



UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE  
Faculté de génie  
Département de génie civil

ÉTATS LIMITES DE PILIERS DE PONT EN BÉTON ARMÉS DE  
CERCES

Spécialité : génie civil

Composition du jury :  
Patrick Paultre (Directeur de recherche)  
Jean Proulx  
Denis Mitchell

---

Georges CHANCY



# Résumé

Les leçons tirées des tremblements de terre passés ont permis d'introduire un nouveau concept dans l'étude des structures : le dimensionnement basé sur la performance (DBP). Depuis des décennies, ce concept est utilisé dans l'aéronautique et la construction automobile. Son but principal consiste à fixer à l'avance la performance de la structure souhaitée. Autrement dit, on prédit son niveau d'endommagement éventuel après l'avoir soumis à un état de contrainte. Une phase expérimentale permet de vérifier si la performance souhaitée a été atteinte, et si c'est le cas, on lance une chaîne de production. Cependant, malgré le succès du concept, son application en génie civil était limitée. En effet, chaque ouvrage de génie civil est unique, tout comme le sol sur lequel il est construit. D'autre part, les moyens techniques et économiques ne permettaient guère de soumettre un ouvrage à un tremblement de terre afin de s'assurer que les prévisions de performance ont été atteintes. Par conséquent, l'application du dimensionnement basé sur la performance dans la construction des ponts et des bâtiments était très difficile.

Les progrès effectués dans l'évaluation de l'aléa sismique, les installations expérimentales et les applications informatiques ont récemment favorisé l'introduction du DBP dans les codes de construction. L'utilisation du concept de DBP est devenue courante dans la réhabilitation et la conception parasismique des structures. Les codes de calcul parasismique des structures (par exemple le CSA S6-06) le recommandent dans la conception des nouvelles structures et l'adaptent en cherchant des améliorations par rapport aux anciennes structures construites suivant les anciens codes.

Le DBP consiste à dimensionner les structures de pont à partir du niveau de performance souhaité et de l'aléa sismique de la zone de construction. On associe à chaque niveau de performance un état limite, qui est lui-même lié à un endommagement physique d'un des éléments structuraux. D'où l'importance de définir les états limites par les codes et les normes réglementaires. La finalité étant que la capacité demeure supérieure à la demande.

De ce fait, il est indispensable de connaître la performance sismique des piliers construits selon les recommandations des anciennes normes. Dans cette optique, un pilier de pont à échelle réelle fut construit et testé dans le laboratoire du Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures (CRGP) de l'Université de Sherbrooke.

Le spécimen a été construit conformément au détail de ferrailage de l'armature transversale. Celui-ci a présenté une série d'endommagement dont le déroulement s'est réalisé comme suit : la fissuration du béton, la plastification de l'armature longitudinale, l'écrasement du béton d'enrobage, le flambement de plusieurs barres longitudinales et la rupture d'une barre en compression. Les résultats de ces recherches ont révélé que le pilier possédait une grande capacité à dissiper de l'énergie, un excellent taux d'amortissement et une ductilité en déplacement de 7,28 alors que les codes préconisent au moins 3,0.

Mots-clés : Dimensionnement basé sur la performance, endommagement, état limite, aléa sismique.

# Remerciements

Je tiens à remercier particulièrement le professeur Patrick Paultre, mon directeur de recherche. En effet, depuis le tremblement de terre du 12 janvier 2010 qui a dévasté Haïti, le professeur Paultre y va régulièrement pour donner des séminaires sur la dynamique des structures et le génie parasismique. Aussi, depuis lors, le centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures (CRGP) dont il est le titulaire, a accordé six bourses afin que des étudiants haïtiens puissent poursuivre des études post graduées, sous sa direction, à l'université de Sherbrooke. Ayant bénéficié de l'une de ces bourses, je salue son engagement et sa détermination dans le processus de reconstruction durable de mon pays. De plus, le professeur Paultre, a permis à la Faculté des Sciences de l'Université d'État d'Haïti (UEH) d'établir un partenariat avec l'université de Sherbrooke en vertu duquel, des professeurs canadiens vont en Haïti pour former des étudiants haïtiens. Sa disponibilité, son support et sa générosité tout au long de cette maîtrise ont facilité mon séjour universitaire. Travailler sous la direction du professeur Paultre fut une expérience très enrichissante et exceptionnellement gratifiante. Merci M. Paultre.

je dédie cette maîtrise à la mémoire de ma grand mère, Célanie Moïse, à tous les membres de ma famille qui m'ont été d'un grand support pendant ces deux ans et demi passés à Sherbooke et spécialement à ma mère, Bernadette Chancy.

Je remercie aussi, Linda Espera qui a porté les premières corrections dans le texte et pour tous ces conseils concernant la rédaction.

Enfin je remercie Luis Felipe Zuluaga Rubio et toute l'équipe du CRGP :

- Les techniciens : MM. Laurent Thibodeau, Claude Aubé, Jason Desmarais, Raphaël Prévost, Éric Beaudoin.
- Mme Nancy Tetreault, secrétaire.
- MM. Olivier Gauron, Steeve Ambroise, Luis Cardona, Adamou et Mamar Saidou collègues et amis.



# Table des matières

Liste des figures	v
Liste des tableaux	vii
<b>1 Introduction</b>	<b>1</b>
1.1 Description des spécimens	3
<b>2 État de l'art</b>	<b>7</b>
2.1 Dimensionnement basé sur la performance	7
2.2 Réhabilitation parasismique	13
2.3 États limites d'endommagement	17
<b>3 Dimensionnement et prévisions</b>	<b>21</b>
3.1 Dimension de la semelle	21
3.2 Armature transversale	25
3.3 Prévisions numériques	26
3.4 Prévion de performance selon l'ATC-40 [13]	29
<b>4 Programme expérimental</b>	<b>39</b>
4.1 Instrumentation	39
4.2 Propriétés du béton	45
4.3 Propriétés de l'acier d'armature	46
4.4 Procédure des essais	48
<b>5 Résultats des essais</b>	<b>51</b>
5.1 Observations	51
5.2 Force-déplacement	53
5.3 Moment-courbure	56
5.4 Force-glisement à la base	56
5.5 Cisaillement-distorsion	58
5.6 Profil de déplacement du pilier	59
5.7 Ductilité et dissipation d'énergie	61
5.8 Sollicitation des barres d'armature longitudinales	64
5.9 Sollicitation des barres d'armature transversales	65
5.10 Indicateur de confinement	65
5.11 Amortissement	67
5.12 États limites	68
<b>6 Analyse des résultats</b>	<b>71</b>
6.1 Moment-courbure	71
6.2 Force-déplacement	72
6.3 Cartographie d'endommagement	74
6.4 Longueur de rotule plastique	74
<b>7 Conclusion</b>	<b>77</b>
<b>A Détermination des charges gravitaires sur les piliers du pont</b>	<b>79</b>

<b>B</b>	<b>Courbes moment-courbure</b>	<b>81</b>
<b>C</b>	<b>Courbes contrainte de cisaillement-distorsion</b>	<b>85</b>
<b>D</b>	<b>Courbes force-déplacement dû au cisaillement</b>	<b>89</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>93</b>

# Liste des figures

1.1	Effondrement d'un pont de Taiwan pendant le séisme de 1999	1
1.2	Vue d'ensemble et vue d'un appui [50].	3
1.3	Idéalisation du pont chemin des dalles.	3
1.4	Illustration des spécimens à l'étude au CRGP	4
2.1	Cadre global du dimensionnement basé sur la performance(DBP) selon Kra- winler (1999) [30]	8
2.2	Cadre global du dimensionnement basé sur la performance (DBP) de Marsh (2013) [38]	8
2.3	Rupture d'un pilier par flambement des armatures longitudinales à sa base.	12
2.4	Revêtement en béton dans la zone de rotule plastique, adapté de Légeron [35].	13
2.5	Types de gaine en acier [adapté du Bridge Engineering Handbook, 1999 [18]]	14
2.6	Confinement en acier [adapté du Bridge Engineering Handbook, 1999 [18]]	14
2.7	Technique de précontrainte transversale [Saatcioglu et Yarandi, 2003 [41]].	16
2.8	Réhabilitation de piliers	16
2.9	Contraintes-déformations de différents cas de réhabilitations [Eid et Paultre, 2007 [17]].	17
3.1	Longueur de développement avec crochet normal $l_{dh}$	24
3.2	Détail de ferrailage du spécimen	27
3.3	Composantes du déplacement latéral.	28
3.4	Composantes du déplacement élastique $\Delta_y$ .	28
3.5	Loi de comportement du béton confiné [Légeron F. et Paultre P., 2003]	30
3.6	Loi de comportement de l'acier écroui	30
3.7	Réponse moment-courbure	34
3.8	Critères de performance et d'endommagement associés.	37
3.9	Point de performance	38
4.1	Position des jauges sur les barres d'armatures	41
4.2	Système de fixation des potentiomètres du pilier CH110	42
4.3	Position des potentiomètres suivant la vue de face du pilier CH110	43
4.4	Position des potentiomètres suivant une vue latérale du pilier CH110	44
4.5	Courbe contrainte-déformation du poteau à 28 jours et au jour de l'essai	47
4.6	Courbe contrainte-déformation des barres 15M et des barres 35M	48
4.7	Montage expérimental	49
4.8	Protocole de chargement	49
5.1	Courbe Force latérale - Déplacement en tête du pilier CH110.	53
5.2	Idéalisation du spécimen adaptée de [Osorio Gomez, 2008 [43]]	55
5.3	Distribution de la courbure le long du pilier du pilier CH110.	56
5.4	Courbe moment-courbure du pilier CH110.	57
5.5	Mesure de la courbure du pilier pour un niveau donné	57
5.6	Courbe force-glissement à la base du pilier CH110.	58
5.7	Définition de la déformation en cisaillement	59
5.8	Courbe contrainte de cisaillement-distorsion à la base du pilier CH110.	60
5.9	Profil de déplacement latéral par rapport à la hauteur du pilier CH110	60
5.10	Courbe enveloppe force-déplacement et moment-courbure du pilier CH110.	61
5.11	Idéalisation des courbes bilinéaires (a) force-déplacement (b) moment-courbure.	62
5.12	Comparaison des courbes bilinéaires idéalisées et des courbes enveloppes.	62

5.13	Énergie dissipée pendant un cycle $i$ .	64
5.14	État de déformation de la barre 1 en poussée (traction) et en tirée (compression) du pilier CH110.	65
5.15	Comparaison des états de déformation entre la barre 3 et la barre 5 en traction du pilier CH110.	66
5.16	Comparaison des états de déformation entre la barre 3 et la barre 5 en compression du pilier CH110.	66
5.17	Comparaison des états de déformation entre la barre 3 et la barre 5 en compression du pilier CH110.	67
5.18	Paramètres d'évaluation de l'amortissement.	68
5.19	Variation de l'amortissement visqueux élastique et la ductilité structurale.	70
6.1	Comparaison des Courbes moment-courbure du pilier CH110 entre la prédiction de WMNPhi et l'enregistrement des données.	71
6.2	Comparaison des Courbes force-déplacement du pilier CH110 entre la prédiction de DISP96 et l'enregistrement des données.	72
6.3	Comportement uniaxial contrainte-déformation de l'acier	73
6.4	Réponse force-déplacement expérimentale et prédite par EFiCoS	73
6.5	Vue latérale du côté ouest : cartographie d'endommagement du béton en compression (EFiCoS à gauche, expérimental à droite.)	74
6.6	Vue de face : cartographie d'endommagement du béton en compression (face sud à gauche : expérimental, EFiCoS au centre et face nord à droite : expérimental.)	75
6.7	Cartographie d'endommagement du béton en traction (EFiCoS à gauche, expérimental à droite.)	76
B.1	Courbe moment-courbure du pilier CH110 à D/8	81
B.2	Courbe moment-courbure du pilier CH110 à 3D/8	82
B.3	Courbe moment-courbure du pilier CH110 à 3D/4	82
B.4	Courbe moment-courbure du pilier CH110 à 3D/2	83
B.5	Courbe moment-courbure du pilier CH110 à 5D/2	83
C.1	Courbe contrainte de cisaillement-distorsion du pilier CH110 à D/2	85
C.2	Courbe contrainte de cisaillement-distorsion du pilier CH110 à D	86
C.3	Courbe contrainte de cisaillement-distorsion du pilier CH110 à 2D	86
C.4	Courbe contrainte de cisaillement-distorsion du pilier CH110 à 3D	87
D.1	Courbe force-déplacement dû au cisaillement du pilier CH110 à D/2	89
D.2	Courbe force-déplacement dû au cisaillement du pilier CH110 à D	90
D.3	Courbe force-déplacement dû au cisaillement du pilier CH110 à 2D	90
D.4	Courbe force-déplacement dû au cisaillement du pilier CH110 à 3D	91

# Liste des tableaux

2.1	Objectifs et critères de performance du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-06).	12
2.2	États limites d'endommagement qualitatif pour les piliers de pont(HAZUS 2003 [22])	18
2.3	États limites, Dutta et Mander (1998) [15]	18
2.4	États limites Hwang (2001) [27]	19
2.5	États limites, valeur moyenne de la ductilité en courbure obtenue par le Georgia Institute of Technology. (Adapté de Tavares et coll. 2010) [56]	19
2.6	États d'endommagement, Cardona et coll. (2010) [8]. (a) Indice d'endommagement en tension)	20
3.1	Application numérique du calcul de la pression	22
3.2	Application numérique du calcul relatif au poinçonnement	23
3.3	Caractéristiques de la section	25
3.4	Paramètres d'évaluation du confinement	31
3.5	Prédiction de la réponse moment-courbure	33
3.6	Spectre d'aléa sismique de la région de Trois-Rivières (catégorie d'emplacement C-valeurs en g)	34
3.7	Catégorie d'emplacement en fonction de la réponse sismique du sol (CNBC-2010 [14])	35
3.8	Valeurs de $F_a$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de $S_a(0,2)$ (CNBC-2010)	36
3.9	Valeurs de $F_v$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de $S_a(1,0)$ (CNBC-2010)	36
4.1	Position des jauges placées sur les cerces du pilier CH110.	40
4.2	Composition du béton ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	45
4.3	Propriétés du béton frais	46
4.4	Propriétés mécaniques du béton durci de la semelle	46
4.5	Propriétés mécaniques du béton durci de la colonne	47
4.6	Propriétés mécaniques de l'acier d'armature du poteau	47
5.1	Évolution de l'ouverture des fissures en fonction du cycle de chargement.	52
5.2	Déplacement en tête du poteau à la plastification d'une barre longitudinale.	52
5.3	Points caractéristiques des courbes bilinéaires idéalisées.	62
5.4	Paramètres d'évaluation de la ductilité et de la dissipation d'énergie du pilier CH110.	64
5.5	Taux d'amortissement visqueux du pilier CH110.	69
5.6	Paramètres d'évaluation de la ductilité et de la dissipation d'énergie du pilier CH110.	69
5.7	États limites du pilier CH110.	70
6.1	Longueur de rotule plastique du pilier CH110.	76
A.1	Poids des composantes du pont au complet et de chaque portique	79



# Chapitre 1

## Introduction

Les anciens codes de construction de pont n'avaient pas présenté de manière complète et élaborée le calcul des charges sismiques. Le détail de ferrailage qui garantirait un comportement ductile des piliers pendant un séisme n'était pas adéquat malgré les ajustements notables apportés dans les normes de conception de ponts dans les années 1980. Les tremblements de terre de Northridge (Californie, 1994) et de Kobé (Japon, 1997) ont montré que les ponts construits dans les zones à forte sismicité étaient toujours très vulnérables. Même si les charges sismiques qu'ils devaient reprendre étaient bien évaluées, les détails de construction, par contre, étaient déficients. En effet, la jonction des barres par chevauchement à la base des piliers et les espacements des cadres de 300 mm n'étaient pas sécuritaires.

Plus récemment, les séismes de Port-au-Prince (Haïti, 2010), de Santiago (Chili, 2010), et de Fukushima (Japon, 2011) nous ont rappelé combien les ponts, éléments majeurs du réseau routier, pouvaient en être le point faible. Les piliers soumis à des sollicitations extrêmes à leur base s'effondrèrent de manière fragile. La rupture a généralement lieu à leur base par perte d'ancrage résultant du glissement des barres d'armature longitudinales ou par flambement de celles-ci. La figure 1.1 illustre l'effondrement d'un pont après la rupture d'un de ses piliers.

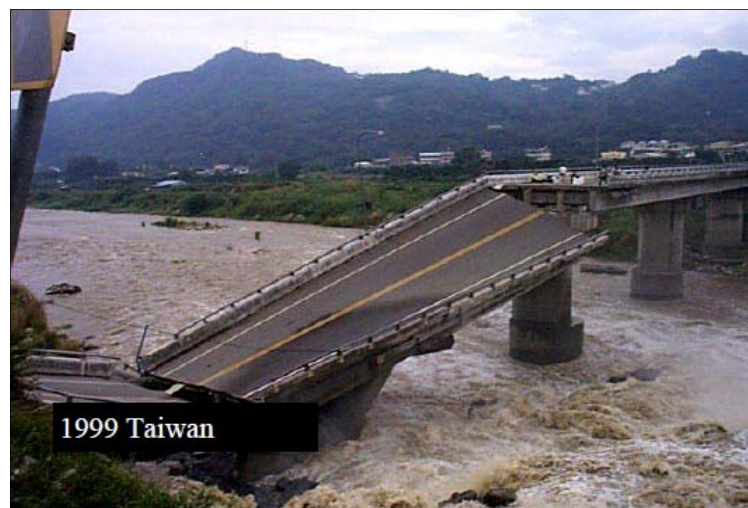


Figure 1.1 – Effondrement d'un pont de Taiwan pendant le séisme de 1999

À la suite de ces tremblements de terre, des recherches approfondies ont été menées sur la construction parasismique. Au niveau de la conception, les résultats de ces recherches ont permis d'apporter d'importantes améliorations et recommandations. Certaines ont été remarquables, notamment [Roy N.(2006) [50]] :

- La prévention des ruptures fragiles en cisaillement des poteaux par la prescription d'un taux minimum d'armature transversale (tremblement de terre de San Fernando (1971)).
- Le dimensionnement des appuis de pont ductiles capables de dissiper un maximum d'énergie dans le but d'éviter leur effondrement ((Loma Prieta (1989), Northridge (1994) et Kobe (1995)).

Quant à la réhabilitation des infrastructures existantes, plusieurs solutions ont été proposées. Elles concernent le renforcement des piliers de pont construits avec un chevauchement à la base et un détail d'armature transversale déficiente. Ces solutions visent à améliorer la ductilité des piliers et leur capacité à dissiper de l'énergie, citons :

- L'utilisation de béton de haute performance (BHP).
- La mise en place autour de la zone de chevauchement d'une coquille en acier.
- L'installation d'armatures transversales externes précontraintes (Retro-Belt).
- L'utilisation d'un emballage de matériau composite PRF.

Les principes du dimensionnement parasismique ont eux aussi fait l'objet de grandes innovations. De nos jours, les codes de construction de pont introduisent une nouvelle notion, le dimensionnement basé sur la performance (DBP). Le DBP consiste à dimensionner les structures de pont à partir du niveau de performance souhaité et de l'aléa sismique de la zone de construction de la structure. On associe à chaque niveau de performance un état limite, qui est lui-même lié à un endommagement physique d'un des éléments structuraux. D'où l'importance pour les codes et les normes réglementaires de définir ces états limites. La finalité étant que la capacité demeure supérieure à la demande. Ce projet de recherche vise à étudier de façon expérimentale les états limites d'un pilier. Ce dernier a été construit conformément au détail de ferrailage recommandé dans le nouveau code de pont. Il a été réalisé sans chevauchement à la base et selon un espacement de l'armature transversale réglementaire.



## 1.1 DESCRIPTION DES SPÉCIMENS

Le prototype à l'étude est inspiré d'une structure réelle située sur l'autoroute 55 dans la région de Trois-Rivières, le pont du Chemin des Dalles. Ce pont, réalisé en 1975, n'a pas été conçu en conformité avec le Code canadien de conception des ponts (CAN/CSA-S6-06). La structure a une longueur de 106,5 m, une largeur de 13,2 m et une hauteur libre de 6,22 m. La superstructure du viaduc est constituée d'une dalle en béton armé reposant sur six poutres en béton précontraint. Ses deux appuis identiques sont constitués de trois poteaux circulaires de 0,914 m de diamètre et d'une poutre-chevêtre. La figure 1.2 montre une vue d'ensemble du pont du Chemin des Dalles, alors que la figure 1.3 présente une idéalisation de ce dernier.



Figure 1.2 – Vue d'ensemble et vue d'un appui [50].

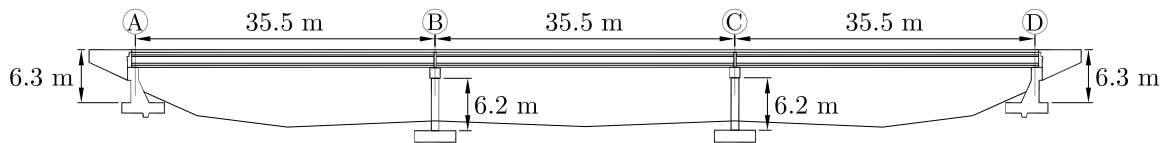


Figure 1.3 – Idéalisation du pont chemin des dalles.

La figure 1.4 montre les spécimens qui ont été mis à l'étude au Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures (CRGP) de l'Université de Sherbrooke.

- Le premier spécimen est une réplique du pilier de pont du Chemin des Dalles. Il a été construit avec un chevauchement à la base dans la zone de rotule plastique. Les cerces ont été espacées de 300 mm.
- Le deuxième spécimen qui constitue l'objet de ce travail de recherche est similaire au premier. Toutefois, on a exclu le chevauchement à la base; l'espacement des cerces est ramené à 110 mm.

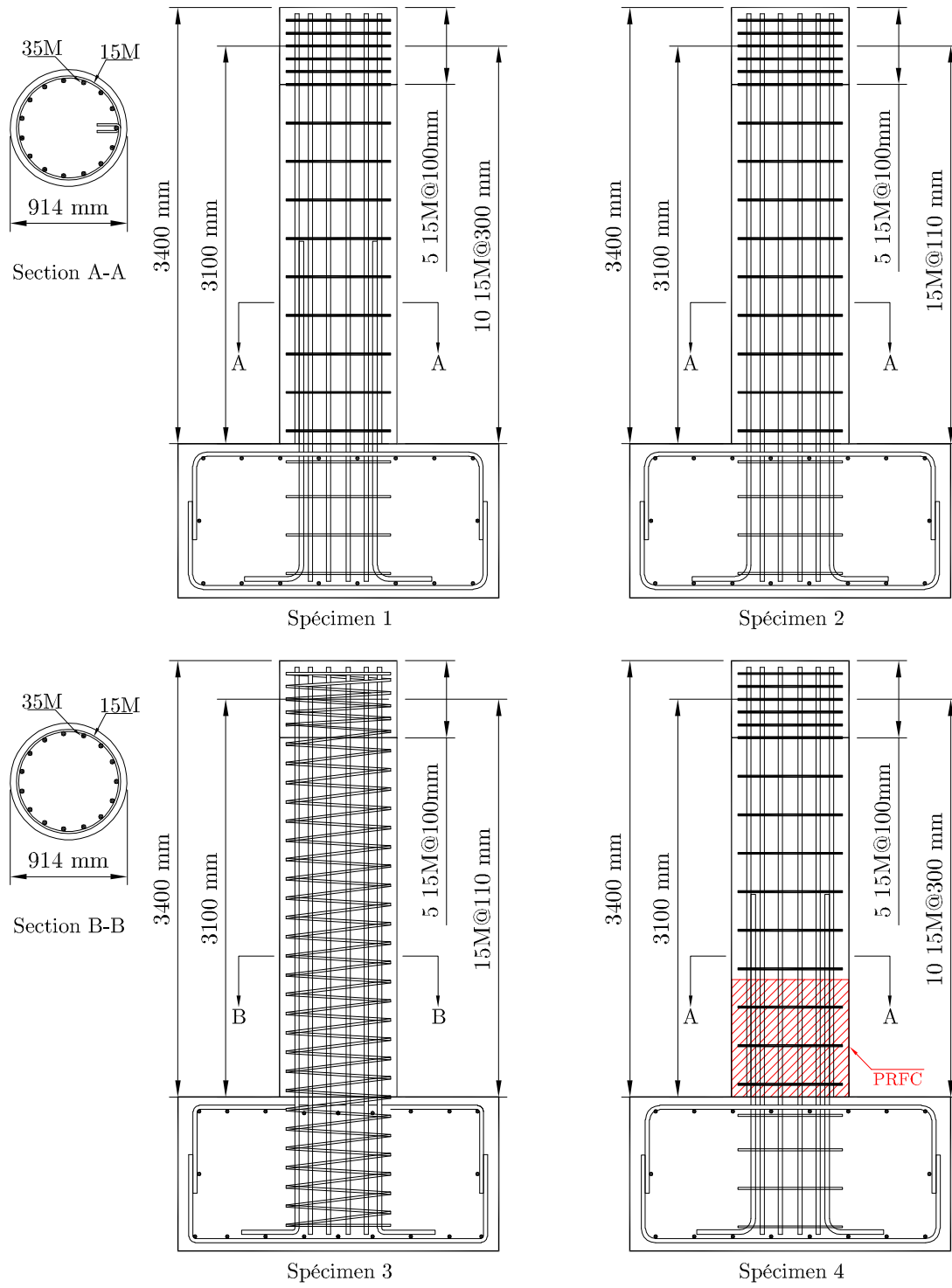


Figure 1.4 – Illustration des spécimens à l'étude au CRGP

- Quant au troisième spécimen, les cerces ont été remplacées par une spirale espacée de 110 mm. Les armatures longitudinales n'ont pas eu de chevauchement.
- Le dernier sera construit en considérant une solution de réhabilitation sismique. Une gaine constituée de matériau composite sera mise en place dans la zone de chevauchement. Celle-ci lui garantira un degré de confinement.



# Chapitre 2

## État de l'art

Dans ce chapitre, nous présenterons le dimensionnement basé sur la performance et les méthodes de réhabilitation des piliers. Ces derniers ont été construits conformément aux spécifications des anciennes normes de conception des ponts.

### 2.1 DIMENSIONNEMENT BASÉ SUR LA PERFORMANCE

Le dimensionnement basé sur la performance n'est pas un concept nouveau. Depuis des décennies, on l'utilise dans l'industrie automobile, l'aéronautique, la conception des turbines, etc. On construit généralement un ou plusieurs prototypes de grandeur nature qui seront soumis à des tests approfondis. Les résultats de ces tests permettent de réviser la conception et le processus de fabrication. Une fois que des résultats concluants sont obtenus, le produit est fabriqué massivement à la chaîne de production. Chaque prototype comporte les mêmes caractéristiques mécaniques.

Toutefois, son application dans la construction des bâtiments et dans les ponts faisait face à de nombreuses difficultés. En effet, contrairement à un véhicule, chaque ouvrage demeure unique, de même que son interaction avec le sol sur lequel il est construit. Le sol lui-même varie d'un endroit à l'autre. Cela dit, l'expérience acquise dans la construction d'un ouvrage n'est pas nécessairement applicable à un autre. D'autant plus que les applications expérimentales qui permettraient de tester ces ouvrages n'avaient pas encore été développées et que les outils informatiques qui permettraient de réaliser ces tests faisaient défaut. Par conséquent, le DBP n'était pas une option économiquement rentable qui justifierait son utilisation dans les codes.

De nos jours, les progrès effectués dans l'évaluation de l'aléa sismique, le développement des installations expérimentales et les applications informatiques ont favorisé l'introduction du DBP dans les codes. L'approche du DBP consiste à prédire la réponse de la structure par rapport aux sollicitations qui découlent de l'aléa sismique auquel elle est soumise.

La figure 2.1 tirée de Cardona [9] illustre le cadre global du DBP, alors que la figure 2.2 montre l'état de déformation d'un pilier pendant les différents états limites.

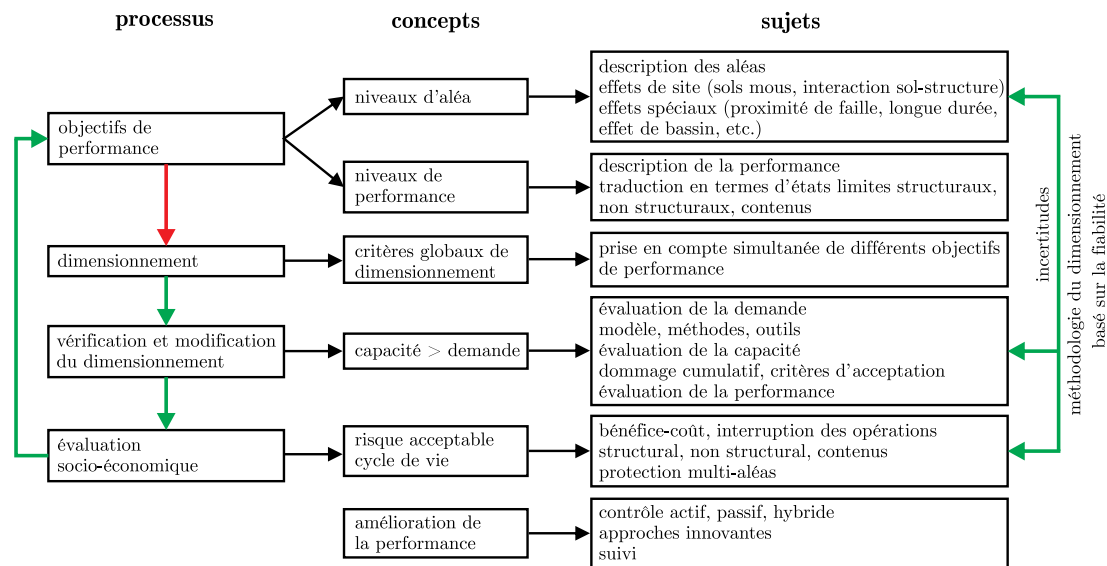


Figure 2.1 – Cadre global du dimensionnement basé sur la performance(DBP) selon Krawinler (1999) [30]

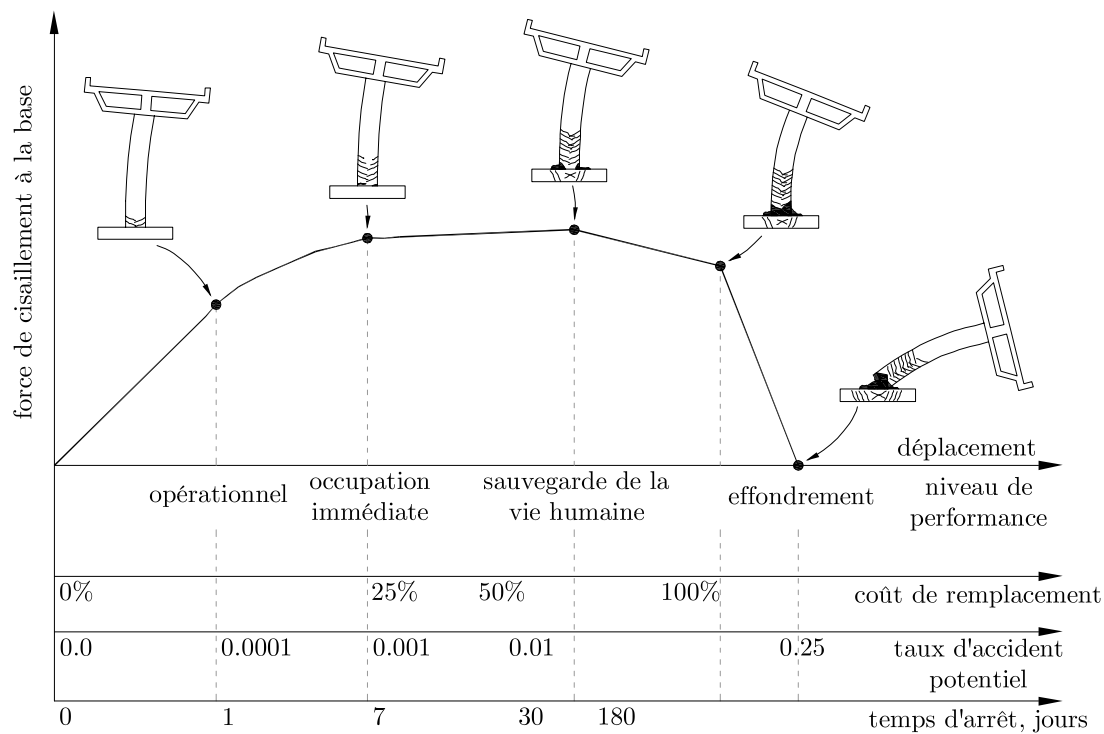


Figure 2.2 – Cadre global du dimensionnement basé sur la performance (DBP) de Marsh (2013) [38]

### 2.1.1 ATC-40 [13]

L'ATC-40 est un guide d'évaluation sismique et d'amélioration des structures en béton élaboré par l'Applied Technology Council (ATC). ATC est un organisme à but non lucratif fondé en 1973 par l'Association des ingénieurs en structures de la Californie. Sa mission est de développer et de promouvoir l'utilisation d'outils de conception de pointe en ingénierie. Son objectif consiste à atténuer les effets des catastrophes naturelles sur les constructions. L'expérience des tremblements de terre passés a permis d'inclure dans les codes des critères de performance. Ceux-ci traitent, en fonction de l'importance de la structure, du niveau d'endommagement acceptable après un tremblement de terre d'une intensité donnée. Dans cette optique, L'ATC-40 définit les niveaux de performance des éléments structuraux. Ces niveaux de performance sont définis par rapport à l'évolution de l'endommagement du début jusqu'à l'effondrement de la structure.

#### 2.1.1.1 Niveaux de performance

- **Occupation immédiate** : Après un séisme, les composantes structurales conservent leurs capacités d'avant. L'ouvrage continue de remplir sa fonction. Les composantes structurales n'ont aucun ou peu de dommages. L'ouvrage peut supporter de nouvelles répliques.
- **Domage contrôlé** : La structure a subi un certain endommagement, mais celui-ci reste contrôlé. La sécurité des usagers est garantie. La réparation est simple et techniquement possible.
- **Sécurité des vies** : La structure a subi d'importants dégâts. Par contre, aucun risque d'effondrement partiel ou total n'est à craindre. Des blessures légères peuvent être constatées. La réparation est beaucoup plus compliquée et très élevée économiquement.
- **Stabilité structurale** : Les dommages sont si importants qu'un effondrement partiel ou total est imminent. La structure ne résiste qu'à son poids propre, elle n'est pas capable de résister aux éventuelles répliques sismiques. Le risque pour les usagers est très élevé. Les dommages structuraux sont tels que la structure est proche de l'effondrement. Généralement, la réparation n'est ni techniquement ni économiquement possible.

### 2.1.1.2 États limites

Les niveaux de performance de l'ouvrage étant définis, il faut lier chaque niveau d'endommagement des éléments structuraux à un état limite. Le but consiste à lier l'endommagement à un ou plusieurs paramètres de réponse qui seront atteints pendant un tremblement de terre. Un état limite peut être défini comme une condition au-delà de laquelle la structure ou certaines de ses composantes cessent de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue. Les états limites sont divisés en :

- **Fissuration du béton** : Elle correspond au niveau de performance opérationnelle et d'occupation immédiate. Les fissures sont légères. Une fissure importante correspond à une perte de rigidité d'un élément. Une attention particulière doit être accordée à chaque fissure après un séisme.
- **Début de la plastification des barres d'acier** : Il permet de séparer le niveau de performance opérationnelle et d'occupation immédiate. On y parvient en comparant le point où la limite élastique des barres d'armature est atteinte au point du début des incursions dans le domaine inélastique.
- **Éclatement et fragmentation de l'enrobage** : Cet état sépare l'occupation immédiate de la sauvegarde de la vie humaine. Il est étroitement lié à la proportion d'armatures transversales. En quantité suffisante, celles-ci empêchent la propagation du phénomène dans le cœur de la section. Puisque l'éclatement du béton est associé à une perte considérable de résistance de la section, des dispositions doivent être prises pour limiter le phénomène dans les composantes structurales.
- **Flambement et rupture de l'acier longitudinal** : Lié au niveau de performance de sauvegarde de la vie humaine, le flambement conduit à une instabilité structurale. Il est caractérisé par la rupture des armatures transversales qui ne retiennent plus les barres longitudinales (figure 2.3).
- **Rupture par perte d'ancrage** : Il s'agit d'un phénomène indésirable qui occasionne une rupture soudaine. Cette rupture est donc associée au niveau de performance de sauvegarde de la vie humaine.



## 2.1.2 Code canadien sur le calcul des ponts routiers CAN/CSA-S6-06 [4]

Ce code s'applique à la conception, à l'évaluation et à la réhabilitation des ponts routiers fixes et mobiles au Canada. Le chapitre 4 de ce code établit les processus de dimensionnement des ponts dans l'objectif de minimiser les dommages. On réduit la vulnérabilité des ponts en connaissant les risques sismiques auxquels ils seront soumis. Les ponts qui sont dimensionnés et ferrailés selon les recommandations du chapitre 4 peuvent subir des dommages, mais ne devraient avoir qu'une faible probabilité d'effondrement pendant un séisme. Les principes suivants ont été utilisés : (a) Pour les tremblements de terre de magnitude petit à modéré, les composantes structurales doivent résister et demeurer dans le domaine élastique. (b) L'exposition aux tremblements de terre de grande magnitude ne devrait en aucun cas causer l'effondrement du pont.

### 2.1.2.1 Catégories d'importance

Ce code classe les ponts en trois catégories d'importance basées sur des critères sociaux, de survie, de sécurité et de défense. La classification d'un pont doit tenir compte de l'évolution possible des conditions et des exigences. On distingue les ponts de secours, les ponts d'urgence et les autres ponts.

- *Ponts de secours* : Ils font généralement partie de routes qui doivent demeurer ouvertes à toute circulation après un séisme. Ce séisme a une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans (équivalant à une probabilité de 15% en 75 ans et une période de récurrence de 475 ans). Ils doivent également être accessibles aux véhicules d'urgence, aux fins de la sécurité et de la défense immédiatement après un séisme important. Soit pour une période de récurrence de 1000 ans, ce qui correspond à une probabilité de dépassement de 7,5% sur une période de 75 ans.
- *Ponts d'urgence* : Ils font généralement partie de routes qui devraient au moins être ouvertes aux véhicules d'urgence, aux fins de la sécurité et de la défense immédiatement après un séisme.

Le tableau 2.1 décrit l'état d'endommagement suivant l'importance du pont pour les séismes de calcul.

## 2.1.3 Chevauchement à la base des piliers

Considérons un pilier dont la jonction des barres se situe à sa base. Sous l'action des forces latérales induites par le tremblement de terre, à la base du pilier se développent des moments importants. L'armature longitudinale est sollicitée à la base par des efforts

Tableau 2.1 – Objectifs et critères de performance du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-06).

Période de récurrence	Ponts		
	Pont de secours	Pont d'urgence	Autres
Séisme faible à modéré pour tous les véhicules	Circulation immédiate pour tous les véhicules	Circulation immédiate pour tous les véhicules	Circulation immédiate
Séisme de calcul (période de récurrence de 475 ans)	Circulation immédiate pour tous les véhicules	Circulation immédiate pour les véhicules d'urgence	Dommmages réparables
Séisme rare (période de récurrence de 1000 ans)	Circulation immédiate pour les véhicules d'urgence	Dommmages réparables	Pas d'effondrement

alternés de traction et de compression. Sachant que la longueur de développement des barres tendues est supérieure à celle des barres comprimées, les barres tendues glissent le long de la longueur de jonction à des sollicitations inférieures à la capacité du pilier. Ce glissement entraîne une perte de résistance ainsi qu'une diminution de la rigidité. Cette diminution conduit à la rupture du pilier. La rupture a lieu à la base par flambement de l'armature longitudinale tel qu'illustré à la figure 2.3.

Les piliers de pont construits suivant les anciens codes ont généralement un chevauchement



Figure 2.3 – Rupture d'un pilier par flambement des armatures longitudinales à sa base.

à leur base. Celui-ci favorise une rupture fragile qui est loin du comportement souhaité pendant un séisme. Un pont qui n'est pas en conformité avec les nouveaux codes de construction doit être réhabilité ou reconstruit selon sa catégorie d'importance.

La réhabilitation sismique d'une structure nécessite l'évaluation de sa capacité sismique et comporte les étapes suivantes.

- La modélisation de l'aléa sismique.

- La simulation de la réponse de la structure.
- La détermination de l'endommagement sous les charges sismiques.

## 2.2 RÉHABILITATION PARASISMIQUE

### 2.2.1 Réhabilitation par le confinement

Le confinement est une méthode de réhabilitation très utilisée pour le renforcement des piliers de pont en béton armé. Il a pour effet d'augmenter considérablement la ductilité. Le confinement permet au pilier de supporter de grands déplacements pendant un séisme. Il augmente la résistance en flexion et en cisaillement. Aussi, le confinement aide à prévenir le mode de rupture par glissement ou par flambement des barres longitudinales. Les bétons de haute performance (BHP), l'acier ou les polymères renforcés de fibres (PRF) sont généralement utilisés comme matériaux de réhabilitation par le confinement.

#### 2.2.1.1 Confinement par le béton

Ce type de confinement est réservé aux piliers dotés d'une géométrie particulière afin de ne pas modifier leur apparence. Il consiste à enlever l'enrobage de béton original dans la zone de chevauchement des barres (généralement zone de rotule plastique), puis à ajouter des armatures transversales et enfin, à couler un nouveau béton de haute performance. Les efforts de mise en œuvre sont laborieux et les coûts peuvent être élevés. La figure 2.4 décrit le confinement par un BHP.

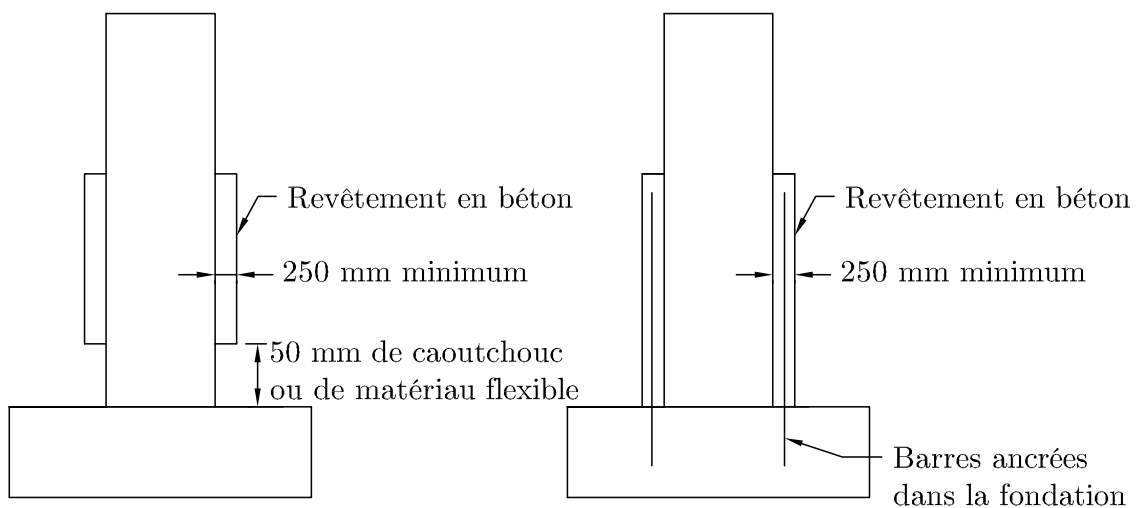


Figure 2.4 – Revêtement en béton dans la zone de rotule plastique, adapté de Légeron [35].

### 2.2.1.2 Confinement en acier

Le confinement en acier est réalisé par la mise en place d'une gaine en acier dans la zone de rotule plastique. Il peut être appliqué sur toutes les géométries de pilier puisque la gaine en acier, illustrée à la figure 2.5, peut être circulaire, ovale ou rectangulaire. À la figure 2.6, différents types de confinement à l'aide de gaine en acier sont donnés. Cette méthode s'est révélée très pertinente pendant plusieurs tremblements de terre, notamment celui de Northridge. La mise en place de la gaine en acier est une tâche laborieuse et la corrosion de l'acier ne doit pas être ignorée.

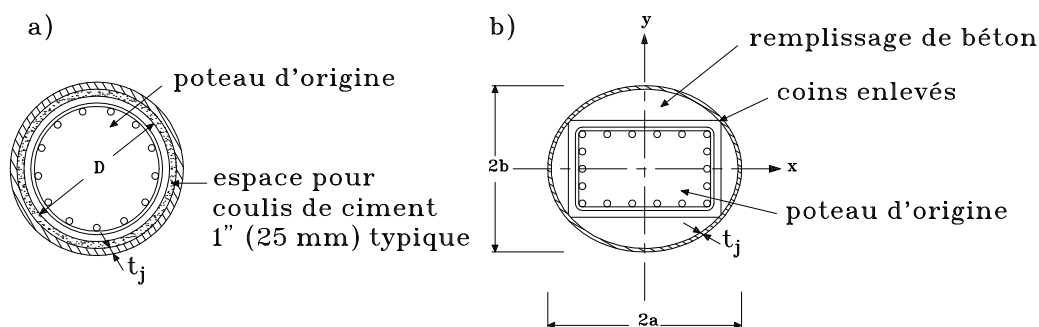


Figure 2.5 – Types de gaine en acier [adapté du Bridge Engineering Handbook, 1999 [18]]

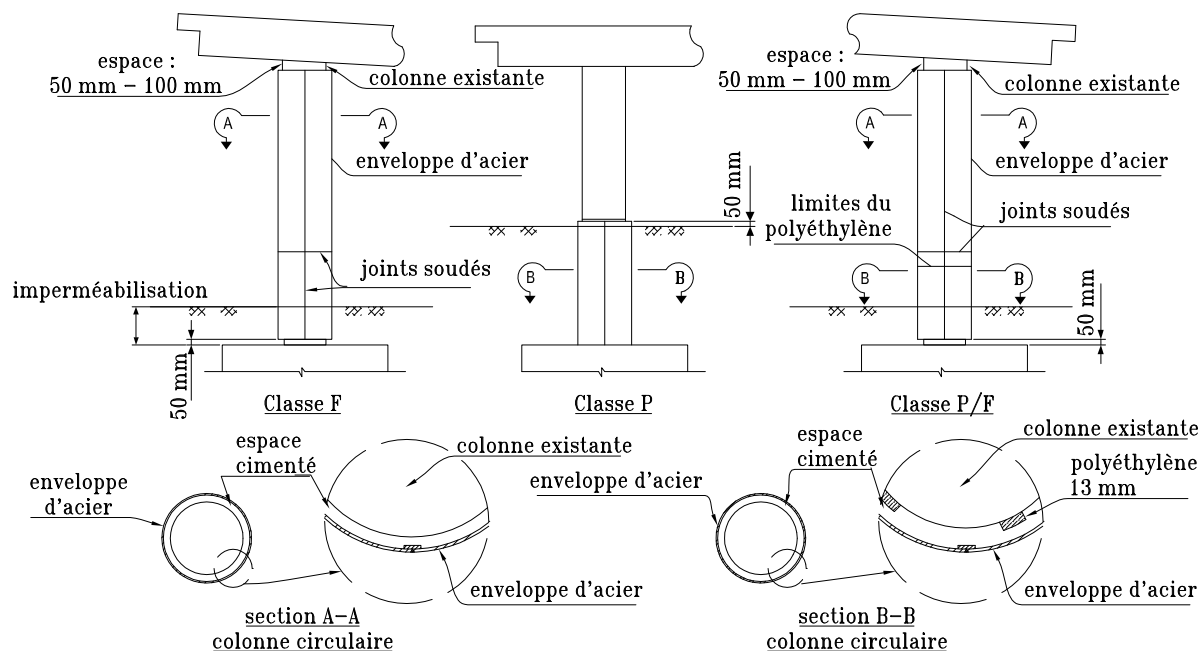


Figure 2.6 – Confinement en acier [adapté du Bridge Engineering Handbook, 1999 [18]]

Les travaux de Min-Lang, Lin et al, 2010 [37] ont prouvé que la gaine en acier améliore considérablement le confinement du pilier, ce qui permet d'augmenter sa ductilité et sa capacité à dissiper de l'énergie. Les ruptures fragiles sont ainsi évitées.

La figure 2.8 b) présente le montage expérimental et le détail de ferrailage d'un pilier des travaux de Min-Lang, Lin et al, 2010 [37].

### 2.2.1.3 Confinement à l'aide d'armatures transversales précontraintes, Retro-Belt

La Retro-Belt est une technique développée à l'Université d'Ottawa par Saatcioglu et Yarandi, 2003 [41]. Cette méthode consiste à appliquer des câbles d'acier précontraints, munis d'ancrages spécialement conçus, sur la face externe du pilier. L'espacement entre ces câbles varie de 100 mm à 150 mm. On utilise la pression latérale active fournie par la précontrainte transversale. L'objectif est de contrôler les fissures diagonales créées par le cisaillement. En améliorant ainsi le confinement des barres d'armature longitudinale dans la zone de jonction par chevauchement, on améliore considérablement la ductilité de la colonne. Cela permet d'éviter la rupture fragile par cisaillement, par flambement des armatures longitudinales et par perte d'ancrage. La figure 2.7 a) illustre le montage expérimental et la figure 2.7 b) compare les boucles hystérétiques des recherches menées par Saatcioglu et Yarandi, 2003 [41].

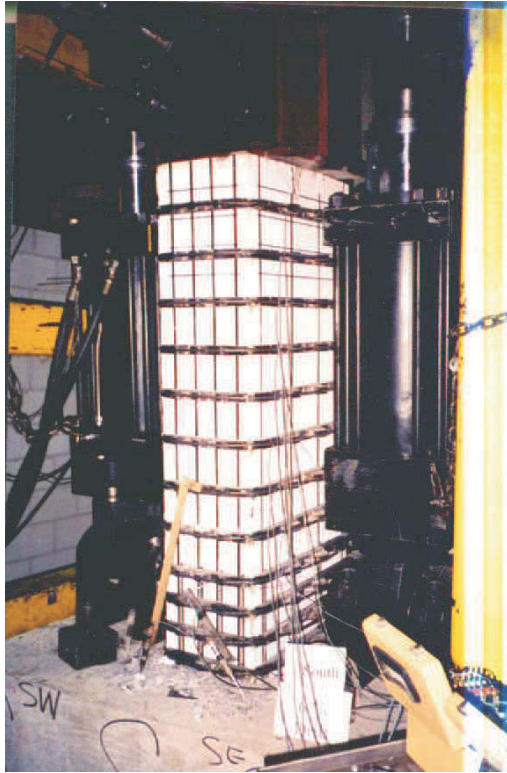
De plus, comme on peut le constater à la figure 2.7 b), les piliers construits avec un chevauchement à la base dissipent peu d'énergie. Leur hystérèse est caractérisée par un pincement typique alors que ceux qui ont été réhabilités ont développé de larges boucles hystérétiques. D'où leur grande capacité à dissiper l'énergie sismique ainsi qu'une grande ductilité.

## 2.2.2 Confinement à l'aide de polymères renforcés de fibres, PRF

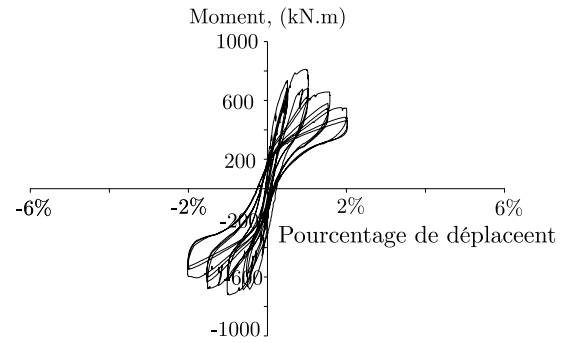
Le confinement à l'aide de PRF offre plusieurs avantages par rapport au béton et à l'acier :

- Leur légèreté ;
- Leur facilité de mise en place autour des piliers ;
- Leur grande résistance en traction et en compression ;
- Leur résistance à la corrosion ;

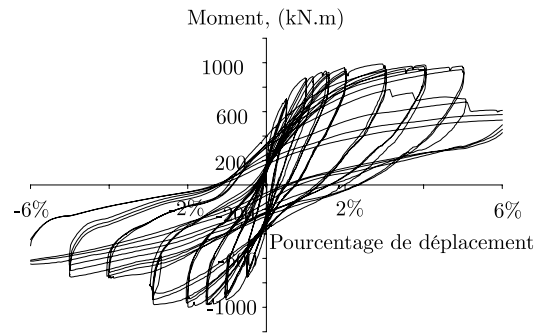
Les travaux de Eid et Paultre, 2007 [17], réalisés à l'Université de Sherbrooke sur le confinement à l'aide des matériaux composites permettent de constater l'évolution de la force latérale. Celle-ci est reprise par les piliers pour un niveau de ductilité donné. Les résultats de ces recherches sont résumés à la figure 2.9. On peut y apprécier la variation de la contrainte axiale par rapport à la déformation axiale pour différentes techniques de réhabilitation. La figure 2.8 expose les travaux de réhabilitation sur le Viaduc de l'autoroute 10 situé à Saint-Étienne-de-Bolton (ISIS Canada).



(a) Montage expérimental



a) Pilier construit avec le chevaucement à la base



b) Pilier renforcé avec des armatures transversales

(b) Boucles hystérétiques

Figure 2.7 – Technique de précontrainte transversale [Saatcioglu et Yarandi, 2003 [41]].



(a) Réhabilitation du viaduc de l'autoroute 10 de Saint-Étienne-de-Bolton.



(b) Étude d'un pilier renforcé par un chemisage en acier (Min-Lang, Lin et al, 2010 [37]).

Figure 2.8 – Réhabilitation de piliers



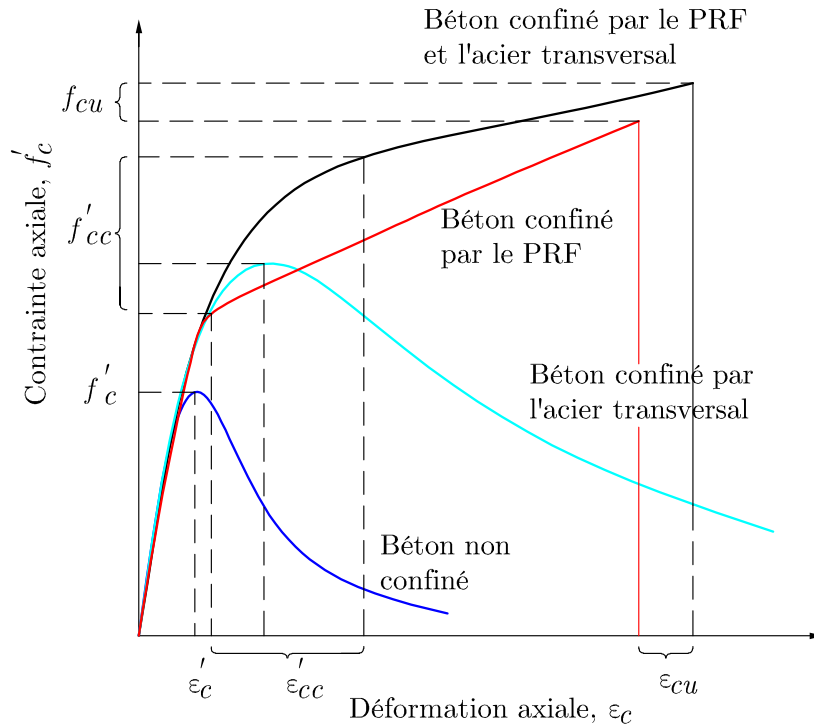


Figure 2.9 – Contraintes-déformations de différents cas de réhabilitations [Eid et Paultre, 2007 [17]].

## 2.3 ÉTATS LIMITES D'ENDOMMAGEMENT

Après le développement du dimensionnement basé sur la performance (DBP), pendant des années, plusieurs chercheurs ont défini les états d'endommagement. Cette section du document propose un résumé des états limites d'endommagement qualitatifs et quantitatifs.

### 2.3.1 États limites d'endommagement qualitatifs

Basoz (1999) [6] a présenté une description détaillée des états d'observation d'endommagement qualitatifs. Ces définitions sont basées sur les observations de dommages causés par des tremblements de terre au Japon et en Californie.

Les projets HAZUS 1997 [21] - 2003 [22] et FIB CEB-FIP, 2007 [20] ont présenté des états limites qui sont basés sur des observations. Les états limites présentés dans ces deux rapports ont été un point de départ pour exécuter de nombreuses études pour décrire les états limites de façon qualitative.

Le HAZUS 2003 [22] a défini cinq états d'endommagement pour les ponts 2.2 : aucun, léger, modéré, important et complet. Ils ont été décrits en fonction du glissement des barres d'acier, du déplacement et de la ductilité. De plus, ils ont développé des courbes de

fragilité pour exprimer la probabilité d'occurrence des états d'endommagement pour des états limites donnés. Enfin, ils ont précisé les relations entre les courbes et les définitions des états limites.

Tableau 2.2 – États limites d'endommagement qualitatif pour les piliers de pont (HAZUS 2003 [22])

États d'endommagement	Description
Aucun	Pilier ne présentant aucun dommage
Léger	Écaillage mineur du béton et fissures dans la zone de rotule plastique (ces dommages ne requièrent qu'une réparation superficielle du pilier).
Modéré	Pilier présentant des fissures en cisaillement et éclatement du béton d'enrobage (le pilier est encore stable structurellement).
Important	Dégradation sévère du pilier sans effondrement, rupture par cisaillement observée (le pilier est instable structurellement).
Complet	Effondrement total du pilier

### 2.3.2 États limites d'endommagement quantitatifs

Dutta et Mander (1998) [15] ont développé les états limites pour des piliers de pont en utilisant le taux de déplacement relatif comme paramètre quantitatif. Ces états limites ont été développés pour supporter un facteur d'évolution de l'endommagement. Les limites ont été définies en fonction du taux de déplacement relatif. Ils ont été définis pour la conception non sismique et sismique des colonnes. Le tableau 2.3 résume ces résultats.

Tableau 2.3 – États limites, Dutta et Mander (1998) [15]

État d'endommagement	Non défini sismiquement	Défini sismiquement
1. Première plastification	$\theta_y$	$\theta_y$
2. Fissuration et éclatement de l'enrobage	0,008	0,010
3. Perte de la résistance au niveau de l'ancrage	0,010	0,025
4. Début de l'effondrement	0,020	0,050
5. Effondrement	0,050	0,075

Hwang (2001) [27] a déterminé l'endommagement d'un pilier. Le tableau 2.4 présente quatre niveaux d'endommagement qui ont été quantifiés en fonction de taux de plastification.

D'autres études sur les risques sismiques ont utilisé la ductilité des piliers comme premier paramètre d'évaluation des dommages primaires. Un projet développé au Départe-



Tableau 2.4 – États limites Hwang (2001) [27]

État d'endommagement	Ductilité en déplacement	Valeur moyenne
Léger	$\mu_{cy1}$	1.0
Modéré	$\mu_{cy}$	1.2
Important	$\mu_{c2}$	1.76
Complet	$\mu_{c_{max}}$	4.76

ment de génie civil et environnemental au Georgia Institute of Technology a défini les états de dommages en fonction du taux de plastification. Ce taux de plastification est basé sur les recommandations des études faites auparavant, des résultats expérimentaux et des descriptions des dommages du projet HAZUS [21], [22]. Le tableau 2.5 présente les états des dommages différents utilisés par chaque auteur.

Tableau 2.5 – États limites, valeur moyenne de la ductilité en courbure obtenue par le Georgia Institute of Technology. (Adapté de Tavares et coll. 2010) [56]

État d'endommagement	Choi (2002)	Choi (2004)	Nielson (2005)	Padgett (2007)
Type	Ductilité en déplacement	Ductilité en courbure	Ductilité en courbure	Ductilité en courbure
Léger	$1.0 < \mu < 1.2$	$1.0 < \mu < 2.0$	$1.0 < \mu < 1.58$	$1.29 < \mu < 2.10$
Modéré	$1.2 < \mu < 1.76$	$2.0 < \mu < 4.0$	$1.58 < \mu < 3.22$	$2.10 < \mu < 3.52$
Important	$1.76 < \mu < 4.76$	$4.0 < \mu < 7.0$	$3.22 < \mu < 6.84$	$3.52 < \mu < 5.24$
Complet	$4.76 < \mu$	$7.0 < \mu$	$6.84 < \mu$	$5.24 < \mu$

Tavares et coll. (2010) [56] ont étudié des états limites définis pour le pilier du pont Chemin des Dalles sur l'autoroute 55 situé dans la région de Trois-Rivières au Québec. Les états limites qualitatifs comme la fissuration du béton, l'éclatement de l'enrobage et l'écrasement du béton ont permis d'obtenir des mesures quantitatives des dommages comme des déplacements, des rotations et de la ductilité. Les états d'endommagement ont été obtenus à l'aide de EFiCoS.

Le logiciel EFiCoS [31] est un programme d'éléments finis qui prend en compte la mécanique de l'endommagement. Il est capable de prévoir, de mesurer et de localiser les dommages d'un élément. Il a été utilisé en raison de sa capacité à présenter des résultats tels que la fissuration du béton, la plastification de l'acier, le flambage des barres d'armature ou la rupture de l'armature avec l'objectif de lier les conditions qualitatives aux mesures quantitatives des états limites. Le tableau 2.6 présente les résultats obtenus à l'aide d'EFiCoS.

En observant les travaux antérieurs, on remarque que la quantification des états limites a été faite en utilisant les observations des événements sismiques du passé et en modélisant

Tableau 2.6 – États d'endommagement, Cardona et coll. (2010) [8]. (a) Indice d'endommagement en tension)

Indice d'endommagement en tension (Dt)	Dérive, $\delta_\theta$ (%)	Qualitative (SEAOC, 1995)
$\approx 0$	$< 0.05$	Complètement Opérationnel
0.5 à $\approx 1.0$ (proche à l'éclatement)	$\approx 0.1$ à 0.4	Complètement Opérationnel

(a)

Indice d'endommagement en tension et en compression (D)	Dérive, $\delta_\theta$ (%)	Qualitative (SEAOC, 1995)
0	$< 0.2$	Complètement Opérationnel
$< 0.10$	0.2 à 0.5	Opérationnel
0.1 à 0.6	0.5 à 1.5	Sauvegarde de la vie humaine
0.6 à 0.9 (proche à l'éclatement)	1.5 à 2.5	Proche de l'effondrement
$> 0.9$	$> 2.5$	Effondrement

(b)

à l'aide d'outils de calcul calibrés par rapport aux essais expérimentaux. Encore une fois, des auteurs remarquent qu'il y a des incertitudes par rapport aux états limites, surtout dans leur quantification.

# Chapitre 3

## Dimensionnement et prévisions

Le pilier est inspiré du pont Chemin des dalles dans la région de Trois-Rivières. Le spécimen doit donc se rapprocher le plus possible de la structure réelle. Cependant, en considérant les contraintes géométriques du laboratoire dans lequel il sera construit et les spécifications du code de pont (CSA S6-06) concernant le détail de ferrailage, plusieurs ajustements ont été effectués.

### 3.1 DIMENSION DE LA SEMELLE

Le pont Chemin des dalles repose sur une fondation superficielle par semelle filante sous les trois piliers. Puisque l'analyse n'est effectuée que sur un seul pilier, la semelle filante n'est plus nécessaire, elle est donc remplacée par une semelle isolée carrée.

#### 3.1.1 Aire de la semelle

L'aire de la semelle est déterminée sous les charges de service en utilisant la contrainte admissible de la dalle du laboratoire des structures qui dispose d'une excellente contrainte admissible. Par conséquent, l'aire de la semelle est considérablement réduite. Nous retenons une semelle isolée carrée de 2,50 m de côté.

#### 3.1.2 Distribution de la pression

La distribution de la pression sous une semelle est déterminée en supposant un comportement linéaire élastique en compression et une résistance de traction nulle à l'interface sol-semelle. Nous avons utilisé les recommandations de Priesley et Calvi (1996) [48] pour prendre en compte la surcapacité due à la création de la rotule plastique.

$$q_{\max} = \frac{P + W_f}{A} + \frac{M_p + V_p h - \sum_i n x F}{I} \quad (3.1)$$

$$q_{\min} = \frac{P + W_f}{A} - \frac{M_p + V_p h - \sum_i n x F}{I} \quad (3.2)$$

$P$ , charge axiale de compression majorée de 20%

$W_f$ , poids du pilier

$M_p$ , moment qui agit sur le pilier

$V_p$ , cisaillement à la base de la semelle

$h$ , hauteur de la semelle

$x$ , distance de la barre qui retient la semelle par rapport au centre de gravité de celle-ci

$n$ , nombre qui retient la semelle d'un coté

$F$ , force dans les tiges qui retiennent la semelle supposée égale à 1100 kN

$A$ , aire de la semelle

$I$ , inertie de la semelle

Le tableau 3.1 présente les résultats des paramètres d'évaluation de la fondation.

Tableau 3.1 – Application numérique du calcul de la pression

$P$ (kN)	$W_f$ (kN)	$M_p$ (kN·m)	$V_p$ (kN)	$n$	$F$ (kN)	$A$ (mm <sup>2</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$q_{max}$ (kPa)	$q_{min}$ (kPa)
2760	187,50	3720,00	1200	3	1100	6,25	3,26	917,04	26,16

Afin que des contraintes d'un seul signe se développent dans la semelle, en l'occurrence des contraintes de compression, il faut vérifier que l'excentricité  $e$ , passe par le tiers central. Ce dernier est défini par l'excentricité maximale,  $e_k$  qui est supérieure à l'excentricité  $e$ (3.3).

$$e = \frac{M_p + V_p h - \sum_i n x F}{P + W_f} = 0,39 < e_k = \frac{a}{6} = 0,42 \quad (3.3)$$

### 3.1.3 Épaisseur de la semelle

Puisqu'il s'agit d'une semelle isolée carrée, la rupture se produit généralement par poinçonnement. Cependant, la vérification par effort tranchant sera également effectuée.

#### 3.1.3.1 Poinçonnement

Le poinçonnement d'une semelle se produit suivant un cône de rupture. La résistance au poinçonnement à une section déterminante de périmètre  $b_o$  et située à une distance  $d/2$  des faces du poteau. La résistance au poinçonnement  $V_r$  d'une semelle en béton armé

sans armatures de cisaillement est (CSA A23.3-04) :

$$V_r = v_c b_o d \text{ où } v_c = \min \begin{cases} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) 0,19 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} \\ \left(0,19 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} \\ 0,38 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} \end{cases} \quad (3.4)$$

avec

$d$ , hauteur effective de la semelle

$\beta_c$ , rapport du plus grand côté au plus petit côté du poteau,  $\beta_c = 1$

$\alpha_s = 4$  pour une semelle isolée sur poteau.

L'épaisseur de la semelle est fixée à 1,20 m .

$$b_o = 4(h + d) \quad (3.5)$$

$$V_{fbd} = [A - (h + d)^2] \quad (3.6)$$

Les résultats du calcul au poinçonnement sont résumés au tableau 3.2 où l'on peut remarquer que  $V_r > V_{fbd}$ .

Tableau 3.2 – Application numérique du calcul relatif au poinçonnement

$h$ (m)	$d$ (m)	$v_c$ (kPa)	$b_o$ (m)	$V_{fbd}$ (kN)	$V_r$ (kN)
0,914	1,20	1352,87	8,48	1612,29	13820,30

### 3.1.3.2 Effort tranchant

La rupture par effort tranchant se produit par cisaillement unidirectionnel selon une poutre large. Généralement, l'épaisseur est déterminée de telle sorte que des armatures de cisaillement ne soient pas nécessaires. Le cisaillement est essentiellement repris par le béton. Ainsi, on vérifie que le cisaillement repris par le béton,  $V_c$ , soit supérieur à  $V_u$ ,  $V_u$  étant le cisaillement ultime.

La résistance au cisaillement du béton est :

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (3.7)$$

$$V_u = q_{sf} \frac{a - \phi}{2} \quad (3.8)$$

$$V_c = 1065,05 \text{ kN} > V_u = 727,03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### 3.1.4 Dimensionnement pour la flexion

Le moment par unité de longueur le long de la section n'est pas constant. Toutefois, nous avons suivi les recommandations de la norme CSA qui permettent de répartir uniformément l'armature dans les deux directions pour une semelle isolée carrée. Dans les deux directions, on a :

$$M_f = \frac{q_{sf} b a_b^2}{2} = 720,49 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{M_f}{\phi_s f_y j d} = 1782 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,002A = 6000 \text{ mm}^2$$

Prenons 16 barres 30 M pour une section totale de  $11200 \text{ mm}^2$ .

$$a = \frac{\phi_s A_s f_y}{\alpha_1 \phi_c f'_c b} = 97,03 \text{ mm}$$

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 4841,81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{c}{d} = 0,08 < 0,64$$

Vérification de l'ancrage La longueur de scellement droit d'une barre 25M est :

$$l_d = 0,45 k_1 k_2 k_3 k_4 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b = 0,45 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times \frac{400}{\sqrt{30}} \times 29,9 = 982,6 \text{ mm}$$

Le développement des barres ne peut pas être réalisé, car on ne dispose pas de longueur suffisante  $(2500 - 100 - 914)/(2) = 743 \text{ mm}$

L'ancrage sera réalisé selon un crochet standard à  $90^\circ$ , tel que proposé à la figure 3.1 a).

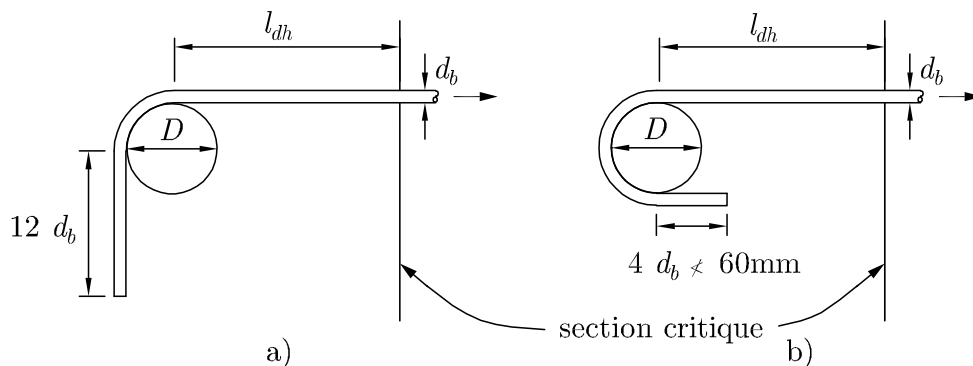


Figure 3.1 – Longueur de développement avec crochet normal  $l_{dh}$

$$l_{hd} \geq \begin{cases} \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = 545,90 \text{ mm} \\ 8d_b = 280 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} ; l_{hd} = 545,90 \text{ mm} < 743 \text{ mm}$$

Après le crochet, la barre a été prolongée de  $540 \text{ mm} > 12d_b = 359 \text{ mm}$ . La figure 3.2 présente le ferrailage de la semelle.

## 3.2 ARMATURE TRANSVERSALE

### 3.2.1 Recommandation du code de pont, art 4.7.4.2.5

Pour un poteau circulaire, le taux volumique d'armature  $\rho_s$  ne doit pas être inférieur à la plus grande des valeurs suivantes :

$$\rho_s \geq \max \begin{cases} 0,12 \frac{f'_c}{f_y} \left[ 0,5 + \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] \\ 0,45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} \left[ 0,5 + \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] \end{cases} \quad \text{où} \quad \left[ 0,5 + \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] \geq 1,0 \quad (3.9)$$

$f'_c$ , résistance en compression du béton

$f_y$ , limite élastique d'acier d'armature longitudinale

$A_g$ , section transversale brute de béton du poteau

$A_c$ , aire du noyau confiné délimitée par le périmètre extérieur des cadres circulaires

$P_f$ , charge axiale pondérée maximum compatible avec les tremblements de terre

Tableau 3.3 – Caractéristiques de la section

$f'_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$A_g$ (mm <sup>2</sup> )	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{sh}$ (mm <sup>2</sup> )	$P_f$ (N)	$\phi_c$
30	400	656692	520401	400	2300000	0,65

$$\left[ 0,5 + \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] = 0,70 \text{ on prend donc } \left[ 0,5 + \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] = 1,0$$

$$\rho_s \geq \max \begin{cases} 0,90\% \\ 0,88\% \end{cases}$$

L'espacement  $s$  peut être trouvé à partir de la formule suivante :

$$\rho_s = 2 \frac{A_{sh}}{cs} \text{ avec } s = 2 \frac{A_{sh}}{c\rho_s} \text{ donc } s \leq \min \begin{cases} 109 \text{ mm} \\ 112 \text{ mm} \end{cases}$$

L'espacement maximal admissible est :

$$s < \min \begin{cases} 0,25D = 229 \text{ mm} \\ 6d_b = 210 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

### 3.2.2 Norme de béton, Armature de confinement CSA A23.3-04 [3], art.21.7.2.2.5

Pour un poteau circulaire, le taux volumique d'armature  $\rho_s$  ne doit pas être inférieur à la plus grande des valeurs indiquées, l'espacement maximal admissible est défini comme suit :

$$\rho_s \geq \max \begin{cases} 0,4k_p \frac{f'_c}{f_{yh}} \\ 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \end{cases} \quad \text{avec } s < \min \begin{cases} 0,25D = 229 \text{ mm} \\ 6d_b = 210 \text{ mm} \\ 24 * 15 = 360 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.10)$$

$k_p, P_f/P_o$

$P_o$ , résistance axiale nominale à excentricité nulle

$f_{yh}$ , limite élastique de l'armature transversale

Le pourcentage d'armature et l'espacement deviennent :

$$\rho_s \geq \max \begin{cases} 0,32\% \\ 0,88\% \end{cases} ; s < \min \begin{cases} 306 \text{ mm} \\ 111 \text{ mm} \end{cases}$$

L'espacement des cerces retenu pour la colonne est de 110 mm. Il est présenté à la figure 3.2.

## 3.3 PRÉVISIONS NUMÉRIQUES

Cette section est consacrée aux prévisions numériques du spécimen. La capacité en déplacement est calculée en combinant le déplacement inélastique dû à la flexion, au glissement latéral et au cisaillement. La composante du déplacement inélastique dû à la flexion est calculée à partir de l'analyse sectionnelle effectuée avec le logiciel MNPHi [45], tandis que le calcul des composantes dues au glissement latéral et au cisaillement est réalisé avec DISP-96 [34].

### 3.3.1 Hypothèses relatives aux déplacements

Priestley et coll., 1996 [48] ont élaboré un modèle où la capacité d'un pilier à se déformer latéralement,  $\Delta_u$ , peut être divisée en une composante élastique,  $\Delta_y$ , et une composante



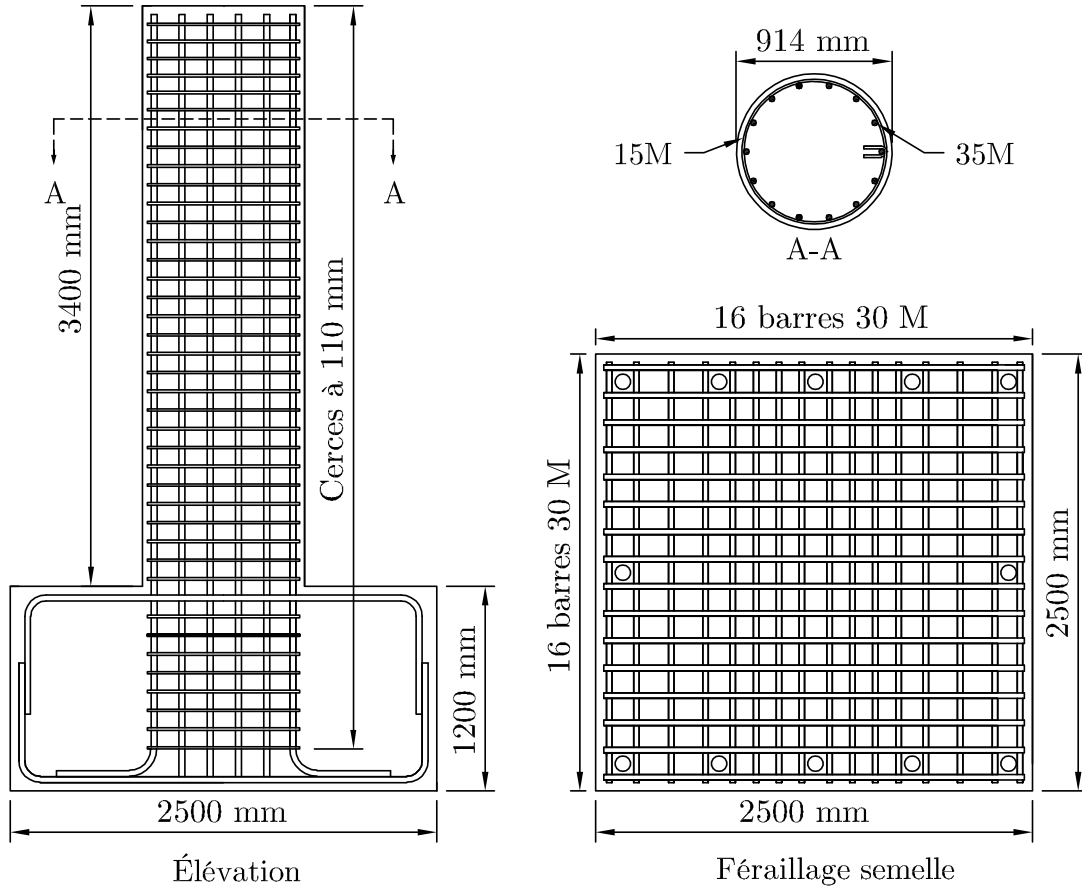


Figure 3.2 – Détail de ferrailage du spécimen

plastique,  $\Delta_p$ , tel que présenté à la figure 3.3.

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \text{ où } \Delta_y = \Delta_f + \Delta_{sh} + \Delta_{sl} \quad (3.11)$$

La composante élastique du déplacement peut être elle-même subdivisée en trois parties (figure 3.4), une composante due à la flexion, au cisaillement et au glissement des barres, tandis que le déplacement plastique s'exprime en fonction de la longueur de rotule plastique,  $\ell_p$ .

$$\Delta_p = \phi_p \ell_p H ; \ell_p = 0,08H + 0,022d_b f_y \geq 0,044d_b f_y \quad (3.12)$$

### 3.3.1.1 Déplacement dû à la flexion

La composante du déplacement dû à la flexion est fonction de la courbure à la plastification ( $\phi_y$ ) elle s'exprime par :

$$\Delta_f = \frac{1}{3} \phi_y \ell_{eff}^2 \text{ où } \ell_{eff} = H + 0,022d_b f_y \quad (3.13)$$

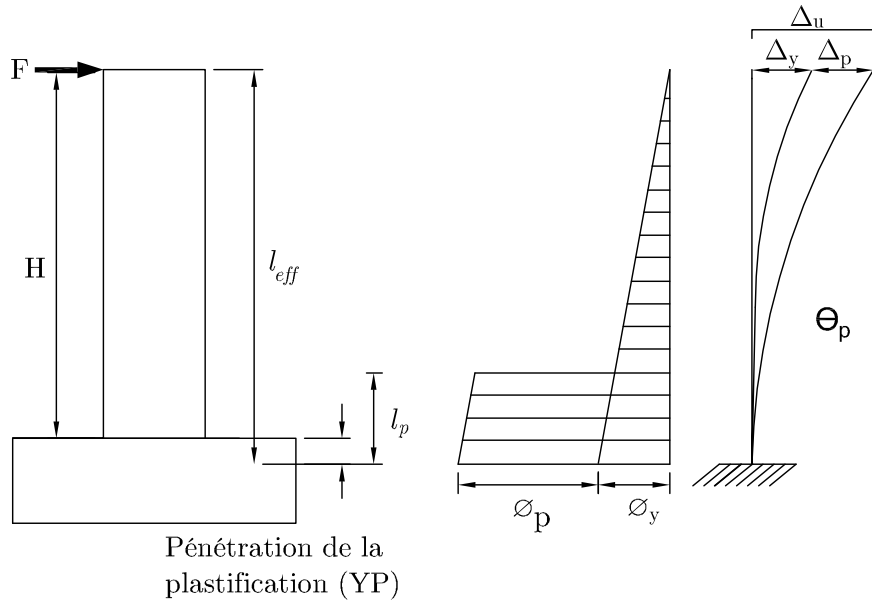


Figure 3.3 – Composantes du déplacement latéral.

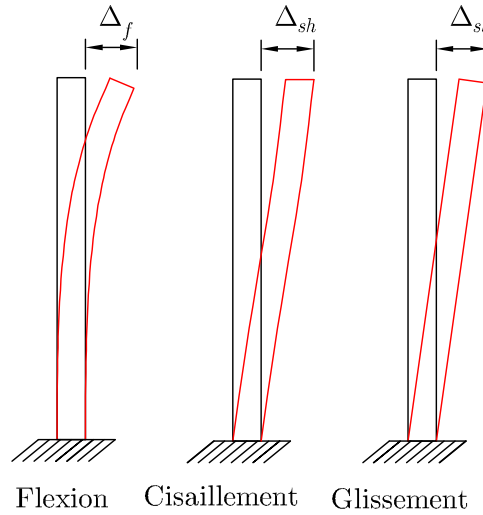


Figure 3.4 – Composantes du déplacement élastique  $\Delta_y$ .

$l_{eff}$  représente la longueur effective du pilier qui prend en compte l'allongement longitudinal des barres.

### 3.3.1.2 Déplacement dû au cisaillement

$$\Delta_{sh} = \frac{V_y H}{GA_{ve}} \text{ avec } V_y H = M_y \quad (3.14)$$

$$A_{ve} = k_l k_s A_g \text{ où } k_l = \frac{I_e}{I_g} \quad (3.15)$$

$V_y$  représente la force de cisaillement élastique :  $G$  étant le module de cisaillement du béton et  $A_{ve}$  l'aire effective en cisaillement.  $A_g$  est la section brute de béton,  $k_s$  le facteur de forme égal à 0,9 pour une section circulaire.  $I_g$ , est le moment d'inertie de la section brute et  $I_e$ , le moment d'inertie effectif.

### 3.3.1.3 Déplacement dû au glissement des barres

Le déplacement dû au glissement des barres,  $\Delta_{sl}$ , s'exprime

$$\Delta_{sl} = \frac{\phi_y d_b f_y H}{8.64 \sqrt{f'_c}} \quad (3.16)$$

## 3.4 PRÉVISION DE PERFORMANCE SELON L'ATC-40 [13]

L'ATC-40 est un guide d'évaluation sismique et d'amélioration des structures en béton élaboré par l'Applied Technology Council (ATC). ATC est un organisme à but non lucratif fondé en 1973 par l'Association des ingénieurs en structures de la Californie. Sa mission est de développer et de promouvoir l'utilisation d'outils de conception de pointe en ingénierie afin d'atténuer les effets des catastrophes naturelles sur les constructions. La méthode préconisée par l'ATC consiste à déterminer le point de performance de la structure en comparant sa capacité à la demande.

### 3.4.1 Propriétés mécaniques des matériaux et loi de comportement

Le modèle du béton confiné de Légeron [35], illustré à la figure 3.5, est celui qui sera utilisé dans nos analyses.

Pour l'acier, nous retenons un modèle qui prend en compte l'écroutissement de l'armature comme illustré à la figure 3.6.

### 3.4.2 Modèle de confinement uniaxial

La présence des cadres transversaux peut garantir un minimum de confinement s'ils sont convenablement espacés. En effet, les cadres offrent un confinement passif en agissant par réaction à l'expansion latérale du béton confiné qui est due à l'effet de poisson. Lorsque le niveau de contrainte dans le béton d'un poteau sous charges de compression centrée est faible, l'armature de confinement est très peu sollicitée, dans ce cas l'effet de confinement est négligeable. Le pilier devra reprendre une charge axiale de 2300 kN et être construit dans une zone sismique. Pour bien évaluer la ductilité du pilier, il est indispensable de déterminer le niveau confinement apporté par les cerces. Le modèle de confinement présenté

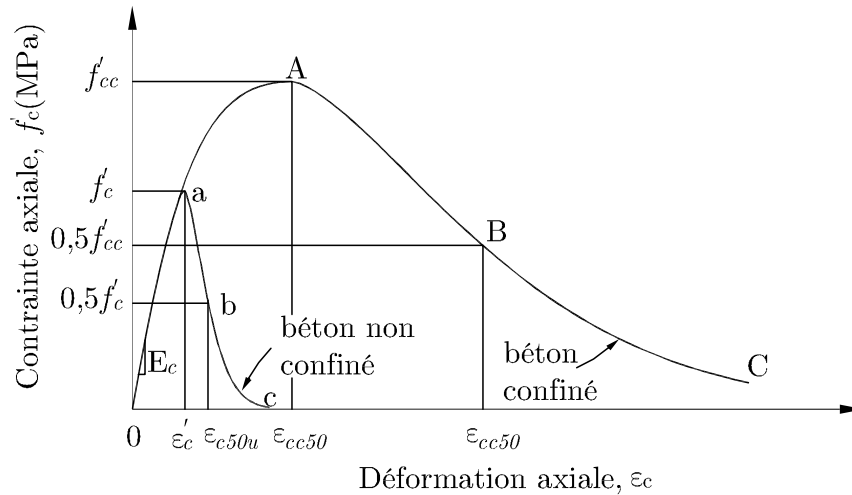


Figure 3.5 – Loi de comportement du béton confiné [Légeron F. et Paultre P., 2003]

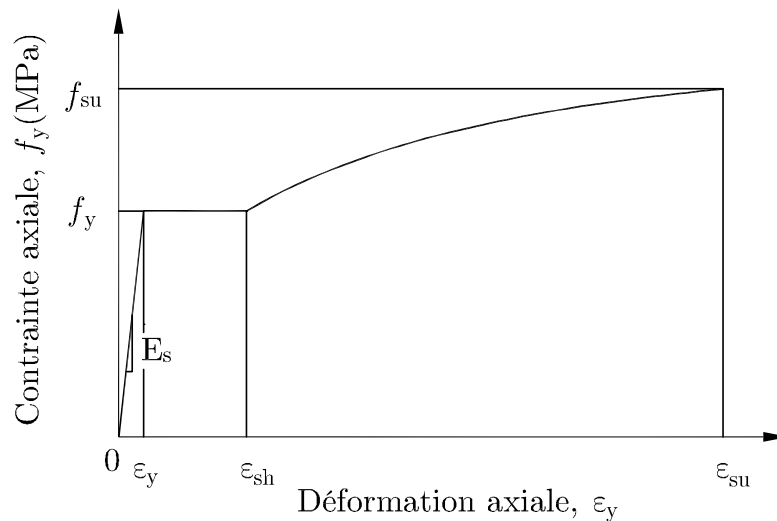


Figure 3.6 – Loi de comportement de l'acier écroui

ici est tiré du livre de Structures en béton armé de P. Paultre [47].

La distribution des contraintes de confinement dans un poteau pourvu d'armatures transversales sous forme de cadres est un problème complexe et la résolution du problème de manière analytique est difficile. Pour simplifier, on peut remplacer le poteau réel par un poteau équivalent confiné par une enveloppe continue ayant le même comportement. Le diamètre du poteau équivalent est mesuré centre à centre des barres qui forment les cadres. De cette simplification découle le coefficient d'efficacité géométrique. Le but étant de prendre en compte la variation des contraintes de confinement dans les poteaux armés de cadres par rapport aux poteaux circulaires équivalents.

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum_i w_i^2}{6c_x c_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2c_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2c_y}\right)}{(1 - \rho_c)} \quad (3.17)$$

où  $\sum_i w_i^2$  est la somme des carrés des espacements entre les barres longitudinales adjacentes dans une section rectangulaire.

$s'$ , espacement face à face des rangées d'étriers.

$c_x, c_y$ , dimensions du noyau confiné.

$\rho_c$ , taux volumétrique de l'armature longitudinale dans le noyau de béton confiné.

Considérant la géométrie du pilier à l'étude, on trouve en remplaçant les dimensions par leurs valeurs :

$$K_e = 0,9059$$

Pour déterminer la ductilité du pilier, il est important de connaître la déformation post-pic,  $\epsilon_{cc50}$ , mesurée à 50% du pic. Cette déformation définit la portion post-pic de la courbe contrainte-déformation du modèle du béton confiné.

$$\frac{\epsilon_{cc50}}{\epsilon_{c50}} = 1 + 60I_{e50} \quad (3.18)$$

$$I_{e50} = \rho_{se} \frac{f_h}{f'_c} \quad (3.19)$$

$$\rho_{se} = K_e \rho_s \quad (3.20)$$

$$\rho_s = \frac{2A_{sh}}{cs} \quad (3.21)$$

$I_{e50}$  est l'indice de confinement effectif évalué à  $\epsilon_{cc50}$ .

$\epsilon_{c50}$  est la déformation post-pic du béton non confiné évaluée à  $0,5f'_c$ .

$f_h$ , limite élastique de l'armature transversale.

$f'_c$ , résistance du béton non confiné.

$\rho_{se}$ , taux effectif de section d'armature de confinement.

$\rho_s$ , taux volumique d'armature transversale de confinement.

$A_{sh}$ , section totale d'armature transversale à l'intérieur de l'espacement  $s$  des cadres.

Tous les paramètres nécessaires à l'évaluation du confinement peuvent maintenant être déterminés. Ils sont présentés au tableau 3.4.

Tableau 3.4 – Paramètres d'évaluation du confinement

$\rho_s$	$\rho_{se}$	$I_{e50}$	$\epsilon_{c50}$
0,0091	0,008243	0,11	0,0304

La déformation ultime du béton est donnée par l'équation :

$$\epsilon_{cu} = 0,004 + 1,4\rho_s\epsilon_{su}\frac{f_{yh}}{f'_{cc}} \quad (3.22)$$

où  $\epsilon_{cu}$  et  $f_{yh}$  sont respectivement la déformation ultime et la limite élastique de l'acier d'armature transversale,  $\rho_s$  est le taux volumique d'armature de confinement et  $f'_{cc}$  est la résistance en compression du béton confiné.

### 3.4.3 Prédiction de la réponse moment-courbure

Connaissant les propriétés des matériaux, nous pouvons prédire la réponse moment-courbure du pilier. De cette façon, on peut déterminer les couples moment-courbure qui correspondent à la fissuration du béton, à la plastification de l'armature et à la résistance ultime de la pièce.

La déformation correspondant à la fissuration du béton est :

$$\epsilon_{ct} = \frac{f_r}{E_{ct}} \quad (3.23)$$

Le déplacement en tête du pilier peut être rapidement évalué puisque nous disposons de la distribution de la courbure et du moment de flexion. Le théorème des moments d'aire permet d'obtenir le déplacement en tête du pilier qui est égal à l'aire du diagramme de la courbure multipliée par la distance de son centre de gravité à la tête du pilier. De plus, nous considérons une distribution bilinéaire de la courbure. Sous cette hypothèse, le déplacement qui correspond à la fissuration du béton est :

$$\Delta_{cr} = \frac{\phi_{cr}l}{2} \times \frac{2l}{3} = \frac{\phi_{cr}l^2}{3} \quad (3.24)$$

Après la fissuration du béton, la distribution de la courbure n'est pas linéaire à cause de la formation de plusieurs fissures primaires. Dans ce cas, au droit d'une fissure il y a une augmentation brusque de la courbure alors qu'elle diminue entre deux fissures grâce à la participation du béton entre deux fissures. Même dans ces conditions, une distribution linéaire de la courbure depuis la base jusqu'à l'extrémité libre du pilier constitue une assez bonne approximation de la courbure moyenne.

À la plastification de l'armature, le déplacement en tête du pilier est :

$$\Delta_y = \frac{\phi_y l}{2} \times \frac{2l}{3} = \frac{\phi_y l^2}{3} \quad (3.25)$$

L'augmentation de la charge après plastification de l'armature conduit à une augmentation de l'ouverture des fissures à la base du pilier occasionnant une augmentation de la

courbure dans toute la zone de la rotule plastique dont la longueur est donnée à la section 3.3.1. À ce stade, il y a localisation des déformations, le déplacement en tête du pilier est presque totalement dû à la rotation de la rotule et le reste du pilier subit un déplacement de corps rigide. Pour simplifier, supposons que la distribution de la courbure à la rotule plastique est parallèle à la distribution de la courbure à la plastification de l'acier.

Le déplacement à l'ultime est donné par :

$$\Delta_u = \Delta_y + (\phi_u - \phi_y)l_p \left(1 - \frac{\ell_p}{2l}\right) \quad (3.26)$$

Le cisaillement à la base de la colonne peut être trouvé en divisant le moment par la hauteur du pilier.

Les calculs sont résumés au tableau 3.5.

Tableau 3.5 – Prédiction de la réponse moment-courbure

Description	$Mfx$ (kN·m)	$V$ (kN)	$\phi$ (rad/m)	$c$ (mm)	$\Delta$ (mm)
Fissuration du béton	686,7	2221,52	0,0007	624,38	2,28
Plastification de l'armature	2240,02	722,59	0,0050	387,17	14,48
Maximum	2727,67	879,89	0,0109	311,50	35,14
Ultime	2389,02	767,74	0,0932	343,10	128,74

La figure 3.7 présente les réponses moment-courbure réelle et idéalisée en supposant une variation bilinéaire.

### 3.4.4 Aléa sismique

Nous avons les recommandations de la Commission géologique du Canada pour établir l'aléa sismique auquel sera soumis notre spécimen. Puisque le prototype à l'étude est inspiré d'un pont situé dans la région de Trois-Rivières, nous avons utilisé le spectre de réponse de cette région, dont les valeurs sont illustrées dans le tableau 3.6. Soulignons que la probabilité de dépassement des événements est passée de 10% en 50 ans, correspondant à une période de retour de 475 ans, à 2% en 50 ans, soit une période de retour de 2475 ans.

#### 3.4.4.1 Spectre d'aléa sismique uniformisé

Les spectres d'aléa sismique uniformisé représentent une série d'accélération spectrales déterminées pour différentes périodes ( $T = 0,2, 0,5, 1,0, \text{ et } 2,0\text{s}$ ) relative à une même probabilité de déplacement et pour un taux d'amortissement de 5%.

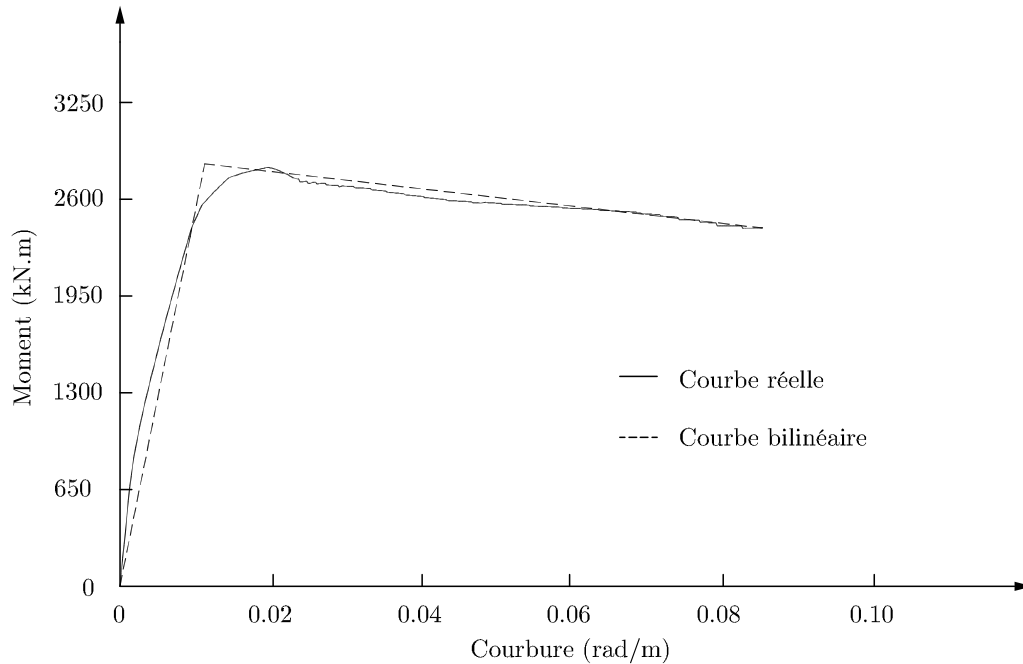


Figure 3.7 – Réponse moment-courbure

Les valeurs du spectre de réponse indiquées au tableau 3.6 sont obtenues de la Commission géologique du Canada. Les spectres qui y sont donnés correspondent à des périodes de récurrence de 100 ans (40% en 50 ans), de 475 ans (10% en 50 ans) et de 2500 ans (2% en 50 ans).

Tableau 3.6 – Spectre d'aléa sismique de la région de Trois-Rivières (catégorie d'emplacement C-valeurs en g)

	100 ans 40% en 50 ans	475 ans 10% en 50 ans	2 en 50 ans 2% en 50 ans
$S_a(0,2)$	0,094	0,260	0,640
$S_a(0,5)$	0,042	0,120	0,310
$S_a(1,0)$	0,015	0,045	0,120
$S_a(2,0)$	0,005	0,015	0,043
PGA	0,062	0,180	0,400

Les valeurs d'accélération proposées dans le CNBC 2010 [14] sont données pour des conditions de sol ferme de catégorie C. Elles correspondent à un sol très dense, donc une roche tendre. Pour un autre type de sol, les valeurs doivent être modifiées. Ainsi, pour un sol de catégorie A ou B (sol plus ferme), le spectre est diminué alors qu'il est amplifié pour un sol D ou E (sol meuble). Les catégories d'emplacement sont données au tableau 3.7.

Pour une catégorie d'emplacement donnée les valeurs d'accélération spectrale,  $S(T)$ ,



Tableau 3.7 – Catégorie d'emplacement en fonction de la réponse sismique du sol (CNBC-2010 [14])

Catégorie	Profil du sol	Propriétés moyennes des 30 premiers mètres du sol		
		Vitesse moyenne des ondes de Cisaillement $V_s$ (m/s)	Résistance à la pénétration standard $N_{60}$	Résistance du sol non drainé au cisaillement $s_u$ (kPa)
A	Roche dure	$V_s > 1500$	S/O	S/O
B	Roche	$760 < V_s \leq 1500$	S/O	S/O
C	sol très dense roche tendre	$360 < V_s \leq 760$	$N_{60} > 50$	$s_u > 100$
D	sol consistant	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq N_{60} \leq 50$	$50 < s_u < 100$
		$V_s < 180$	$N_{60} < 15$	$s_u < 50$
		Tout profil de plus de 3 m de sol ayant les caractéristiques suivantes :		
E	Sol meuble	indice de plasticité : $Pl > 20$ teneur en eau : $w \geq 40\%$ résistance du sol non drainé au cisaillement : $s_u < 25$ kPa		
F	Autres†	Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée		

† Les autres types de sol comptent notamment :

- (a) les sols liquéfiables, les argiles très sensibles, les sols peu consolidés susceptibles d'affaissement ;
- (b) la tourbe et les argiles à forte teneur en matières organiques dont l'épaisseur est de 3 m ;
- (c) les argiles ayant une grande plasticité ( $Pl > 70$ ) et dont l'épaisseur dépasse 8 m ;
- (d) les argiles molles à moyennement raides dont l'épaisseur dépasse 30 m.

sont obtenues en fonction des coefficients d'accélération,  $F_a$ , et de vitesse,  $F_v$ , de la façon suivante :

$$S(T) = \begin{cases} F_a S_a(0, 2) & \text{si } T \leq 0, 2s; \\ \min[F_v S_a(0, 5) \text{ et } F_a S_a(0, 2)] & \text{si } T = 0, 5s; \\ F_v S_a(1, 0) & \text{si } T = 1, 0s; \\ F_v S_a(2, 0) & \text{si } T = 2, 0s; \\ F_v S_a(2, 0)/2 & \text{si } T \geq 4, 0s. \end{cases}$$

Les coefficients  $F_a$  et  $F_v$  sont donnés aux tableaux 3.8 et 3.9. Il faut utiliser l'interpolation linéaire pour calculer les valeurs intermédiaires de  $S_a(0,2)$  et  $S_a(1,0)$ .

Tableau 3.8 – Valeurs de  $F_a$  en fonction de la catégorie d'emplacement et de  $S_a(0,2)$ (CNBC-2010)

Catégorie	$F_a$				
	$S_a(0,2) \leq 0,25$	$S_a(0,2)=0,50$	$S_a(0,2)=0,75$	$S_a(0,2)=1,00$	$S_a(0,2) \geq 1,25$
A	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8
B	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,3	1,2	1,1	1,1	1,0
E	2,1	1,4	1,1	0,9	0,9
F†	-	-	-	-	-

† Afin de déterminer les valeurs de  $F_a$  d'un emplacement de catégorie F, il faut effectuer des études géotechniques à cet emplacement et des analyses dynamiques de réponse pour cet emplacement.

Tableau 3.9 – Valeurs de  $F_v$  en fonction de la catégorie d'emplacement et de  $S_a(1,0)$ (CNBC-2010)

Catégorie	$F_v$				
	$S_a(1,0) \leq 0,10$	$S_a(1,0)=0,20$	$S_a(1,0)=0,30$	$S_a(1,0)=0,40$	$S_a(1,0) \geq 0,50$
A	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
B	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8
C	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
E	2,1	2,0	1,9	1,7	1,7
F†	-	-	-	-	-

† Afin de déterminer les valeurs de  $F_v$  d'un emplacement de catégorie F, il faut effectuer des études géotechniques à cet emplacement et des analyses dynamiques de réponse pour cet emplacement.

### 3.4.5 Spectre de capacité

Les forces latérales appliquées sur la structure dans la direction de l'étude sont fonction du mode fondamental de vibration de la structure. L'analyse statique consiste donc à soumettre la structure à un chargement statique qui augmente progressivement jusqu'à la création d'un mécanisme de ruine. Pour un pont régulier comme celui qui l'objet de cette maîtrise, le mode de déformation transversal est le plus critique et est utilisé pour déterminer la capacité des piliers. Sous cette hypothèse, le pilier peut être modélisé comme un système linéaire à un seul degré de liberté [Shibata et Sozen, 1976 [52]]. Cette méthode consiste à déterminer une raideur équivalente en fonction d'un niveau de ductilité donné.

Le spectre de capacité du pilier est obtenu en transformant le cisaillement à la base et le déplacement en tête selon les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V}{W \times \alpha}; S_d = \frac{\delta}{PF \times \Phi}$$

V, cisaillement à la base

W, poids sismique

$\alpha$ , coefficient de masse modale

$\delta$ , déplacement en tête du pilier

PF, facteur de participation modale

$\Phi$ , Premier mode vibration, le pilier étant considéré comme un système à un degré de liberté.

### 3.4.6 Point de performance

Les critères de performance et d'endommagement sont présentés à la figure 3.8. Ils sont utilisés pour déterminer le niveau de performance du prototype à l'étude. Le point de performance est illustré à la figure 3.9 : il s'agit du point d'intersection entre la demande et la capacité. Ce point correspond à un déplacement en tête du pilier de 19 mm. C'est le niveau de performance de sauvegarde de la vie humaine (life safety).

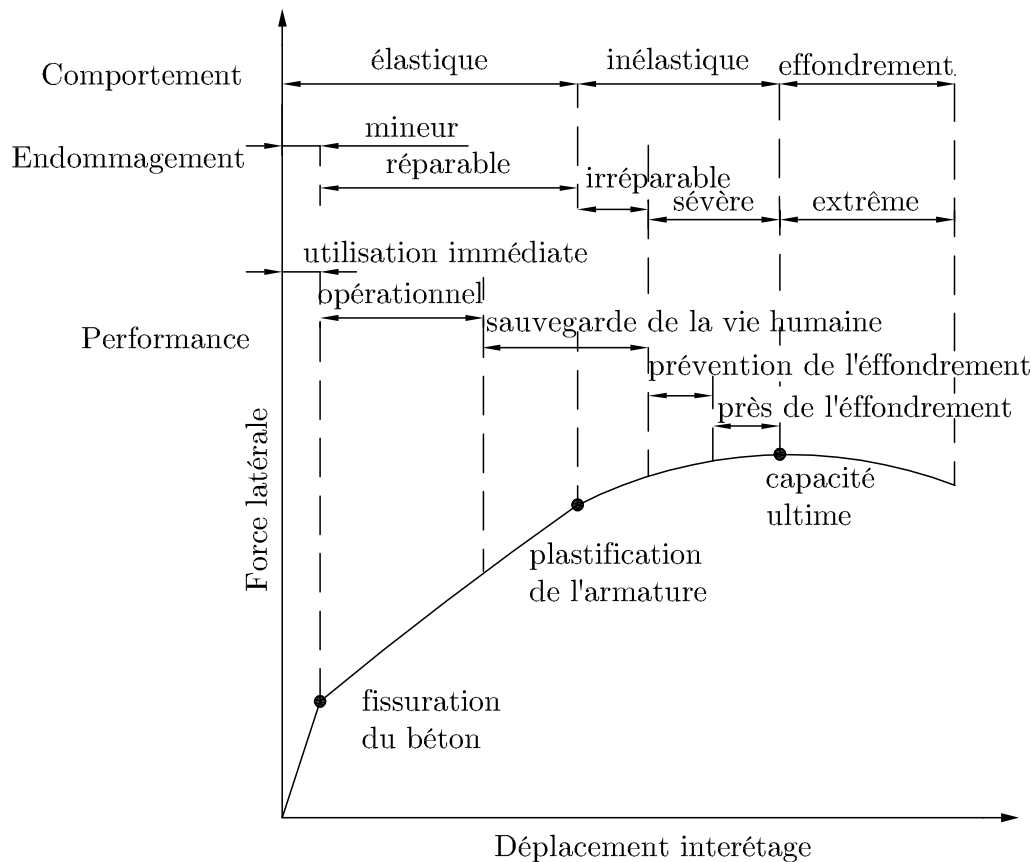


Figure 3.8 – Critères de performance et d'endommagement associés.

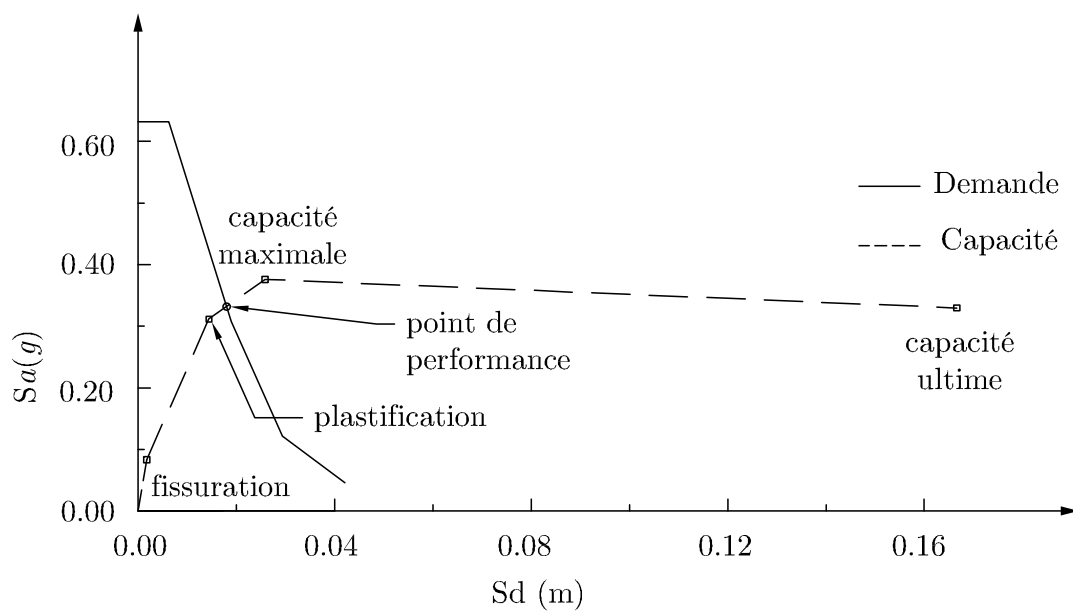


Figure 3.9 – Point de performance

# Chapitre 4

## Programme expérimental

Dans le cadre d'une analyse expérimentale, il est indispensable de mesurer et d'enregistrer différents paramètres qui permettent d'atteindre les objectifs spécifiques de l'étude. La quantification des états limites constitue l'objectif principal de ces travaux de maîtrise. Ainsi, pour évaluer ces états limites, il est essentiel de disposer d'outils efficaces afin de saisir les données des différents essais. Dans ce chapitre, nous allons présenter les moyens utilisés et les méthodes suivies pour trouver les résultats.

### 4.1 INSTRUMENTATION

L'instrumentation du pilier consiste à placer sur ce dernier différents instruments nécessaires à l'application des efforts (vérins hydrauliques dynamiques) pour ensuite procéder à l'enregistrement des données. La quantification des états limites est obtenue grâce à l'étude du comportement du pilier sous l'action des charges horizontales. Pour connaître la réponse du système sous ces charges, il faut mesurer :

- -les déplacements horizontaux à différentes hauteurs sur le spécimen.
- -la rotation du spécimen par rapport à une référence fixe, puis par rapport à la fondation.

Pour y parvenir, des jauges électriques, des capteurs de déplacement (LVDT, Linear Variable Differential Transformer) et des potentiomètres ont été utilisés.

#### 4.1.1 Jauges électriques

Conçues pour mesurer les déformations unitaires, les jauges ont un mode de fonctionnement basé sur leur résistivité électrique. Cette dernière varie en fonction de la déformation à la section de l'élément sur lequel elle est posée. Le modèle utilisé, le C2A-06-250LW-120, est fabriqué par la compagnie Vishay Micro-Measurements. Il est caractérisé par une résistance de 120 ohms et des facteurs de jauge de 2,125. Pour évaluer la déformation dans la zone de rotule plastique, cinq (5) barres longitudinales et dix (10) étriers ont été retenus (figure 4.1). La position des barres longitudinales qui doivent être instrumentées est déterminante dans l'évaluation de la déformation maximale. En effet, la section circulaire de la colonne armée d'un nombre impair de barres conduit vers une distribution qui n'est

pas symétrique. Les barres ne sont pas diamétrales opposées. Il est donc impossible de mesurer la déformation maximale dans les deux directions. Ce cas de figure nous a poussé à instrumenter trois barres du côté nord. La barre 1, étant la plus proche du mur, a servi à mesurer la déformation maximale. Dans la face sud, deux barres ont été instrumentées. Ces barres, également éloignées du mur de réaction, ont permis de mesurer la déformation dans l'autre direction (figure 4.1).

Neuf (9) jauges par barres longitudinales ont été placées sur les barres sélectionnées, trois (3) d'entre elles se trouvent dans la semelle. Elles ont permis d'évaluer le comportement de l'acier dans la zone de rotule plastique puisqu'une partie de la longueur effective des barres est dans la semelle. Chaque étrier dispose de deux jauges diamétralement opposées qui ont enregistré les déformations transversales dans la rotule plastique. Le tableau 4.1 donne la hauteur, en mm, des jauges dans les cerces par rapport à la face supérieure de la semelle.

Tableau 4.1 – Position des jauges placées sur les cerces du pilier CH110.

Niveau	Côté nord	Côté sud
1	50	50
2	160	160
3	270	270
4	380	380
5	4900	490
6	600	600
7	710	710
8	820	820
9	930	930
10	1040	1040

### 4.1.2 Capteur de déplacement

Sous l'action des forces latérales induites par un séisme, la tête du pilier est soumise à un déplacement horizontal dont les composantes ont été présentées à la section 3.3.1. Il est important de mesurer la contribution de chaque mode de déformation et les transducteurs sont prévus à cet effet. Les différents transducteurs utilisés sont les potentiomètres et les LVDT. Leur fonctionnement repose sur la transformation des déplacements mécaniques en une tension électrique. Ces capteurs sont placés suivant des multiples du diamètre,  $D$ , du

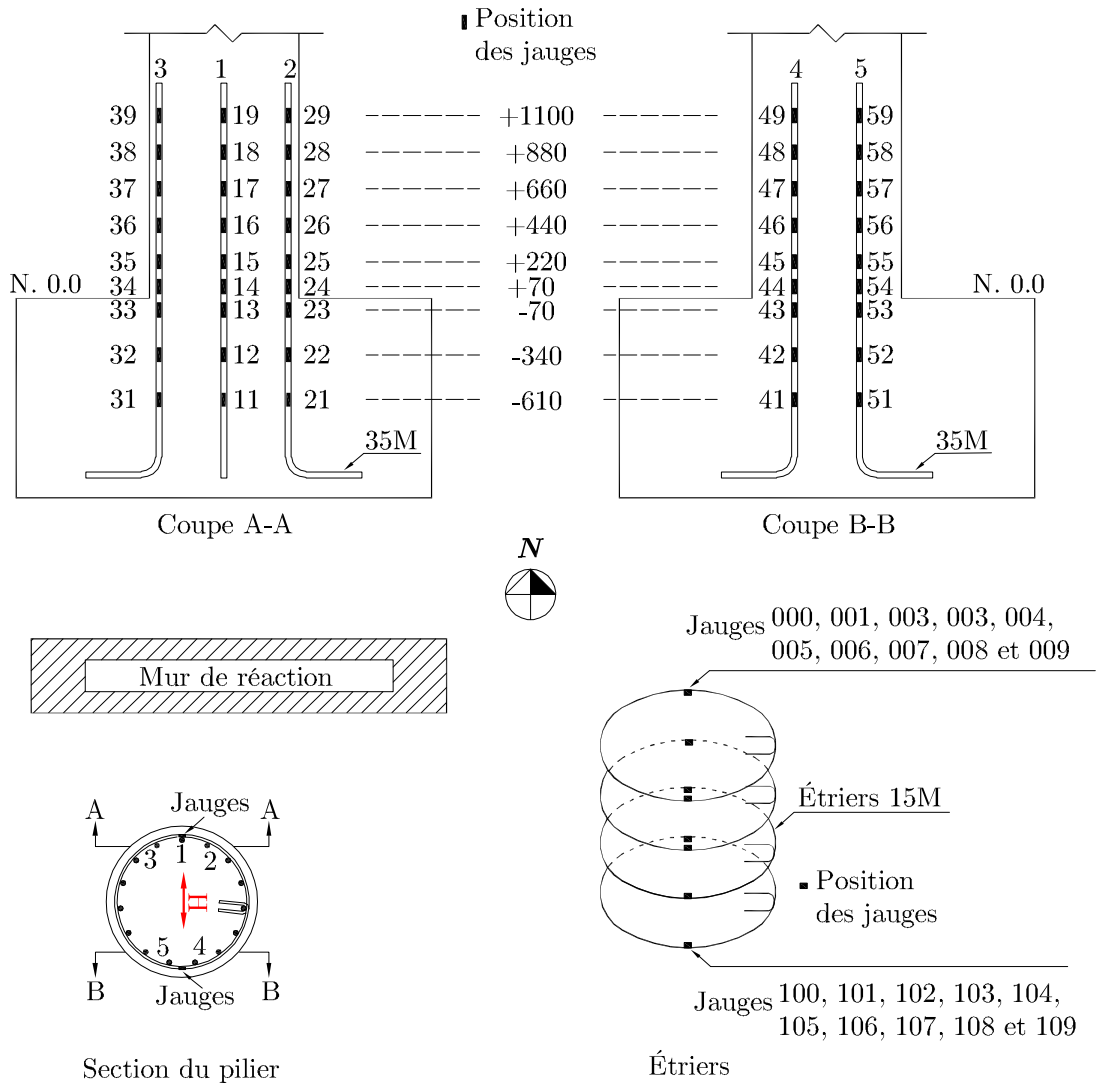


Figure 4.1 – Position des jauges sur les barres d'armatures

pilier tel que présenté aux figures 4.2, 4.3 et 4.4 . La position de ces niveaux par rapport au sommet de la semelle est :  $D/4$ ,  $D/2$ ,  $D$ ,  $2D$  et  $3D$ .

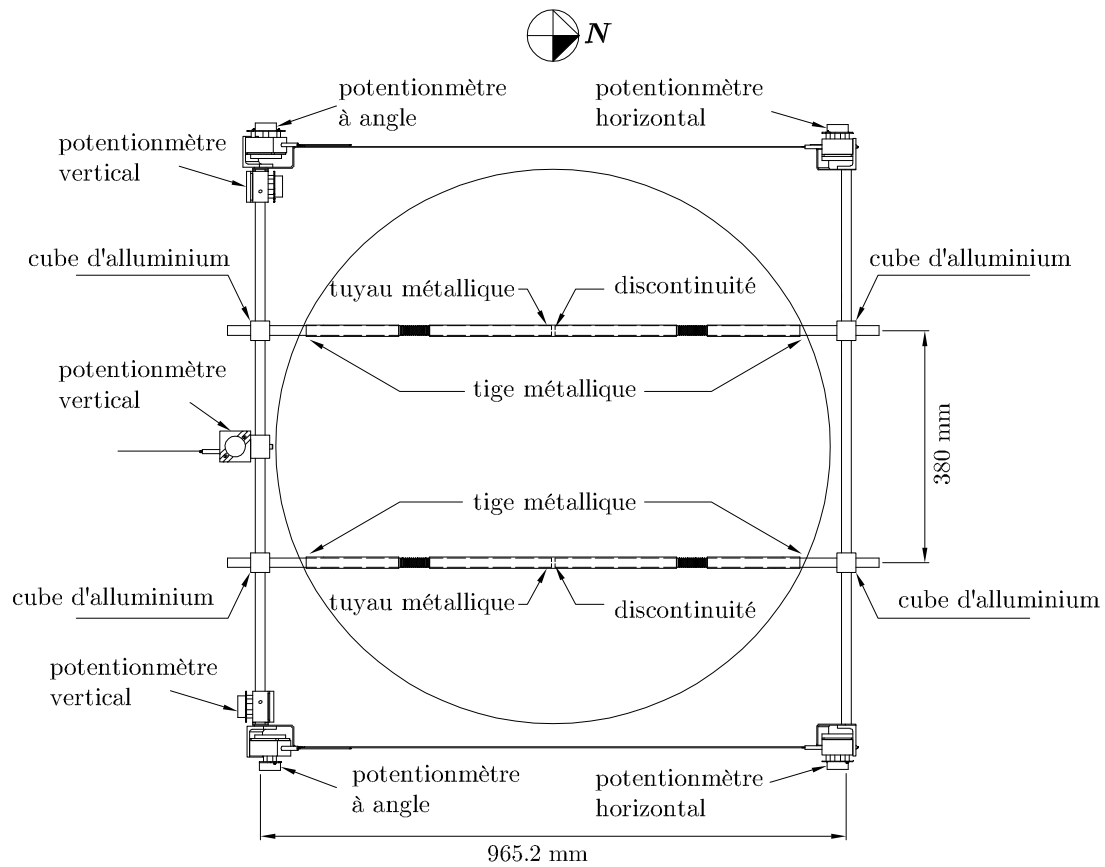


Figure 4.2 – Système de fixation des potentiomètres du pilier CH110



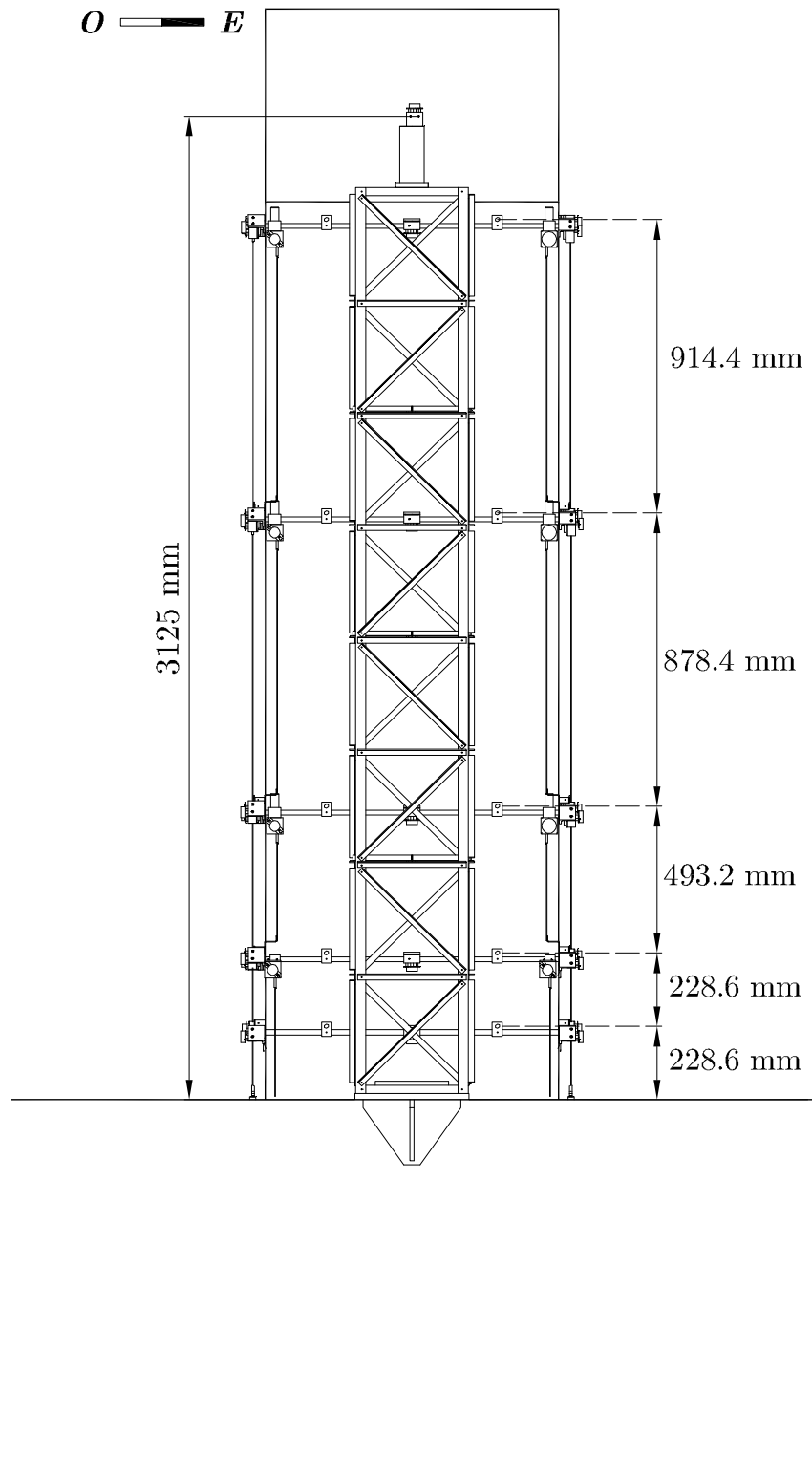


Figure 4.3 – Position des potentiomètres suivant la vue de face du pilier CH110

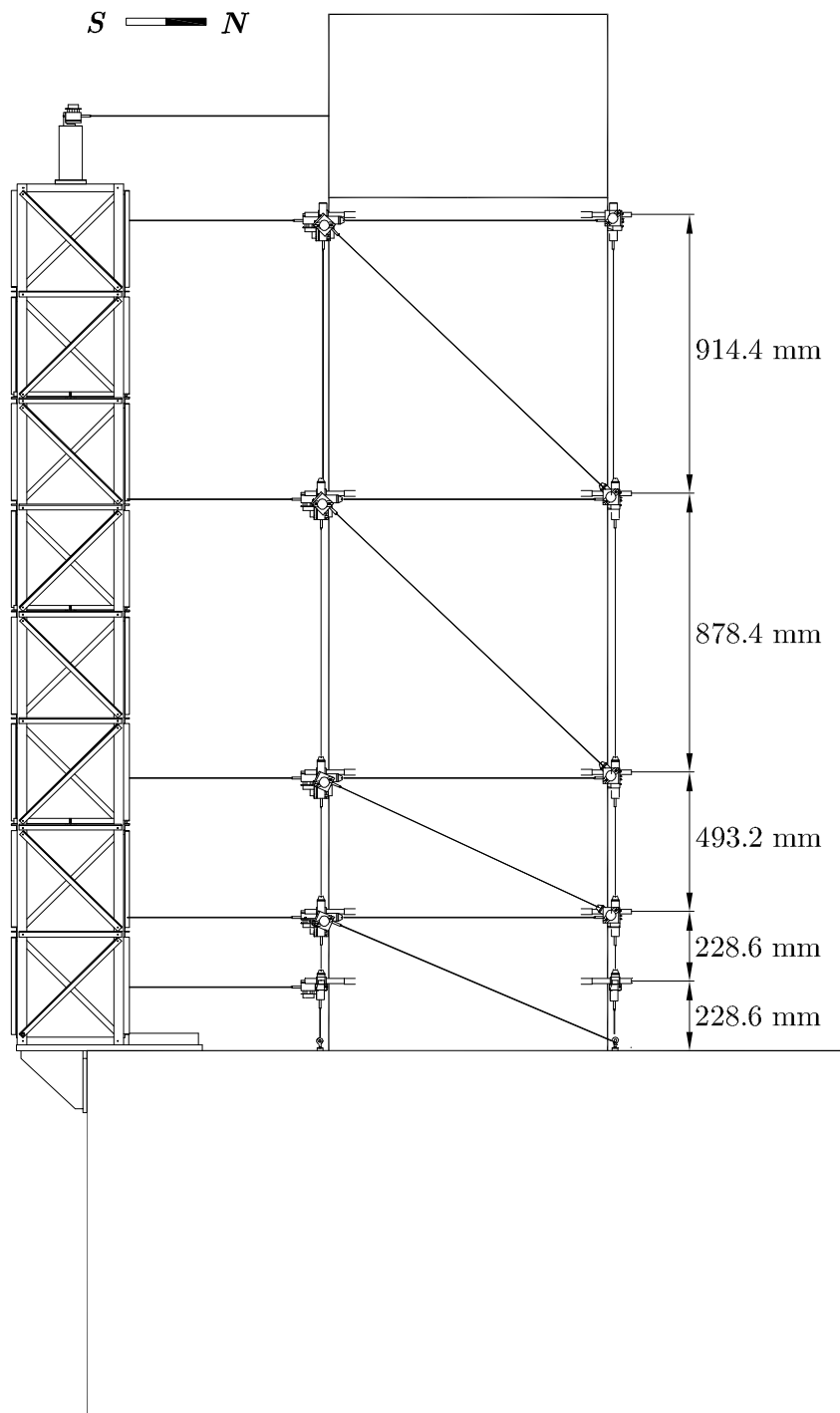


Figure 4.4 – Position des potentiomètres suivant une vue latérale du pilier CH110

## 4.2 PROPRIÉTÉS DU BÉTON

Dans le cadre de cette étude, la résistance spécifiée du béton est de 30 MPa. Une telle résistance est identique à celle indiquée dans les plans du prototype qui a été construit dans la région de Trois-Rivières. Le spécimen a été coulé dans le laboratoire de structures du Département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Pour faciliter sa construction, le bétonnage a été divisé en deux parties c'est-à-dire celui de la semelle puis celui du poteau.

### 4.2.1 Béton frais

DEMIX est le fournisseur qui a été retenu pour la commande. Il a livré un béton dont la composition est donnée dans le tableau 4.2. Les constituants et la fabrication furent conformes à la norme CSA A23.1-09. L'affaissement admissible pour les bétons se situait entre  $80 \pm 30$  mm.

Tableau 4.2 – Composition du béton ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

Constituants et provenances	Semelle	Pilier
$E/C$	0,44	0,45
Ciment-GU-Holchim Canada, Joliette	375	380
Granulats 5-20 mm - Carrière St-Dominique, St-Dominique	975	975
Sable - Sable 2-DJL - (Banc Côté), St-François-Xavier	812	812
Entraîneur d'air-†	413	418
Réducteur d'eau-Eucon DX‡	750	760
Réducteur Retardateur- Eucon 727 §	56	57

† Dosage : 110 ml / 100 kg de ciment.

‡ Dosage : 200 ml / 100 kg de ciment.

§ Dosage : 15 ml / 100 kg de ciment.

Les tests d'affaissement sont réalisés conformément à la norme CSA A23.2-4C (ASTM C 143) [3]. La masse volumique a été déterminée, pour un camion de béton suivant la norme CSA A23.2-6C (ASTM C 138), tandis que la teneur en air est réalisée selon la norme CSA A23.2-4C (ASTM C 231). Un résumé de ces paramètres est fait dans le tableau 4.3.

### 4.2.2 Béton durci

Au moment du coulage de la semelle, 12 cylindres de béton par camion pour un total de 24 cylindres ont été prélevés. Ces cylindres ont une hauteur de 300 mm et un diamètre de 150 mm. Les propriétés du béton durci sont déterminées suivant les spécifications des normes CSA A23.2-9C (ASTM C39) et CSA A23.2-8C (ASTM C78) [3]. Des essais de

Tableau 4.3 – Propriétés du béton frais

Élément	Camion (n°)	Affaissement (mm)	Teneur en air (%)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Température (°C)
Fondation	1	110	4,9	2340	22,0
	2	105	4,8	2342	19,0
Poteau	1	110	4,5	2305	22,4

compression simple sur trois cylindres sont effectués à 7 jours et à 28 jours. Ces résultats sont indiqués au tableau 4.4.

Tableau 4.4 – Propriétés mécaniques du béton durci de la semelle

Âge (jours)	$f'_c$ (MPa)	
	Camion 1	Camion 2
7	27,7	26,1
7	27,6	26,2
7	27,1	25,5
28	29,6	33,3
28	29,7	33,1
28	31,2	34,9

Au moment du coulage de la colonne, 12 cylindres et 6 prismes ont été prélevés. Les cylindres ont permis l'élaboration de la courbe contrainte-déformation du béton comprimé. Les poutres ont servi pour la détermination de la résistance à la traction. Les prismes de béton accusent une largeur et une hauteur de 100 mm pour une longueur de 400 mm. Sur la figure 4.5 sont affichées les courbes contrainte-déformation du béton comprimé alors que les propriétés mécaniques de ces courbes sont résumées au tableau 4.5.

### 4.3 PROPRIÉTÉS DE L'ACIER D'ARMATURE

Dans la réalisation du spécimen, trois sections de barres différentes ont été utilisées, des barres 35M, des barres 30M et des barres 15M. Elles ont des sections respectives de 1000 mm<sup>2</sup>, 700 mm<sup>2</sup> et 200 mm<sup>2</sup>. Les résultats des essais sur les éprouvettes en acier sont présentés dans le tableau 4.6 et illustrés à la figure 4.6.

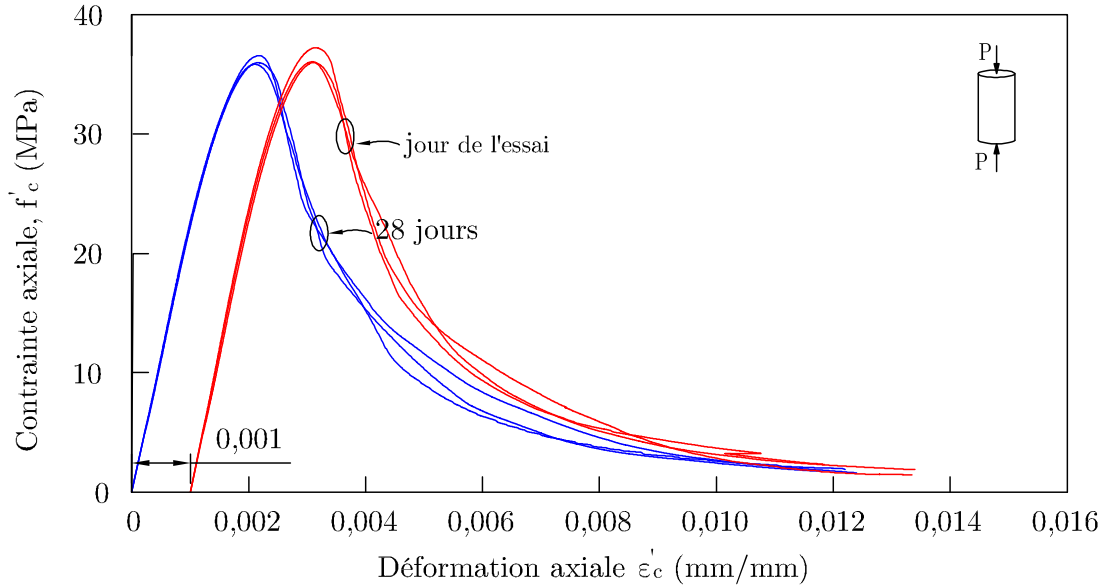


Figure 4.5 – Courbe contrainte-déformation du poteau à 28 jours et au jour de l'essai

Tableau 4.5 – Propriétés mécaniques du béton durci de la colonne

Essai	28 jours					Jour de l'essai				
	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon'_c$ $\times 10^3$	$\epsilon_{c50}$ $\times 10^3$	$E_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon'_c$ $\times 10^3$	$\epsilon_{c50}$ $\times 10^3$	$E_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)
1	37,4	2,2	3,64	22889	4,76	36,8	2,1	3,72	24339	4,21
2	36,6	2,1	3,74	23479	4,64	38,0	2,1	3,46	24949	4,19
3	36,8	2,2	3,56	23071	4,09	36,8	2,1	3,43	23315	4,50
Moyenne	36,9	2,2	3,65	23146	4,50	37,2	2,1	3,54	24201	4,30

Tableau 4.6 – Propriétés mécaniques de l'acier d'armature du poteau

Essai	Barre 15M					Barre 35M						
	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ $\times 10^3$	$\epsilon_{sh}$ $\times 10^3$	$f_{su}$ (MPa)	$\epsilon_{su}$ $\times 10^3$	$E_s$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ $\times 10^3$	$\epsilon_{sh}$ $\times 10^3$	$f_{su}$ (MPa)	$\epsilon_{su}$ $\times 10^3$	$E_s$ (MPa)
1	468	2,4	-	641	120,3	196609	384	1,9	18,2	575	147,6	202077
2	440	2,4	-	647	118,2	206480	385	2,0	17,8	578	148,5	190825
3	478	2,1	-	649	119,2	227032	389	2,0	18,0	578	152,4	195649
Moyenne	462	2,2	-	646	119,3	210040	386	2,0	18,0	576	149,5	196183

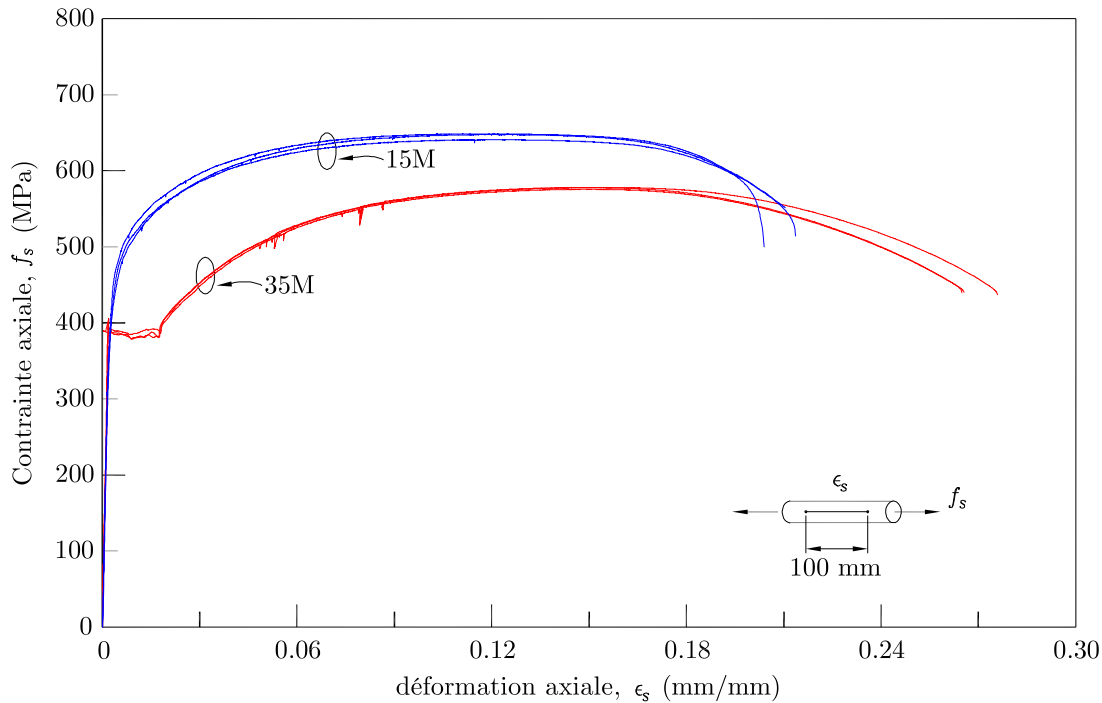


Figure 4.6 – Courbe contrainte-déformation des barres 15M et des barres 35M

#### 4.4 PROCÉDURE DES ESSAIS

Le spécimen a été soumis à la fois à une force latérale et à une force verticale. Un montage expérimental constitué de trois (3) vérins horizontaux de 500 kN chacun et de deux (2) vérins verticaux de 1700 kN chacun a été nécessaire pour l'application de ces charges. La figure 4.7 décrit le montage expérimental.

L'application de la charge latérale sous forme de cycle s'est réalisée suivant un protocole de chargement standard. Ce protocole débute par un cycle dont le déplacement en tête correspond à 75% du déplacement de plastification ( $\Delta_y$ ) théorique. Ensuite, on cherche le déplacement ( $\Delta_{yexp}$ ) réel relatif à la plastification d'une barre longitudinale. Ceci est possible grâce à une lecture de la valeur fournie par les jauges. Finalement, on continue les cycles de chargement suivant des multiples du déplacement ( $\Delta_{yexp}$ ) jusqu'à la rupture du spécimen qui est déterminée par l'un des trois critères d'arrêt suivant :

- Perte de capacité axiale, le pilier ne peut plus reprendre la charge axiale.
- Perte de plus de 50% de la capacité de flexion maximale connue expérimentalement.
- Rupture par flambement ou par traction d'une barre d'armature longitudinale ou d'une cerce.

La figure 4.8 expose le protocole de chargement.

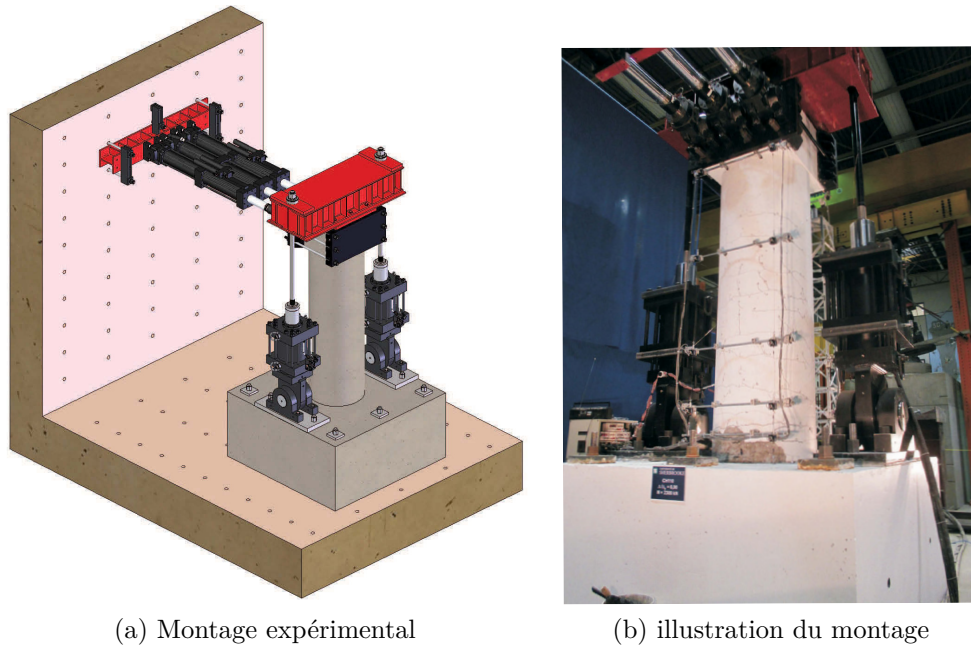


Figure 4.7 – Montage expérimental

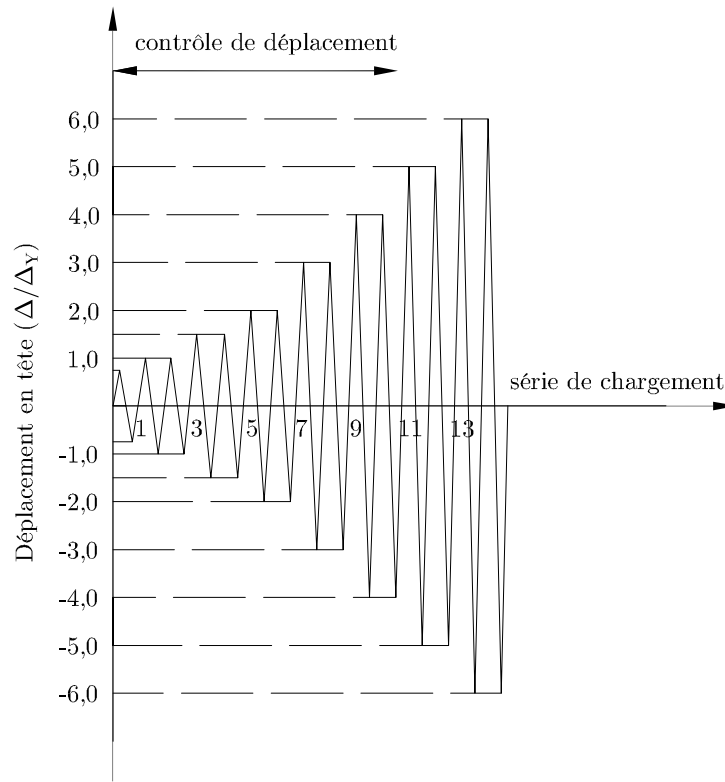


Figure 4.8 – Protocole de chargement





# Chapitre 5

## Résultats des essais

La procédure de chargement retenue préconise que celui-ci soit réalisé par une série de cycles. Lors de la poussée, les vérins horizontaux poussent le spécimen. Les déplacements en tête sont comptés positivement (vers le sud). Lors de la tirée, les vérins horizontaux tirent le spécimen vers le mur de chargement (vers le nord) et les déplacements en tête sont comptés négativement.

### 5.1 OBSERVATIONS

Pendant le déroulement de l'essai, en plus de l'enregistrement des données, une attention particulière est portée sur les observations au niveau de la rotule plastique. Elles se focalisent sur la fissuration du béton, la plastification et le flambement des barres d'armatures longitudinales.

- **La fissuration du béton :** Les essais commencent par un cycle de chargement qui correspond à un déplacement en tête du pilier de  $0,75\Delta_y$ . À ce stade, les contraintes de traction dans le béton dépassent largement sa résistance à la traction. Sur la face nord du spécimen, on a identifié des fissures de 0,30 mm et de 0,40 mm sur la face sud. S'agissant des déplacements relatifs à  $2\Delta_y$ , des fissures de compression se sont installées dans la partie comprimée à la base de la colonne. Dans le tableau 5.1, nous présentons l'évolution de l'ouverture des fissures en fonction du cycle de chargement.
- **Plastification d'une barre longitudinale :** L'objectif du deuxième cycle de chargement consiste à rechercher, dans les deux directions (poussée, tirée), le déplacement en tête qui correspond à la première plastification d'une barre longitudinale. La déformation due à cette plastification est possible par une lecture des données des jauges placées sur les barres longitudinales. Le tableau 5.2 indique le déplacement en tête pour lequel a été constatée la première plastification d'une barre longitudinale.

Comme indiqué au tableau 5.2, on peut constater que le déplacement en tête dans la direction nord est supérieur à celui de la direction sud. En effet, avant de réaliser

Tableau 5.1 – Évolution de l'ouverture des fissures en fonction du cycle de chargement.

$\Delta/\Delta_y$	cycle	Ouverture maximum des fissures (mm)	
		face nord	face sud
0,75	1	0,35	0,35
1,00	2	0,40	0,40
1,00	3	0,60	0,60
1,50	4	0,85	0,85
1,50	5	0,90	0,90
2,00	6	1,50	1,50
2,00	7	1,80	1,80
3,00	8	2,50	2,50
3,00	9	2,50	2,50

Tableau 5.2 – Déplacement en tête du poteau à la plastification d'une barre longitudinale.

Direction de chargement	$\Delta_{y_{exp}}$ (mm)
Sud	15,94 mm
Nord	17,14 mm

le chargement nord (tirée), on effectue un chargement sud (poussée) qui fragilise la structure. En outre, le ferrailage du poteau, n'étant pas symétrique, conduit à une face plus résistante que l'autre.

- **Éclatement du béton d'enrobage** : Pour un déplacement en tête équivalant à  $2\Delta_y$ , des fissures de compression se sont manifestées dans le béton. L'éclatement du béton d'enrobage se produit au deuxième cycle de ce même taux, soit un déplacement en tête de 33 mm.
- **Perte du béton d'enrobage** : Le béton d'enrobage se désagrège et des blocs entiers se détachent de la base de la colonne lorsqu'on atteint des déplacements relatifs à  $6\Delta_y$  (99 mm en tête). À ce stade des essais, les barres d'armatures sont complètement nues.
- **Flambement d'une barre d'armature longitudinale** : En l'absence de béton

d'enrobage, pour un déplacement en tête de 148,5 mm, soit  $9\Delta_y$ , les barres longitudinales entament une instabilité de flambement.

- **Rupture en compression d'une barre longitudinale dans la face sud :** L'instabilité des barres longitudinales s'est accentuée considérablement, de sorte que pour un déplacement en tête de 182 mm à  $11\Delta_y$ , une des barres comprimées atteint la rupture vraisemblablement en compression.

## 5.2 FORCE-DÉPLACEMENT

Les vérins horizontaux appliquent la force latérale et un potentiomètre enregistre les déplacements en tête conformément au montage expérimental. L'enregistrement dans le temps de ces paramètres permet de tracer la courbe force-déplacement illustrée à la figure 5.1.

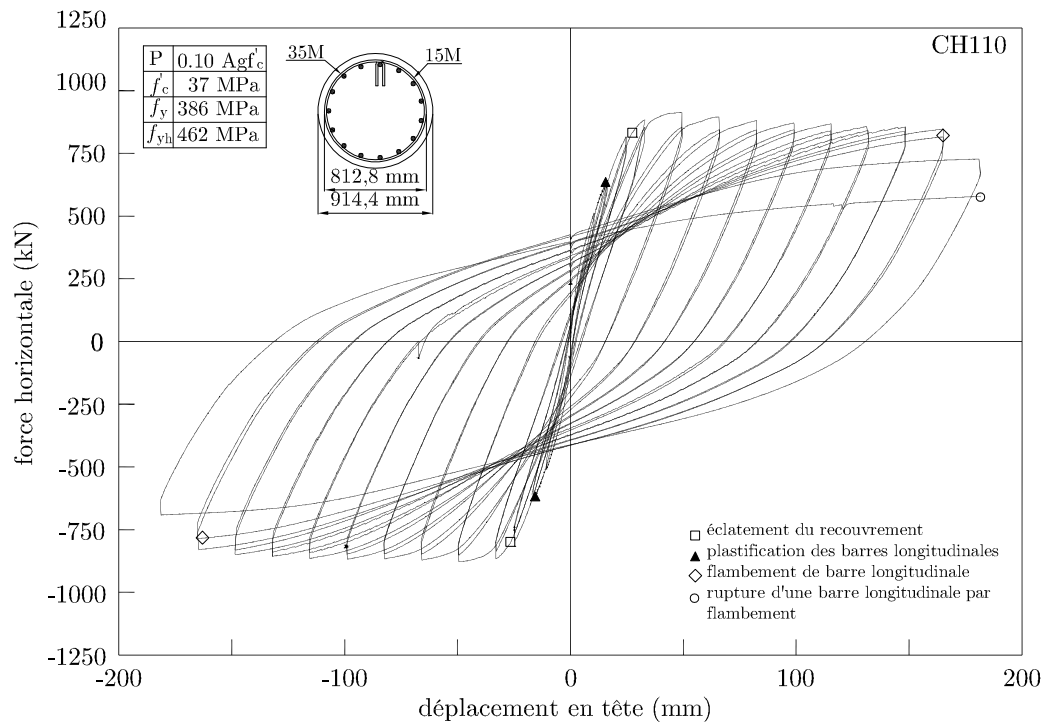


Figure 5.1 – Courbe Force latérale - Déplacement en tête du pilier CH110.

Afin de prendre en compte les effets  $P - \Delta$  de la charge axiale montrés à la figure 5.2, nous allons étudié ses composantes et celles du moment à la base.

$$P_y = P \cos \theta = \frac{Py'}{\sqrt{y'^2 + \Delta'^2}} = \frac{Py'}{y' \sqrt{1 + (\frac{\Delta'}{y'})^2}} \simeq P \quad (5.1)$$

$$P_x = P \sin \theta = \frac{P\Delta'}{\sqrt{y'^2 + \Delta'^2}} = \frac{P\Delta'}{y' \sqrt{1 + (\frac{\Delta'}{y'})^2}} \simeq \frac{P\Delta'}{y'} \quad (5.2)$$

$$\sum M_{base} = 0 \Rightarrow M = Hl - P_x l' + P_y \Delta' \quad (5.3)$$

En remplaçant les équations (5.1) et (5.2) dans l'équation (5.3), on obtient :

$$M = Hl - \frac{P\Delta'}{y'} l' + P\Delta' \quad (5.4)$$

$$M = Hl + P\Delta' \left(1 - \frac{l'}{y'}\right) \text{ avec } \Delta' = \Delta \frac{y'}{y} \quad (5.5)$$

$$M = Hl + P\Delta \frac{y'}{y} \left(1 - \frac{l'}{y'}\right) \quad (5.6)$$

En remplaçant  $y = 2773 \text{ mm}$ ,  $y' = 3063 \text{ mm}$ ,  $l = 3400 \text{ mm}$ ,  $l' = 3108 \text{ mm}$ , et  $q = 337 \text{ mm}$ , on a :

$$M = 3,11H - 0,123P\Delta \quad (5.7)$$

$P$  et  $H$  étant en kN et  $\Delta$  en mm.

À partir de l'équation 5.7, on obtient la force horizontale corrigée des effets  $P - \Delta$ . En divisant le moment par la hauteur du point d'application de la charge,  $l' = 3108 \text{ mm}$ , on obtient

$$H' = H - 0,039P\Delta \quad (5.8)$$

En négligeant le moment du second ordre dû aux effets  $P - \Delta$  et le second thème de l'équation 5.7, on trouve :

$$M = 3,11H \quad (5.9)$$

$$H' = H \quad (5.10)$$

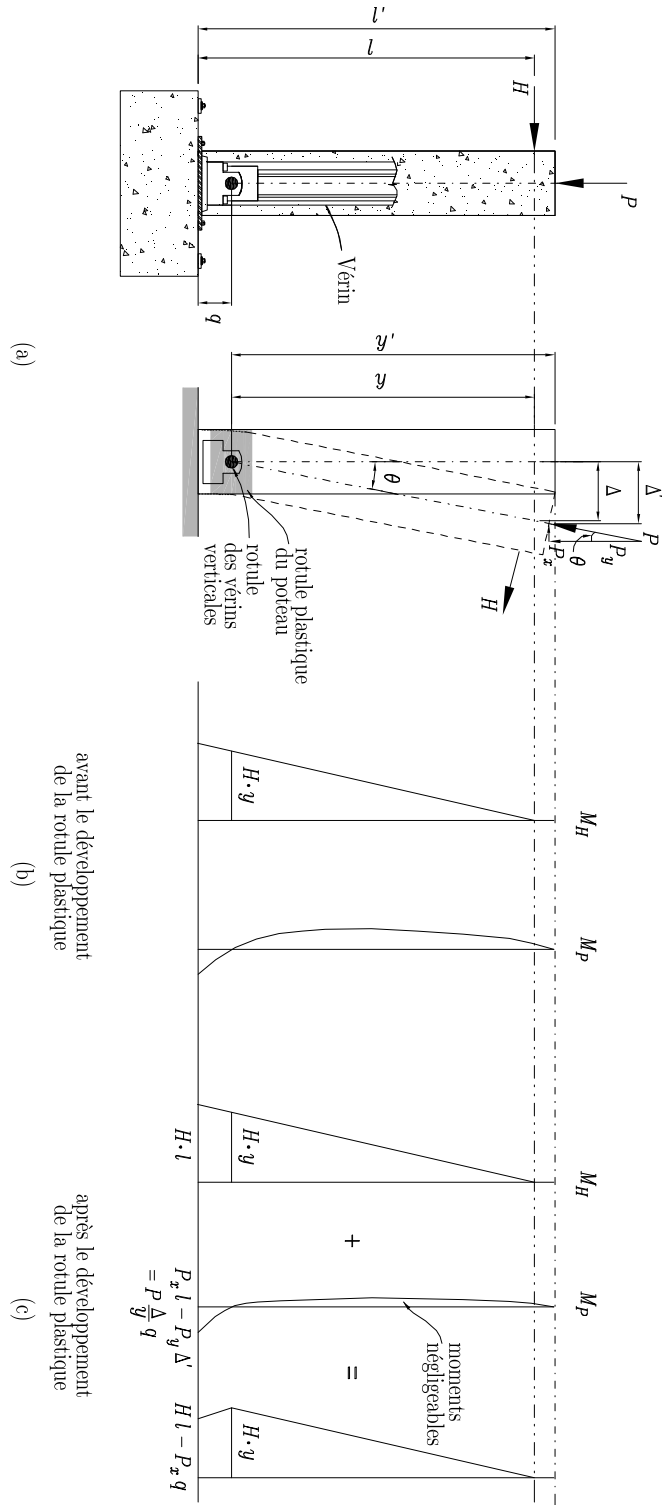


Figure 5.2 – Idéalisaton du spécimen adaptée de [Osorio Gomez, 2008 [43]]

### 5.3 MOMENT-COURBURE

Grâce aux potentiomètres placés à différents niveaux, on peut calculer les courbes moment-courbure entre deux niveaux. Ainsi, on obtient également la distribution de la courbure pour chaque cas de déformation  $\Delta/\Delta_y$  le long du pilier (figure 5.3). La figure 5.4 présente le graphe de la courbe moment-courbure à  $D/8$ .

De manière générale, la courbure,  $\phi_i$ , est calculée à partir de la relation suivante :

$$\phi_i = \frac{\nu_{ni} - \nu_{si}}{lh_i} \quad (5.11)$$

Où  $\phi_i$  est la courbure au niveau  $i$ ;  $\nu_{ni}$  et  $\nu_{si}$  sont les déplacements relatifs par rapport au sommet de la semelle ou par rapport à deux niveaux donnés,  $h_i$  est la distance entre les deux niveaux et  $l$  est la distance horizontale. La figure 5.5 montre les paramètres de la relation.

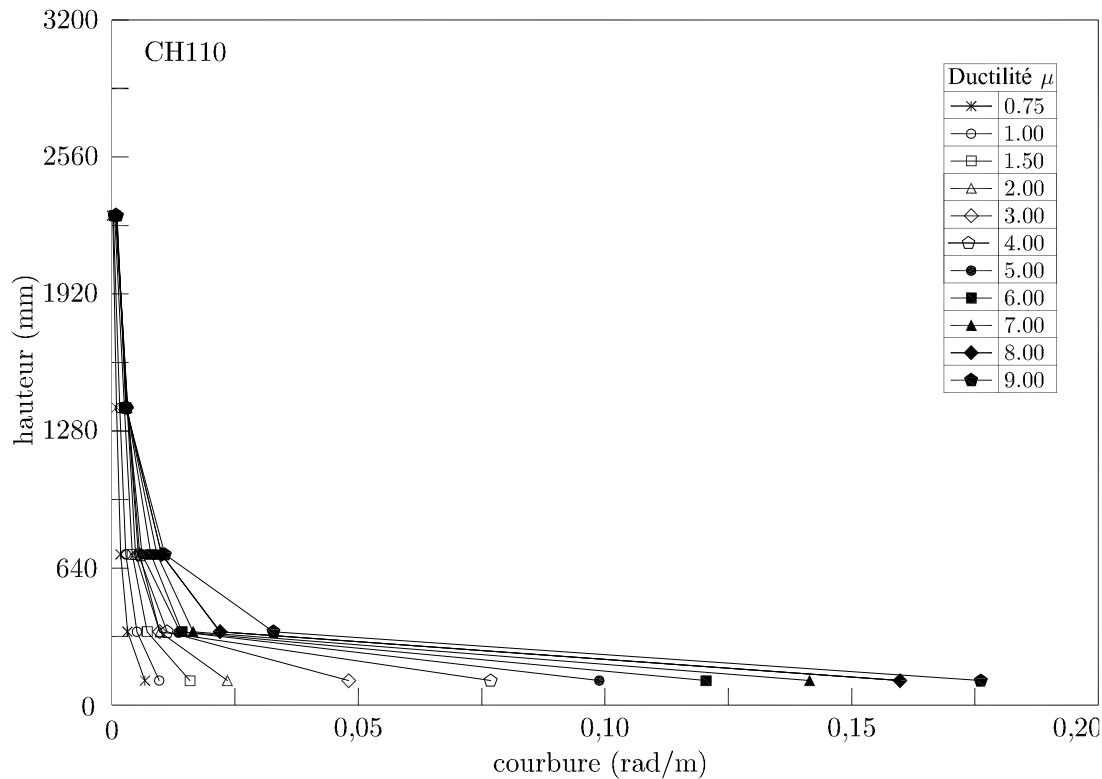


Figure 5.3 – Distribution de la courbure le long du pilier du pilier CH110.

### 5.4 FORCE-GLISSEMENT À LA BASE

Le glissement à la base est calculé suivant la relation suivante :

$$\Delta = H_{niv}\theta \text{ où } \theta = \frac{\nu_n - \nu_s}{l} \quad (5.12)$$

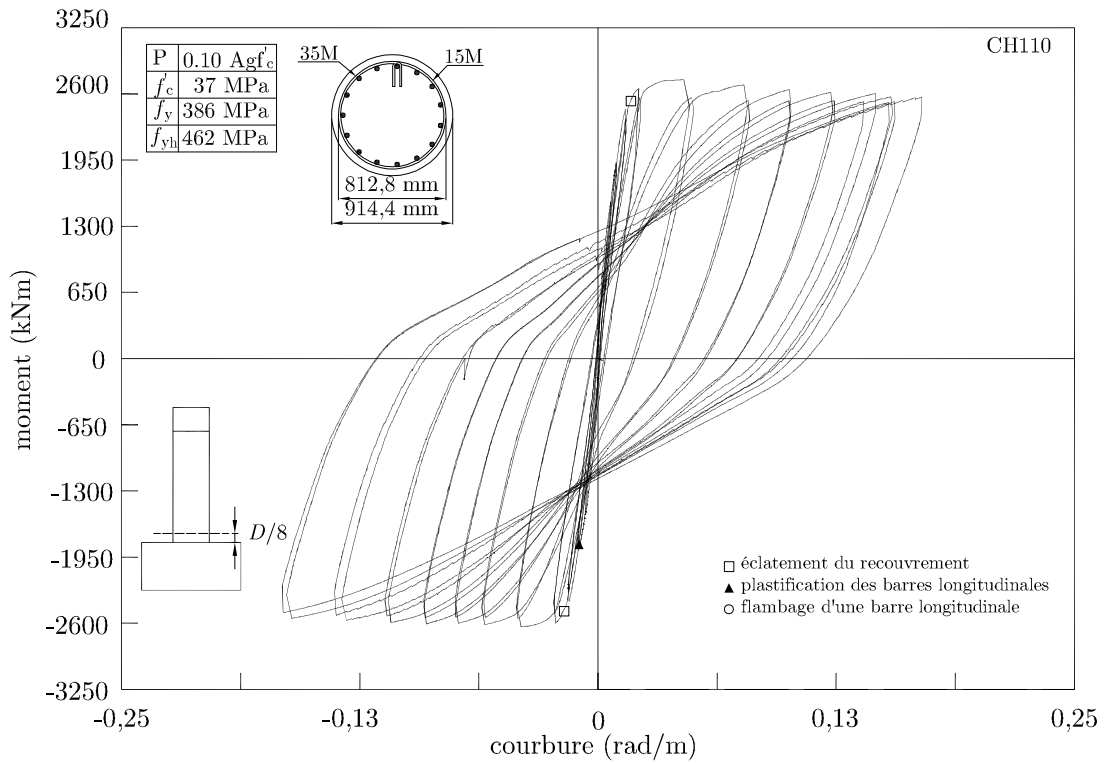


Figure 5.4 – Courbe moment-courbure du pilier CH110.

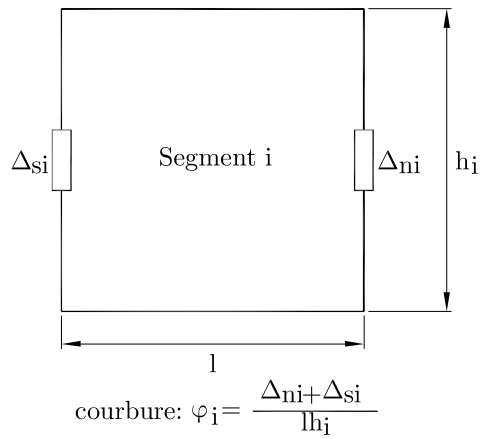


Figure 5.5 – Mesure de la courbure du pilier pour un niveau donné

$\Delta$  est le glissement à la base ;  $H_{niv}$  est la hauteur depuis le niveau de mesure jusqu'au sommet ;  $\theta$  est la rotation au premier niveau ;  $\nu_n$  et  $\nu_s$  sont les déplacements par rapport au sommet de la semelle relativement pour le nord et le sud,  $l$  est la distance horizontale entre les deux potentiomètres verticaux. La figure 5.6 illustre le graphe force-glissement à la base.

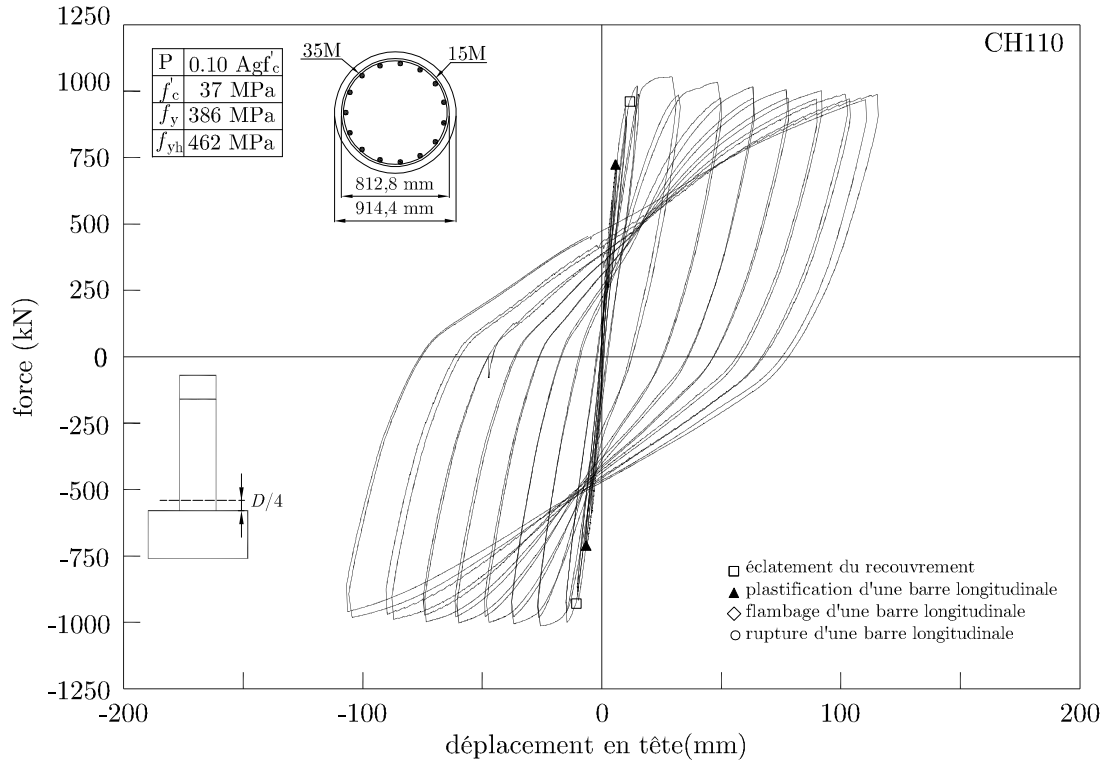


Figure 5.6 – Courbe force-glissement à la base du pilier CH110.

## 5.5 CISAILEMENT-DISTORSION

La contrainte de cisaillement est calculée en considérant une réduction de 80% de la section initiale. La distorsion  $\gamma$  est donnée par l'équation 5.13.

$$\gamma = \frac{\Delta_s}{h_i} \quad (5.13)$$

$\Delta_s$  est le déplacement dû au cisaillement ;  $h_i$  est la hauteur d'instrumentation comme illustrée à la figure 5.7.

La courbe contrainte de cisaillement par rapport à la distorsion est présentée à la figure 5.8



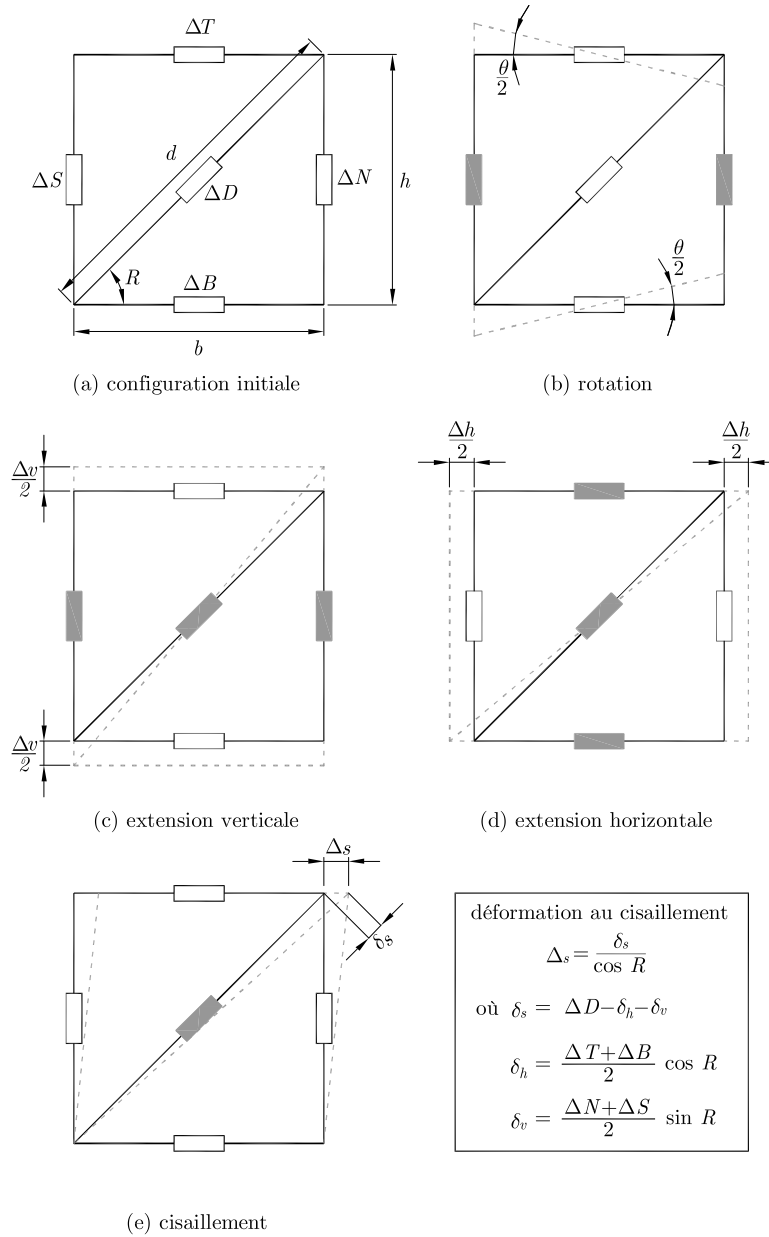


Figure 5.7 – Définition de la déformation en cisaillement

## 5.6 PROFIL DE DÉPLACEMENT DU PILIER

À chaque cycle de déformation, pour chaque niveau donné, les potentiomètres enregistrent le déplacement du pilier. Ces données permettent de tracer la distribution du déplacement le long de celui-ci. Ce graphe est présenté à la figure 5.9.

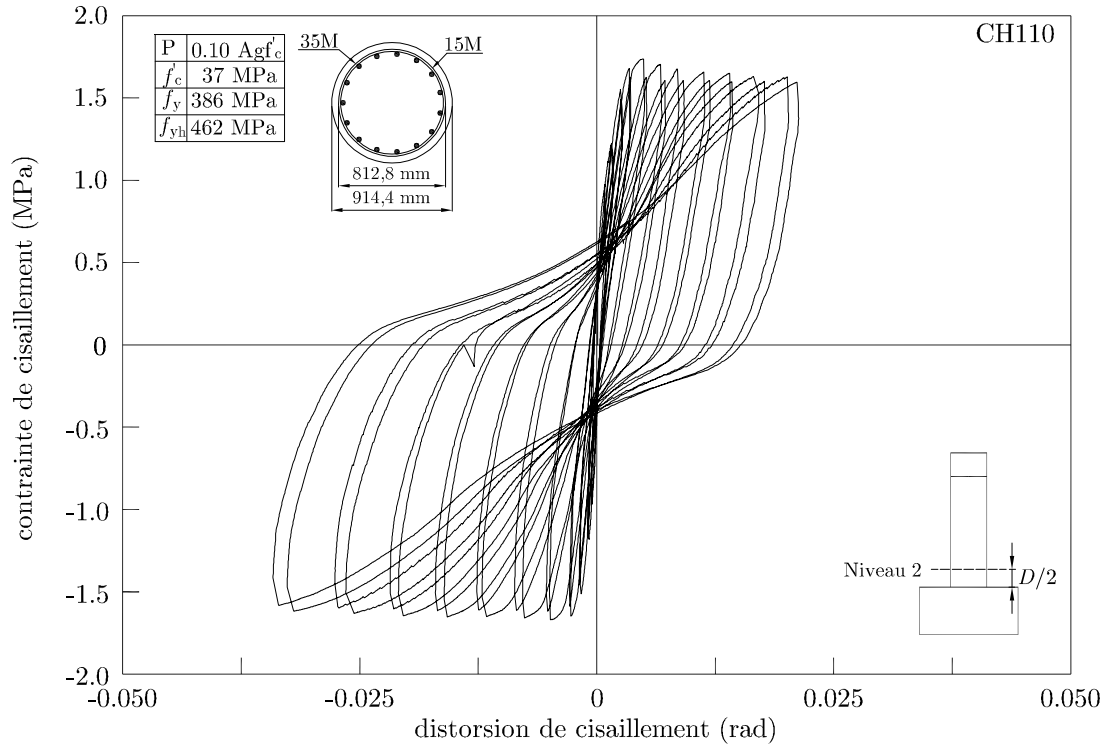


Figure 5.8 – Courbe contrainte de cisaillement-distorsion à la base du pilier CH110.

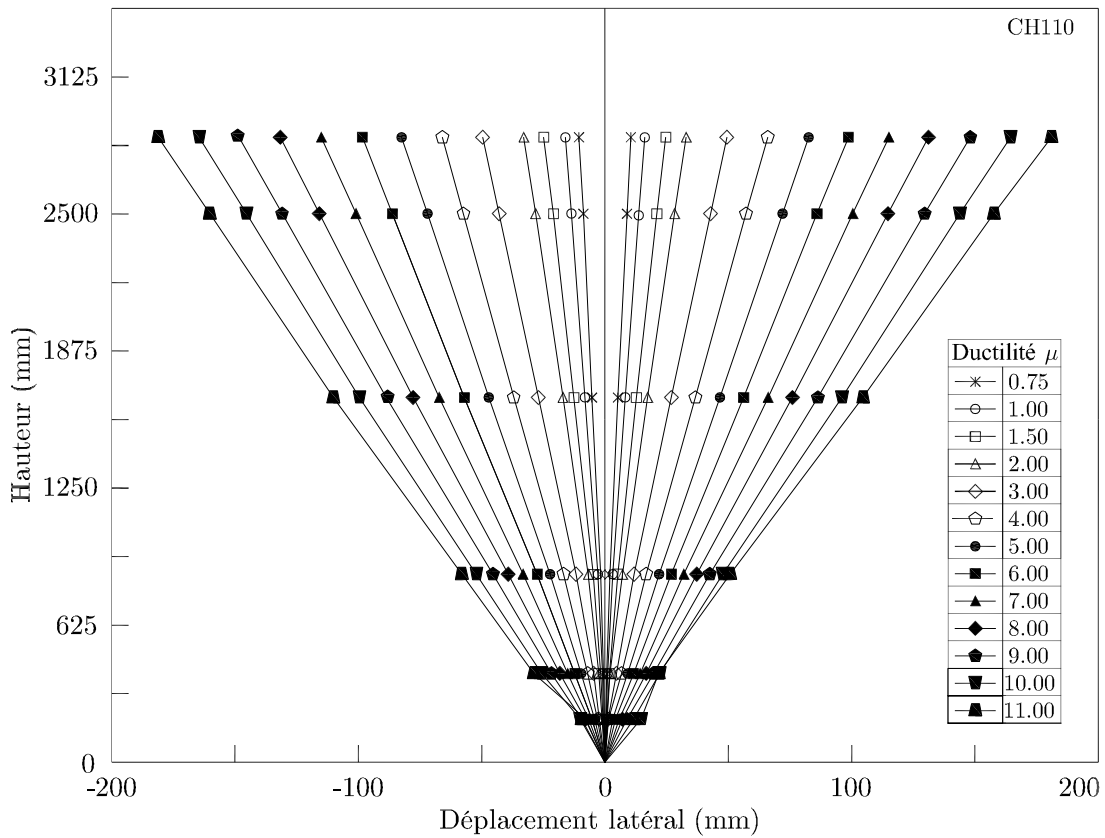


Figure 5.9 – Profil de déplacement latéral par rapport à la hauteur du pilier CH110

## 5.7 DUCTILITÉ ET DISSIPATION D'ÉNERGIE

La ductilité est la capacité d'une structure à supporter de grandes déformations dans le domaine inélastique sans perte notable de résistance. La ductilité et les indices de dissipation d'énergie sont nécessaires à l'évaluation du comportement sismique d'une structure. Dans le cadre de ce projet, les paramètres de ductilité sont formulés en termes de déplacement et de courbure. Il s'agit de nombres adimensionnels liés à la dissipation d'énergie et aux dommages.

À partir des courbes force-déplacement et moment-courbure, deux courbes enveloppes sont calculées suivant leur moyenne. La figure 5.10 compare les courbes force-déplacement et moment-courbure à leur enveloppe respective.

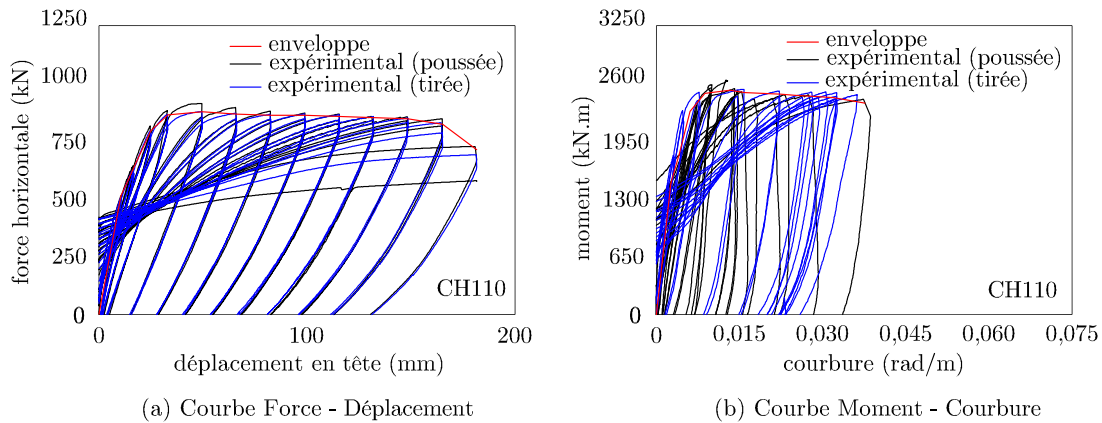


Figure 5.10 – Courbe enveloppe force-déplacement et moment-courbure du pilier CH110.

De ces enveloppes sont déduites des courbes bilinéaires idéalisées. La première partie de ces courbes est définie par une ligne droite qui relie l'origine à  $0,75H'_{max}$  ou à la force qui cause la plastification lorsque celle-ci est plus faible.  $H'_{max}$  est la force horizontale maximale appliquée sur le poteau après plastification. La seconde partie de la courbe idéalisée est déterminée par une ligne qui relie le point  $(\Delta_{yI}, H'_{max})$  au point  $(\Delta_2, H'_2)$  et au point représentant la rupture.  $\Delta_2$  est calculé pour une charge égale à  $0,80H'_{max}$  tout en s'assurant que l'aire sous la courbe enveloppe soit équivalente à celle sous la courbe idéalisée. La même méthode est suivie dans l'élaboration de la courbe idéalisée relative à la courbe moment-courbure. La figure 5.11 met en évidence la procédure d'évaluation des courbes bilinéaires idéalisées, tandis que la figure 5.12 compare les courbes enveloppes aux courbes idéalisées. Un résumé des points caractéristiques des courbes idéalisées est fourni au tableau 5.3.

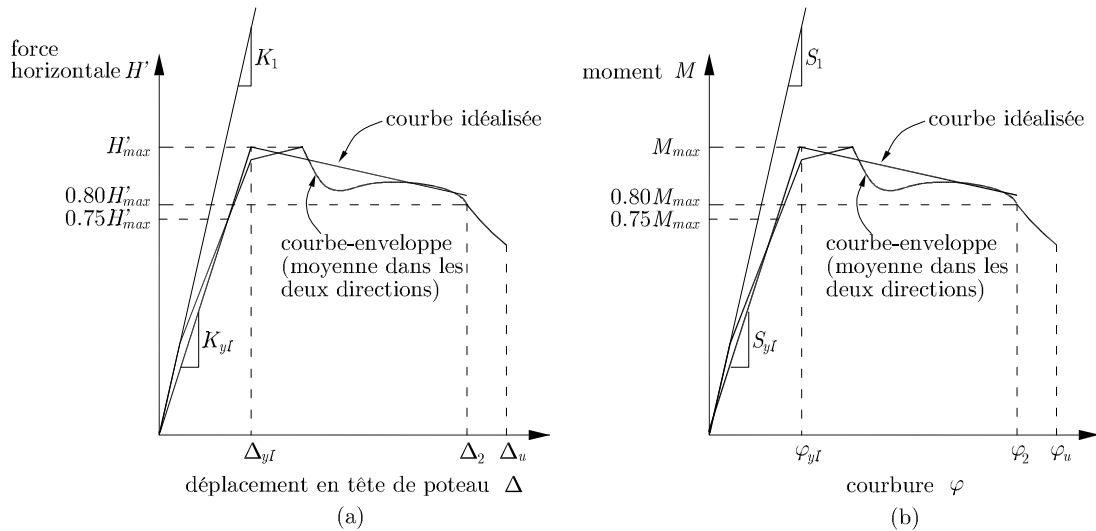


Figure 5.11 – Idéalisation des courbes bilinéaires (a) force-déplacement (b) moment-courbure.

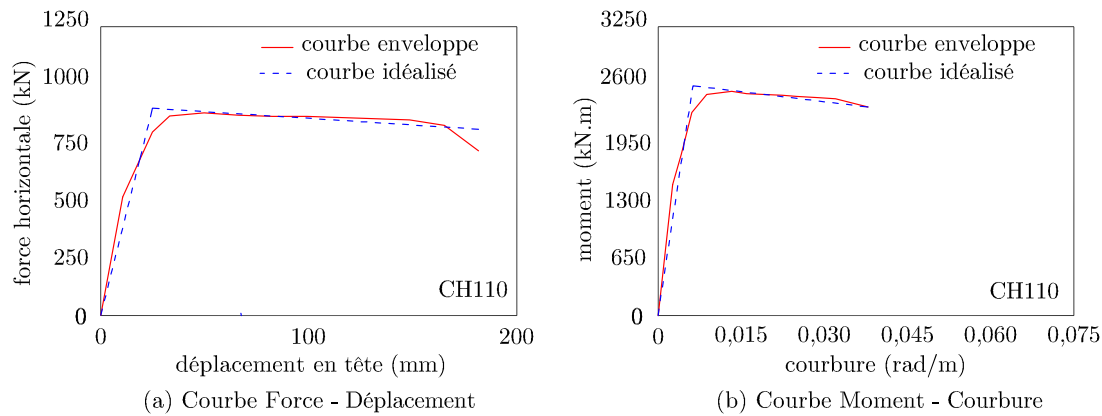


Figure 5.12 – Comparaison des courbes bilinéaires idéalisées et des courbes enveloppes.

Tableau 5.3 – Points caractéristiques des courbes bilinéaires idéalisées.

Poteau	$H'_{max}$ (kN)	$\Delta_{yI}$ (mm)	$H_2$ (kN)	$\Delta_2$ (mm)	$M_{max}$ (kN·m)	$\varphi_{yI}$ (rad/mm)	$M_2$ (kN·m)	$\varphi_2$ (rad/mm)
CH110	895,50	24,93	805,16	181,62	2585,67	6,28	2107,04	69,44

### 5.7.1 Ductilité

On distingue deux types de ductilité. La ductilité structurelle,  $\mu_{\Delta I}$ , est le rapport du déplacement ultime au déplacement à la plastification. Les déplacements sont considérés au sommet du pilier.

$$\mu_{\Delta I} = \frac{\Delta_2}{\Delta_{yI}} \quad (5.14)$$

La ductilité sectionnelle,  $\mu_{\varphi I}$ , est le rapport de la courbure ultime à la courbure à la plastification, les deux étant évalués au niveau de la rotule plastique.

$$\mu_{\varphi I} = \frac{\varphi_2}{\varphi_{yI}} \quad (5.15)$$

Afin de normaliser les courbures, on utilise le déplacement relatif en tête,  $\delta_u$ , donné par la relation suivante :

$$\delta_u = \frac{\Delta_2}{l} \quad (5.16)$$

$l$  étant la distance entre le point d'application de la charge et la base du pilier.

## 5.7.2 Dissipation d'énergie

L'un des comportements les plus recherchés en dimensionnement parasismique est la capacité d'une structure à dissiper de l'énergie. Soit  $E_i$  l'énergie dissipée pendant un cycle  $i$ , représentée par l'aire de la partie hachurée de la figure 5.13. En réalité, cette énergie dissipée intervient notamment dans la fissuration du béton, la plastification des armatures. L'énergie s'exprime par :

$$\oint = H' d\Delta \quad (5.17)$$

où  $H'$  est égal à  $H$  comme indiqué dans l'équation 5.10.

L'énergie totale dissipée,  $E_{hyst}$ , pendant l'essai est définie par :

$$E_{hyst} = \sum_{i=1}^n E_i \quad (5.18)$$

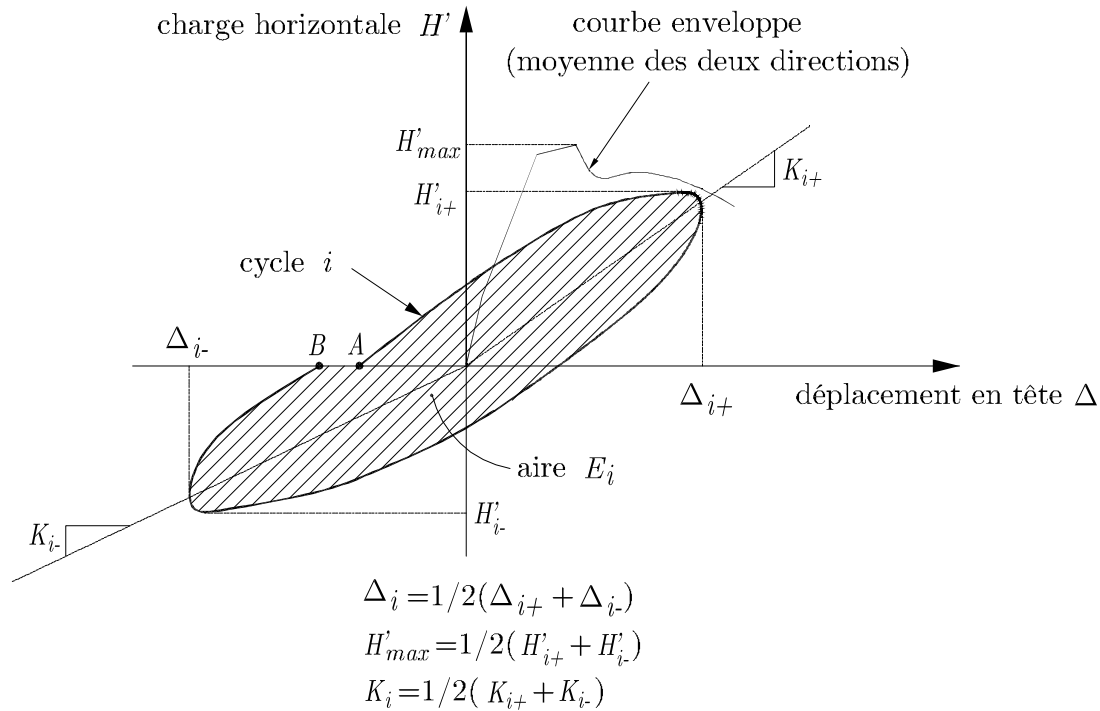
$n$  étant le nombre de cycles avant la rupture.

Dans le but de comparer les énergies totales dissipées de plusieurs spécimens, on définit l'énergie normalisée en fonction de  $H'_{max}$  et  $\Delta_{yI}$  :

$$E_N = \frac{1}{H'_{max} \Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n E_i \quad (5.19)$$

En outre, pour déterminer l'indicateur d'endommagement sismique  $I_W$ , Gosain et coll [25], ont proposé la relation suivante :

$$I_W = \frac{1}{H'_{max} \Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n H'_i \Delta_i \quad (5.20)$$

Figure 5.13 – Énergie dissipée pendant un cycle  $i$ .

De plus, Ehsani et Wright [16] ont proposé l'indice énergétique normalisé,  $D_{EW}$ , en considérant la rigidité sécante  $K_i$  et les déplacements maximums  $\Delta_i$  pour chaque cycle :

$$D_{EW} = \frac{1}{H'_{max} \Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n E_i \frac{K_i}{K_{yI}} \left( \frac{\Delta_i}{K_{\Delta I}} \right)^2 H'_i \Delta_i \quad (5.21)$$

Le tableau 5.6 offre un résumé des différents paramètres de ductilité et de dissipation d'énergie.

Tableau 5.4 – Paramètres d'évaluation de la ductilité et de la dissipation d'énergie du pilier CH110.

Poteau	$\mu_{\Delta I}$	$\mu_{\varphi I}$	$\delta_u(\%)$	$E_{hyst}(J)$	$E_N$	$I_W$	$D_{EW}$
CH110	7,28	11,05	5,84	2349030,88	108,51	78,25	534,54

## 5.8 SOLLICITATION DES BARRES D'ARMATURE LONGITUDINALES

Les jauges placées sur les barres longitudinales ont indiqué les déformations de celles-ci à chaque instant. Ainsi, à la fin de chaque cycle, nous disposons de l'état de déformation de chaque barre le long du pilier en tirée et en poussée. La figure 5.14 compare l'état

de déformation dans la barre 1 en traction et en compression. Quant à la figure 5.15, elle confronte les barres 3 et 5 en traction. Enfin, la figure 5.16 illustre ces dernières en compression.

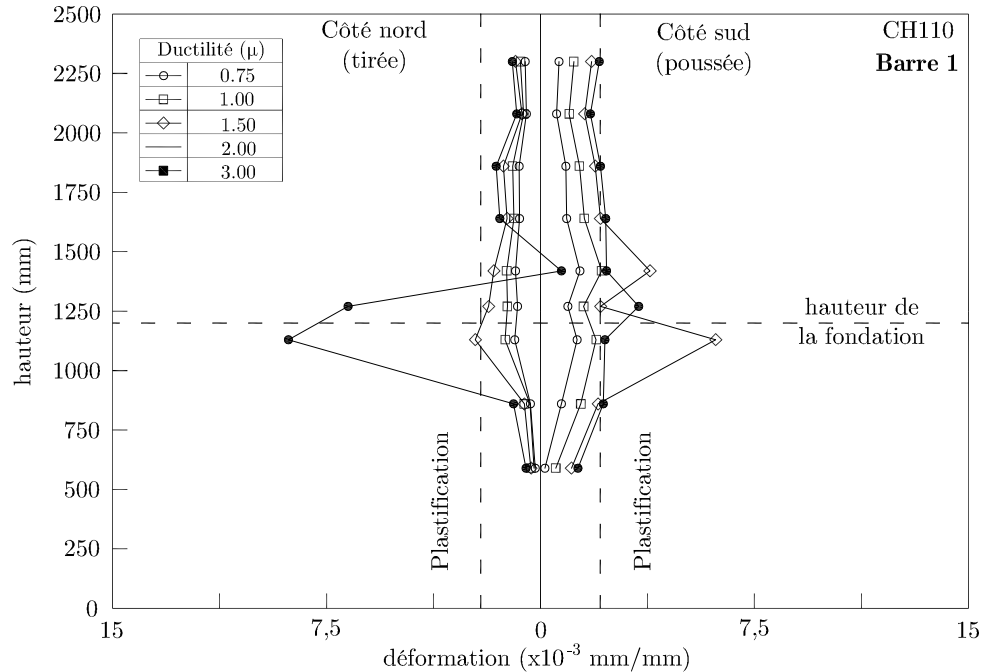


Figure 5.14 – État de déformation de la barre 1 en poussée (traction) et en tirée (compression) du pilier CH110.

## 5.9 SOLLICITATION DES BARRES D'ARMATURE TRANSVERSALES

Les cerces offrent un confinement au béton et s'opposent au flambement des barres longitudinales. Leurs déformations en fonction du cycle de chargement sont présentées à la figure 5.17 où l'on peut constater que seule la cerce à 50 mm de la surface de la semelle atteint la plastification à un déplacement correspondant à  $6\Delta_y$ .

## 5.10 INDICATEUR DE CONFINEMENT

L'indice de confinement est un paramètre important qui complète les indicateurs de ductilité, d'énergie et d'endommagement. L'équation 5.22 permet de calculer l'indice de confinement du pilier CH110 dont la valeur est donnée au tableau 5.6.

$$I_k = \frac{\rho_s f'_h}{f'_c k_p} \quad (5.22)$$

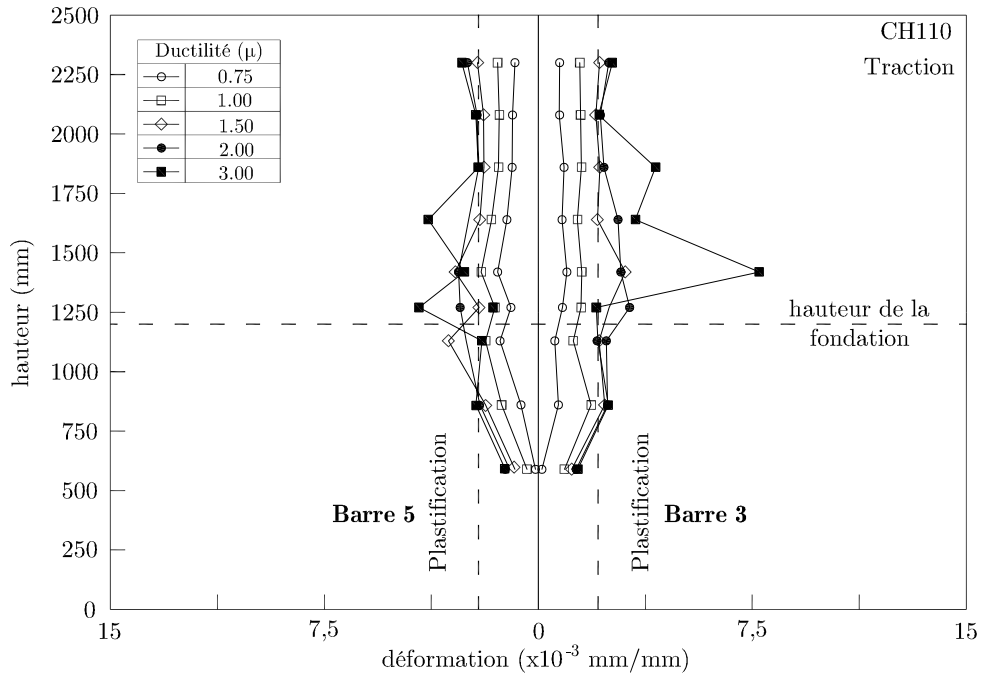


Figure 5.15 – Comparaison des états de déformation entre la barre 3 et la barre 5 en traction du pilier CH110.

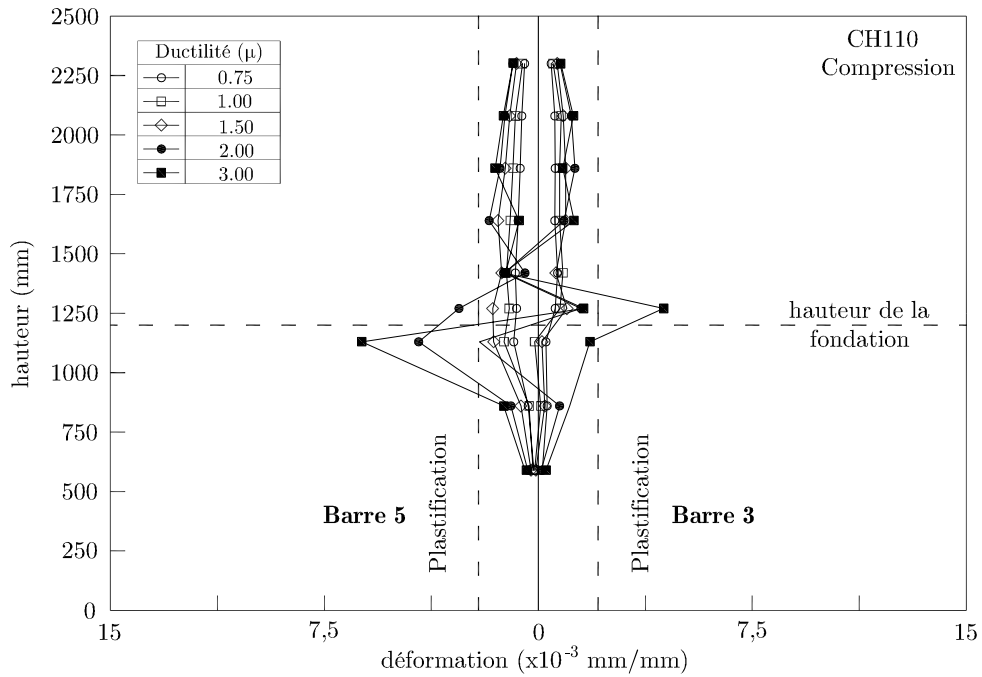


Figure 5.16 – Comparaison des états de déformation entre la barre 3 et la barre 5 en compression du pilier CH110.



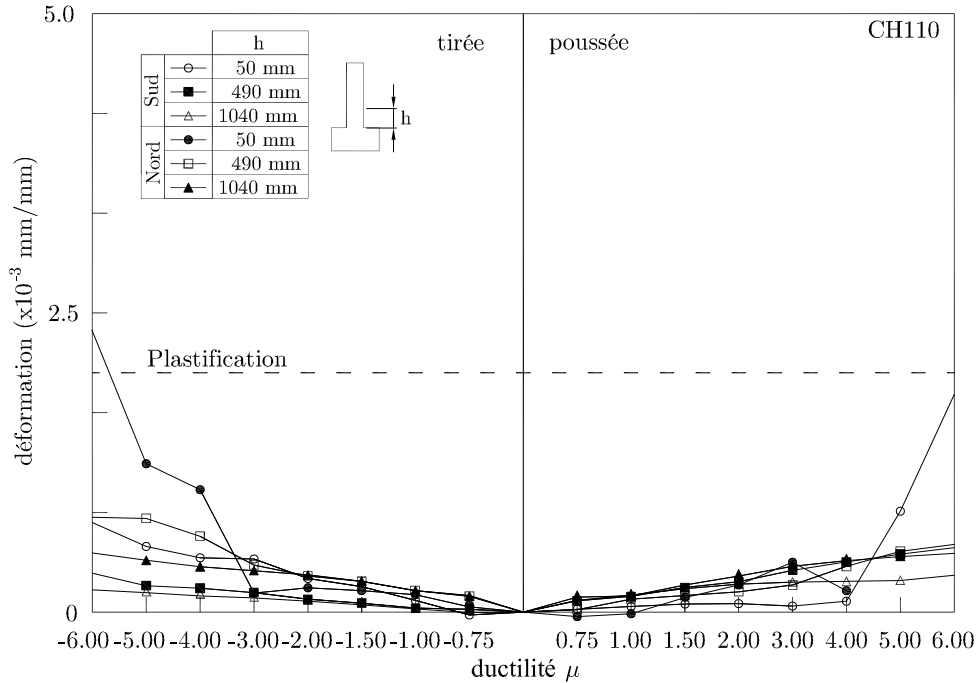


Figure 5.17 – Comparaison des états de déformation entre la barre 3 et la barre 5 en compression du pilier CH110.

## 5.11 AMORTISSEMENT

L'amortissement est le mécanisme par lequel une structure dissipe de l'énergie. Les types d'amortissement les plus courants pour un pont sont : l'amortissement de Coulomb ou de friction, l'amortissement par radiation et l'amortissement hystérétique. Généralement, on rencontre le premier au niveau des appuis d'un ouvrage ou dans ses joints. Ce type d'amortissement est indépendant de la vitesse ou du déplacement. L'amortissement par radiation est dû à l'interaction sol-structure qui dissipe de l'énergie sous forme d'ondes qui se propagent de la fondation de la structure au sous-sol. Enfin, l'amortissement hystérétique est la façon la plus évidente de dissipation d'énergie en se basant sur la relation force-déplacement de la structure.

La figure 5.18 présente les paramètres qui interviennent dans l'évaluation de l'amortissement pendant un cycle  $i$ . L'amortissement visqueux, d'après la dynamique des structures, est proportionnel à la vitesse ( $f_D = c\dot{u}$ ) [46]. Toutefois, l'amortissement hystérétique ne remplit pas cette condition. Pour contourner le problème, on l'exprime par un amortissement visqueux équivalent. Le taux d'amortissement visqueux équivalent se calcule par la relation 5.23. Les résultats sont résumés dans le tableau 5.5.

$$\xi_{eqi} = \frac{E_i}{4\pi E_{ei}} = \frac{E_i}{2\pi H'_{max} \Delta_i} \quad (5.23)$$

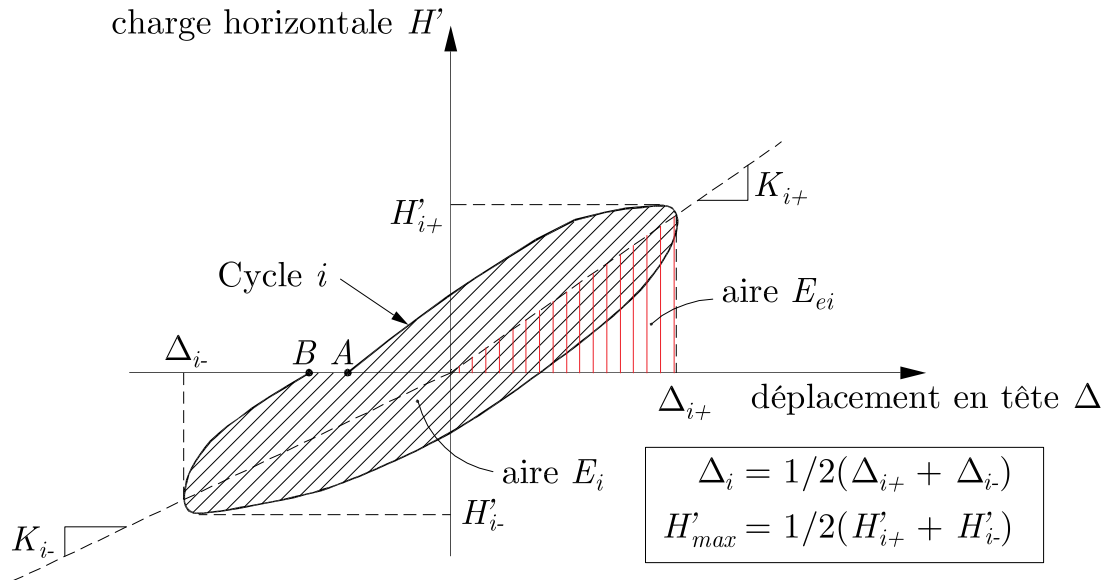


Figure 5.18 – Paramètres d'évaluation de l'amortissement.

Les résultats du tableau 5.5 montrent que l'amortissement visqueux équivalent,  $\xi_{eq_i}$ , est fonction de la ductilité structurale,  $\mu_\Delta$ . De plus, l'amortissement visqueux équivalent peut s'exprimer comme la superposition de l'amortissement élastique et l'amortissement hystérétique. Cette relation peut être trouvée par régression logarithmique (équation 5.24) suivant une corrélation de 0,90. La figure 5.19 montre l'évolution de l'amortissement visqueux équivalent en fonction de la ductilité structurale. On y trouve également la régression logarithmique.

$$\xi_{eq} = 9,4 + 8,3 \ln(\mu_\Delta) \quad (5.24)$$

## 5.12 ÉTATS LIMITES

L'un des objectifs spécifiques de ces travaux de maîtrise est la quantification des états limites. En effet, l'essence même du dimensionnement basé sur la performance est d'associer à chaque niveau de performance un état limite. Ce dernier est lié à un endommagement physique des éléments structuraux.

Tableau 5.5 – Taux d’amortissement visqueux du pilier CH110.

Cycle	$\mu$	$\mu(\Delta)$	$\xi_i(\%)$	$\xi_{i_{moy}}(\%)$
1,00	0,75	0,42	6,56	6,56
2,00	1,00	0,66	5,32	4,61
3,00	1,00		3,89	
4,00	1,50	1,00	5,81	5,08
5,00	1,50		4,35	
6,00	2,00	1,33	7,79	6,94
7,00	2,00		6,08	
8,00	3,00	1,99	14,05	12,87
9,00	3,00		11,70	
10,00	4,00	2,65	16,87	16,40
11,00	4,00		15,92	
12,00	5,00	3,31	18,98	18,69
13,00	5,00		18,39	
14,00	6,00	3,98	20,54	20,47
15,00	6,00		20,39	
16,00	7,00	4,64	22,24	22,13
17,00	7,00		22,01	
18,00	8,00	5,30	23,61	23,66
19,00	8,00		23,71	
20,00	9,00	5,96	25,12	25,26
21,00	9,00		25,40	
22,00	10,00	6,62	26,86	27,41
23,00	10,00		27,96	
24,00	11,00	7,28	31,81	31,81

Tableau 5.6 – Paramètres d’évaluation de la ductilité et de la dissipation d’énergie du pilier CH110.

Poteau	$\mu_{\Delta I}$	$\mu_{\varphi I}$	$\delta_u(\%)$	$E_{hyst}(J)$	$E_N$	$I_W$	$D_{EW}$	$\xi_{eq}(\%)$	$I_k$
CH110	7,28	11,05	5,84	2349030,88	108,51	78,25	534,54	31,81	1,2

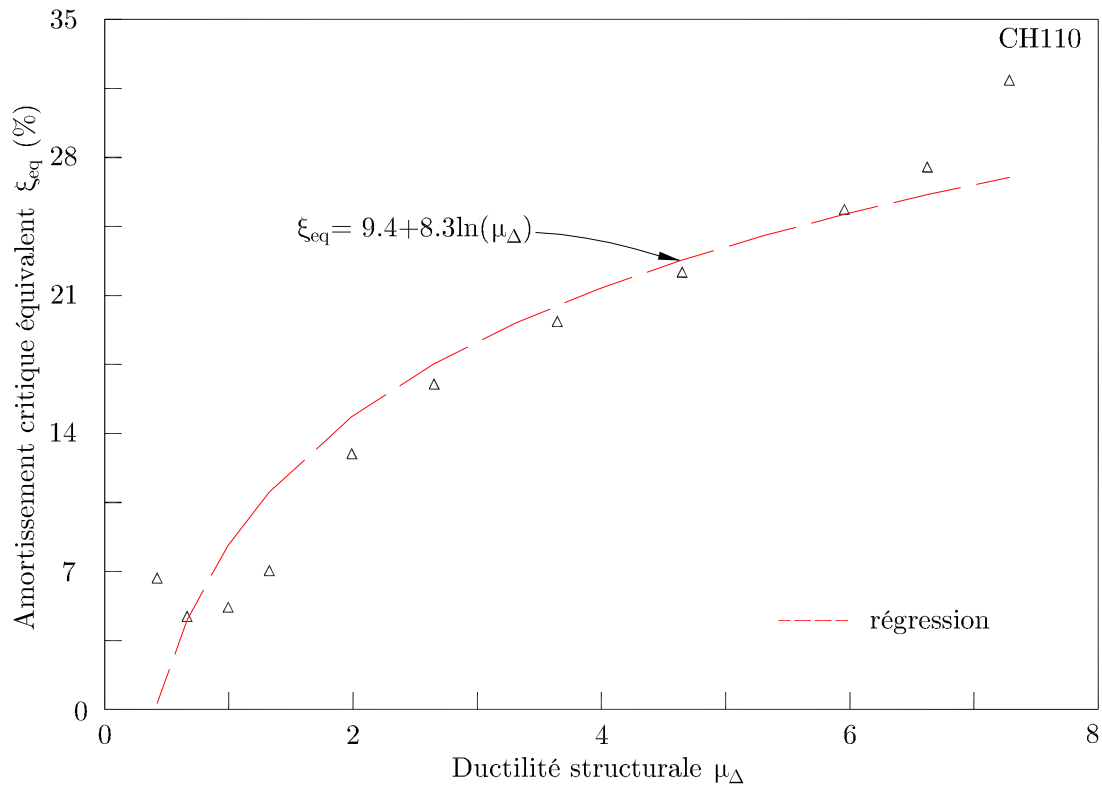


Figure 5.19 – Variation de l’amortissement visqueux élastique et la ductilité structurale.

Tableau 5.7 – États limites du pilier CH110.

Écrasement du béton				Plastification barre				Plastification cerce				Flambement barre			
$\epsilon_y$		$\Delta/l(\%)$		$\epsilon_{cc}$		$\Delta/l(\%)$		$\epsilon_{yh}$		$\Delta/l(\%)$		$\epsilon_{bb}$		$\Delta/l(\%)$	
Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord
2,0	2,0	0,5	0,5	-3,4	-3,4	-1,4	-1,5	0,2	0,2	3,7	-2,5	-	31,3	-	4,7

# Chapitre 6

## Analyse des résultats

Ce chapitre est essentiellement consacré à la comparaison entre les résultats obtenus et les prévisions faites à l'aide de logiciels tels que WMNPhi [P. Paultre 2000 [45]], Disp96 [F. Légeron, 1996 [34]], EFiCoS [C.F. Borderie 1991 [31]].

### 6.1 MOMENT-COURBURE

La figure 6.1 affiche la comparaison entre la courbe moment-courbure résultante des enregistrements des essais et la prévision faite grâce à WMNPhi. Le programme WMNPhi calcule la réponse moment-courbure à partir des propriétés du béton et de l'acier telles que définies à la section 3.4.1. Rappelons que le modèle de béton prend en compte le gain de résistance apporté par le confinement dû aux barres d'armatures transversales.

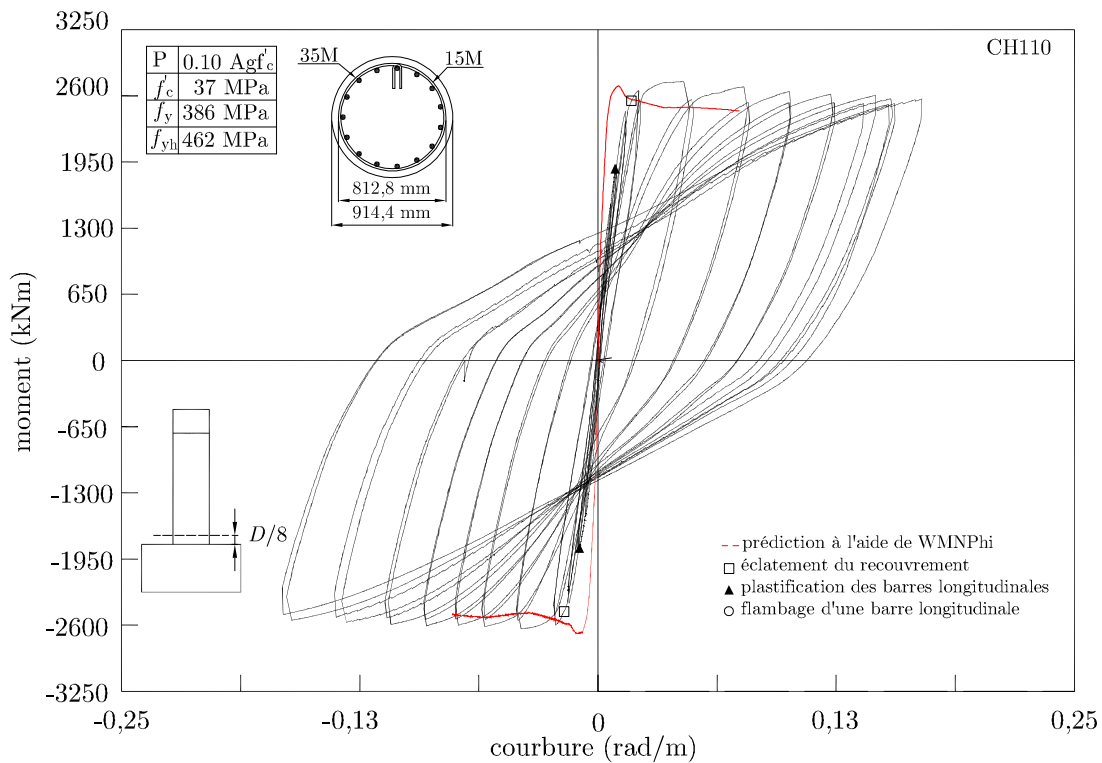


Figure 6.1 – Comparaison des Courbes moment-courbure du pilier CH110 entre la prédiction de WMNPhi et l'enregistrement des données.

Comme on peut le voir à la figure 6.1, WMNPhi sous-évalue la réponse moment-courbure. Ceci s'explique par le fait que la courbe moment-courbure présentée est donnée pour la base du pilier à  $D/8$ . À ce niveau le glissement des barres est très important. Puisque WMNPhi ne prend pas en compte le glissement des barres, l'évaluation de la courbure maximale est très loin de la valeur expérimentale calculée. Cependant, on a obtenu une excellente approximation de la valeur expérimentale maximale du moment.

## 6.2 FORCE-DÉPLACEMENT

La prédiction de la réponse force-déplacement a été faite sous DISP-96 et EFiCoS. DISP-96 est un logiciel développé à l'Université de Sherbrooke par le professeur Frédéric Légeron [34]. Le principe de calcul est basé sur la méthode des déplacements. En fonction de la charge axiale et du confinement, on a calculé le taux de déplacement des poteaux. Pour chaque section définie en fonction des paramètres cités à la section 3.4.1, on a calculé un déplacement latéral total en tête d'un poteau soumis à la flexion composée. 6.2

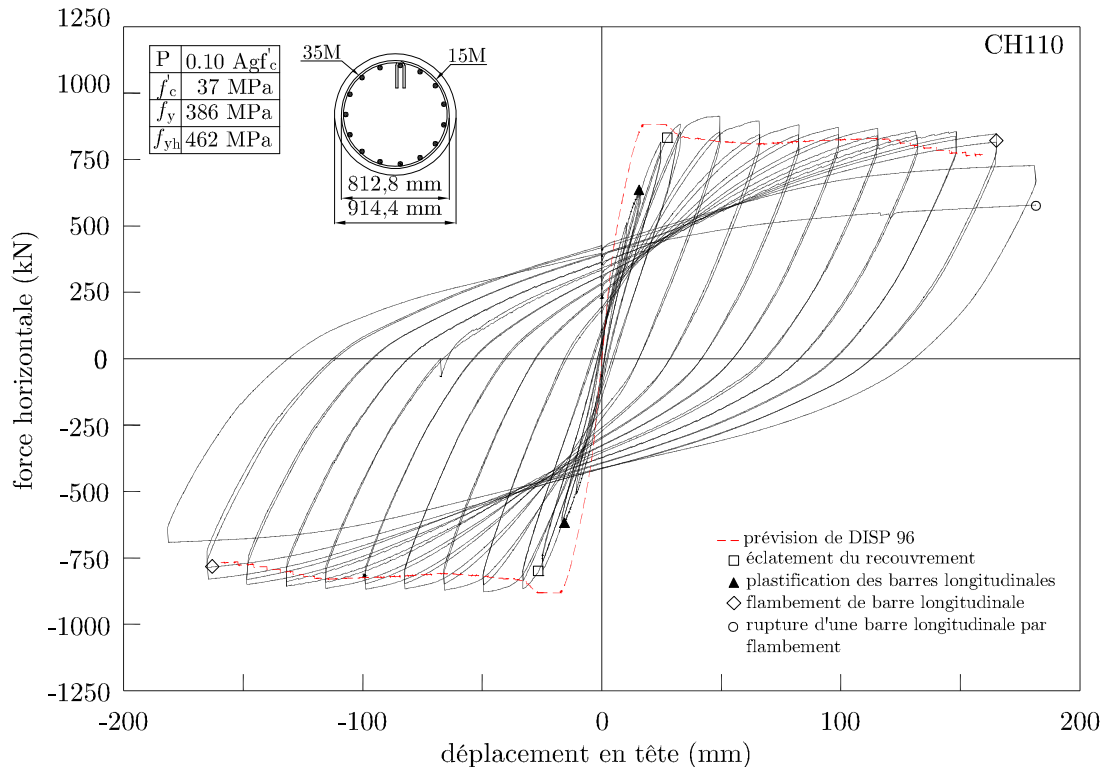


Figure 6.2 – Comparaison des Courbes force-déplacement du pilier CH110 entre la prédiction de DISP96 et l'enregistrement des données.

Dans le cadre de ce projet, la prédiction à l'aide du programme EFiCoS (Éléments finis par couches superposées) fut réalisée par Luis Ignacio Cardona. Le fonctionnement du programme repose sur la modélisation par éléments finis par couche. Les éléments sont de

type Bernouilli. DISP96 a permis de réaliser la prédiction de la réponse force-déplacement ainsi qu'une évaluation de l'endommagement. La loi de comportement retenue pour le béton fut le modèle du diagramme contrainte-déformation en compression proposé par Légeron et Paultre [P. Paultre, F. Légeron, 2008]. Cette loi est illustrée à la figure 3.5 et celle de l'acier est montrée à la figure .

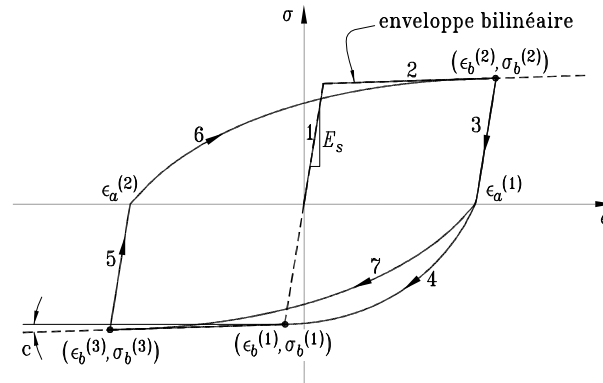


Figure 6.3 – Comportement uniaxial contrainte-déformation de l'acier

La figure 6.4 compare la réponse force-déplacement expérimentale et la prédiction à l'aide de EFiCoS.

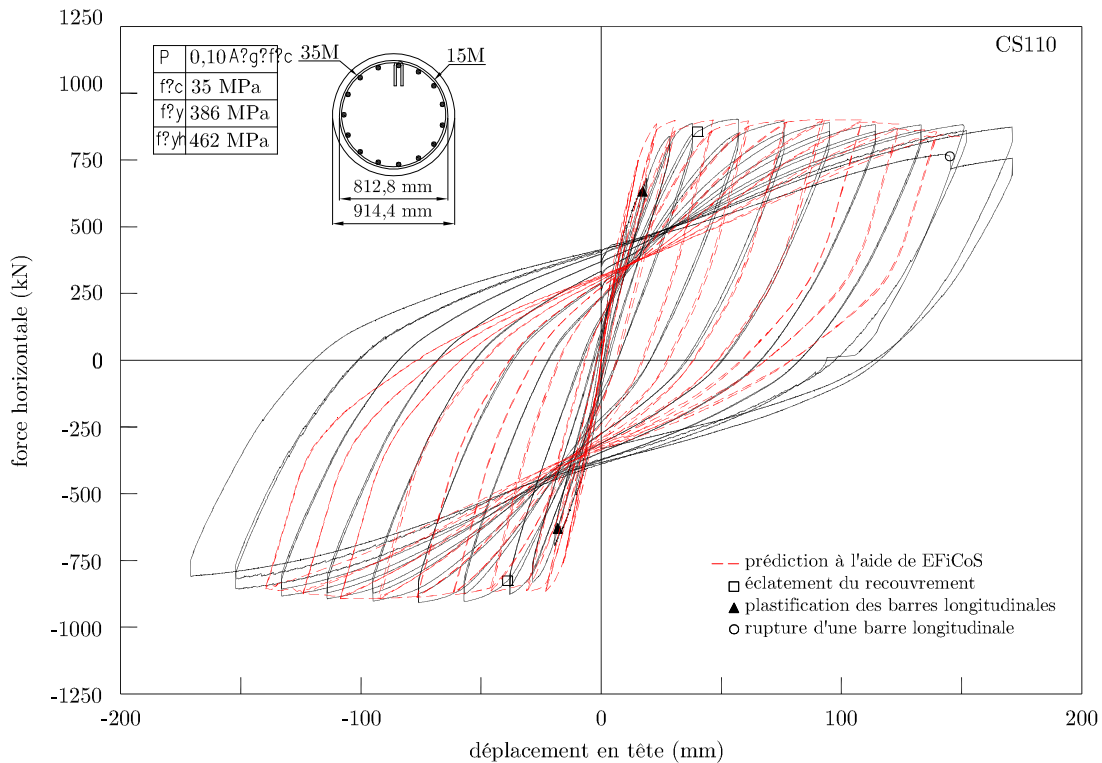


Figure 6.4 – Réponse force-déplacement expérimentale et prédite par EFiCoS

### 6.3 CARTOGRAPHIE D'ENDOMMAGEMENT

Cette section présente la comparaison entre l'endommagement prédit par EFiCoS et celui du modèle expérimental. Une vue latérale en compression du côté ouest est présentée à la figure . Les vues de face sont montrées à la figure . Enfin, la figure illustre la cartographie de l'endommagement en traction.

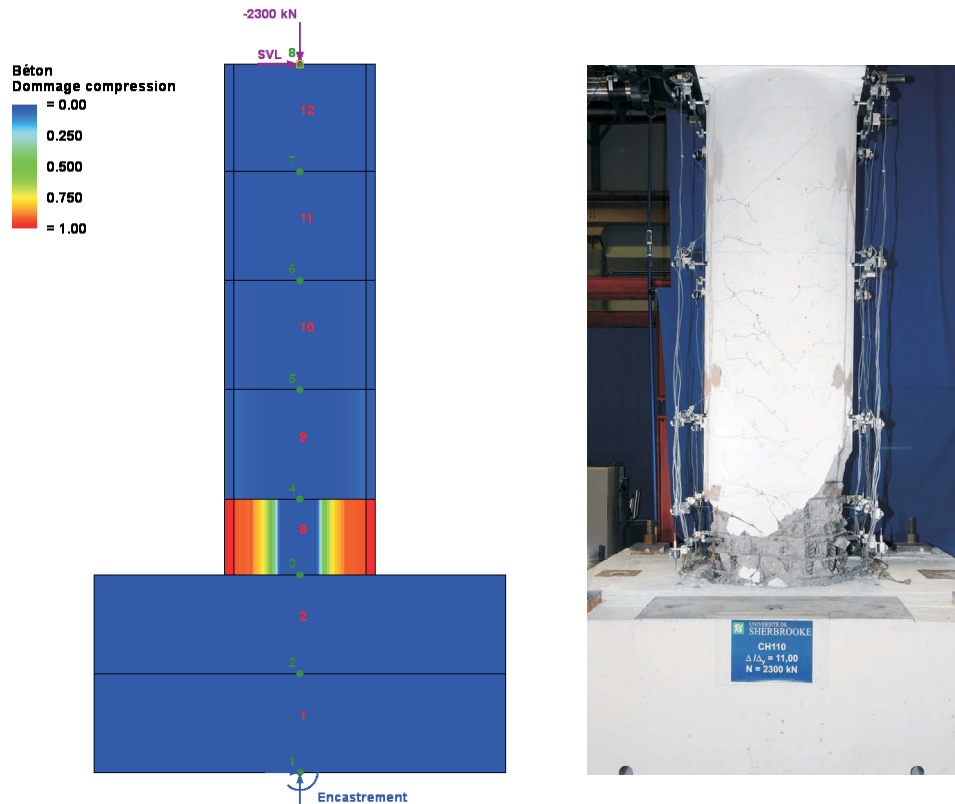


Figure 6.5 – Vue latérale du côté ouest : cartographie d'endommagement du béton en compression (EFiCoS à gauche, expérimental à droite.)

### 6.4 LONGUEUR DE ROTULE PLASTIQUE

Plusieurs auteurs ont proposé des relations qui permettent de calculer la longueur de rotule plastique :

— Paulay et Priestley [44] :

$$L_p = 0,08L + 0,022d_b f_y \geq 0,044d_b f_y \quad (6.1)$$

$L$  est la hauteur du poteau,  $d_b$  le diamètre des barres d'armatures longitudinales et  $f_y$  la limite élastique de ces barres d'armatures.



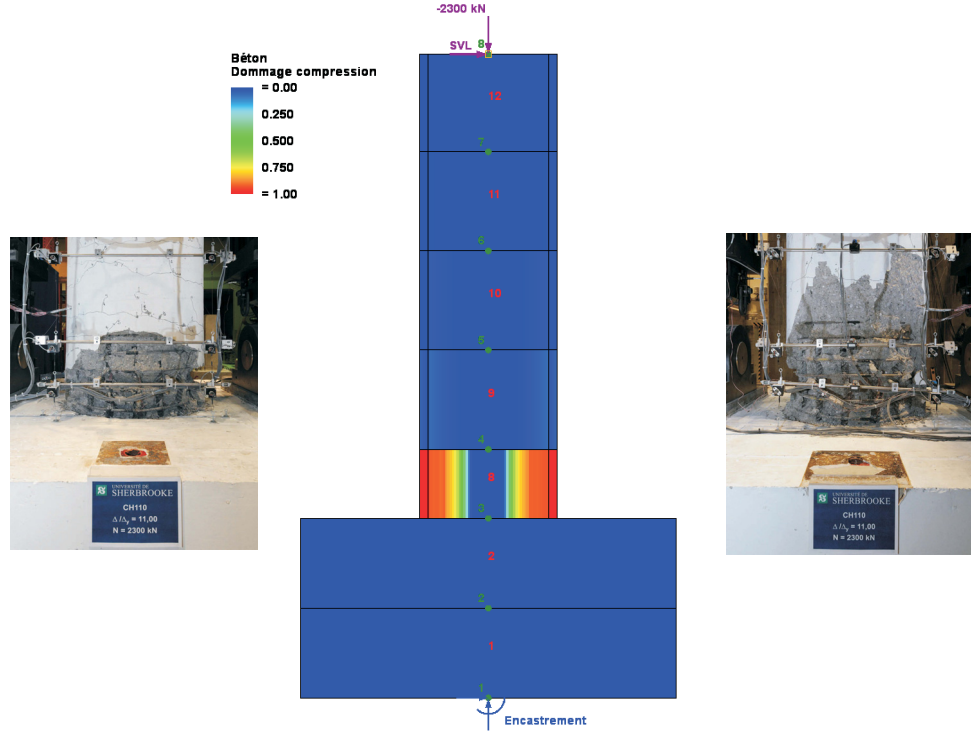


Figure 6.6 – Vue de face : cartographie d’endommagement du béton en compression (face sud à gauche : expérimental, EFiCoS au centre et face nord à droite : expérimental.)

— Zahn et coll. [58] :

$$L_p = L_p \Upsilon_{Zahn} \Upsilon_{Zahn} = \begin{cases} 0,50 + 1,67 \frac{P_f}{f'_c A_g} & \text{si } \frac{P_f}{f'_c A_g} < 0,3 \\ 1 & \text{si } \frac{P_f}{f'_c A_g} \geq 0,3 \end{cases} \quad (6.2)$$

— Priesley et Calvi [48] :

$$L_p = 0,054L + 0,022d_b f_y \quad (6.3)$$

— On peut aussi estimer la longueur de rotule plastique à partir de l’équation suivante :

$$\Delta_u = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y)L_p \times \left( L - \frac{1}{2}L_p \right) \quad (6.4)$$

De cette équation on trouve :

$$L_p = L - \sqrt{L^2 - 2 \left( \frac{\Delta_u - \Delta_y}{\varphi_u - \varphi_y} \right)} \quad (6.5)$$

— En outre, la longueur de rotule plastique peut se calculer à partir de l’équation de la double courbure d’un poteau encasté aux deux extrémités :

$$\mu_\varphi = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{3 \frac{L_p}{L} \left( 1 - \frac{L_p}{2L} \right)} \quad (6.6)$$

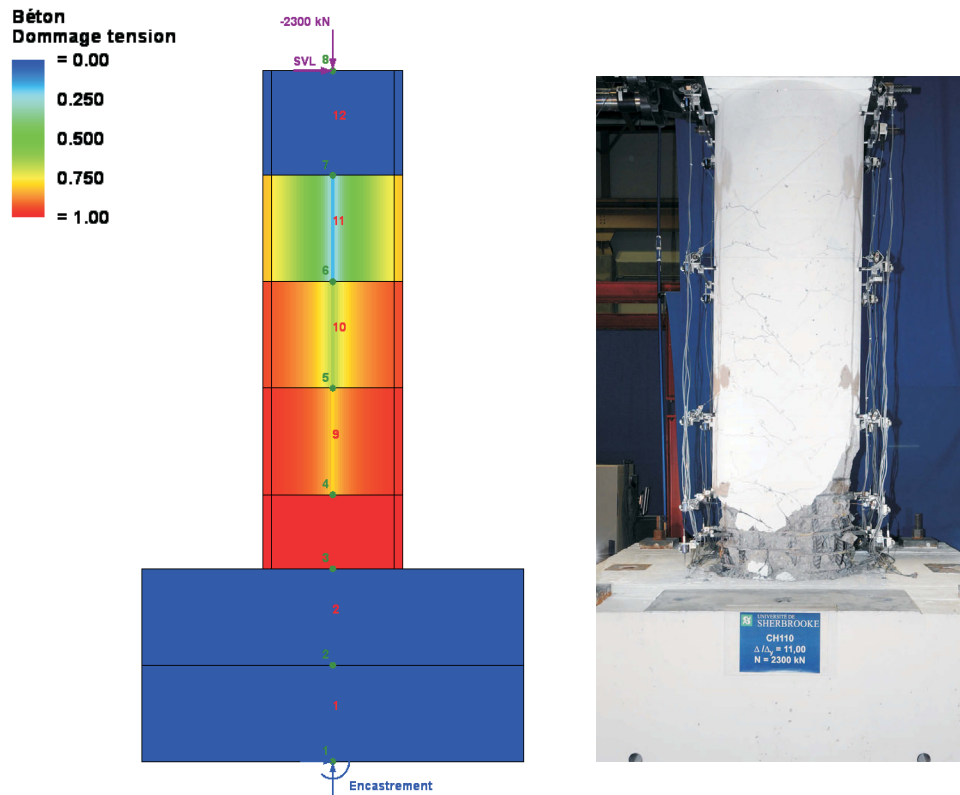


Figure 6.7 – Cartographie d’endommagement du béton en traction (EFiCoS à gauche, expérimental à droite.)

De l’équation ci-dessus, on déduit une nouvelle valeur de  $L_p$  :

$$L_p = L - L \sqrt{1 - \frac{2(\mu_\Delta - 1)}{3(\mu_\varphi - 1)}} \quad (6.7)$$

Les différentes valeurs de la longueur de rotule plastique calculées à partir des équations énoncées ci-dessus sont résumées au tableau 6.1.

Tableau 6.1 – Longueur de rotule plastique du pilier CH110.

Formulation	Longueur de rotule plastique $L_P$ (mm)
Paulay et Priestley [44]	607
Zahn et Priestley [58]	399
Priestley et Calvi [48]	471
Équation 6.5	941
Équation 6.7	734
Expérimentale face nord	510
Expérimentale face sud	970

# Chapitre 7

## Conclusion

Les expériences tirées des tremblements de terre passés révélèrent que les ponts construits conformément aux anciennes normes de construction avaient d'importantes déficiences dans le détail d'armature. Outre le chevauchement à la base des piliers au niveau des barres d'armatures longitudinales, l'armature transversale est inadéquate. Cela dit, les piliers construits suivant les anciennes normes s'effondrèrent de manière fragile, ils dissipèrent peu d'énergie et leur taux d'amortissement fut relativement faible. Après ces tremblements de terre, plusieurs ajustements ont été apportés dans les codes de construction de pont. D'autres séismes montrèrent que les piliers de pont demeurèrent leur point faible.

De nos jours, les codes de pont adoptent la méthode du dimensionnement basé sur la performance (DBP). Cette philosophie de dimensionnement consiste à construire les infrastructures pour un niveau de performance souhaité en fonction de l'aléa sismique de la zone de construction. Autrement dit, on fixe la performance du pont, en fonction de l'aléa, avant même de le construire. De ce fait, il est indispensable de connaître la performance sismique des piliers construits selon les recommandations des anciennes normes. Dans cet objectif, un pilier de pont à échelle réelle fut construit et testé dans le laboratoire de structures du Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures (CRGP) de l'Université de Sherbrooke.

Construit conformément au détail de ferrailage de l'armature transversale, le pilier a présenté une série d'endommagement dont le déroulement s'est réalisé comme suit : la fissuration du béton, la plastification de l'armature longitudinale, l'écrasement du béton d'enrobage, le flambement de plusieurs barres longitudinales et la rupture d'une barre en compression due à l'instabilité de type flambement suivie d'une perte de 25% de la capacité portante.

La courbe force-déplacement du pilier CH110 présentée à la figure 5.1 révèle que celui-ci à une grande capacité à dissiper de l'énergie et un excellent taux d'amortissement. La ductilité minimale requise par la norme CSA/CAN-S6-06 pour une structure résistante aux charges latérales est de 2,0 tandis que pour des ponts à chevêtres sur piliers en béton armé, cette ductilité est fixée à 3,0. En se basant sur les résultats expérimentaux, la ductilité obtenue est de 7,28. L'estimation de la longueur de rotule plastique a été faite à partir

de plusieurs relations proposées par différents auteurs. Celle de Paulay et Priestley donne une excellente approximation de la longueur rotule plastique.

À partir de résultats des prévisions numériques, on peut déduire que les outils utilisés fournissent une très bonne approximation des différentes réponses obtenues de manière expérimentale.

# Annexe A

## Détermination des charges gravitaires sur les piliers du pont

Dans le cas de ponts à poutres comme celui du Chemin des Dalles, généralement, ceux-ci sont soumis à des charges permanentes qui comprennent le poids propre de la structure (dalle, poutres, diaphragmes, etc.), le poids des glissières et le poids de l'enrobé bitumineux. La détermination des charges gravitaires est cruciale à ce stade, car :

- L'inertie est un des paramètres influençant largement le comportement de la structure.
- Les forces gravitaires produisent des efforts axiaux dans les piliers ce qui influence la rigidité géométrique et la ductilité.

Le poids unitaire adopté pour le béton normal qui contient un taux d'armatures moyen d'environ 1% par volume est de 24,0 kN/m<sup>3</sup>. Celui de l'enrobé bitumineux est de 23,5 kN/m<sup>3</sup>. Le tableau A.1 offre un résumé des composantes du poids du pont.

Tableau A.1 – Poids des composantes du pont au complet et de chaque portique

	Composante	Pont complet, kN	Portique
	Dalle	5498,7	1832,9
	Poutres	9840,6	3280,2
	aux culées	129,6	0,0
Diaphragme	en travée	706,3	313,9
	aux piliers	258,4	129,2
Chevêtre		870,9	435,4
Glissières	partie en béton	771,8	257,3
	garde-fou métallique	25,3	8,4
Enrobé		1973,3	645,8
<b>Total</b>		<b>20 038,9</b>	<b>6903,1</b>



# Annexe B

## Courbes moment-courbure

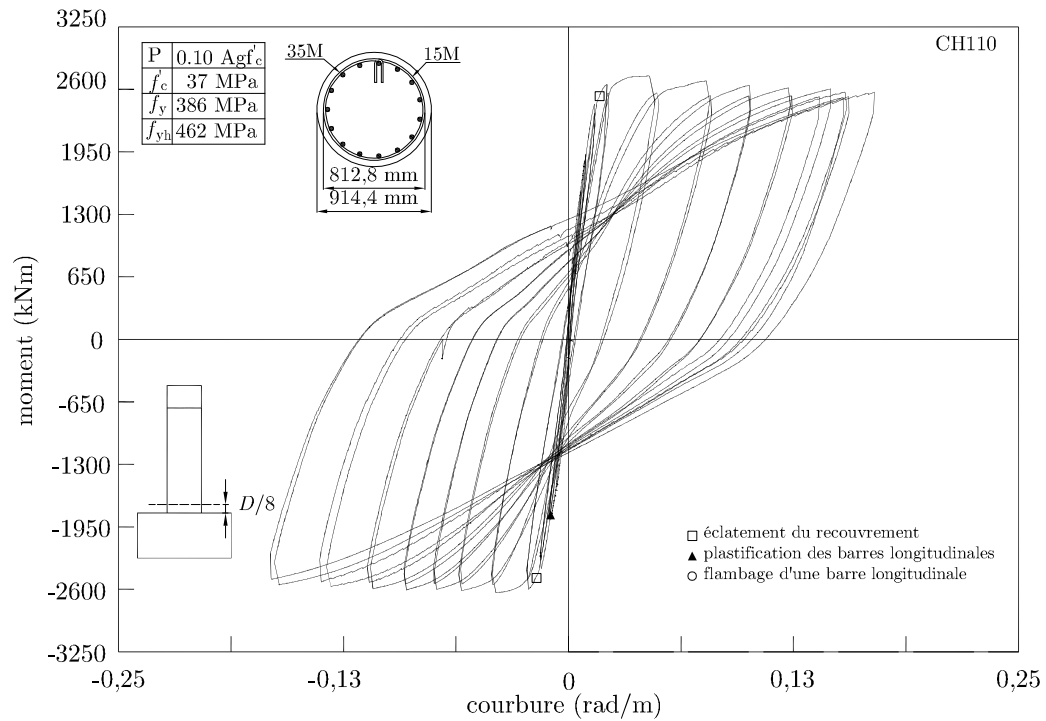


Figure B.1 – Courbe moment-courbure du pilier CH110 à D/8

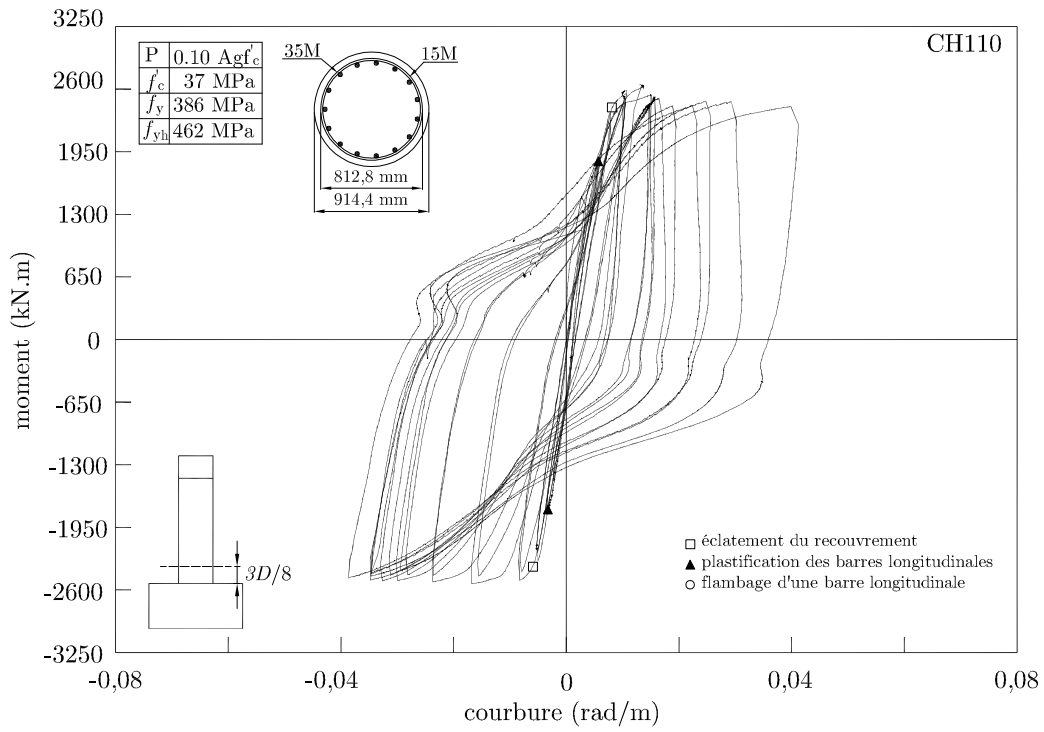


Figure B.2 – Courbe moment-courbure du pilier CH110 à 3D/8

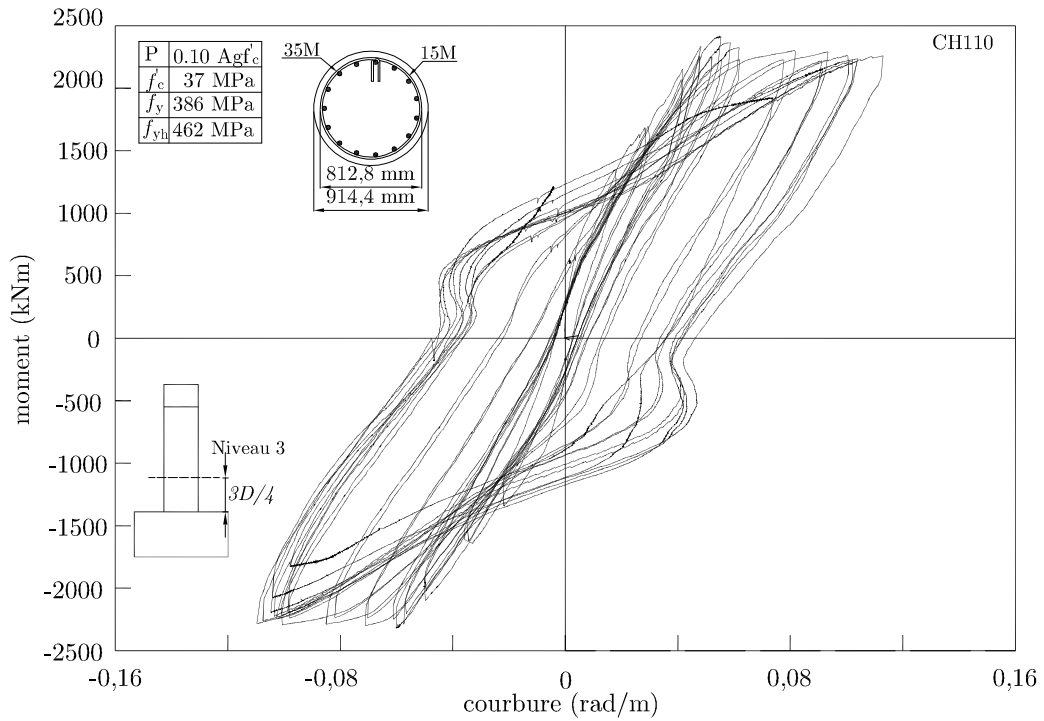


Figure B.3 – Courbe moment-courbure du pilier CH110 à 3D/4



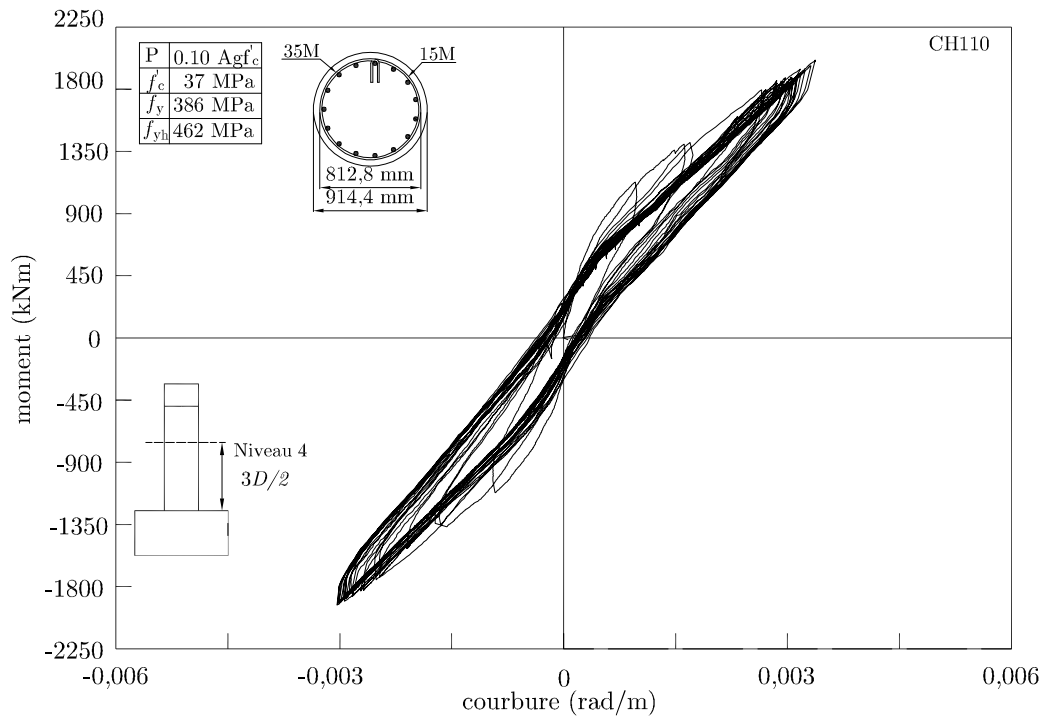


Figure B.4 – Courbe moment-courbure du pilier CH110 à 3D/2

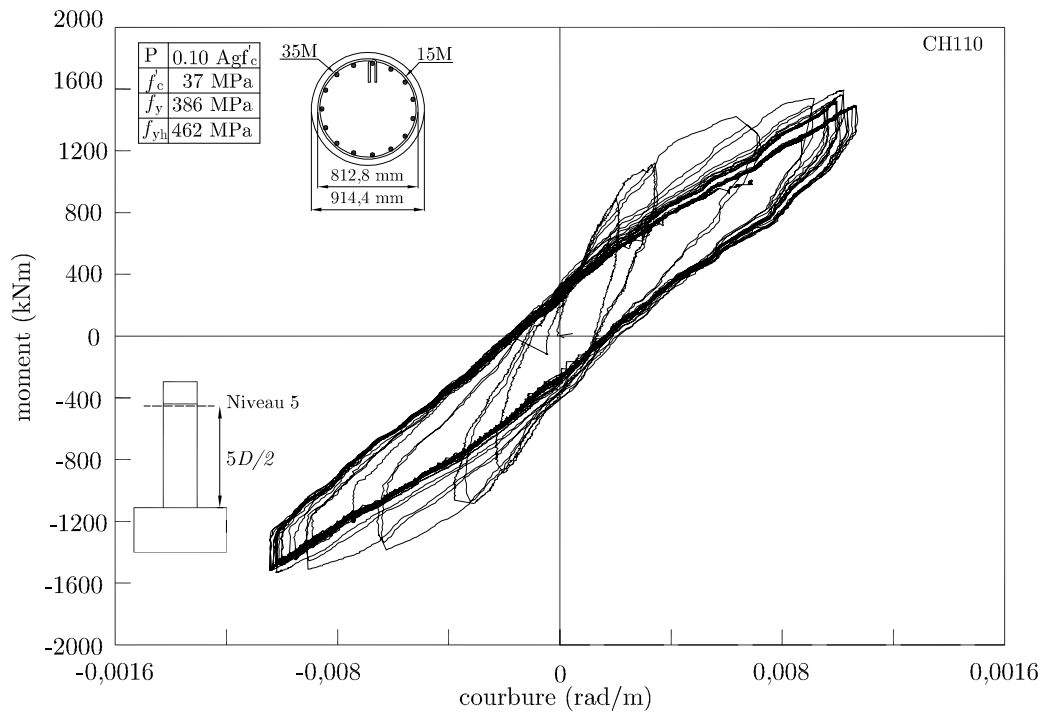


Figure B.5 – Courbe moment-courbure du pilier CH110 à 5D/2



# Annexe C

## Courbes contrainte de cisaillement-distorsion

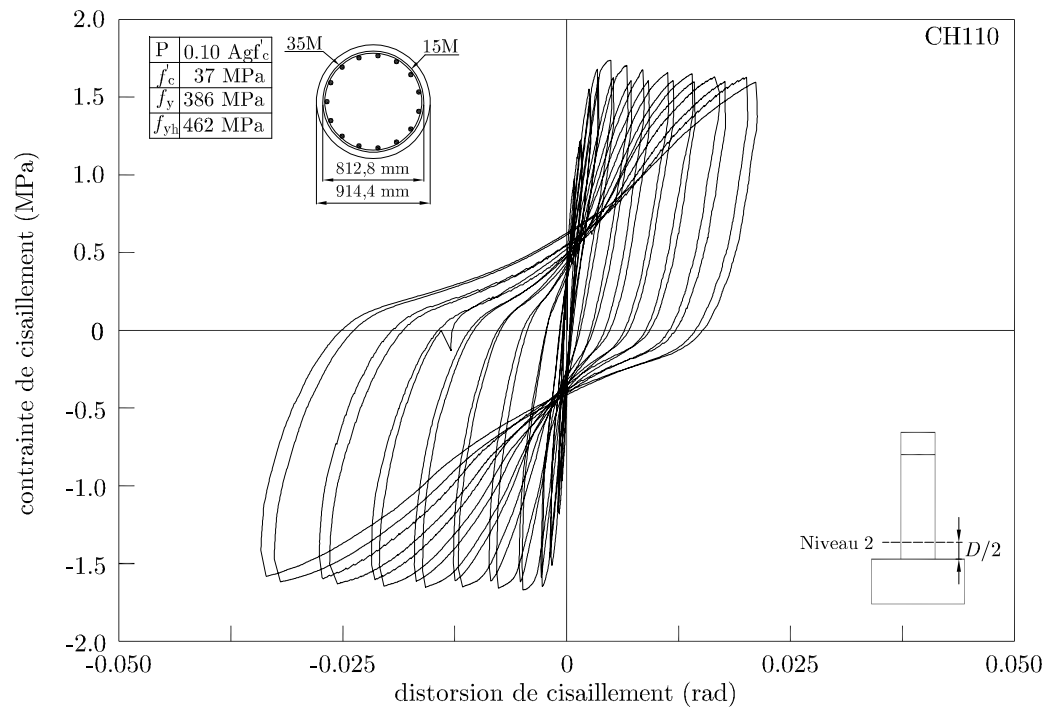


Figure C.1 – Courbe contrainte de cisaillement-distorsion du pilier CH110 à  $D/2$

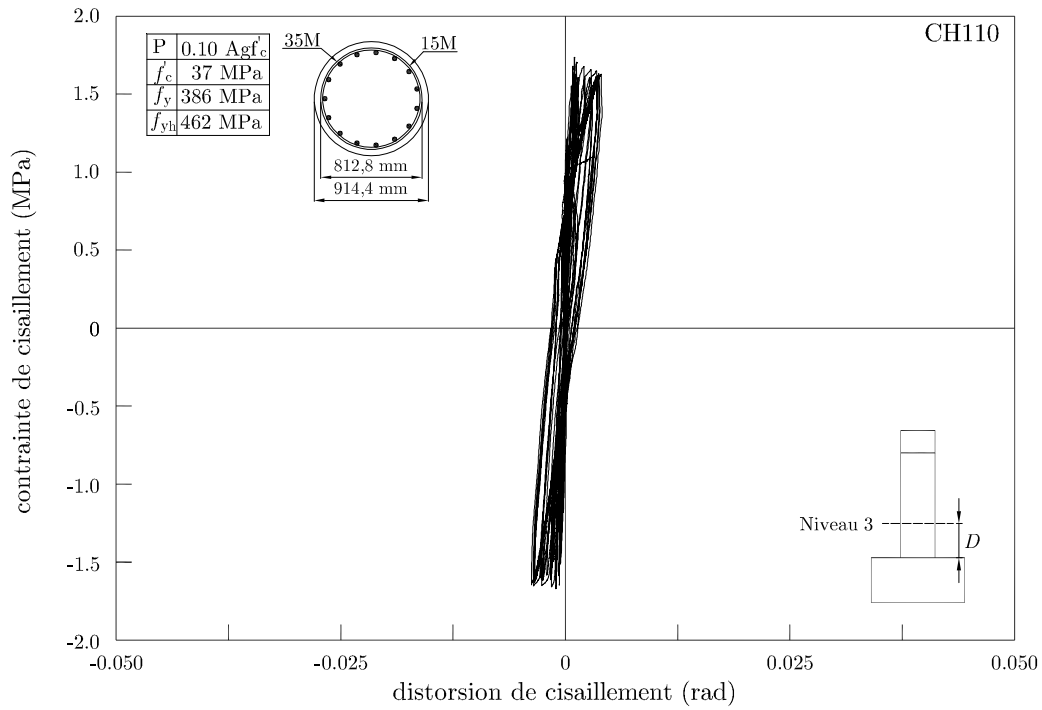


Figure C.2 – Courbe contrainte de cisaillement-distorsion du pilier CH110 à D

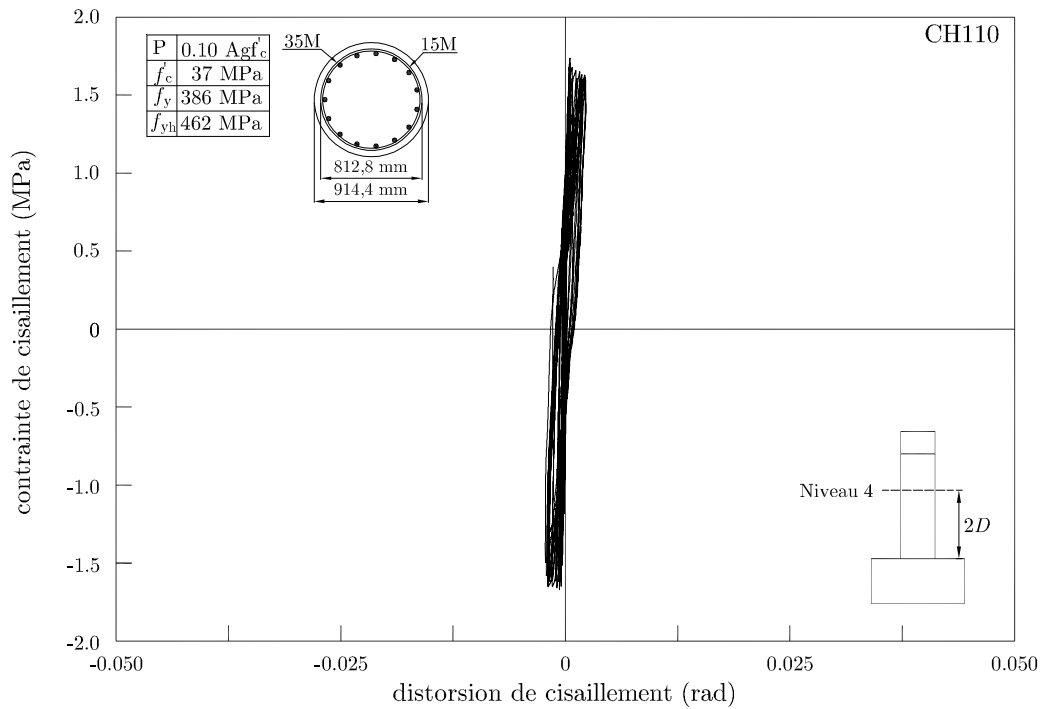


Figure C.3 – Courbe contrainte de cisaillement-distorsion du pilier CH110 à 2D

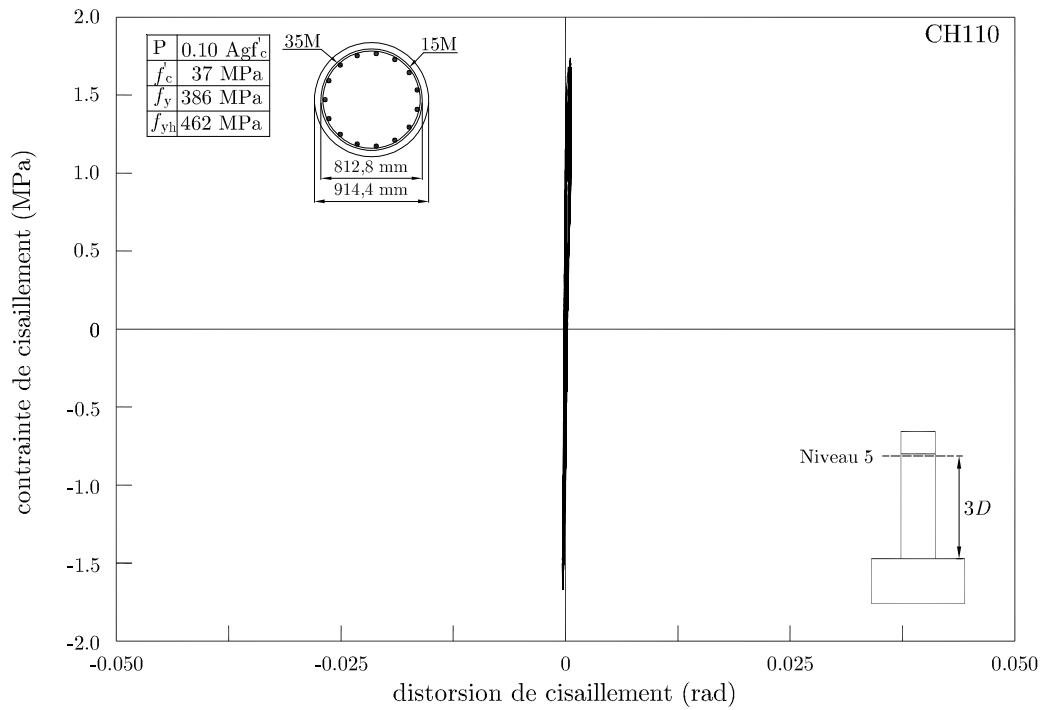


Figure C.4 – Courbe contrainte de cisaillement-distorsion du pilier CH110 à 3D



# Annexe D

## Courbes force-déplacement dû au cisaillement

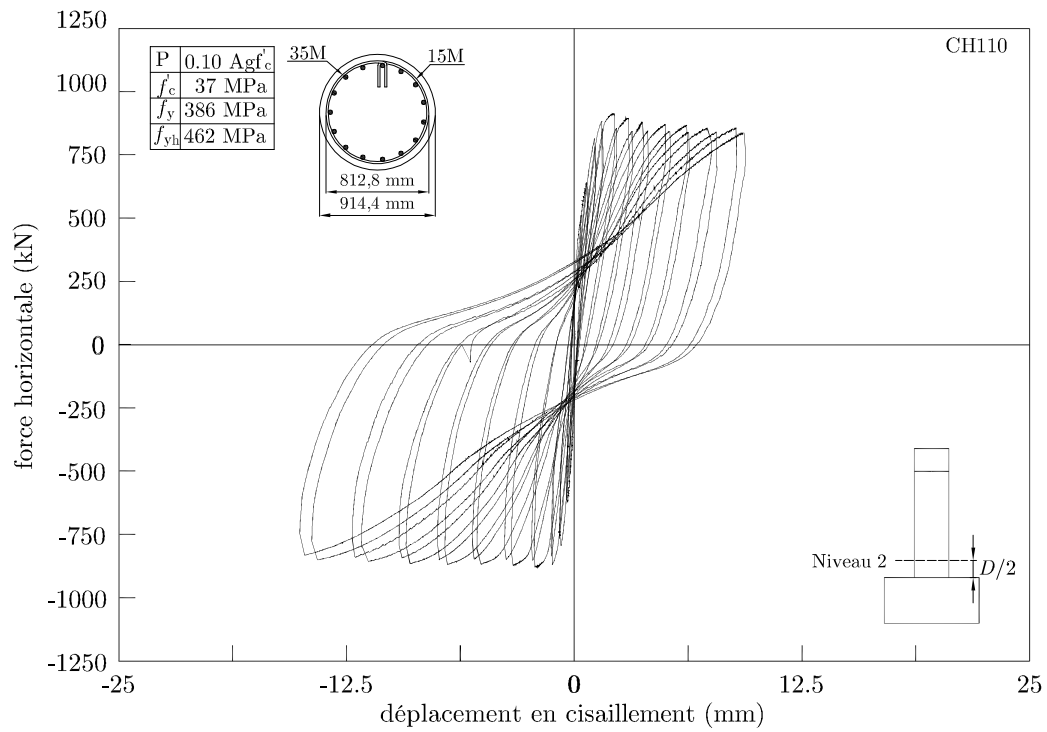


Figure D.1 – Courbe force-déplacement dû au cisaillement du pilier CH110 à D/2

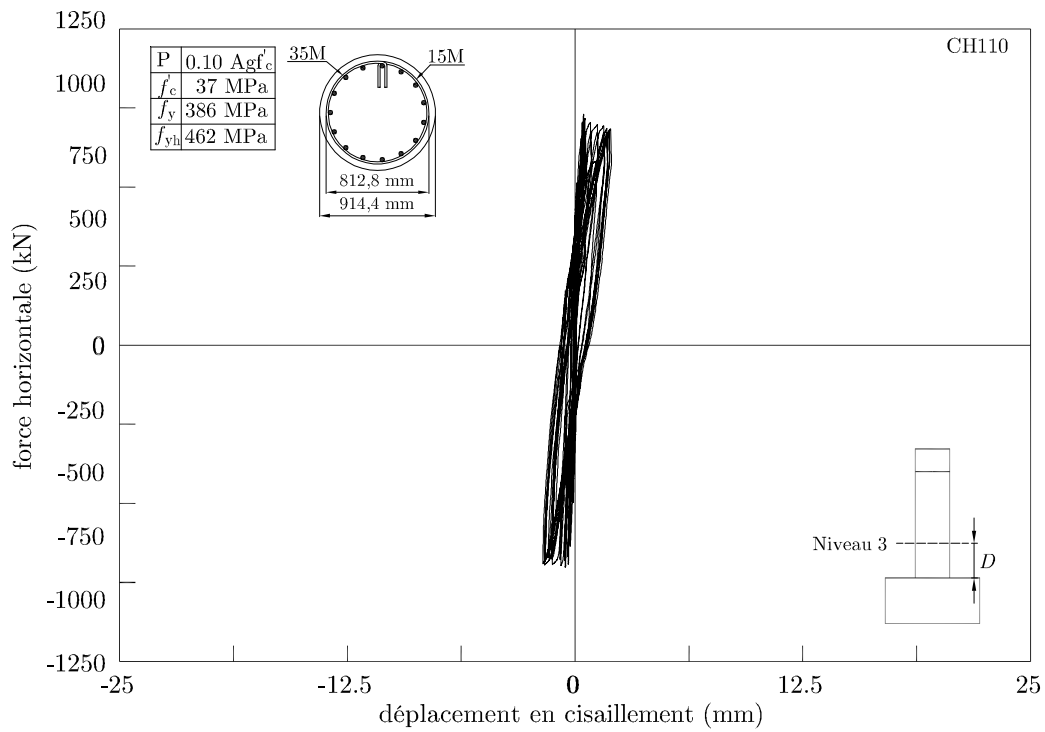


Figure D.2 – Courbe force-déplacement dû au cisaillement du pilier CH110 à D

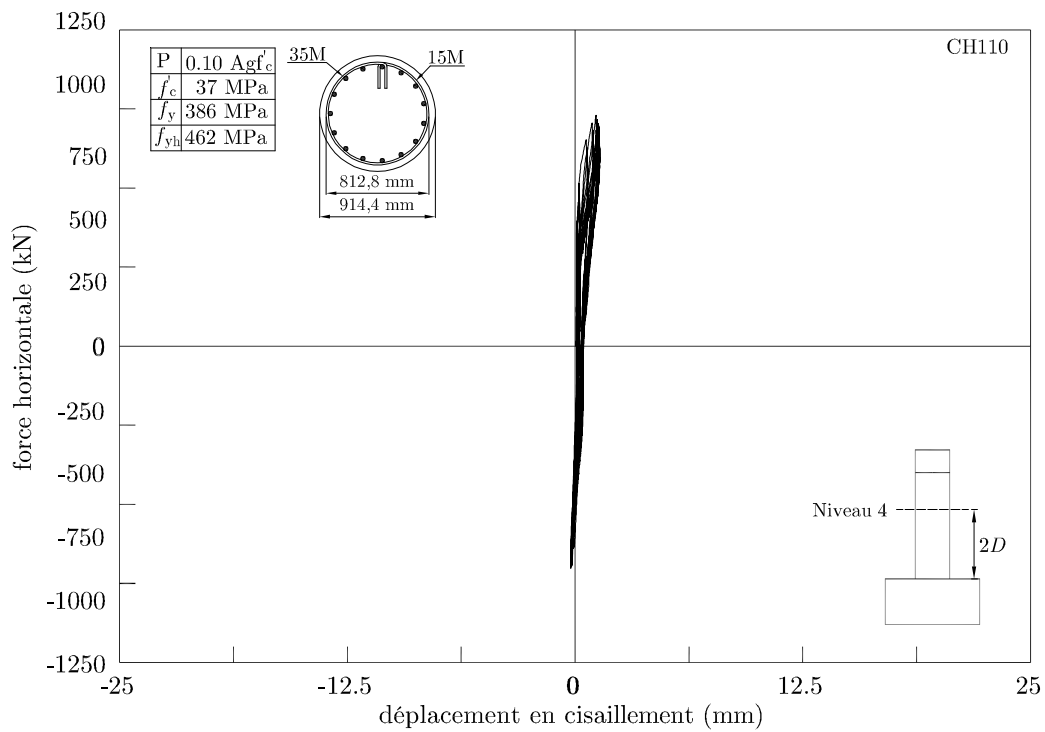


Figure D.3 – Courbe force-déplacement dû au cisaillement du pilier CH110 à 2D



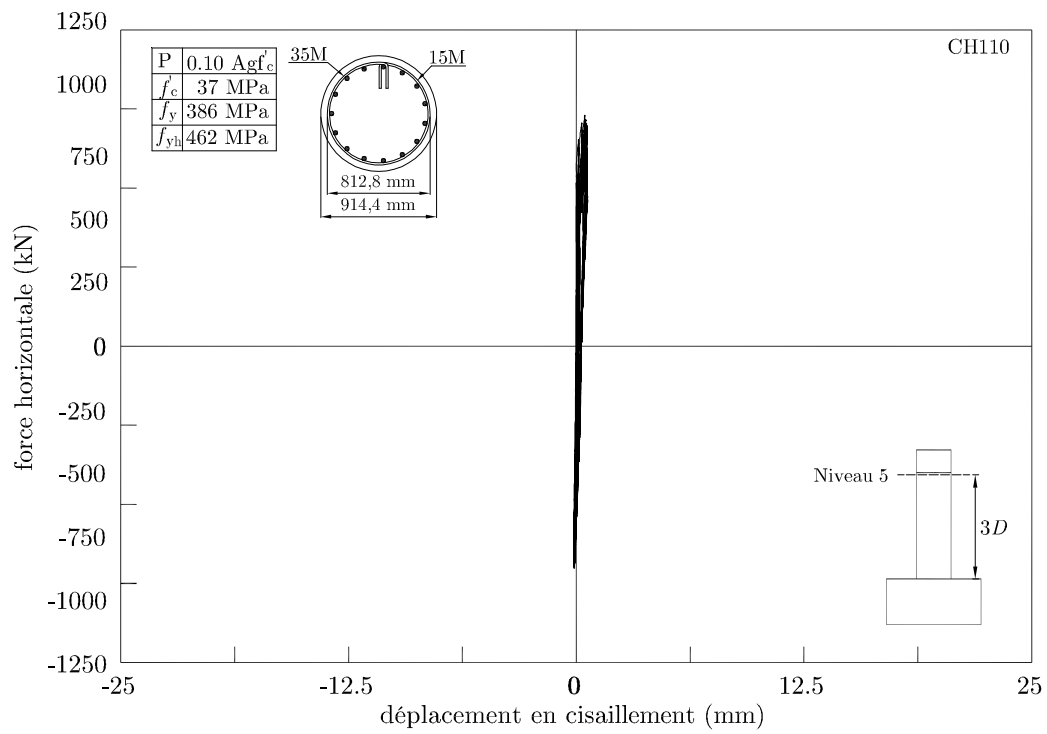


Figure D.4 – Courbe force-déplacement dû au cisaillement du pilier CH110 à 3D



# Bibliographie

- [1] S. H. ACUN, B. : Performance of reinforced concrete columns designed for flexure under severe displacement cycles. *ACI Structural Journal*, 107(3):364–371, 2010. cited By (since 1996) 2; Scopus.
- [2] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION et CONSEIL CANADIEN DES NORMES : *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, vol. CAN/CSA-S6-06. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 10e éd édn, 2006. Norme nationale du Canada (Association canadienne de normalisation); CAN/CSA-S6-06.
- [3] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION AND CONSEIL CANADIEN DES NORMES : *Calcul des ouvrages en béton*, vol. CAN/CSA-A23.3-04. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 5e éd édn, 2004.
- [4] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION AND CONSEIL CANADIEN DES NORMES : *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, vol. CAN/CSA-S6-06. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 10e éd édn, 2006.
- [5] S. BANERJEE et M. SHINOZUKA : Mechanistic quantification of rc bridge damage states under earthquake through fragility analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 23(1):12, 2008.
- [6] N. BASÖZ, K. A. S., S. A. KING et K. H. LAW : Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 northridge, ca earthquake. *Earthquake Spectra, EERI*, 15(1):25–53, 1999.
- [7] R. D. BERTERO et V. V. BERTERO : Performance-based seismic engineering : The need for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3):627 – 652, 2002.
- [8] L. I. CARDONA, P. PAULTRE et J. MAZARS : Use of damage mechanics in performance based design (pbd). In *9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering 2010, Including Papers from the 4th International Tsunami Symposium*, vol. 3, p. 1884–1893, 2010.
- [9] L. CARDONA JARAMILLO : Le logiciel eficos dans un contexte de dimensionnement base sur la performance (dbp), 2008.
- [10] S. CHANDRASEKARAM, G. SERINO et V. GUPTA : Performance evaluation and damage assessment of buildings subjected to seismic loading. vol. 98, p. 313 – 322, Algarve, Portugal, 2008.
- [11] Y. S. CHUNG, C. K. PARK et E. H. LEE : Seismic performance and damage assessment of reinforced concrete bridge piers with lap-spliced longitudinal steels. *Structural Engineering and Mechanics*, 17(1):99 – 112, 2004.
- [12] G. CIMELLARO et A. REINHORN : Multidimensional performance limit state for hazard fragility functions. *Journal of Engineering Mechanics*, 137(1):47–60, 01/01; 2013/06 2011. doi : 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000201; M3 : doi : 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000201; 18.
- [13] C. D. COMARTIN, R. W. NIEWIAROWSKI, CALIFORNIA SEISMIC SAFETY COMMISSION et APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL : Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Rap. tech. no. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, State of California, 1996.

- [14] COMMISSION CANADIENNE DES CODES DU BÂTIMENT ET DE PRÉVENTION DES INCENDIES et CONSEIL NATIONAL DE RECHERCHES CANADA : Code national du bâtiment - canada, 2010. Rap. tech., Conseil national de recherches du Canada, 2010.
- [15] A. DUTTA et J. MANDER : *Seismic fragility analysis of highway bridges*. INCEDE-MCEER Center to Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, Tokyo, Japan, 1998.
- [16] M. EHSANI et J. WRIGHT : Confinement steel requirements for connections in ductile frames. *Journal of Structural Division*, 116(3):751–767, 1990.
- [17] R. EID et P. PAULTRE : Plasticity-based model for circular concrete columns confined with fibre-composite sheets. *Engineering Structures*, 29(12):3301 – 3311, 2007.
- [18] W.-F. C. et L. DUAN. : *Bridge Engineering Handbook*.
- [19] M. FABRIZIO, S. BRUNO, L. DECANINI et R. SARAGONI : Correlations between energy and displacement demands for performance-based seismic engineering. *Pure and Applied Geophysics*, 168(1-2):237 – 259, 2011.
- [20] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. TASK GROUP 7.4 : *Seismic Bridge Design and Retrofit – Structural Solutions : State-of-art Report*. International Federation for Structural Concrete, fib, 2007.
- [21] FEMA : *HAZUS PROJECT Earthquake loss estimation methodology. Technical Manual*. Prepared by the National Institute of Building Sciences for Federal Emergency Management Agency FEMA., Washington, DC, USA, 1997.
- [22] FEMA : *HAZUS-MH MR1. Multi-hazard loss estimation methodology. Technical Manual*. Prepared by the National Institute of Building Sciences for Federal Emergency Management Agency FEMA., Washington, DC, USA, 2003.
- [23] S. FREEMAN : Trying to define performance-based seismic engineering - is there a consensus? *Shock and Vibration Digest*, 32(1):67 –, 2000.
- [24] S. A. FREEMAN : Performance-based seismic engineering : Past, current, and future. vol. 103, Philadelphia, PA, United states, 2004.
- [25] K. GOSAIN, H. BROWN et J. JIRSA : Shear requirements for load reversals on RC members. *Journal of Structural Division*, 103(7):1461–1476, 1977.
- [26] K. HARRIES, J. RICLES, S. PESSIKI et R. SAUSE : Retrofit of lap splices in nonductile square columns using carbon fiber-reinforced jackets. *ACI Structural Journal*, 103(6): 874 – 84, 2006/11/.
- [27] H. HWANG, J. B. LIU et Y.-H. CHIU : *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges. Technical Report No. MAEC RR-4*. Center for Earthquake Research Information. University of Memphis, Memphis, TN, USA, 2003.
- [28] P. JEHEL, P. LEGER et A. IBRAHIMBEGOVIC : Modeling energy dissipation : A paradigm for performance-based engineering of rc moment-resisting frame in seismic loading. p. Eur. Community Comput. Methods Appl. Sci. (ECCOMAS); International Association for Computational Mechanics (IACM); Natl. Tech. Univ. Athens, Sch. Civ. Eng.; Greek Association for Computational Mechanics (GRACM); European Association for Earthquake Engineering (EAEE) –, Corfu, Greece, 2011.
- [29] M. J. KOWALSKY : Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, 126(8):869–878, 2000. cited By (since 1996) 31; Scopus.
- [30] H. KRAWINKLER : Progress and challenges in performance-based earthquake engineering. *In International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow - In Honor of Professor Hiroshi Akiyama*, Tokyo, Japan, 1999.

- [31] C. LA BORDERIE : EFiCoS, 1991.
- [32] C. LA BORDERIE : *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton*. Thèse de doctorat, Université Paris VI, 1991.
- [33] W. LEE et S. BILLINGTON : Performance-based assessment of a self-centering bridge pier system for seismic regions. vol. 9, p. 5191 – 5200, San Francisco, CA, United states, 2006.
- [34] F. LÉGERON : DISP96, 1996.
- [35] F. LÉGERON : *Comportement sismique des structures en béton ordinaire et en béton à haute performance armé*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 1998.
- [36] M. J. M. S. C. A. H. L. LEHMAN, D. : Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge columns. *Journal of Structural Engineering*, 130(6):869–879, 2004. cited By (since 1996) 17 ; Scopus.
- [37] M.-L. LIN, P.-C. CHEN, K.-C. TSAI, Y.-J. YU et J.-G. LIU : Seismic steel jacketing of rectangular rc bridge columns for the mitigation of lap-splice failures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(15):1687 – 1710, 2010.
- [38] L. MARSH : *Performance-Based Seismic Bridge Design, A Synthesis of Highway Practice*. NCHRP synthesis. Transportation Research Board, 2013.
- [39] M. MELEK et J. W. WALLACE : Cyclic behavior of columns with short lap splices. *ACI Structural Journal*, 101(6):802 – 811, 2004.
- [40] K. F. MOUSTAFA, D. SANDERS, M. S. SAUDI et S. EL-AZAZY : Seismic performance of reinforced concrete bridge bents. *ACI Structural Journal*, 108(1):23–33, 2011.
- [41] M.SAATCIOGLU et M. S.YARANDI : Seismic retrofit of rectangular concrete columns with splice deficiencies by external prestressing. 2003.
- [42] M. OHBUCHI, T. ITOI et T. TAKADA : Reliability-based determination of design earthquake ground motions for performance-based seismic engineering. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 76(667):1583 – 1589, 2011.
- [43] L. I. OSORIO GOMEZ : Behavior of synthetic fiber-reinforced concrete circular columns under cyclic flexure and constant axial load. Mémoire de D.E.A., Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, CANADA, 2008.
- [44] T. PAULAY et M. PRIESTLEY : *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York, 1992.
- [45] P. PAULTRE : MNPhi, 2000.
- [46] P. PAULTRE : *Dynamique des structures*. Editions Hermes Lavoisier, Paris, 2005.
- [47] P. PAULTRE : *Structures en béton armé*. Presses internationales polytechnique, Canada, 2011.
- [48] M. PRIESTLEY, F. SEIBLE et G. M. CALVI : *Seismic design and retrofit of bridges*. Wiley, New York, 1996.
- [49] M. J. N. PRIESTLEY : Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(3):325–346, 2000. cited By (since 1996) 15 ; Scopus.
- [50] N. ROY : *Réhabilitation parasismique performantielle des ponts avec des polymères renforcés de fibres de carbone*. S.I., 2006.

- [51] C. SHAO, H. YANG et Y. QIAN : Performance-based seismic design of long-span railway arch bridge. vol. 178-181, p. 2329 – 2332, Yantai, China, 2012.
- [52] A. SHIBATA et M. A. SOZEN : Substitute-structure method for seismic design in r/c. 102(1):1 – 18, 1976.
- [53] P. SOMERVILLE : Characterization of strong ground motions for performance based seismic engineering. vol. 103, Philadelphia, PA, United states, 2004.
- [54] R. SONG, Y. LI et J. W. VAN DE LINDT : Consideration of mainshock-aftershock sequences into performance-based seismic engineering. p. 2161 – 2167, Pittsburgh, PA, United states, 2013.
- [55] R. SONG, Y. LI et W. van de LINDT : Consideration of mainshock-aftershock sequences into performance-based seismic engineering. p. 2161 – 2167, Reston, VA, USA, 2013.
- [56] D. TAVARES, L. CARDONA et P. PAULTRE : *Bridge reinforced concrete column limit state definition*. 52<sup>o</sup> Congresso brasileiro do concreto, Brasil, 2010.
- [57] T. TROMBETTI, G. GASPARINI, S. SILVESTRI et D. MALAVOLTA : A methodology for determination of efficient earthquake bins for performance based seismic design. vol. 16, p. 9857 – 9868, San Francisco, CA, United states, 2006.
- [58] F. A. ZAHN, R. PARK, M. PRIESTLEY et H. E. CHAPMAN : Development of design procedures for the flexural strength and ductility of reinforced concrete bridge columns. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 19(3):200–212, 1986.