

Journal of Materials and Engineering Structures

Research Paper

Etude de l'effet d'adhérence acier-béton sur la réponse non-linéaire des piles de pont en BA

Investigating the effect of bond-slip on the nonlinear response of RC bridge piers

H. Bouazza^a, M. Djelil^{a,b,*}, M. Matallah^a

^aRisk Assessment and Management Laboratory, University of Tlemcen, B.P.119, Tlemcen, 13000, Algeria.

^bSmart Structures Laboratory, University of Ain-Témouchent, B.P. 248, Ain-Témouchent, 46000, Algeria.

ARTICLE INFO

Historique de l'article :

Recu : 2 Juillet 2023

Révisé : 15 Décembre 2023

Accepté : 15 Décembre 2023

Mots clés:

Adhérence par glissement

Réponse non-linéaire

Indicateurs de performances sismiques

Sensibilité

Pile de pont

Keywords :

Bar slip

Nonlinear response

Seismic performance indicators

Sensitivity

RC bridge column

RESUME

Cet article discute de l'importance d'inclure l'effet de l'adhérence acier-béton dans l'étude du comportement non-linéaire des piles de pont en BA. La sensibilité de la réponse non linéaire à l'adhérence par glissement a été étudiée en considérant un modèle EF multifibre. Des analyses Pushover (cyclique et monotone) ont été conduites et les résultats ont été discutés en considérant différents indicateurs de performances sismiques. L'importance de ce phénomène a été également démontrée en quantifiant les différents états limites de dommages et sa contribution dans le déplacement total de la pile de pont. Les résultats indiquent que l'introduction de l'effet de l'adhérence par glissement des barres d'acier longitudinales peuvent modifier de manière significative les prédictions du comportement non-linéaire des piles de pont en BA où une surestimation de la rigidité initiale et de l'énergie de dissipation des piles de pont ont été observées. De ce fait, la prise en compte de ce phénomène dans la modélisation non linéaire des colonnes en BA est indispensable.

ABSTRACT

This article discusses the importance of including the effect of the bond-slip in the study of the non-linear behaviour of RC bridge piers.. The sensitivity of the nonlinear response to the bond-slip was studied by considering a multifiber FE model. Pushover analyses (cyclical and monotonic) were conducted and the results were discussed considering different seismic performance indicators. The importance of this phenomenon was also demonstrated by quantifying the different damage limit states and its contribution to the total displacement of the bridge pier. The results indicate that the introduction of the effect of the bond-slip can significantly modify the predictions of the non-linear behaviour of RC bridge piers where an overestimation of the stiffness initial and dissipation energy of the bridge piers were observed. Therefore, taking this phenomenon into account in the nonlinear modelling of RC columns is essential.

* Corresponding author. Tel.: +213 43 79 83 97.

E-mail address: mohamed.djelil@univ-temouchent.edu.dz

1 Introduction

La modélisation avancée par éléments finis (EF) des structures en béton armé a fait l'objet de nombreuses études en ingénierie structurelle moderne. Les approches courantes de modélisation en EF des structures en BA (modèle poteau-poutre à fibres) supposent une liaison parfaite entre l'acier d'armature et le béton environnant. Une liaison parfaite indique que la déformation de l'acier d'armature est entièrement compatible avec la déformation du béton. Cependant cette hypothèse peut parfois remise en question. Des essais expérimentaux montrent que la rupture peut être due à la mauvaise liaison d'adhérence entre l'acier et le béton environnant [1, 2]. En particulier, les structures en BA soumises à des charges sévères ou celles conçues avec une faible liaison d'adhérence dans des zones sismiques [3]. La contrainte d'adhérence par glissement peut conduire à une action inélastique notable au niveau de l'interface acier-béton, ce qui affecte de manière significative la rigidité et l'énergie hystérétique dissipée des structures en BA sous chargement cyclique. Des études expérimentales et numériques [4-6] ont montré que le glissement des armatures dans les éléments de béton adjacents (semelles ou joints) peut contribuer de manière significative au déplacement latéral total d'une colonne en béton armé et donc affecter de manière importante la réponse sismique d'une structure en béton armé. En outre, des résultats expérimentaux rapportés par Pacific Earthquake Engineering Research 'PEER' [7-9] ont montré que la rotation à l'extrémité fixe contribue de 15% jusqu'au 35% à la déformation latérale des éléments en flexion. Afin de confirmer ces résultats expérimentaux, cet article fait l'objet d'étudier l'importance d'intégrer le mécanisme d'adhérence acier-béton dans les simulations numériques.

Pour simuler plus précisément les réponses des structures, une relation de liaison contrainte-glissement est nécessaire pour représenter le comportement mécanique des interfaces acier-béton (figure 1). En outre, l'adhérence par glissement acier-béton est influencée par plusieurs paramètres, comme nous le verrons plus loin. Pour intégrer l'adhérence entre l'acier d'armature et le béton environnant dans le modèle numérique en EF, différentes approches en EF peuvent être utilisées. La première méthode [10, 11] est basée sur l'introduction d'un élément en ressort dans le modèle. La deuxième méthode [12, 13], traite l'adhérence par glissement comme un degré de liberté supplémentaire dans l'élément et établit une variation mixte de multi-champs pour résoudre le glissement. La troisième méthode [14, 15] basée sur une modification de la relation contrainte-déformation de l'acier en intégrant l'effet de l'adhérence par glissement dans la formulation des éléments en fibres. L'étude de la comparaison entre les modèles de liaisons de glissement est décrite dans les travaux de Shaghayegh et al. [16]. Dans le cadre de cette étude, une approche de modélisation par EF utilise une interface d'épaisseur nulle simulée par un ressort de rotation non-linéaire à la base de la colonne.

Des études précédentes se sont principalement concentrées sur l'effet d'adhérence par glissement acier-béton influencé par le diamètre des barres d'acier, la contrainte du béton, l'enrobage du béton, ... etc [17]. Ces modèles ont été validés sur des échantillons limités et relativement petits. Pour cette raison, une étude est nécessaire pour combler cette insuffisance. Cet article étudie l'influence des paramètres suivants : le taux de ferrailage longitudinal, le taux de la charge axiale, le taux du ferrailage transversal et le taux d'élancement sur le comportement non-linéaire des piles de pont sélectionnées à l'introduction du phénomène d'adhérence par glissement acier-béton.

Ce travail aborde une modélisation numérique par éléments finis du comportement cyclique et monotone des colonnes. Chaque colonne est simulée par deux modèles non-linéaires. Le premier modèle est établi sans tenir compte de l'effet d'adhérence par glissement des barres et le deuxième modèle incorpore l'adhérence acier-béton. L'objectif principal de ce travail est d'évaluer l'efficacité d'une stratégie de modélisation avancée pour analyser la pertinence d'incorporer la liaison de glissement des barres dans l'évaluation de la capacité sismique. La sensibilité de ce phénomène est effectuée à travers le développement des courbes statiques non-linéaire monotone et cyclique des piles de pont en BA et par une comparaison des états limites de dommage. De plus, par quantification de sa contribution par rapport au déplacement total de la pile de pont.

Les piles de pont étudiées dans cet article font partie d'un programme expérimental [9, 18, 19] (Fig. 2). Ce programme a été conçu pour obtenir des données de performance sur des colonnes typiques à une région de haute sismicité aux Etats-Unis. Les piles de pont se composent d'une seule colonne circulaire dominée par la flexion soumise à un chargement latéral, fixée sur une fondation rigide (). Les dimensions des colonnes ont été sectionnées pour représenter une échelle de 1/3 des dimensions typiques des piles de pont bien confiné.

La sélection des piles de pont est organisée en 4 séries selon les paramètres structuraux à savoir : (i) le taux du ferrailage longitudinal (ii) le taux de la charge axiale (iii) le taux du ferrailage transversal et (iv) le taux d'élancement (L/D). Les paramètres sélectionnés sont considérés comme les facteurs les plus important influençant la performance sismique des colonnes en BA [18, 20]. Six configurations représentatives des piles de ponts circulaires en BA bien confinées et dominées

par la flexion sont sélectionnées pour étudier l'effet de différents paramètres sur la réponse sismique non-linéaire des piles de ponts en BA. Le Tableau 1 présente un résumé des piles sélectionnées et les valeurs associées. En fait, pour des raisons de comparaison, Six (6) colonnes sont organisées en 4 séries, La série LR étudiée l'effet du taux du ferrailage longitudinal de la série de colonnes 407, 415 et 430. La série AL examine l'effet de la charge axiale des colonnes 415 et 415P. La série SR étudiée l'effet du taux du ferrailage transversal pour les colonnes 415 et 415P et enfin la série AR analyse l'effet du taux d'élancement (Hauteur/Diamètre) des colonnes 415 et 815.

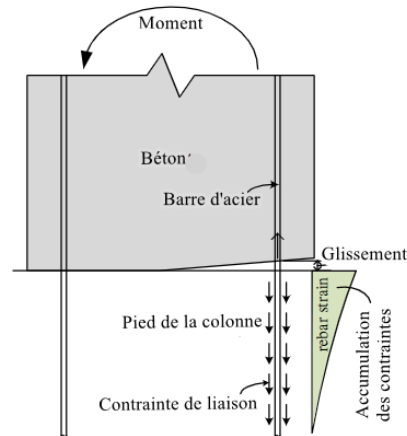


Fig. 1 – Mécanisme de la pénétration de déformation dû au glissement des barres d'armatures [4].

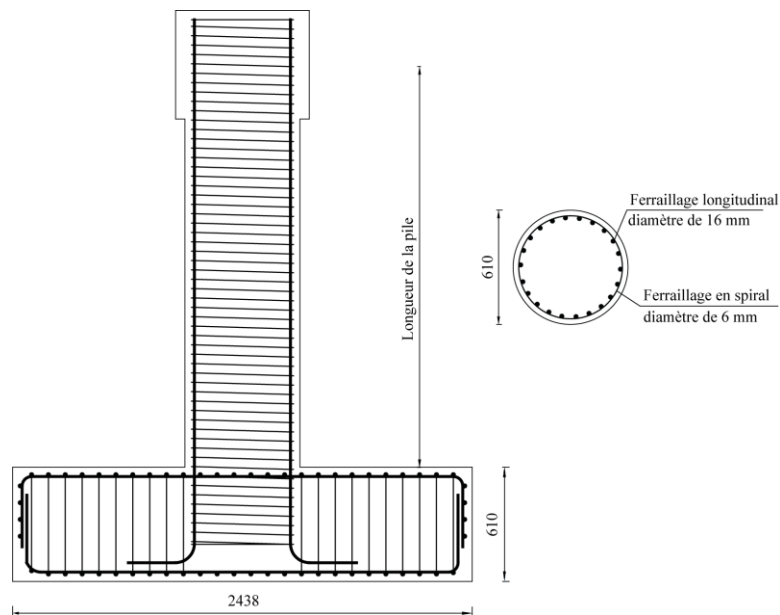


Fig. 2 – Géométrie et ferrailage de la colonne.

Notons que le diamètre de toutes les colonnes reste constant à 0,61 m, tandis que les diamètres des différents ferrailages longitudinal et transversal sont de 16 mm et 6 mm respectivement. Des détails complets sur la disposition structurale et la conception peuvent être trouvés dans les travaux de Lehman et Moehle [9] et Henry et Mahin [19].

2 Méthodologie de modélisation

Afin d'étudier l'importance d'intégrer la liaison du glissement sur l'évaluation de la réponse sismique non-linéaire des piles de pont en BA, les calculs sont effectués selon deux options de calcul. L'effet de la liaison du glissement est étudié en comparant les résultats numériques obtenus à partir du modèle considérant la liaison parfaite avec le modèle incorporant le glissement des barres.

2.1 Stratégie de modélisation utilisée

Le modèle d'éléments finis est établi à l'aide d'un programme OpenSees. Un code de calcul ouvert (open-source) développé par le Pacific Earthquake Engineering Research Center [21-23]. La figure 3 présente un organigramme montrant le processus de la méthodologie et la stratégie de modélisation utilisée.

Tableau 1 – Détails des données des piles de pont.

Pier ID ^(a)	Séries des piles de pont				L ^(b) (mm)	L/D ^(c)	ρ_l ^(d) (%)	ρ_h ^(e) (%)	Taux de l'effort Axial, P/(A _g f' _c) ^(f)	Référence
	Serie LR	Serie AL	Serie SR	Serie AR						
415	×	×	×	×	2438.4	4	1.49	0.70	0.1	[9, 18]
407	×				2438.4	4	0.75	0.70	0.1	[9, 18]
430	×				2438.4	4	2.98	0.70	0.1	[9, 18]
415p		×			2438.4	4	1.49	0.70	0.2	[18, 19]
415s			×		2438.4	4	1.49	0.35	0.1	[18, 19]
815				×	4876.8	8	1.49	0.70	0.1	[9, 18]
Moyen					2844.8	4.67	1.62	0.64	0.12	
Standard déviation					995.5	1.63	0.73	0.14	0.04	
Max					4876.8	8	2.98	0.70	0.2	
Min					2438.4	4	0.75	0.35	0.1	

(a) ID Pile est une désignation alphanumérique où le premier chiffre se réfère au taux d'élancement (Hauteur/Diamètre), tandis que les deux derniers chiffres se réfèrent au taux du ferrailage longitudinal. A titre d'exemple, la colonne 415 a un rapport d'élancement de 4 et un taux de ferrailage longitudinal de 1.5 %,

(b) L est la hauteur de la colonne,

(c) le rapport L/D est le rapport entre la hauteur de la colonne et le diamètre de la colonne,

(d) ρ_l est le taux du ferrailage longitudinal sur l'aire de la section transversale totale,

(e) ρ_h est le taux du ferrailage transversal,

(f) P/(A_gf'_c) est le taux de force axiale, où P est la force axiale sur le poteau, A_g est la section transversale brute du poteau et f'_c est la résistance à la compression du béton.

Les piles du pont en BA sont simulées à l'aide d'un modèle de plasticité distribuée basée sur la force, préconisé par plusieurs auteurs [24-26]. La simulation est effectuée par un modèle non-linéaire poteau-poutre avec des sections transversales définies par des éléments en fibre. Rappelons que l'élément fibre est un élément ligne qui permet le calcul de la réponse non linéaire à des emplacements sélectionnés [27] (Les points d'intégration). De même, les sections fibres se divisent de manière appropriée à un certain nombre de cellules de fibres. En fait, le comportement de chaque fibre est modélisé par un modèle de matériau non linéaire uniaxial qui permet d'attribuer la loi de comportement de chaque matériau (Acier d'armature, béton non confiné et béton confiné du noyau).

Une utilisation d'éléments basés sur la force peut entraîner des problèmes de localisation de déformation causés par le comportement d'adoucissement/durcissement (en anglais, softening/hardening) des sections individuelles [28, 29]. Par ailleurs, un seul élément non-linéaire poteau-poutre avec le schéma d'intégration de Gauss-Lobatto ne permet pas d'ajuster la longueur associée à la première de section de contrôle pour qu'elle soit égale à la hauteur de flambement. En effet, un moyen simple a été utilisé pour imposer que la longueur du premier point d'intégration soit égale à la longueur de flambement consiste à utiliser deux éléments basés sur la force pour modéliser une colonne en BA. De ce fait, la longueur du premier élément, c'est-à-dire l'élément au bas du poteau, est ajustée en fonction de la longueur de flambement de chaque colonne. Un schéma d'intégration de Gauss-Lobatto a été utilisé pour intégrer numériquement les éléments basés sur la force [27, 30]. Un élément basé sur la force avec trois points d'intégration est pris en compte pour le premier élément, tandis que le deuxième élément utilise cinq points d'intégration [31]. Les méthodes adoptées pour la discrétisation des fibres sont basées sur les recommandations suggérées par Berry et Eberhard [27].

Pour modéliser l'effet de la liaison du glissement acier-béton en bas de la colonne, un élément de section de longueur

nulle disponible dans OpenSees [32] est implémenté dans le modèle. Une représentation schématique du modèle poteau-poutre à fibres incorporant le modèle de la liaison de glissement est également montrée à la Figure 4. Une description détaillée des modèles de matériaux uniaxiaux ainsi que les paramètres de modélisation de la section de longueur nulle sont fournis dans ce qui suit par un code de calcul en EF (OpenSees) [32].

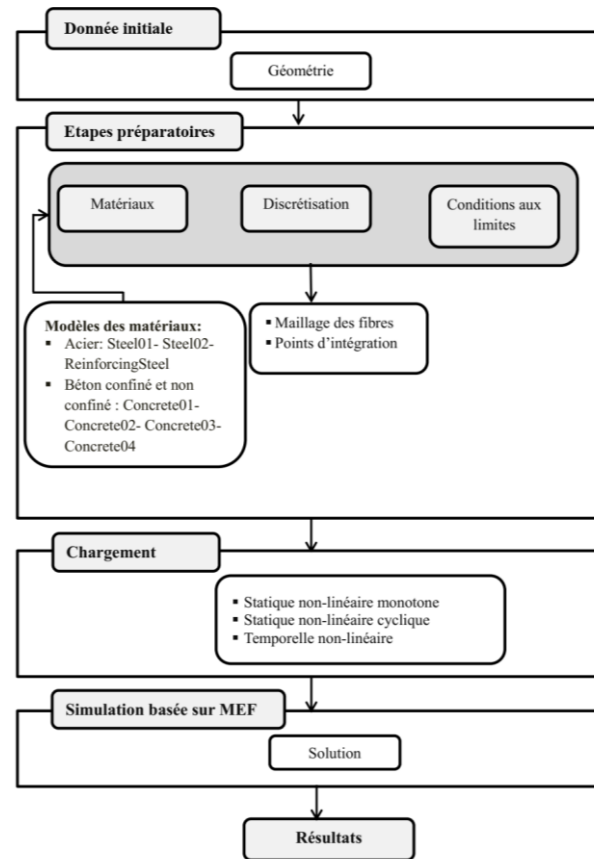


Fig. 3 – Organigramme de la stratégie de modélisation

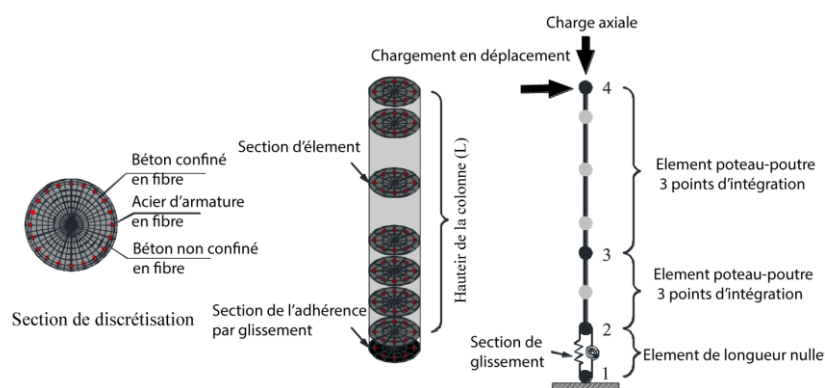


Fig. 4 – Modèle en éléments finis utilisant éléments à fibres et le modèle d'adhérence par glissement [30].

2.1 Sélection des lois de comportement des matériaux

Pour une meilleure prédiction du comportement de la pile de pont en BA. Des modèles de matériaux inélastiques fiables ont été utilisés. Une description détaillée des modèles de matériaux uni-axiaux [31], du béton et de l'acier ainsi que les paramètres de modélisation de la section de longueur nulle sont décrits dans ce qui suit. Il est à noter que le ferrailage transversal n'est pas pris en compte explicitement dans le modèle à fibre. Ses effets sont pris en compte implicitement en modifiant la loi de comportement contrainte-déformation du béton confiné. Les propriétés mécaniques adoptées pour les

modèles numériques pour le matériau Concrete04, Reinforcing steel Material et Bond_sp01 sont présentés dans les Tableaux 2 au Tableau 4.

2.1.1 Modèle du béton

Dans cet article, le matériau uniaxial Concrete04 (voir la Figure 5) est implémenté dans la simulation numérique. De ce fait, ce modèle sert à simuler le béton non confiné et confiné utilisant la courbe de Popovics [33] en compression et une courbe de décroissance linéaire-exponentielle en traction. Où le comportement cyclique du béton est représenté par des règles de déchargement et de rechargement prédéfinies. En effet, pour le béton en compression, la dégradation de la rigidité en déchargement/rechargement est définie à travers le modèle de Karsan et Jirsa [34] et les valeurs de résistance à la traction du béton sont estimées par la rigidité sécante.

Pour modéliser le comportement du béton non confiné (béton de couverture), f'_c , est adoptée comme résistance à la compression. Le module d'élasticité proposé par Mander et al. [35], E_c est calculé par $5000\sqrt{f'_c}$ (en MPa) et la déformation du béton non confiné proposée, ε_{co} , est supposée égale à 0,002 [33]. La partie post-pic du béton de couverture dans la région où $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{co}$ est supposée être une ligne droite qui atteint une contrainte nulle à la déformation d'écaillage (en anglais, spalling strain), ε_{sp} [33] (voir la Figure 5).

Les valeurs de résistance à la compression du béton (f'_{cc}) et de déformation correspondante (ε_{cc}) du béton confiné (béton du noyau) sont calculées à l'aide du modèle de Mander [35]. La principale équation qui détermine la relation entre la contrainte de compression axiale (f_c) et la déformation axiale (ε_c) est donnée par l'équation contrainte-déformation axiale suivante, proposée à l'origine par Popovics [33].

$$f_c = (f'_{cc} * (\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}})^r) / (r - 1 + (\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}})^r) \quad (1)$$

avec : f'_{cc} égale à la résistance à la compression (contrainte maximale) du béton confiné, ε_c égale à la déformation longitudinale du béton en compression, et ε_{cc} égale à la déformation à la contrainte maximale du béton (f'_{cc}) reposait sur une relation simple proposée par Richart et al. [36] présentée dans l'équation suivante:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} * [1 + 5((f'_{cc}/f'_{co}) - 1)] \quad (2)$$

avec : f'_{co} et ε_{co} sont respectivement égales à la résistance du béton non confiné et à la déformation correspondante.

La résistance à la compression du béton confiné (f'_{cc}), peut être calculée en utilisant la résistance à la compression du béton non-confiné (f'_{co}) et la pression latérale effective exercée par les armatures transversales (f'_l) [35].

$$f'_{cc} = f'_{co} * (-1.254 + 2.254 * \sqrt{1 + ((7.94 * f'_l)/f'_{co}) - 2 * (f'_l/f'_{co})}) \quad (3)$$

$$f'_l = 0.5 * k_e * \rho_s * f_{yh} \quad (4)$$

$$k_e = (1 - \frac{s'}{2*d_s})^2 / (1 - \rho_{cc}) \quad (5)$$

$$\rho_s = (4 * A_{sp}) / (d_s * s) \quad (6)$$

avec k_e est le coefficient d'efficacité de confinement, s' est l'espacement vertical entre les barres en spirale ou en cercle, d_s est le diamètre de la spirale entre les centres des barres, A_{sp} est l'aire de la barre transversale, ρ_{cc} est le rapport de l'aire de l'armature longitudinale sur l'aire de la section confiné, ρ_s est le rapport du volume de l'acier transversal de confinement sur le volume du béton confiné et f_{yh} est la limite d'élasticité des armatures transversale.

La déformation de compression ultime du béton confiné (ε_{cu}), qui est définie comme la déformation à laquelle se produit la première fractures de l'étrier, proposée par Priestley et al. [20], est indiquée dans l'équation suivante :

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4 * \rho_s * f_{yh} * \varepsilon_{sm}) / f_{cc} \quad (7)$$

avec f_{yh} , ρ_s , ε_{sm} sont respectivement la limite d'élasticité, le taux volumétrique de l'armature transversale et la déformation de traction ultime du ferrailage transversal.

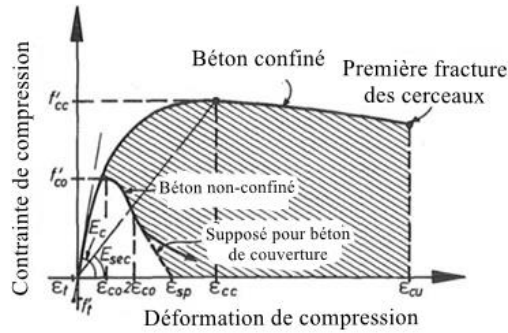


Fig. 5 – Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné [35]

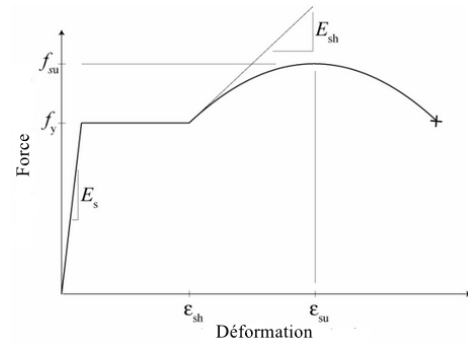


Fig. 6 – Constantes du matériau d'acier pour Reinforcing Steel [37].

2.1.2 Modèle de l'acier

Dans cet article, le modèle uniaxial Reinforcing steel proposé par Kunnath et al. [37] a été adopté pour la description de la loi de comportement de l'acier d'armature longitudinal. Ce modèle est capable de simuler la relation contrainte-déformation non linéaire des barres d'armatures (voir Figure 6).

2.1.3 Modèle de la liaison d'adhérence par glissement

Un élément à longueur nulle est utilisé au bas de pile de pont en BA pour simuler la rotation due au glissement de la barre (pénétration de déformation), comme illustre la Figure 7. L'élément à rotation non-linéaire est défini par un modèle de matériau prédéfinie dans OpenSees par 'bond_sp01' [32]. Le modèle bond_sp01 est une section indépendante constituée par des fibres du béton et d'acier spécial. Les propriétés mécaniques adoptées dans ce modèle sont f_y , S_y , f_u , S_u et b (voir Figure 7). Les limites S_y est le glissement des barres d'armature à l'interface des éléments sous contrainte d'élasticité. S_u est le glissement des barres d'armature chargée à la résistance à la rupture de la barre. Ces deux derniers paramètres sont calculés par les équations proposées par Zhao and Sritharan [10], comme suit:

$$S_y = 2.54 * \left[\frac{d_b * f_y}{8437 * \sqrt{f'_c}} (2\alpha + 1) \right]^{1/\alpha} + 0.34 \quad (8)$$

$$S_u = 35 * S_y \quad (9)$$

avec d_b est le diamètre de la barre d'acier,

α est un paramètre utilisé dans la relation liaison-glissement et peut être pris égal à 0.4 conformément au code modèle CEB-FIP 90 [38],

f_y et f'_c sont la limite d'élasticité et contrainte de compression du béton,

b est le taux de durcissement initial dans le réponse monotone exprimé par l'adhérence par glissement en fonction de la contrainte, de valeur (0.3~0.5),

k est la pente initiale de la courbe contrainte-glissement obtenue par f_y/S_y .

R est le facteur de pincement dans la réponse hystérétique exprimé par la contrainte en fonction de l'adhérence de glissement, de valeur (0.5 ~ 1.0) [10].

Le matériau uniaxial concrete01 est utilisé pour modéliser le béton de l'élément à longueur nulle [32]. Ce modèle suit le

modèle du béton du Kent-Scott-Park avec une tension nulle permettant d'ignorer le raidissement en traction. En effet, ce modèle a été adopté pour supposer une capacité de traction nulle dans le modèle du béton. Par conséquent, éviter les instabilités numériques observées lors de la mise à zéro de la branche de tension du Concrete04.

De plus, il est bien connu que la liaison de glissement des barres longitudinales en traction combiné à la compression qui est due à la flexion et à la force axiale peut provoquer une contrainte de compression très localisée dans la zone de compression. Cette contrainte est suffisamment grande pour provoquer des dommages localisés dans le béton confiné – voir la Figure 8. Ce phénomène peut être observé sur une profondeur de compression, d_{comp} , où la relation contrainte-déformation doit être modifiée pour tenir compte de la présence de dommages localisés dans le béton confiné.

Une valeur de d_{comp} égale à $0.5c$ (où c est la profondeur à l'axe neutre) peut être utilisée dans les analyses [27]. Dans cette article, d_{comp} est supposé être égal à $0.3D$, où D est le diamètre de la colonne, comme recommandé par Kashani et al. [30]. En effet, la relation contrainte-déformation du béton a été modifiée en multipliant la déformation par d_{comp} . Il convient de noter que toute la section à longueur nulle a été définie comme du béton confiné. Par conséquent, les paramètres de modélisation sont considérés comme les mêmes paramètres que le modèle du béton confiné. En raison du fait que l'élément de rotation est extrêmement confiné dans la fondation de la colonne, Zhao et Sritharan [10] ont supposé que la branche post-pic du modèle du béton suit un plateau parfaitement plastique lorsque la résistance atteint 80% de la résistance à la compression confinée.

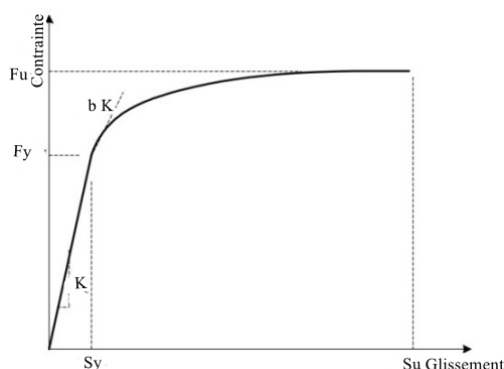


Fig. 7 – Réponse monotone contrainte- glissement des barres modélisée par Bond_SP01 [10].

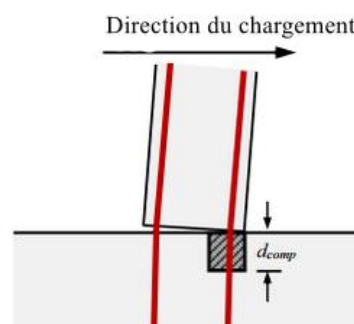


Fig. 8 – Profondeur de compression suppose [27]

Tableau 2 – Propriétés mécaniques du modèle concrete04

Pile de Pont	Béton	f_c (MPa)	ϵ_c (%)	ϵ_{cu} (%)	f_t (MPa)	E_c (MPa)
415	Non confine	30.3	0.0022	0.0040	2.9	27.5
	Confiné	50.7	0.0096	0.0250	2.9	27.5
407	Non confine	29.6	0.0022	0.0040	2.9	27.2
	Confiné	49.9	0.0097	0.0253	2.9	27.2
430	Non confine	31.7	0.0022	0.0040	3.2	28.1
	Confiné	53.7	0.0098	0.0250	3.2	28.1
415p	Non confine	37.2	0.0022	0.0040	3.8	30.5
	Confiné	58.5	0.0085	0.0222	3.8	30.5
415s	Non confine	37.2	0.0022	0.0040	3.8	30.5
	Confiné	48.6	0.0056	0.0149	3.8	30.5
815	Non confine	33.8	0.0022	0.0040	2.9	29
	Confiné	54.7	0.0090	0.0234	2.9	29

Tableau 3 – Propriétés mécaniques du modèle *Reinforcing steel*

Pile de Pont	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	E_{sh} (GPa)	ϵ_{sh}	ϵ_{ult}
415	496	662	193	1.9	0.02	0.13
407	496	662	193	1.9	0.02	0.13
430	496	662	193	1.9	0.02	0.13
415p	462	724	193	1.9	0.02	0.13
415s	462	724	193	1.9	0.02	0.13
815	496	662	193	1.9	0.02	0.13

Tableau 4 – Propriétés mécaniques du modèle *bond_sp01*.

Pile de Pont	f_y (MPa)	S_y (mm)	f_u (MPa)	S_u (mm)	b	R
415	496	0.46	662	16.2	0.5	0.7
407	496	0.47	662	16.6	0.5	0.7
430	496	0.46	662	16.3	0.5	0.5
415p	462	0.42	724	14.9	0.5	0.8
415s	462	0.42	724	14.9	0.5	0.7
815	496	0.45	662	15.9	0.5	0.5

3 Résultats et Discussions

3.1 Analyse cyclique non-linéaire

Les piles de pont sont soumises à une charge axiale constante et à des charges latérales cycliques (ou, plus précisément, à des déplacements temporels imposés). Les réponses calculées, qui sont exprimées en termes de couple de force horizontale (F) et du déplacement total en haut des colonnes (Δ), sont comparées aux résultats expérimentaux observés [39]. Il est important de noter que les modèles de matériaux utilisés dans les simulations numériques pour le béton, l'acier d'armature et l'élément de longueur nulle restent inchangés tout le long des analyses.

L'influence du phénomène d'adhérence du glissement des barres sur le comportement hystérétique des colonnes 415, 407, 430, 415P et 815 respectivement est illustrée dans la figure 9-13. Le Tableau 5 donne une comparaison quantitative par rapport aux différents indicateurs de performances sismique pour toutes les piles de pont entre les résultats numériques obtenus à partir des deux options de calcul utilisés et les résultats expérimentaux obtenus de la base de données des colonnes de PEER [39].

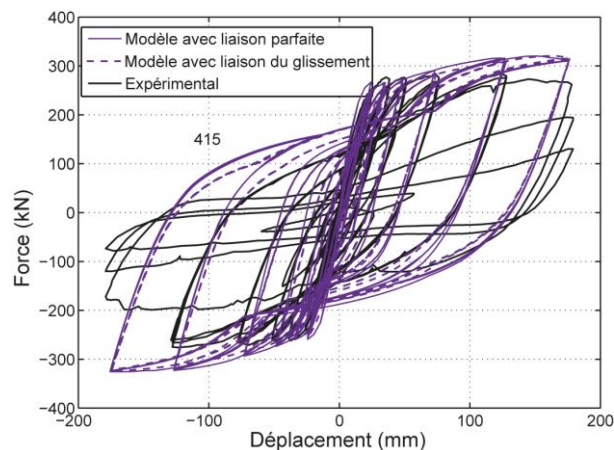


Fig. 9 – Réponses cycliques expérimentales et numériques de la colonne 415
Superposition du modèle avec liaison parfaite et le modèle avec liaison du glissement.

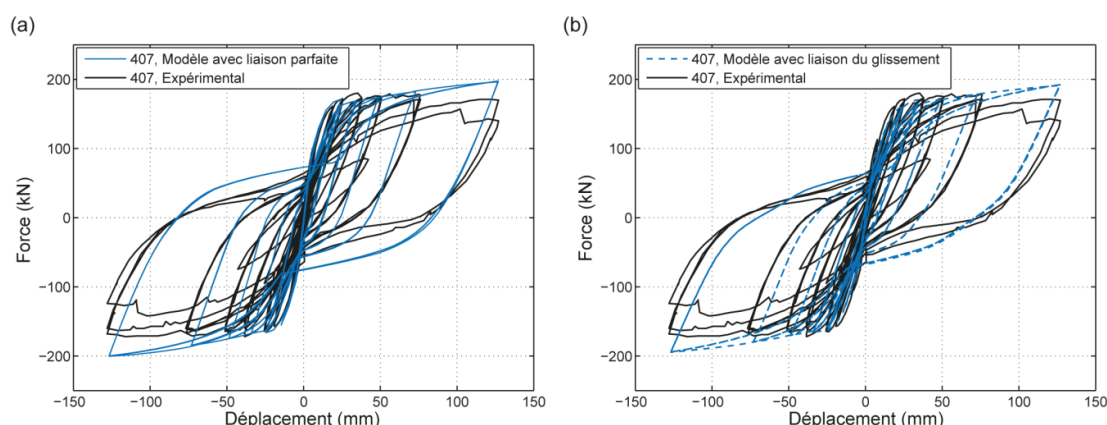


Fig. 10 – Réponses cycliques expérimentales et numériques de la colonne 407. (a) modèle avec liaison parfaite et (b) modèle avec liaison du glissement.

Tableau 5 – Comparaison quantitative et indicateurs de performance sismique statique entre les deux stratégies numériques et les résultats expérimentaux.

Option de calcul Colonne		$K_{initial}(\text{kN/mm})$			$F_{max} (\text{kN})$			$E_{hyst}(\text{kJ})$		
		Num.	Exp.	Num./Exp.	Num.	Exp.	Num./Exp.	Num.	Exp.	Num./Exp.
Modèle considérant la liaison parfaite	415	14.62	13.10	1.116	320	285	1.123	640	577	1.107
	407	10.31	9.97	1.034	198	180	1.100	308	308	1.000
	430	21.25	16.55	1.284	506	480	1.054	1010	988	1.022
	415p	17.65	12.61	1.400	349	330	1.058	873	629	1.388
	415s	13.64	10.72	1.272	278	288	0.965	605	488	1.240
	815	2.01	1.82	1.104	153	151	1.013	754	847	0.890
	Moyenne			1.202			1.052			1.108
	Ecart-type			0.138			0.057			0.180
	Max			1.400			1.123			1.388
	Min			1.034			0.965			0.890
Modèle considérant la liaison du glissement	415	12.66	13.10	0.966	320	285	1.124	668	577	1.157
	407	9.09	9.97	0.912	192	180	1.067	317	308	1.029
	430	17.82	16.55	1.077	504	480	1.050	1050	988	1.063
	415p	15.63	12.61	1.239	351	330	1.064	888	629	1.412
	415s	12.62	10.72	1.177	283	288	0.983	597	488	1.223
	815	1.84	1.82	1.011	152	151	1.007	773	847	0.913
	Moyenne			1.064			1.049			1.133
	Ecart-type			0.126			0.050			0.174
	Max			1.239			1.124			1.412
	Min			0.912			0.983			0.913

Les rapports entre les résultats numériques et les résultats d'expérimentation sont utilisés pour évaluer quantitativement la précision de la simulation numérique. Pour des raisons de comparaison, trois indicateurs de performance sismique sont adoptés, à savoir, la rigidité initiale $K_{initial}$, la capacité portante latérale maximale F_{max} et l'énergie hystérétique totale dissipée

(E_{hyst}). $K_{initial}$ est défini comme F_y/Δ_y où Δ_y est le déplacement d'élasticité et F_y est la force horizontale correspondante. F_{max} est la force horizontale maximale subie pendant la simulation numérique ou l'essai expérimental.

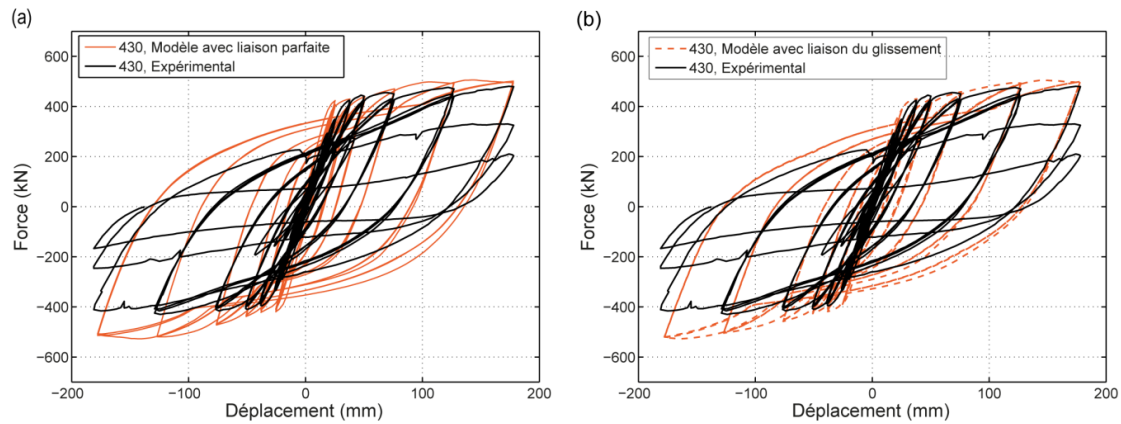


Fig. 11 – Réponses cycliques expérimentales et numériques de la colonne 430. (a) modèle avec liaison parfaite et (b) modèle avec liaison du glissement.

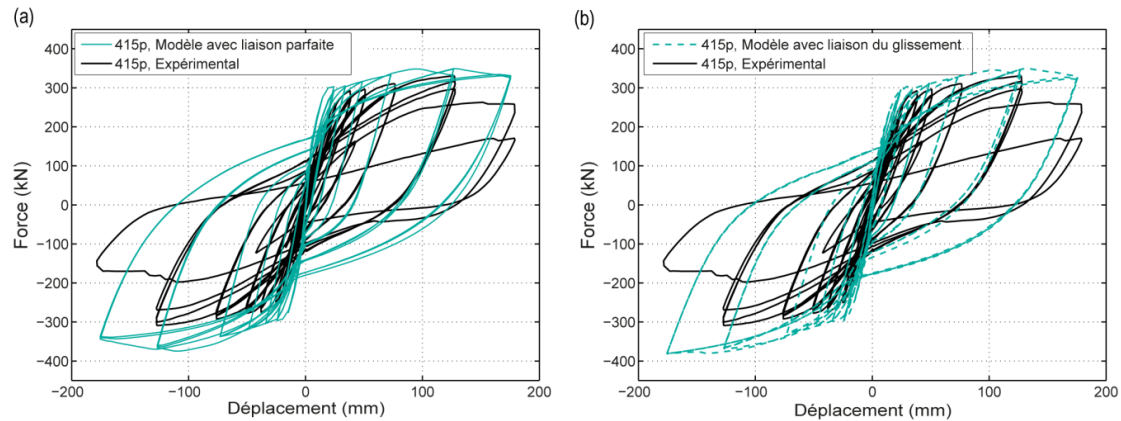


Fig. 12 – Réponses cycliques expérimentales et numériques de la colonne 415p. (a) modèle avec liaison parfaite et (b) modèle avec liaison du glissement.

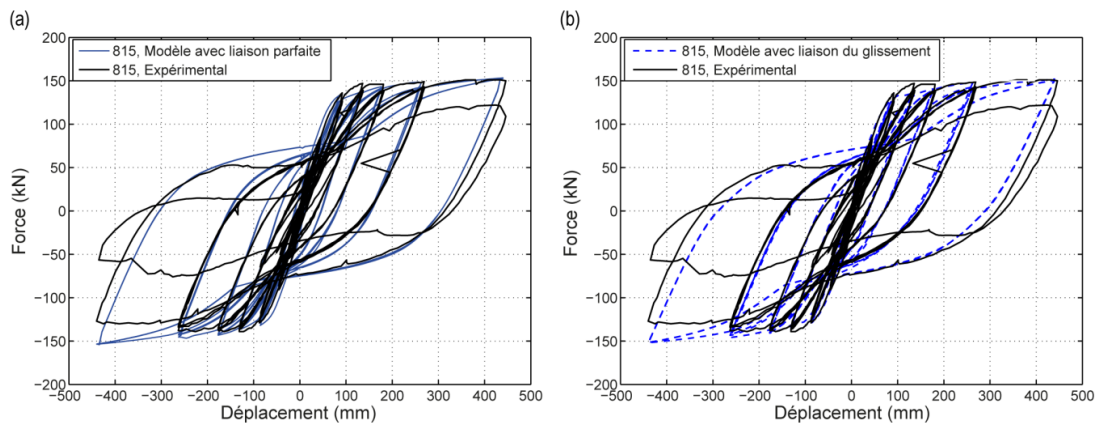


Fig. 13- Réponses cycliques expérimentales et numériques de la colonne 815. (a) modèle avec liaison parfaite et (b) modèle avec liaison du glissement.

L'énergie totale dissipée par les piles de pont en BA subissant une déformation non linéaire définie comme, l'énergie dissipée dans chaque cycle E_i jusqu'à la rupture de la colonne (c'est-à-dire $E_{hyst} = \sum_{i=1}^n E_i$), où E_i est égale à la zone enfermée par la courbe d'hystérésis représentant les valeurs de la force horizontale et du déplacement. Il convient de noter que seuls les

cycles hystérétiques avant une perte de résistance sévère dans la réponse cyclique sont pris en compte dans le calcul de l'énergie totale dissipée par la pile du pont en BA. Une perte de résistance sévère est identifiée lorsque la résistance de la colonne tombe en dessous de 80 % de la résistance maximale.

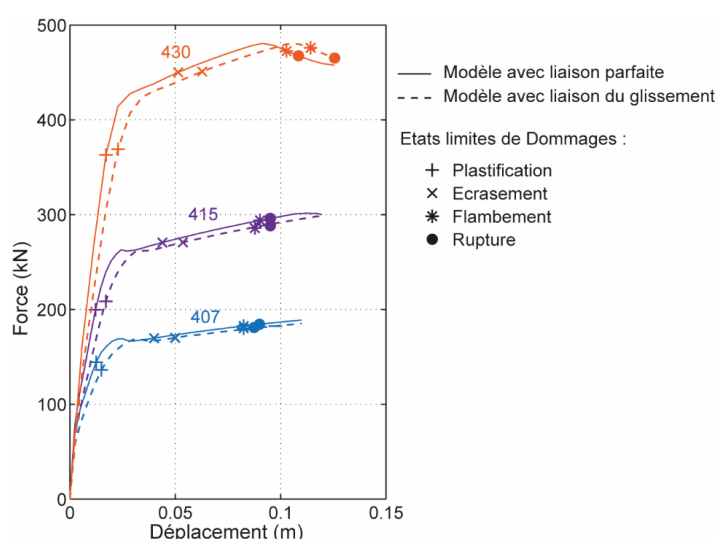


Fig. 14 – Résultats de l'analyse pushover considérant les deux options de calcul pour la série des colonnes LR.

Tableau 6 – Résultats des états limites de flexion pour les colonnes 415p, 415s et 815.

Pile ID	Modèle	Plastification		Ecrasement		Flambement		Rupture	
		Déplacement (mm)	Force (KN)	Déplacement (mm)	Force (KN)	Déplacement (mm)	Force (KN)	Déplacement (mm)	Force (KN)
415p	Liaison	15	276	46	312	86	332	91	330
	Adhérence par Glissement	15	242	51	310	97	333	102	330
415s	Liaison	12	207	41	259	62	269	62	269
	Adhérence par Glissement	16	211	45	258	66	270	70	269
815	Liaison	47	98	136	136	320	148	362	149
	Adhérence par Glissement	53	98	151	136	291	147	389	149

De ces résultats, on peut conclure qu'ignorer le phénomène d'adhérence par glissement peut conduire à une surestimation de la rigidité initiale des piles de pont. A titre d'exemple, dans le cas du modèle considérant une liaison parfaite, les valeurs moyennes des rapports Numérique/Expérimental pour la rigidité initiale sont de 1,202. La prédiction s'est améliorée avec l'inclusion de l'effet du glissement des barres dans le modèle et le rapport susmentionné devient 1,064. De plus, il a été observé que n'a pas prendre en compte ce phénomène a un effet négligeable sur la capacité portante latérale maximale. Dont la valeur moyenne des rapports Numérique/Expérimental de la capacité portante latérale maximale ne dépasse jamais 6,7 %. En plus, négliger le glissement des barres dans les colonnes (qui ont des rapports de charge axiale relativement inférieurs) peut conduire à une dissipation d'énergie légèrement supérieure.

3.2 Analyse statique non-linéaire monotone et l'état limites de flexion

3.2.1 Etats limites de dommages

Afin d'évaluer la performance des piles de pont et de déterminer les différents états de dommages, des courbes de capacité (Pushover) sont tracées en termes de cisaillement à la base par rapport au déplacement. Les colonnes sont soumises à des

charges latérales croissantes de manière monotone. Dans cet article, quatre états limites de dommage ont été considérés : a) plastification de l'acier longitudinal, b) écrasement du béton central, c) flambement et d) rupture des barres d'acier longitudinales. La plastification de l'armature longitudinale en acier est supposée avoir lieu lorsque la déformation en traction atteint le rapport de la limite d'élasticité (f_y) sur le module d'élasticité (E_s) de l'armature en acier. La déformation d'écrasement du béton confiné se produit lorsque la déformation du béton confiné varie de 0,015 à 0,05 [20]. Dans la présente étude, l'écrasement du béton confiné est supposé se produire lorsque la déformation en compression du béton atteint une valeur médiane de 0,033. Le flambement et la rupture de la barre longitudinale sont supposés se produire lorsque la déformation à la traction dans la fibre d'acier tendue atteint ses valeurs de déformation ultime, respectivement. Les seuils de valeurs correspondants sont déterminés pour chaque colonne de pont selon les équations proposées par Berry et Eberhard [27].

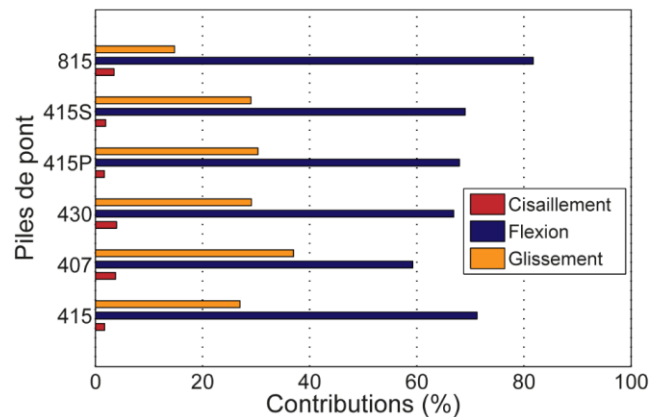


Fig. 15 - Contribution des composantes de déplacement de la barre (flexion, cisaillement et glissement) par rapport au déplacement total prédit par le modèle numérique pour toutes les piles de pont.

Tableau 7- Réponse normalisée de la liaison du glissement pour toutes les configurations.

Pier ID	Paramètres	Modèle considérant la liaison du glissement/ Modèle considérant la liaison parfaite			
		Limites de dommage	Plastification	Ecrasement	Flambement
415	Déplacement	1.40	1.22	1.16	1.18
	Cisaillement	1.04	1.00	1.00	1.00
407	Déplacement	1.20	1.25	1.18	1.17
	Cisaillement	0.94	1.00	1.00	1.00
430	Déplacement	1.33	1.22	1.11	1.16
	Cisaillement	1.02	1.00	1.01	0.99
415p	Déplacement	1.00	1.11	1.12	1.11
	Cisaillement	0.87	0.99	1.00	1.00
415s	Déplacement	1.33	1.10	1.07	1.13
	Cisaillement	1.02	1.00	1.00	1.00
815	Déplacement	1.14	1.11	0.91	1.07
	Cisaillement	1.00	1.00	1.00	1.00

En fait, l'objectif de cette section est d'explorer et de quantifier l'importance d'incorporer l'adhérence par glissement des barres dans la modélisation numérique des piles de pont. Afin de démontrer cette importance une comparaison du modèle considérant la liaison du glissement par rapport au modèle considérant la liaison parfaite est effectuée. Les résultats sont présentés dans la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** regroupant trois colonnes. Les autres résultats sont présentés sous forme de tableau (Tableau 6). De ce fait, l'importance d'incorporation de l'adhérence par glissement des barres pourrait affecter de manière significative les états limites de flexion des piles de pont notamment en termes de déplacements. Le Tableau 7 résume la sensibilité des performances en flexion des colonnes à l'inclusion du phénomène d'adhérence par glissement des barres pour la plastification et l'écrasement. Une sensibilité moins prononcée pour les états limites de déplacement pour le

flambement et la rupture par fatigue des barres. A titre d'exemple, dans le cas de la colonne 415, les déplacements de plastification, d'écrasement, du flambement et de la fatigue sont augmentés de 40%, 22%, 16% et 18% respectivement. Par contre, la sensibilité de l'incorporation de l'adhérence par glissement des barres est presque similaire en termes de capacité en cisaillement, car les différences ne dépassent jamais le 4%. En revanche, la sensibilité est moins prononcée (soit en termes de déplacement et de cisaillement) dans le cas de la colonne 815.

3.2.2 Contribution cinématique de l'adhérence par glissement des barres

La sensibilité des piles de pont par rapport au phénomène d'adhérence par glissement des barres est clairement démontrée sur la Fig. 15. Une illustration de la contribution des composants de déplacement des éléments (flexion, cisaillement et glissement) par rapport au déplacement total de toutes les configurations des colonnes. De ces résultats, on peut conclure que la contribution des composants de déplacement dû à l'adhérence par glissement peut atteindre jusqu'à 40% du déplacement total. Sauf dans le cas de la colonne 815 où le rapport $L/D=8$ d'où la contribution devient moins prononcée. Ces résultats s'accordent bien avec les résultats reportés par l'expérimentation [9, 18].

4 Conclusions

Dans cet article, la pertinence d'incorporer le phénomène d'adhérence par glissement des barres longitudinales dans l'étude du comportement non linéaire des piles de ponts a été évaluée. L'investigation numérique a été effectuée sur une série de colonnes circulaires bien confinées. Les principales conclusions peuvent être résumées comme suit :

La méthodologie de modélisation développée par [30] a montré un très bon accord avec les résultats expérimentaux observés sur les colonnes circulaires, par conséquent, il peut être utilisé comme un modèle fiable pour simuler le phénomène d'adhérence par glissement dans les colonnes en BA.

Le modèle de matériau uniaxial implémenté par OpenSees [40] pour simuler la rotation non-linéaire à la base de la colonne peut représenter correctement le comportement des barres d'armatures à l'intérieur du béton et par conséquent le comportement cycliques des colonnes en BA.

Les résultats numériques comparant avec des résultats expérimentaux ont montré que l'adhérence par glissement est très sensible aux paramètres du taux de ferrailage longitudinal, du taux de la charge axiale, du taux du ferrailage transversal et du taux d'élancement.

L'ignorance du phénomène de l'adhérence par glissement dans la simulation des piles de pont conduit à une surestimation de la rigidité initiale et de l'énergie de dissipation des piles de pont. Une sensibilité prononcée aux états limites de flexion des colonnes notamment en termes de déplacement à l'incorporation de l'adhérence par glissement des barres longitudinales.

Enfin, les résultats indiquent que négliger l'effet de l'adhérence par glissement des barres longitudinales peut avoir un impact modéré à significatif sur la réponse non-linéaire des colonnes en BA. Par conséquent, il doit être incorporé explicitement dans le modèle numérique. La présente étude s'est limitée aux colonnes en BA bien confinées dominées par la flexion ; des études plus approfondies portant sur les incertitudes associées aux matériaux, aux paramètres géométriques et aux excitations sismiques sont suggérées pour des futurs travaux.

REFERENCES

- [1]- E. Mazzarolo, R. Scotta, L. Berto, A. Saetta, Long anchorage bond-slip formulation for modeling of r.c. elements and joints. *Engineering Structures*, 34 (2012) 330-341. doi:10.1016/j.engstruct.2011.09.005.
- [2]- C. Turgut, L. Jason, L. Davenne, Structural-scale modeling of the active confinement effect in the steel-concrete bond for reinforced concrete structures. *Finite Elements in Analysis and Design*, 172 (2020) 103386. doi:10.1016/j.finel.2020.103386.
- [3]- Y. Liu, H. Hao, Y. Hao, Investigation on the dynamic bond-slip behaviour between steel bar and concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 291 (2023) 109540. doi:10.1016/j.engfracmech.2023.109540.
- [4]- W.-H. Pan, M.-X. Tao, X. Nie, J.-S. Fan, Rebar Anchorage Slip Macromodel Considering Bond Stress Distribution: Monotonic Loading and Model Application. *Journal of Structural Engineering*, 144(8) (2018) 04018097. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002096.
- [5]- A.F. Mohammad, M. Faggella, R. Gigliotti, E. Spacone, Effects of bond-slip and masonry infills interaction on

- seismic performance of older R/C frame structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 109 (2018) 251–265. doi:10.1016/j.soildyn.2018.02.027.
- [6]- M.J. Schoettler, J.I. Restrepo, G. Guerrini, D.E. Duck, F. Carrea, A full-scale, single-column bridge bent tested by shake-table excitation. Center for Civil Engineering Earthquake Research, Department of Civil Engineering, University of Nevada, (2012).
- [7]- V. Terzic, M.J. Schoettler, J.I. Restrepo, S.A. Mahin, Concrete Column Blind Prediction Contest 2010: Outcomes and Observations. PEER Report No. 2015/01, Pacific earthquake engineering research center. University of California, Berkeley. (2015).
- [8]- M. Schoettler, J. Restrepo, G. Guerrini, D. Duck, F. Carrea, A full-scale, single-column bridge bent tested by shake-table excitation. PEER report 2015/02. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). University of California, Berkeley, CA, (2015).
- [9]- D.E. Lehman. Seismic performance of well-confined concrete bridge columns. University of California, Berkeley, 1998.
- [10]- J. Zhao, S. Sritharan, Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures. *ACI Structural Journal*, 104(2) (2007) 133. doi:10.14359/18525.
- [11]- P.E. Mergos, A.J. Kappos, A gradual spread inelasticity model for R/C beam–columns, accounting for flexure, shear and anchorage slip. *Engineering Structures*, 44 (2012) 94–106. doi:10.1016/j.engstruct.2012.05.035.
- [12]- G. Monti, E. Spacone, Reinforced Concrete Fiber Beam Element with Bond-Slip. *Journal of Structural Engineering*, 126(6) (2000) 654–661. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:6(654).
- [13]- C.-L. Lee, F.C. Filippou, Frame Element with Mixed Formulations for Composite and RC Members with Bond Slip. I: Theory and Fixed-End Rotation. *Journal of Structural Engineering*, 141(11) (2015) 04015039. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001273.
- [14]- H.-G. Kwak, J.-K. Kim, Implementation of bond-slip effect in analyses of RC frames under cyclic loads using layered section method. *Engineering Structures*, 28(12) (2006) 1715–1727. doi:10.1016/j.engstruct.2006.03.003.
- [15]- W.-H. Pan, M.-X. Tao, J.-G. Nie, Fiber beam–column element model considering reinforcement anchorage slip in the footing. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(3) (2017) 991–1018. doi:10.1007/s10518-016-9987-3.
- [16]- S. Abtahi, Y. Li, Bond-slip model uncertainty quantification and effect on nonlinear behavior simulations of reinforced concrete columns. *Engineering Structures*, 266 (2022) 114525. doi:10.1016/j.engstruct.2022.114525.
- [17]- F. Braga, R. Gigliotti, M. Laterza, M. D’Amato, S. Kunnath, Modified Steel Bar Model Incorporating Bond-Slip for Seismic Assessment of Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering*, 138(11) (2012) 1342–1350. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000587.
- [18]- D. Lehman, J. Moehle, S. Mahin, A. Calderone, L. Henry, Experimental Evaluation of the Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Columns. *Journal of Structural Engineering*, 130(6) (2004) 869–879. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:6(869).
- [19]- L. Henry, S. Mahin, Study of buckling of longitudinal bars in reinforced concrete bridge columns. Report to the California department of transportation, (1999).
- [20]- T. Paulay, M.N. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Vol. 768. Wiley New York, 1992.
- [21]- F.T. McKenna. Object-oriented finite element programming: frameworks for analysis, algorithms and parallel computing. PhD Thesis. University of California, Berkeley, 1997.
- [22]- F. McKenna, G. Fenves, M. Scott, B. Jeremic, Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, (2000).
- [23]- PEER. Open system for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). (2005); Available from: <https://opensees.berkeley.edu/>.
- [24]- F. Taucer, E. Spacone, F.C. Filippou, A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures. Vol. 91. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University ..., 1991.
- [25]- E. Spacone, F.C. Filippou, F.F. Taucer, Fibre beam–column model for non-linear analysis of R/C frames: part I. Formulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(7) (1996) 711–725. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9.
- [26]- E. Spacone, F.C. Filippou, F.F. Taucer, Fibre beam–column model for non-linear analysis of R/C frames: part II. Applications. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(7) (1996) 727–742. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<727::AID-EQE577>3.0.CO;2-O.

-
- [27]- M.P. Berry, M.O. Eberhard, Performance modeling strategies for modern reinforced concrete bridge. PEER 2007/07, Pacific Earthquake Engineering Research Center College. University of California, Berkeley. (2008).
- [28]- J. Coleman, E. Spacone, Localization Issues in Force-Based Frame Elements. *Journal of Structural Engineering*, 127(11) (2001) 1257-1265. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:11(1257).
- [29]- A. Calabrese, J.P. Almeida, R. Pinho, Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(sup1) (2010) 38-68. doi:10.1080/13632461003651869.
- [30]- M.M. Kashani, L.N. Lowes, A.J. Crewe, N.A. Alexander, Nonlinear fibre element modelling of RC bridge piers considering inelastic buckling of reinforcement. *Engineering Structures*, 116 (2016) 163-177. doi:10.1016/j.engstruct.2016.02.051.
- [31]- H. Bouazza, M. Djelil, M. Matallah, On the relevance of incorporating bar slip, bar buckling and low-cycle fatigue effects in seismic fragility assessment of RC bridge piers. *Engineering Structures*, 256 (2022) 114032. doi:10.1016/j.engstruct.2022.114032.
- [32]- S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, OpenSees command language manual. Pacific earthquake engineering research (PEER) center, 264(1) (2006) 137-158.
- [33]- S. Popovics, A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, 3(5) (1973) 583-599. doi:10.1016/0008-8846(73)90096-3.
- [34]- I.D. Karsan, J.O. Jirsa, Behavior of Concrete Under Compressive Loadings. *Journal of the Structural Division*, 95(12) (1969) 2543-2564. doi:10.1061/JSDEAG.0002424.
- [35]- J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8) (1988) 1804-1826. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).
- [36]- F.E. Richart, Study of the failure of concrete under combined compressive stresses. University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin, 185 (1928) 104.
- [37]- S.K. Kunnath, Y. Heo, J.F. Mohle, Nonlinear Uniaxial Material Model for Reinforcing Steel Bars. *Journal of Structural Engineering*, 135(4) (2009) 335-343. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:4(335).
- [38]- C.E.-I.d. Béton, CEB-FIP model code 1990: Design code. Thomas Telford Publishing, 1993.
- [39]- M. Berry, M. Parrish, M. Eberhard, PEER structural performance database user's manual (version 1.0). Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, (2004).
- [40]- F. McKenna, G.L. Fenves, M.H. Scott, OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA., <http://opensees.berkeley.edu>, (2006).