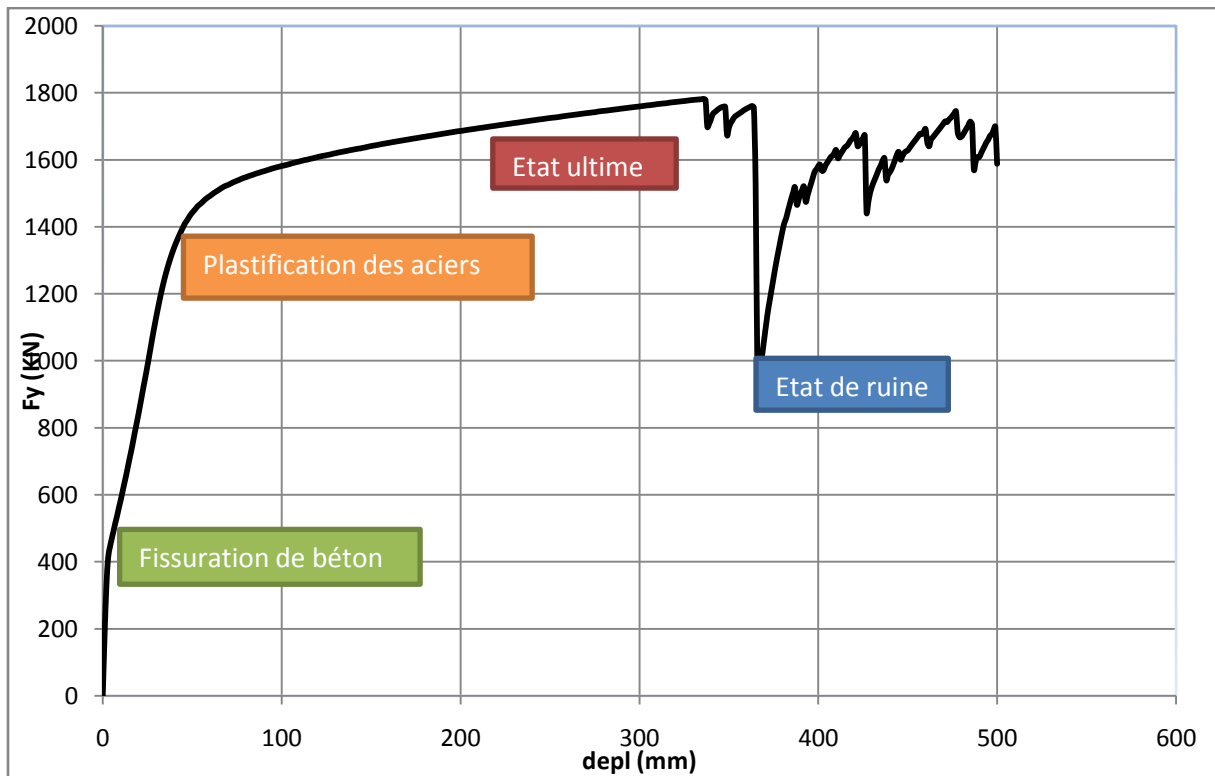


Figure 3.5 courbe de capacité (Force-déplacement).

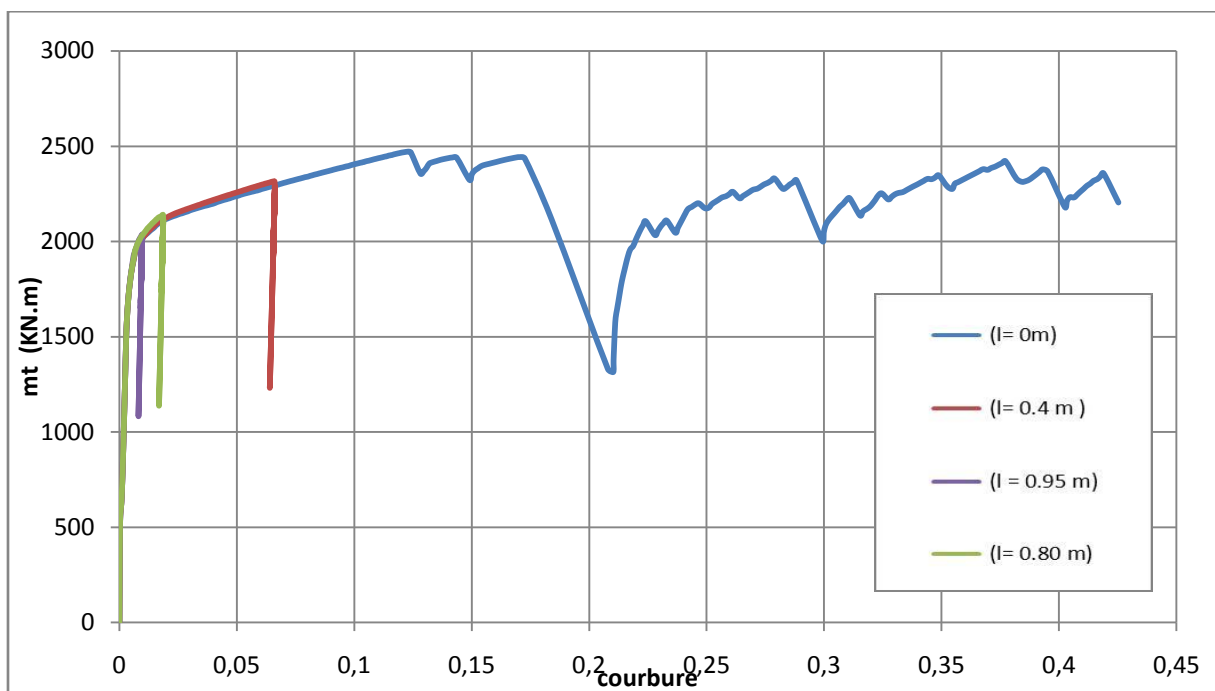


Figure 3.6 diagramme moment courbure à différente hauteur.

L'observation des résultats permet de constater que la pile simulée numériquement voit leur capacité portante diminuer une fois on s'éloigne de l'encastrement, on remarque que le palier d'écoulement plastique diminue avec la hauteur critique pour $l_c = 0.95$ m. Cette diminution s'aperçoit clairement dans la réduction du palier plastique illustrant un comportement plutôt

fragile (diminution de la ductilité de la structure), on remarque aussi que les efforts (élastiques et ultimes) résultant de la loi de comportement de la pile sont naturellement élevés lors de la considération de cet effort axial.

Pour mieux analyser les courbes de la figure (3.5) et (3.6) on a calculé la déformation élastique et plastique des aciers et le béton, l'eurocode limite la déformation élastique des aciers à $\epsilon_s = 2.5\%$ et la limite de plasticité à $\epsilon_s = 7.5\%$, pour le béton $\epsilon_s = 3.5\%$.

$$\text{La courbure : } \varphi = \frac{\epsilon_s}{d-y} = \frac{\epsilon_{bu}}{y} \quad (3.2)$$

Le calcul de la déformation des aciers est effectué par la formule de la courbure (3.2)

Pour une limite de déformation de 7.5% on a une valeur de moment ultime 2428KN.m et une courbure ultime de $\varphi = 0.1074$.

Pour le diagramme des forces à 7.5% on a une valeur de force ultime de 1749.96 KN et un déplacement ultime de 286mm.

Pour une limite de déformation élastique de 2.5% on a une valeur de moment élastique 1680.4KN.m et une valeur de courbure élastique de $\varphi = 0.00367$

Pour le diagramme des forces à 2.5% on a une valeur de force élastique 1211.18 KN et un déplacement élastique de 33mm.

Pile	x_y (mm) Déplacement de la limite élastique	X_m (mm) Déplacement maximum	f_y (KN) Force de la limite élastique	F_m (KN) Force maximale	K_e (KN/m) Rigidité élastique	K_p (KN/m) Rigidité plastique	Ductilité
	33	286	1211.18	1749.96	36702.42	6118.74	8.66

Tableau 3.3 Tableau des résultats de rigidité et la ductilité.

3.5 Analyse dynamique

On a choisit le signal sismique Elecentro (Figure3.7) pour faire l'analyse dynamique.

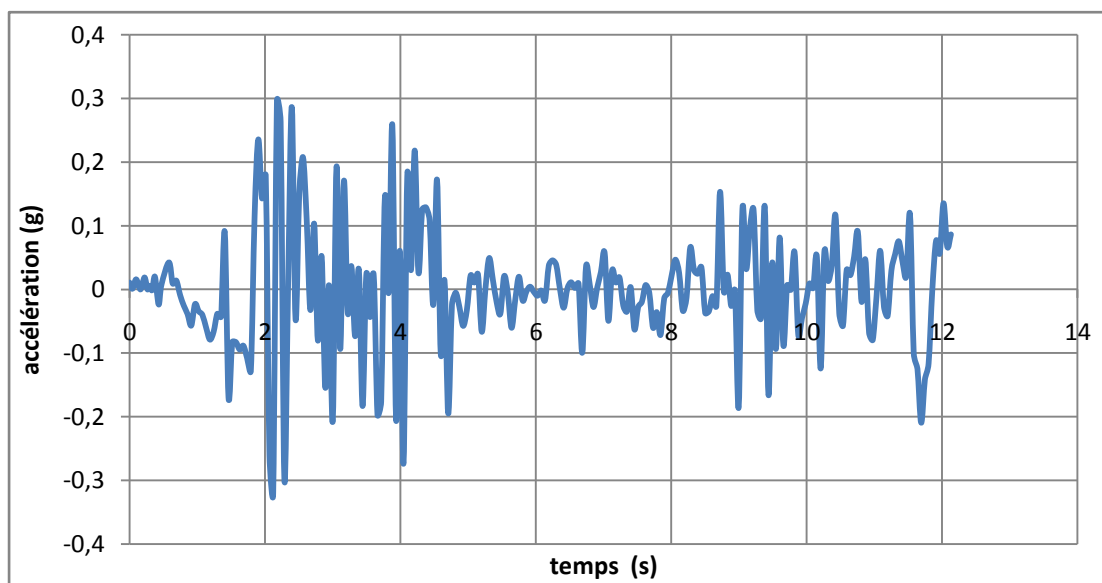


Figure3.7 signal sismique Elecentro.

3.5.1 Traitement des résultats

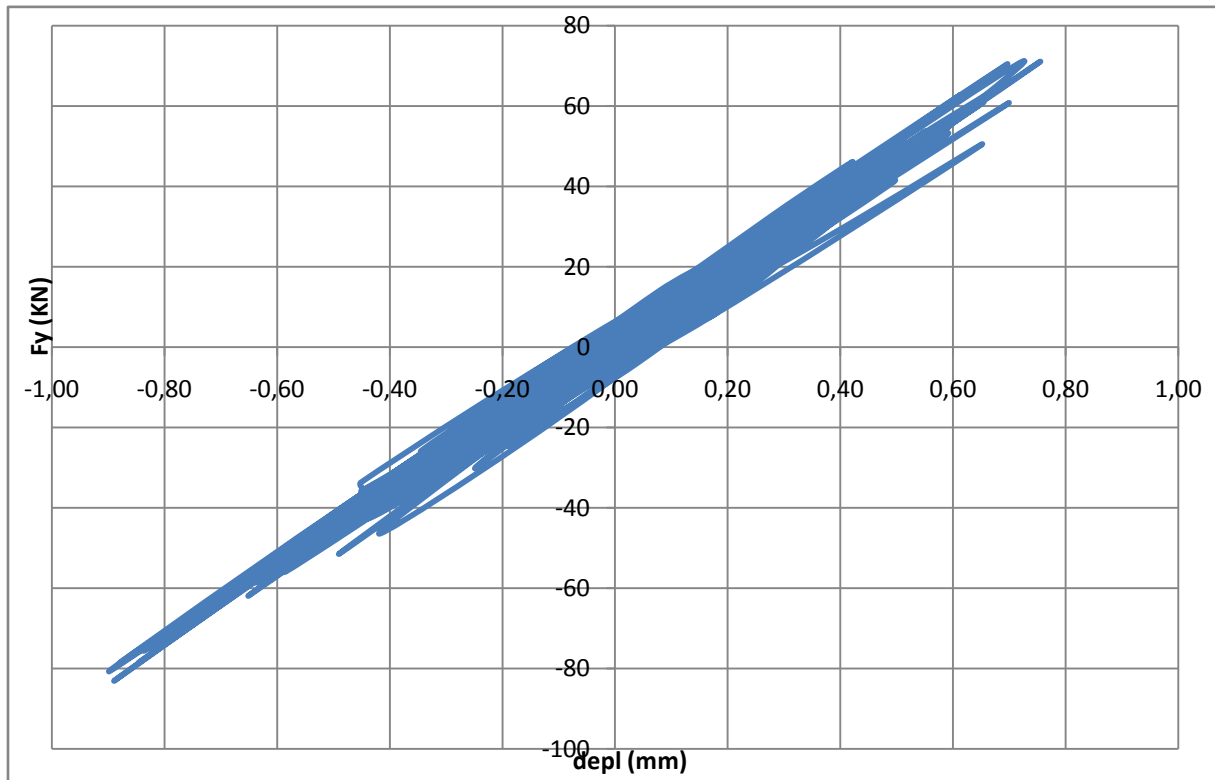


Figure3.8 La réponse globale de la pile sous le chargement sismique Elecentro.

On remarque que le modèle Unilatéral (La Borderie) reproduit mieux la réponse globale dynamique, sauf que le déplacement max est de 0.724 mm qui correspond à une force de 71.139 KN. On peut dire que la pile est encore dans le domaine élastique.

3.6 Coefficient de comportement et la demande en ductilité

Une conception adéquate vise à déterminer le déplacement de la limite élastique et élastique maximum qui relie au coefficient de réduction lors d'un séisme. Cette philosophie a été introduite dans la première fois par l'introduction du spectre de réponse pour les systèmes du type élasto-plastique (VeletsosNewmark et 1960). Le coefficient de comportement a été exprimé pour un système à un degré de liberté comme suit (Chopra and Chintanapakdee 2004).

$$q = \frac{f_0}{f_y} = \frac{x_0}{x_y} \quad (3.3)$$

Où: f_0 et x_0 sont respectivement les valeurs maximales de la force et le déplacement pour le système élastique.

$$q = \frac{f_0}{f_y} = \frac{M \cdot S_{ae}}{f_y} \quad (3.4)$$

f_y : Force correspondant à la limite élastique = 1211.18 KN

M : Masse équivalente du système = 510.5 tonne

S_{ae} : Accélération élastique = 0.3 (g)

$f_0 = 1502.40 \text{ KN}$ qui correspond à un déplacement $x_0 = 63 \text{ mm}$.

Seisme	Réponse élastique	Réponse inélastique		Coefficient q	q(RPOA) sans élastomètre	q(RPOA) avec élastomètre
	$x_0 \text{ (mm)}$	$D_y \text{ (mm)}$	$D_m \text{ (mm)}$			
elecentro	63	33	0.6	1.91	4.343	1

Tableau 3.4 Tableau de Calcul de coefficient de comportement.

3.7 Calcul de moment résistant

La valeur M_{rd} à utiliser dans le calcul de la résistance à la flexion, dans la direction et le sens choisis du séisme est donnée par l'expression :

$$M_{rd} = \frac{M_d}{q} \quad (3.5)$$

f_y : Force correspondant à la limite élastique = 1211.18 KN

M : Masse équivalente du système = 510.5 tonne

S_{ae} : Accélération élastique = 0.3 (g)

$$M_d = F_e * h = M * S_{ae} * h \quad (3.6)$$

Des " zones critiques " englobent les zones de rotule plastique et qui s'étendent à partir de l'encastrement sur une longueur l_c qui est la plus grande des deux valeurs :

- $l_c = \lambda h$ ou $\lambda = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{1}{h} \right)$ avec $1 \leq \lambda \leq 2$

Et l : La longueur de l'élément en béton, h : La hauteur de sa section transversale ;

- $h = \frac{D}{1.4} = \frac{1.17}{1.4} = 0.8357$ (Section circulaire).

- $\lambda = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{5.6}{0.8357} \right) = 2.9$ avec $1 \leq \lambda \leq 2$

- $l_c = 2 * 0.8357 = 1.67 \text{ m. (RPOA)}$

La longueur de rotule plastique telle que définie dans l'Eurocode 8-2 est obtenue par la formule suivante :

$$L_p = 0,10 L + 0,015 f_{yk} \cdot d_{bl}$$

L est la distance entre la section de rotule plastique et la section de moment nul, sous l'effet de l'action sismique conformément.

$$L = \frac{M}{V} = \frac{2428.7}{862.7} = 4.31 \text{ m}$$

$f_{yk} = 500$ est la limite de contrainte élastique des armatures longitudinales, exprimée en MPa

$d_{bL} = 20$ mm est le diamètre des armatures longitudinales.

$L_p = 0.446$ m (Eurocode 8)

	M_d (KN.m)	M_{rd} (KN.m)	$\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$	$\gamma_0 \cdot M_{rd}$ (KN.m)	l_c (longueur de la rotule plastique)
Calcul	8413.45	4404.95	1.181	5202.24	0.85 m (graphiquement)
RPOA	8413.45	1938.58	1.668	3233.556	0.85 m (graphiquement)

Tableau 3.5 Tableau de Calcul de moment résistant et la longueur de la rotule plastique

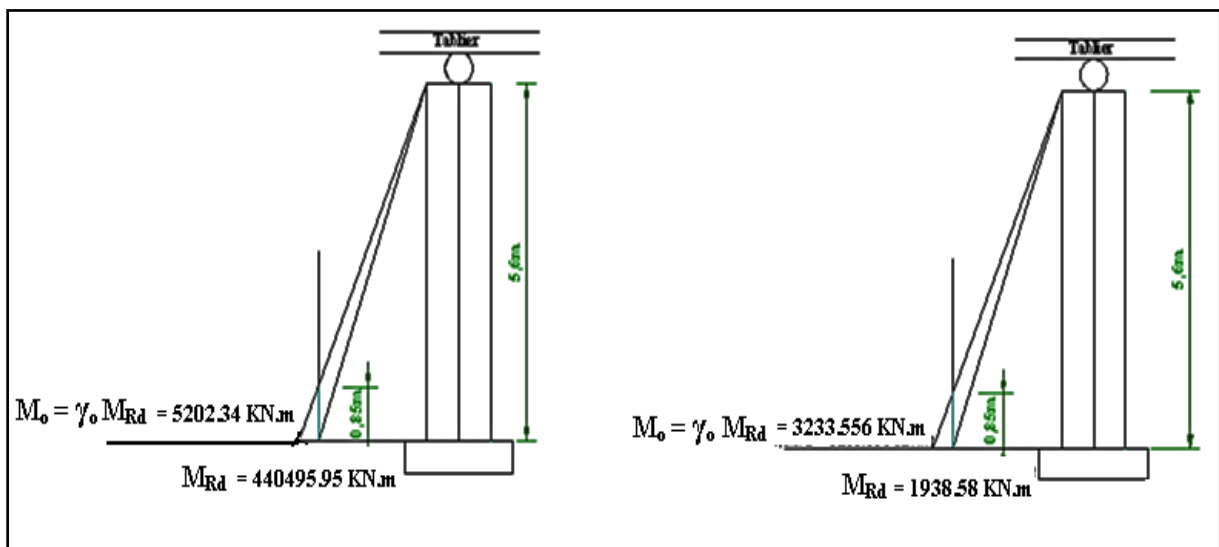


Figure3.9 Moment de dimensionnement en capacité.

On dimensionne le ferrailage longitudinal de la rotule plastique pour M_{Rd} à partir de l'encastrement jusqu'à l'intersection avec la courbe M_0 . Au-delà la surcapacité en moment d'une section doit être calculée pour $M_0 = \gamma_0 M_{Rd}$

Sur une longueur d'au moins l_c , le ferrailage longitudinal doit rester constant et complètement actif.

La Figure 3.9 ci-dessus donne respectivement les diagrammes des moments à adopter pour le dimensionnement dans des cas de piles mono-encastées.

On doit se limiter volontairement à un moment résistant de calcul égal à M_{Rd} dans la zone critique : si on dépassait cette valeur, sans augmenter simultanément les moments résistants ailleurs, on pourrait développer une rotule plastique hors zone critique, la ou les dispositions constructives ne le permettent pas.

3.8 Evaluation de l'endommagement

Les figures suivantes présentent l'endommagement de traction au cours de chargement quasi-statique et dynamique en utilisant le modèle Unilatéral (La Borderie).

3.8.1 Carte d'endommagement pour un chargement statique

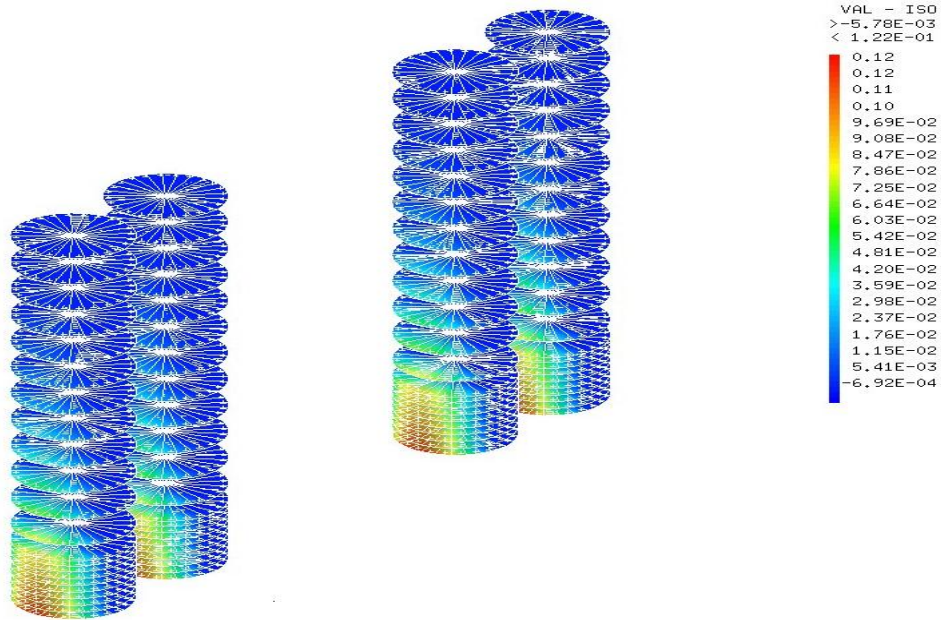


Figure3.10 Carte d'endommagement pour un déplacement de 1 mm

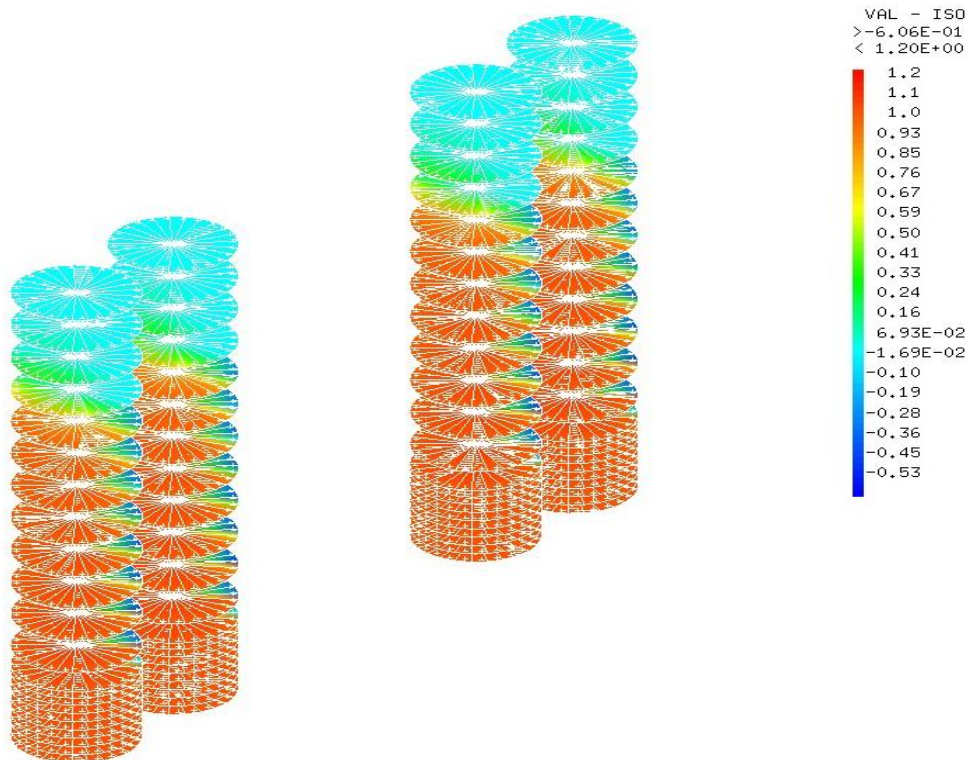


Figure3.11 Carte d'endommagement pour un déplacement de 150 mm

3.8.2 Carte d'endommagement pour un chargement dynamique

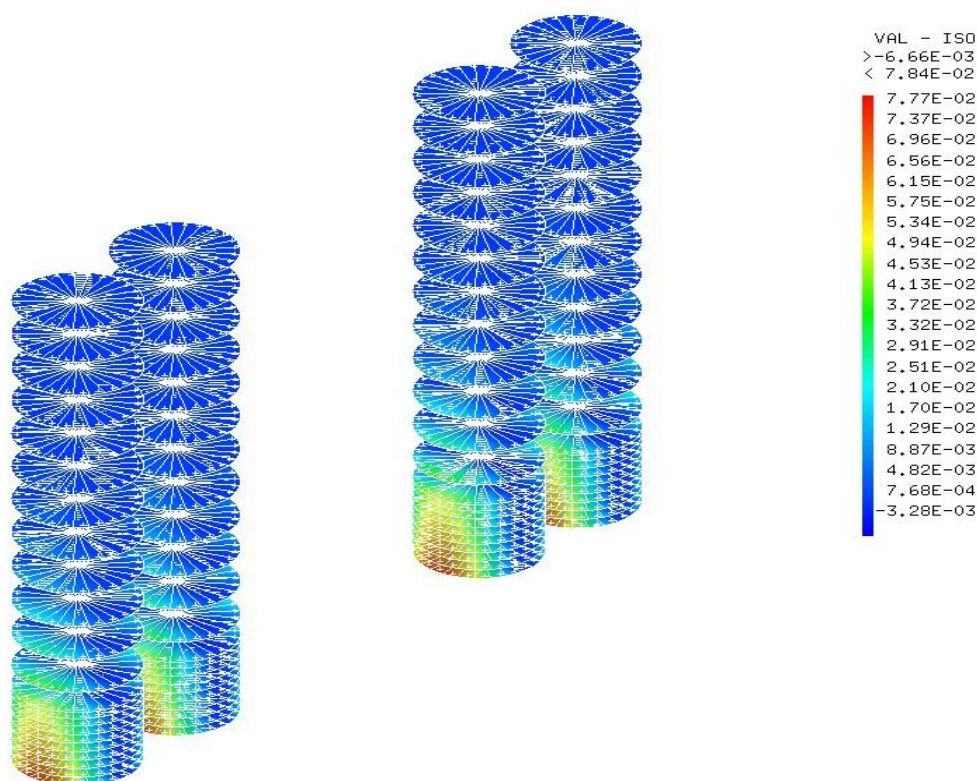


Figure3.12 Carte d'endommagement pour un chargement dynamique

On remarque que l'endommagement évolue avec le chargement d'une manière significatif bien précisé sur la hauteur de la rotule plastique ou les sections sont fortement endommagées, on peut dire que le modèle est capable à prédire les zones d'endommagement critiques.

3.9 Conclusion

Dans cette partie nous avons calculés le coefficient de comportement, la demande en ductilité et le moment résistant en plus on a tracé l'endommagement pour différent déplacement. À la fin du travail on a vu qu'il est opportun de s'intéresser à la différence entre ces coefficients et du coefficient de comportement du RPOA 2008 qui est égal toujours à 1 (un) pour les piles avec des appareils d'appuis.

Conclusions

Nous avons présenté dans ce travail une stratégie de modélisation simplifiée basée sur des éléments de poutre multifibre Timoshenko. L'utilisateur a la possibilité d'associer dans chaque fibre une loi d'endommagement et/ ou plasticité pour la simulation du comportement non- linéaire de béton ou de l'acier. De cette façon il arrive à diminuer le nombre nécessaire de degrés de liberté et ainsi le temps de calcul. Les lois utilisées pour le béton et l'acier sont basées sur la mécanique de l'endommagement et la plasticité respectivement.

Le calcul non linéaire permet de suivre le comportement des ouvrages au-delà de leur phase élastique. Ce type de calcul présente l'avantage de prendre en considération la dégradation de la rigidité des pièces constituant l'ouvrage et par conséquent la redistribution des efforts internes dans ces pièces.

La pile, considérée comme étant un élément résistant du point de vue sismique, a fait l'objet d'une étude de ductilité. le moment résistant, la ductilité structurale et la demande en ductilité ont été calculés. Le logiciel CASTEM a été utilisé dans l'analyse statique inélastique simplifiée (calcul de la ductilité structurale) et l'analyse temporelle non-linéaire simplifiée (calcul de la demande en ductilité). De cette analyse, un ratio de ductilité est calculé pour tenir compte du comportement sismique des piles de ponts dans une procédure d'évaluation sismique préliminaire d'un ouvrage d'art.

Ce type de pile présente une capacité importante de déformation, il est donc possible d'obtenir une sécurité acceptable avec ce type en autorisant des incursions significatives dans le domaine plastique.

La modélisation avec des poutres multifibres permet d'avoir qualitativement de bonnes indications sur la distribution de l'endommagement et de la plasticité, à prédire la position des zones critiques.

Une manière efficace de résister aux efforts alternés dus aux tremblements de terre est de choisir des zones spécifiques dans la structure qui vont dissiper l'énergie due au séisme. Ces zones dissipatives doivent avoir une ductilité importante c.-à-d qu'elles doivent pouvoir subir de grands endommagements sans perte de résistance sous efforts alternés.

L'approche proposée constitue une méthode efficace pour évaluer les coefficients de comportement et la ductilité des ouvrages et de les compares ainsi avec les valeurs de la réglementation.

Références bibliographiques

- [1] Dr. Thomas Wenk « Evaluation parasismique des ponts-routes existants » Editeur : Office fédéral des routes, OFROU, Division réseaux routiers; Standards, Recherche, Sécurité, 3003 Berne OFROU 2005,
- [2] HIDA, Hassan « ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES PONTS ET VIADUCS » Mémoire à l'école technique à Québec MONTRÉAL, LE 22 MAI 2009.
- [3] Mohammed Mekki « Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil» Thèse de doctorat à l'université de Bordeaux France 17/04/2015.
- [4] A. Kibboua « Utilisation de logiciel non linéaire pour la détermination de l'indice des dommages des structures » centre national de recherche en génie parasismique CGS, Novembre 2012.
- [5] groupe de travail Sétra/CETEs/SNCF animé par Monsieur Pierre Corfdir « Ponts courants en zone sismique – Guide de conception » publié en janvier 2000.
- [6] RPOA., Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, 2008, Alger.
- [7] M. Kevin Wegrich «Guide de conception, de dimensionnement et de dispositions constructives à mettre en place pour les ponts courants en cohérence avec l'EN1998 » INSA Strastbourg 08/06/2012
- [8] Marion Chambart « Endommagement anisotrope et comportement dynamique des structures en béton armé jusqu'à la ruine » Thèse de doctorat de l'école normale supérieure de Cachan septembre 2009.
- [9] Nechnech Wahid « Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et de structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : une approche thermo-élastoplastique endommageable » Thèse de doctorat- Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Décembre 2000.
- [10] Amina Medjahed « APPROCHE SEMI-GLOBALE 3D POUR LE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME » Mémoire de magistère- Université Abou Bakr Belkaid Tlemcen, Février 2012
- [11] Mohammed Matallah « Modélisation numérique de l'endommagement anisotrope et unilatéral dans les structures en béton » Thèse de doctorat- Université de Pau et des Pays de l'Adour France année 2006.
- [12] Stéphane MOULIN document R3.08.08 code aster « Élément de poutre multifibre (droite) » Année 2009.
- [13] Panagiotis Kotronis « Stratégies de Modélisation de Structures en Béton Soumises à des Chargements Sévères. » Thèse de diplôme d'habilitation à diriger des recherches- Université Joseph Fourier en France année 2008.
- [14] Chikh Benazouz- Mehani Youcef- Hadid Mohamed- « Etude de la ductilité des piles de ponts dans un contexte sismique Algérien » 9ème Colloque National AFPS 2015 – IFSTTAR

[15] Chopra A K., Chintanapakdee C., Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems. (2004)., J Struct Eng 130(9), 1309-1319.