

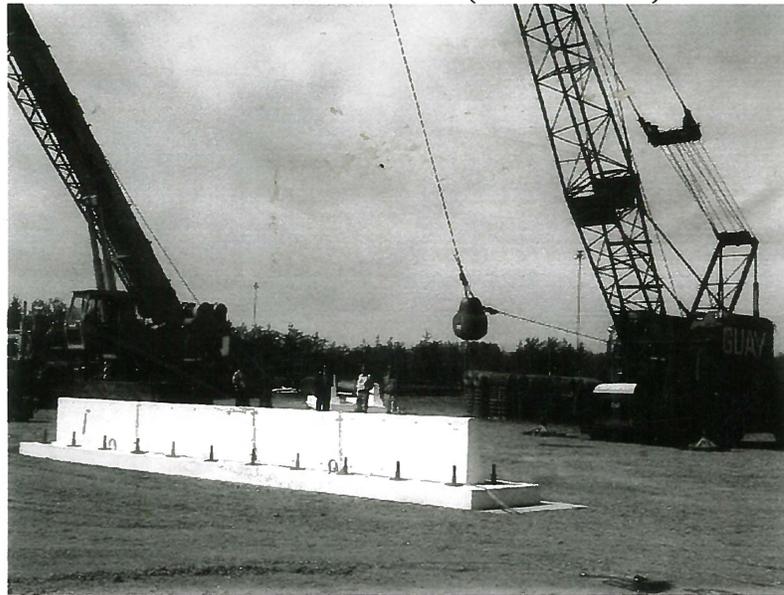
S.2.0 R 355.2

CHAIRE DE RECHERCHE DU CRSNG SUR LE RENFORCEMENT EN MATÉRIAUX
COMPOSITES POUR LES STRUCTURES EN BÉTON

Contrat : 1220-00-BD03

CONCEPTION DE GLISSIÈRES DE BÉTON DE TYPES PL2 ET PL3 RENFORCÉES AVEC DE L'ARMATURE EN MATÉRIAUX COMPOSITES: ESSAIS D'IMPACT

RAPPORT FINAL (PHASE III)



Préparé par :

F. Brière, R. Masmoudi, E. El-Salakawy, B. Tighiouart et B. Benmokrane

ISIS-Sherbrooke, Département de génie civil, Faculté de génie

Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada J1K 2R1

Tél. : (819) 821-7758

Fax. : (819) 821-7974

E-mail: bbenmokrane@andrew.sca.usherb.ca



ISIS CANADA

The canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures

Le réseau canadien de Centres d'excellence sur les innovations en structures avec système de détection intégré

CANQ
US
196
V.3

01

© Benmokrane et al.

PRÉAMBULE

La corrosion de l'armature d'acier est une des principales causes des problèmes de détérioration des structures en béton armé exposées aux intempéries. Ce faisant, le développement des réseaux autoroutiers accroît le besoin d'utiliser des matériaux non-corrosifs pour l'armature du béton structural. Dans cette perspective, l'Université de Sherbrooke (Sherbrooke, Québec, Canada) procède à un programme élaboré d'étude du comportement des glissières rigides en béton armé à l'aide d'armature en matériaux composites depuis quatre ans. Cette recherche est réalisée en collaboration avec la Direction des Structures du Ministère des Transports du Québec (MTQ).

Ce programme de recherche comporte trois phases. Les deux premières (Phases I et II) portent sur le comportement des glissières rigides en béton armé sous chargements statiques. La troisième phase (Phase III) porte sur le comportement du même type de glissières soumises à un essai d'impact par pendule. Les glissières de type PL2 et PL3 telles que proposées dans le nouveau Code Canadien de Conception des Ponts Routiers (CHBDC, 2000) ont été employées pour les travaux de recherche. Ce rapport présente les résultats des essais d'impact – Phase III du projet – réalisés sur un site extérieur.

Les glissières, d'une longueur de dix mètres, au nombre de huit, ont été construites en condition de chantier pour fins d'essai. Quatre glissières de chacun des deux types (PL2 et PL3) ont été construites. Pour chaque type, deux unités à armature d'acier et deux autres à armature composite GFRP ISOROD ont été bâties. L'armature de liaison entre le mur des glissières et la dalle a été définie suite aux résultats des essais statiques réalisés en laboratoire – Phases I et II du projet. Ce détail fait en sorte que l'armature de connexion passe de la dalle au mur de façon continue.

Q130
CAN/US
196
v.3

L'essai par pendule à l'aide d'une boule de démolition en acier de trois tonnes a été réalisé sur chaque glissière dans les mêmes conditions. Les résultats, basés sur la comparaison des comportements des glissières à l'impact, permettent de conclure que les glissières rigides à armature d'acier et à armature composite (Barre d'armature ISOROD) sont très similaires quant à la fissuration, à l'absorption d'énergie et à la résistance ultime.

Table des matières

| | Page |
|---|-------------|
| Liste des tableaux | i |
| Liste des figures | ii |
| 1. INTRODUCTION..... | 1 |
| 2. PROGRAMME D'ESSAIS | 5 |
| 2.1 Glissières..... | 5 |
| 2.2 Propriétés des matériaux | 7 |
| 2.3 Instrumentation..... | 7 |
| 2.4 Procédure d'essai..... | 8 |
| 2.5 Calibration de l'essai d'impact par pendule..... | 9 |
| 3. PRÉSENTATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS | 12 |
| 3.1 Glissières PL2 | 14 |
| 3.1.1 Fissuration et comportement | 14 |
| 3.1.2 Contraintes dans les barres | 15 |
| 3.2 Glissières PL3 | 16 |
| 3.2.1 Fissuration et comportement | 16 |
| 3.2.2 Contraintes dans les barres | 17 |
| 3.3 Comportement général..... | 17 |
| 3.4 Effet de coin | 18 |
| 3.5 Essai à charge concentrée | 18 |
| 4. CONCLUSION | 20 |
| 5. RECOMMANDATIONS..... | 22 |
| REMERCIEMENTS | 23 |
| BIBLIOGRAPHIE | 24 |

Liste des tableaux

| | Page |
|---|-------------|
| Tableau 1. Calendrier de mûrissement des glissières..... | 26 |
| Tableau 2. Propriétés du béton | 27 |
| Tableau 3. Propriétés des barres d'armature composite et d'acier | 28 |
| Tableau 4. Accélérations maximales mesurées et forces d'impact pour les glissières PL2 | 28 |
| Tableau 5. Accélérations maximales mesurées et forces d'impact pour les glissières PL3 | 28 |
| Tableau 6. Largeur maximale des fissures – glissières PL2..... | 29 |
| Tableau 7. Largeur maximale des fissures – glissières PL2..... | 29 |

Liste des figures

| | | |
|-------------------|---|----|
| Figure 1. | Détail d'armature pour les glissières PL2 | 30 |
| Figure 2. | Détail d'armature pour les glissières PL3 | 31 |
| Figure 3. | Armature de la dalle et première partie du mur (PL3-ST) | 32 |
| Figure 4. | Mise en place du béton dans la dalle (PL2-IS) | 32 |
| Figure 5. | Surfaçage de la dalle (PL3-ST1) | 33 |
| Figure 6. | Armature complète du mur (PL3-IS2) | 33 |
| Figure 7. | Coffrage du mur (PL2-ST1) | 34 |
| Figure 8. | Surfaçage du dessus du mur (PL3-IS2) | 34 |
| Figure 9. | Glissière après décoffrage (PL2) | 35 |
| Figure 10. | Glissière après peinture (PL3) | 35 |
| Figure 11. | Glissière sous couverture isolante | 36 |
| Figure 12. | Glissière en mûrissement en période hivernale | 36 |
| Figure 13. | Barres composites courbées | 37 |
| Figure 14. | Échantillons d'essais de tension – barres composites | 37 |
| Figure 15. | Assemblage d'essai de tension | 38 |
| Figure 16. | Rupture des barres à l'essai de tension | 38 |
| Figure 17. | Position des jauges dans les glissières (PL2 et PL3) | 39 |
| Figure 18. | Position des jauges sur les barres d'armature | 40 |
| Figure 19. | Massif d'ancrage | 41 |
| Figure 20. | Mise en place d'un glissière sur le massif d'ancrage | 42 |
| Figure 21. | Système d'ancrage | 42 |
| Figure 22. | Schéma du montage d'essai | 43 |

| | | |
|-------------------|---|----|
| Figure 23. | Montage d'essai (PL2-ST1) | 43 |
| Figure 24. | Montage avec pneus et plaques d'acier (première configuration)..... | 44 |
| Figure 25. | Montage avec plaques d'acier seulement (deuxième configuration) | 44 |
| Figure 26. | Fissuration sur la glissière PL2-ST1 après le troisième impact en position 1 | 45 |
| Figure 27. | Montage avec plaques d'acier montées sur pièces de bois (troisième configuration)..... | 45 |
| Figure 28. | Vue arrière - PL2-ST1 après cinquième impact en position 1 | 46 |
| Figure 29. | Vue de côté - PL2-ST1 après cinquième impact en position 1 | 46 |
| Figure 30. | Schéma du montage avec les plaques d'acier montées sur pièces de bois..... | 47 |
| Figure 31. | Vue avant - PL3-ST1 après cinquième impact en position 2 | 48 |
| Figure 32. | Vue arrière - PL3-ST1 après cinquième impact en position 2 | 48 |
| Figure 33. | Accélération en fonction du temps - glissières PL2 | 49 |
| Figure 34. | Accélération en fonction du temps - glissières PL3 | 50 |
| Figure 35. | Détail de fissuration sur la face avant – glissière PL2-ST1 | 51 |
| Figure 36. | Détail de fissuration sur la face avant – glissière PL2-ST2 | 51 |
| Figure 37. | Détail de fissuration sur la face avant – glissière PL2-IS1 | 51 |
| Figure 38. | Détail de fissuration sur la face avant – glissière PL2-IS2 | 51 |
| Figure 39. | Déformations en fonction du temps - glissière PL2-ST1 | 52 |
| Figure 40. | Déformations en fonction du temps - glissière PL2-ST2 | 53 |
| Figure 41. | Déformations en fonction du temps - glissière PL2-IS1 | 54 |
| Figure 42. | Déformations en fonction du temps - glissière PL2-IS1 | 55 |
| Figure 43. | Fissuration sur la face avant - glissière PL2-ST1 | 56 |
| Figure 44. | Fissuration sur la face avant - glissière PL2-ST2 | 56 |
| Figure 45. | Fissuration sur la face arrière - glissière PL2-IS1 | 57 |

| | | |
|-------------------|--|----|
| Figure 46. | Fissuration sur la face arrière - glissière PL2-IS1 | 57 |
| Figure 47. | Fissuration sur la face arrière - glissière PL2-IS2 | 58 |
| Figure 48. | Fissuration sur la face arrière - glissière PL2-IS2 | 58 |
| Figure 49. | Détail de fissuration sur la face avant – glissière PL3-ST1 | 59 |
| Figure 50. | Détail de fissuration sur la face avant – glissière PL3-IS1 | 59 |
| Figure 51. | Détail de fissuration sur la face avant – glissière PL3-ST2 | 59 |
| Figure 52. | Détail de fissuration sur la face avant – glissière PL3-IS2 | 59 |
| Figure 53. | Déformations en fonction du temps - glissière PL3-ST1 | 60 |
| Figure 54. | Déformations en fonction du temps - glissière PL3-ST2 | 61 |
| Figure 55. | Déformations en fonction du temps - glissière PL3-IS1 | 62 |
| Figure 56. | Déformations en fonction du temps - glissière PL3-IS2 | 63 |
| Figure 57. | Fissuration sur la face avant - glissière PL3-ST1 | 64 |
| Figure 58. | Fissuration sur la face arrière - glissière PL3-ST1 | 64 |
| Figure 59. | Fissuration sur la face avant - glissière PL3-ST2 | 65 |
| Figure 60. | Fissuration sur la face arrière - glissière PL3-ST2 | 65 |
| Figure 61. | Fissuration sur la face avant - glissière PL3-IS1 | 66 |
| Figure 62. | Fissuration sur la face arrière - glissière PL3-IS1 | 66 |
| Figure 63. | Fissuration sur la face avant - glissière PL3-IS2 | 67 |
| Figure 64. | Fissuration sur la face arrière - glissière PL3-IS2 | 67 |
| Figure 65. | Fissuration sur la face avant – toutes les glissières PL2 | 68 |
| Figure 66. | Fissuration sur la face avant – toutes les glissières PL3 | 69 |
| Figure 67. | Réseau de fissuration dû à la charge d'impact près du coin de la glissière PL2-ST1 | 70 |

| | | |
|-------------------|---|----|
| Figure 68. | . Réseau de fissuration dû à la charge d'impact près du coin de la glissière PL3-ST1 | 71 |
| Figure 69. | Boule de démolition pour essai sans plaques d'acier..... | 72 |
| Figure 70. | Vue avant - glissière PL3-ST2 (Essai sans plaques)..... | 73 |
| Figure 71. | Vue arrière - glissière PL3-ST2 (Essai sans plaques) | 73 |
| Figure 72. | Vue avant - glissière PL3-IS1 (Essai sans plaques) | 74 |
| Figure 73. | Vue arrière - glissière PL3-IS1 (Essai sans plaques) | 74 |
| Figure 74. | Vue rapprochée – armature de la glissière PL3-ST2 (Essai sans plaques)..... | 75 |
| Figure 75. | Vue rapprochée – armature de la glissière PL3-IS1 (Essai sans plaques)..... | 75 |

1. INTRODUCTION

Depuis quelques années, les matériaux composites ont été employés dans plusieurs systèmes structuraux de génie civil. En particulier, dans les milieux fortement corrosifs comme dans les ouvrages marins, les tabliers de pont et les structures exposées aux agents de déglacage ou les structures sensibles aux champs électromagnétiques. Les propriétés non-corrosives et non-magnétiques des matériaux composites GFRP (Polymères Renforcés de Fibres, *Glass Fiber Reinforced Polymer*) sont mises à profit dans de tels ouvrages.

L'expansion des réseaux de transport a accru le besoin de produire un matériau de renforcement pratiquement sans entretien pour les ouvrages d'art tels les ponts et viaducs. Maheu et Bakht (1994) ont développé une conception nouvelle des porte-à-faux des tabliers de pont et des parapets à l'aide de treillis (grilles) en matériaux composites de fibre de verre (GFRP NEFMAC). Ce nouveau type de parapet, nommé Ontario Bridge Barrier, est jointé au tablier au moyen de goujons à double tête standards disposés en une seule rangée.

Dans l'effort de poursuite des recherches sur les matériaux sans corrosion, une nouvelle série d'essais sur les glissières rigides (parapet) en béton à armature composite (GFRP) a été réalisée au Département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Le design de l'armature, adapté aux propriétés du matériau composite, a été développé pour les glissières de type PL2 et PL3 telles que prescrites par le nouveau Code Canadien de Conception des Ponts (*Canadian Highway Bridge Design Code – CHBDC, 2000*).

Un nouveau type de connexion – sans corrosion – entre la dalle et le mur de la glissière est maintenant proposé. Ce raccord est effectué au moyens des barres d'armatures qui font partie à la

fois du parapet et de la dalle du tablier. Ainsi, les barres d'armature principales passent du parapet à toute l'épaisseur de la dalle. Cependant, dans la section 16.10 du CHBDC 2000, la connexion telle que proposée par Maheu et Bakht (1994) utilisant des goujons à double tête en acier à 300 mm est prescrite pour les glissières armées à l'aide d'armature en matériaux composites.

D'autre part, le CHBDC 2000 permet l'usage d'un seul niveau de grille composite (FRP) ou un assemblage orthogonal de barres d'armature composite près de la face en tension (face avant de la glissière) avec du béton aux fibres (Fiber reinforced concrete – FRC) (fibres polymères à faible module). Cependant, l'usage de béton aux fibres n'est pas requis si la glissière dispose aussi d'un treillis en matériaux composites ou d'un assemblage orthogonal de barres composites près de la face en compression (face arrière de la glissière).

Pour valider la proposition du mode de connexion du parapet à la dalle, un programme de recherche élaboré d'essais, pour les glissières et la connexion entre les glissières et la dalle, a été réalisé par l'Université de Sherbrooke en collaboration avec la Direction des structures du Ministère des Transports du Québec et Pultrall Inc. (Thetford Mines, Québec) au cours des quatre dernières années. Le projet, est composé de trois phases. Les deux premières (Phases I et II) portent sur le comportement des glissières PL2 et PL3 soumises à des chargements statiques (essais en laboratoire). La troisième phase (Phase III) traite, quant à elle, du comportement des même glissières soumises à un essai d'impact par pendule (essais sur terrain).

Pour l'ensemble des glissières, l'armature est formée de quatre pliages de barres différents de même que du mode de raccordement à la dalle expliqué plus tôt. Ainsi, les barres D1, D2 et P1

composent l'armature verticale et les barres H1 l'armature horizontale tel que montré aux figures 1 et 2.

Dans la première phase du projet (Phase I - Essais statiques) deux détails d'armature ont été employés. Dans la première, toutes les barres étaient d'acier alors que dans la seconde, les barres D1, P1 et H2 étaient en matériaux composites et seulement les barres D2 étaient d'acier. Quatre glissières de type PL2 et six glissières de type PL3 ont été testées (Masmoudi et al. 2000). Pour chaque type de glissière, PL2 et PL3, deux échantillons identiques ont été construits pour chaque détail d'armature de même que deux échantillons de type PL3 à armature d'acier exclusivement. Toutes les barres étaient de calibre 15 M.

Les comportements observés ont été très similaires pour l'ensemble des dix glissières testées. Par conséquent, il a été décidé de conduire la deuxième phase du projet (Phase II) avec des glissières composées exclusivement de barres d'armature en matériaux composites. Pour cette phase, trois glissières de chacun des deux types, PL2 et PL3, ont été construites. Pour chaque type, deux glissières étaient armées de barres en matériaux composites C-BAR (armature produite par Marshall Industries Composites Inc., Lima, Ohio, É-U.) et la troisième de barres en matériaux composites ISOROD (armature produite par Pultrall Inc., Thetford Mines, Québec, Canada). Les résultats ont à nouveau démontré la similitude des comportements par rapport aux mêmes glissières à armature d'acier. De la même façon, les glissières à armature en matériaux composites des deux fabricants différents (C-BAR et ISOROD) ont eu des comportements très proches.

La capacité ultime des glissières a été comparée à la capacité ultime statique équivalente pour chaque type, PL2 et PL3, selon le type d'armature, acier ou composite, tel que décrit dans les procédures de l'AASHTO (1994) LRFD Bridge Design Specifications (voir Annexe 5). Les résultats des essais concordent avec les valeurs permises par l'AASHTO. Aussi, il n'y a pas eu de rupture à l'endroit de la nouvelle connexion entre la glissière et la dalle.

Le nouveau Code Canadien de Conception des Ponts (CHBDC, 2000) et l'AASHTO (Guide Specifications for Bridge Railing, 1989) exigent que le parapet d'un pont doive résister à l'impact initial d'une collision et demeurer efficace pour rediriger un véhicule dans sa trajectoire. Les deux références spécifient que la résistance du parapet devrait être déterminée à partir d'un essai d'impact à l'aide d'un véhicule normalisé (Crash test). La phase III du projet porte sur l'essai d'impact. Pour valider le mode de connexion du parapet à la dalle de même que l'utilisation d'armature composite dans les glissières un essai d'impact par pendule a donc été effectué.

Comme il n'y a pas de spécifications quant au déroulement d'un essai d'impact par pendule il a été convenu de tester des glissières à armature composite Isorod et des glissières identiques à armature d'acier dans les mêmes conditions. L'essai d'impact par pendule employé ici diffère de l'essai conventionnel (Scanlon et al. 1989) parce qu'il est calibré à partir de glissières à armature d'acier identiques au départ. L'essai employé est semblable à celui réalisé pour l'Ontario Bridge Barrier (Klement et Aly 1998). La comparaison des comportements des glissières à armature composite et à armature d'acier est rendue possible considérant que la durabilité des glissières originales à armature d'acier a été validée au cours des années de service des dispositifs connus et utilisés encore aujourd'hui.

Ce rapport présente les résultats de l'essai d'impact – Phase III du projet – qui a été réalisé pour analyser le comportement des glissières de type PL2 et PL3 à armature composite comparativement à des glissières identiques à armature d'acier, soumises à une charge d'impact par pendule.

2. PROGRAMME D'ESSAIS

2.1 Glissières

Au total, huit glissières rigides en béton armé grandeur réelle (série 1 : 4 glissières de type PL2; série 2 : 4 glissières de type PL3), de 10 mètres de longueur, ont été fabriquées. Chacune des séries 1 et 2 comporte deux glissières identiques armées à l'aide de barres d'acier et deux autres identiques armées avec des barres en matériaux composites à base de fibres de verre et portant le nom commercial ISOROD et produite par la compagnie Pultrall Inc. (Thetford Mines, Québec).

Les glissières PL2 sont nommées PL2-ST1 et PL2-ST2 (acier), PL2-IS1 et PL2-IS2 (composite). Les glissières PL2 rencontrent le niveau de performance standard 2. Les glissières PL3 sont nommées PL3-ST1 et PL3-ST2 (acier), PL3-IS1 et PL3-IS2 (composite). Les glissières PL2 rencontrent le niveau de performance standard 3.

La dimension des glissières et la quantité d'armature sont telles que prescrites par le Manuel Canadien de Conception des Ponts (CHBDC, 2000). Le détail d'armature est montré aux figures 1 et 2. La hauteur et la profondeur de la base sont de 880 mm et de 410 mm pour les glissières PL2 et de 1140 mm et 435 mm pour les PL3. Des barres de calibre 15M (200 mm²) ont été employées pour l'acier et des barres no 5 (198 mm²) ISOROD (GFRP) pour le composite, pour les glissières de type PL2. Pour les glissières de type PL3, les barres D1 et H1 sont de calibre

15M (acier – 200 mm²) et no 5 (Isorod – 198 mm²) et les barres D2 et P1 de calibre 20M (acier – 300 mm²) et no 6 (Isorod – 285 mm²). Pour les deux types de glissière, PL2 et PL3, l'espacement horizontal des barres D1, D2 et P1 est de 200 mm et l'espacement vertical des barres horizontales H1 est de 181 mm – PL2 et 141 mm – PL3.

La construction des glissières comportait deux étapes. Dans un premier temps, une dalle de base mesurant 11,0 m de longueur par 1,5 m de largeur et 0,25 m d'épaisseur représentant la dalle d'un tablier de pont, a été armée et bétonnée. La dalle est armée avec deux rangs d'armature, soit un rang supérieur et un rang inférieur, à l'aide de barres d'acier de type 15M @ 100 mm dans le sens transversal et 200 mm dans le sens longitudinal, tel que montré à la figure 3. Les barres d'armature de liaison de types D1 et D2 (figures 1 et 2) des glissières ont été installées dès la fabrication des dalles de même que l'armature horizontale pour en faciliter l'attache et l'ajustement

Pour permettre la fixation des dalles au massif d'ancrage, des trous de 100 mm de diamètre répartis à 0,5 m sur les côtés longs de la dalle ont été prévus. Aussi, des anneaux d'attache, au nombre de quatre, ont été installés sur la dalle de support pour permettre d'attacher les glissières au moment de les transporter vers le massif d'ancrage. Ces cordons d'acier en "U" étaient positionnés de façon à ce que la déformation de la glissière sous son propre poids pendant le transport soit minimale. Après le mûrissement initial de la dalle, l'armature de type P1 a été mise en place, suivie par la mise en place du coffrage de la glissière pour la coulée finale. Les figures 3 à 10 illustrent les différentes étapes de fabrication.

La première glissière a été coulée le 14 novembre 2000 et la dernière, le 9 janvier 2001. Le mûrissement a été réalisé selon les spécifications du Cahier des Charges et Devis Généraux du Ministère des Transports du Québec (CCDG) qui prescrit que la température interne du béton doit être supérieure à 10 C pendant la première semaine de mûrissement. Les glissières coulées avant le 1^{er} décembre 2000 ont été recouvertes d'une feuille d'isolation de 25 mm d'épaisseur (Figure 11). Les glissières coulées après le 1^{er} décembre 200 ont mûri sous une tente de chauffage au gaz propane (Figure 12).

2.2 Propriétés des matériaux

Les dalles et les glissières ont été construites avec du béton standard couramment utilisé pour les dalles de tabliers de ponts (béton de Type V du MTQ). Le tableau 2 montre les valeurs moyennes des résistances obtenus aux essais de compression sur les cylindres échantillons de 150 x 300 mm pour chaque gâchée de béton livrée (soit au moins trois échantillons par livraison). La résistance en tension du béton a été déterminée par essai de cisaillement sur un cylindre.

Les propriétés en traction de la barre d'armature Isorod de deuxième génération, composée de 75% de fibre de verre de type E et 25% de résine Vinylester, sont présentées au tableau 3 avec celles de la barre d'armature d'acier. Des armatures Isorod de forme courbe comme celles illustrées aux figures 13 et 14 ont été utilisées pour les essais de traction uni axiale. Les figures 15 et 16 montrent le montage de l'essai de traction et le mode de rupture des échantillons après l'essai de traction.

2.3 Instrumentation

La mesure des déformations est réalisée à l'aide de 26 jauges à résistance électrique de 5 mm de longueur collées aux barres d'armature aux sections critiques. Les jauges ont été collées aux barres D1, D2 et P2 à trois

endroits dans la section médiane des glissières et à quatre endroits sur les faces avant et arrière des glissières sur les barres H1. La figure 17 montre la position des barres instrumentées dans les glissières. Un accéléromètre piézo-électrique a aussi été installé à chaque essai sur la face arrière des glissières vis-à-vis du point d'impact pour mesurer le signal de l'accélération et la durée de l'impact. Les données ont été acquises à l'aide d'un système d'acquisition à une fréquence de 5 000 lecture par seconde fourni par le Ministère des Transports du Québec. Après chaque essai, les fissures étaient marquées et leur largeur mesurée.

2.4 Procédure d'essai

Sur le site d'essai, soit le terrain du Centre de services de Sherbrooke de la Direction de l'Estrie du Ministère des Transports du Québec, une fosse de 14,0 m x 4,0 m x 1,0 m de profondeur a été creusée. Dans celle-ci a été construit le massif d'ancrage de 12,0m x 2,0 m x 1,0 m de profondeur. Des barres d'ancrage de 32 mm de diamètre (Dywidag), au nombre de 24, ont été placées verticalement avec une longueur d'ancrage de 0,95 m et une longueur libre de 0,5 m (figure 19). Ces barres sont espacées de 1,0 m tout autour du massif de façon à permettre l'ancrage des dalles et des glissières solidement. Au moment de l'essai les glissières étaient serrées en place à l'aide d'écrous et de plaques d'acier de 200 mm x 200 mm percées.

Pour la mise en place et le déplacement des glissières au massif d'ancrage une grue de 50 tonnes et un fardier ont été employés (figure 20). Le déplacement des glissières n'a pas occasionné de fissuration dans les dalles ni dans les glissières.

L'essai d'impact a été réalisé à l'aide d'une boule de démolition de 3 tonnes. La boule était tirée au mât d'une grue de 80 tonnes placée à environ 20 mètres du point d'impact perpendiculairement à la face avant de la glissière. Le point d'impact de la boule sur le mur était

à 0,75 m pour les glissières PL2 et à 0,90 m pour les glissières PL3. La figure 22 illustre le montage. La hauteur de la boule était déterminé à l'aide d'un niveau d'arpentage. Au déclenchement de l'essai, la boule était relâchée en direction de la glissière. La figure 23 montre une photographie du système avant l'essai.

2.5 Calibration de l'essai d'impact par pendule

L'essai s'appuie sur la comparaison des comportements de glissières selon leur matériau d'armature : si les glissières armées en composite, peuvent résister à un impact produit par une boule montée à la même hauteur pour de glissières armées en acier de géométrie identique, ces glissières ayant une résistance connue, on peut établir que toutes ces glissières ont une résistance équivalente.

Pour déterminer la hauteur de chute de la boule de démolition et le système de distribution de charge adéquat quelques essais préliminaires ont dû être effectués. La combinaison de ces deux éléments déterminants devait produire un dommage jugé acceptable sur la glissière à armature d'acier dont on connaît la durabilité. Après chaque essai préliminaire les dommages étaient évalués visuellement.

La première configuration comportait le montage de deux plaques d'acier de 25 mm d'épaisseur placées sur deux roues de camions dont les pneus étaient gonflés à environ 0,6 MPa (figure 24). Les pneus reposaient sur la face avant de la glissière, côte à côte. Les pneus étaient soulevés par des blocs de bois de façon à ce que leur contact avec la face de la glissière soit uniforme. Les plaques étaient déposées contre les pneus directement. La hauteur du point d'impact était marquée sur les plaques au centre des deux roues pour fins de mise au point du

système avec la boule et la grue. Ce système simulerait l'impact causé par l'essieu arrière d'un camion remorque.

Le premier essai a été réalisé sur la glissière PL2-ST1 à 1,25 m de l'extrémité droite. La boule a été montée à une hauteur de 3,0 m. L'impact ainsi produit n'a généré aucune déformation de la glissière. L'essai a été repris au même endroit mais cette fois avec la boule montée à une hauteur de 3,5 m, soit la hauteur maximale permise par la grue. Cette fois encore, aucun dommage significatif n'a été observé. Alors il a été décidé d'utiliser une autre configuration du montage pour produire plus d'effet sur la glissière.

La deuxième configuration du montage n'utilisait que les plaques d'acier, les pneus ayant absorbé la majeure partie de l'énergie. Les plaques étaient cette fois-ci appuyées directement sur la glissière étant en contact en deux points, soit à la base et à l'arête supérieure de la face avant (figure 25). L'essai réalisé à 3,0 m de hauteur et à 1,25 m de l'extrémité droite de la glissière a produit des déformations aux points d'appui seulement (figure 26).

La troisième configuration du montage n'utilisait encore que les plaques d'acier. Cependant, cette fois-ci les plaques ont été soulevées à l'aide de blocs de bois de façon à ce que leur contact avec la face de la glissière soit uniforme (figure 27). L'essai a été réalisé au même point d'impact et une hauteur de 3,0 m. L'impact a déplacé un segment de 2,9 m de la glissière. Le dommage ainsi produit n'a pas détruit la glissière mais a été jugé suffisant pour fins de comparaison.

Pour valider ce dernier montage un essai a été réalisé à 1,25 m de l'extrémité gauche de la même glissière (figures 28 et 29). Un résultat similaire à l'essai précédent a été obtenu. Ainsi pour les glissières PL2 le montage avec les plaques d'acier soulevées sur des blocs de bois et la boule montée à 3,0 m serait employé (figure 30).

Pour les glissières PL3, le même montage a été utilisé mais la boule a été montée à 3,5 m de hauteur. Les essais préliminaires ont été réalisés aux deux extrémités (1,25 m) de la glissière PL3-ST1. Des résultats semblables ont été obtenus (figures 31 et 32). Le montage tel qu'utilisé pour les glissières PL2 a donc été retenu mais avec une hauteur de chute de la boule de 3,5 m. Pour l'analyse des données, seulement les essais réalisés au centre de glissières ont été considérés. . Cependant, on a pu remarquer plus de dommage suite aux impacts aux extrémités des murs en ce qui a trait à la largeur des fissures et à la dislocation du béton.

3. PRÉSENTATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

L'énergie déployée par la boule de démolition pour une hauteur de chute de 3,0 m (glissières PL2) est de 86 818 J. Pour une hauteur de chute de 3,5 m (glissières PL3) la même énergie est de 101 288 J. Cette énergie potentielle, égale à l'énergie cinétique, est obtenue à l'aide de la relation suivante : $m \times g \times h = \frac{1}{2} \times m \times v^2$, où m est le poids de la boule (2 950 kg), g est l'accélération gravitationnelle (9,81 m/s²), h est la hauteur de la boule en mètres et v est la vitesse de la boule. Cette énergie est mise en cause dans la déformation de la glissière. Lorsque la vitesse de la boule est nulle, soit au moment de la déformation maximale, toute l'énergie est absorbée par la déformation de la glissière en assumant que la déformation du système d'ancrage, de la boule et des plaques et de la friction pendant la chute sont négligeables.

Les contraintes au moment de l'impact sont en deux parties : la première provient par l'impact produit directement par la boule, la seconde provient de la force d'inertie par vibration de la glissière. Après le premier instant de l'impact, les contraintes développées ne proviennent que de la force d'inertie. L'impact et les forces d'inertie dépendent de la rigidité structurale : plus la rigidité est grande, plus la force d'impact et la force d'inertie sont grandes. Si la glissière ne peut pas absorber autant d'énergie, celle-ci est relâchée au travers des fissures et de la déformation de la glissière.

Pour les glissières soumises à la même quantité d'énergie, la déformation résiduelle dépend des propriétés des matériaux entrant dans leur composition, de la rigidité de la glissière et de la distribution et la largeur des fissures. À cause de la moins grande rigidité des matériaux composites, un plus grand nombre de fissures et des fissures plus larges doivent être envisagées

dans les glissières dans les glissières à armature composite contrairement à celles armées d'acier conventionnel.

L'accélération mesurée au moment de l'essai a été utilisée pour calculer la force d'impact par la relation $F = m \times a$. Les tableaux 4 et 5 donnent les valeurs calculées pour les glissières PL2 et PL3. Pour les glissières PL2-IS2 et PL3-ST2, les faibles valeurs d'accélération obtenues et par conséquent les faibles forces, comparativement aux glissières équivalentes à armature d'acier, peuvent être attribuables au serrage des glissières sur le massif d'ancrage. Cela a conduit à une absorption d'énergie différente à cause des pertes dans le déplacement de la glissière aux ancrages. La proximité des valeurs pour les hauteurs de 3,0m et 3,5 m peut être expliquée de la même façon. Les figures 33 et 34 montrent les accélérations en fonction du temps pour les glissières PL2 et PL3. Les valeurs montrées couvrent 0,1 secondes mais l'impact observé s'étend sur environ 0,03 secondes.

Les résultats seront présentés en fonction des plans de fissuration et des déformations dans les barres d'armature.

3.1 Glissières PL2

3.1.1 Fissuration et comportement

Les figures 35 à 38 montrent le détail des fissures observées sur la face avant des glissières PL2. Toutes les glissières PL2, à armature d'acier ou composite, ont eu un comportement similaire. Les fissures diagonales sont distribuées symétriquement par rapport à l'axe d'impact vertical. Les fissures sont répandues sur une longueur, définie par l'AASHTO comme longueur critique, de 2,9 m à 3,3 m en haut de la face avant et sur 0,9 m à 1,2 m à la base de la glissière. Ces valeurs sont semblables à celles prédites par l'AASHTO (LRFD Bridge Design Specifications 1994) suite aux travaux de Hirsch (1978) sur la méthode de la ligne de rupture, soit, de 2,9 m pour les glissières à armature d'acier et 2,95 m pour les glissières à armature composite.

Pour les glissières PL2-IS1 et PL2-IS2 à armature composite, le nombre de fissures est plus grand mais leur espacement est plus petit comparativement aux glissières à armature d'acier. Pour les glissières PL2-St1 et PL2-St2, la largeur maximale des fissures est de 0,65 mm et 0,45 mm sur les faces avant et 0,70 mm et 0,46 mm sur les faces arrière. De même, pour les glissières PL2-IS1 et PL2-IS2, les largeurs maximales des fissures sur les faces avant sont 0,75 mm et 0,85 mm et sur les faces arrière, de 0,66 mm et 0,90 mm. Les largeurs maximales des fissures des glissières à armature composite sont 1,45 (face avant) et 1,35 (face arrière) fois plus grandes que celles des glissières à armature d'acier. Le tableau 6 présente les largeurs maximales des fissures mesurées sur les glissières PL2 sur les faces avant et arrière. Les fissures verticales au centre de la glissière PL2-IS2 ont été causées par les variations de température pendant la période de mûrissement.

3.1.2 Contraintes dans les barres

Les figures 39 à 42 montrent l'évolution des déformations en fonction du temps enregistrées pour les glissières PL2. On peut remarquer que les déformations dans les barres d'armature horizontale d'acier sont négligeables par rapport à celles des barres d'armature composite qui atteignent 5 500 $\mu\epsilon$ dans le cas de la glissière PL2-IS2. Cependant, les déformations dans les barres d'armature verticales sont plus grandes pour les composites que pour l'acier. Cela indique qu'à cause de la rigidité supérieure des glissières à armature d'acier la force d'impact est reprise davantage par les barres verticales plus près de la surface du béton. Contrairement, pour les glissières à armature composite, moins rigides, l'armature horizontale contribue plus à la reprise de la force d'impact. Les figures 43 à 48 présentent l'allure finale des faces avant et arrières des glissières PL2 après essai.

3.2 Glissières PL3

3.2.1 Fissuration et comportement

Les figures 49 à 52 montrent le détail de fissuration sur les faces avant des glissières PL3. Toutes les glissières PL3 ont eu des comportements similaires aux glissières PL2. Les fissures diagonales s'étendent sur des longueurs critiques de 3,7 m et 4,1 m en haut de la face avant et de 1,0 m et 1,3 m à la base de la glissière. Ces valeurs sont aussi près de celles données par l'AASHTO, soit 4,4 m et 4,6 m pour l'acier et le composite respectivement.

Pour les glissières PL3-IS1 et PL3-IS2, à armature composite, densité du réseau de fissuration et la largeur des fissures sont très près des mêmes observations sur les glissières à armature d'acier. Pour les glissières PL3-ST1 et PL3-ST2, la largeur maximale des fissures sur la face avant atteint 0,60 mm et 0,56 mm et sur les faces arrières elles sont de 0,45 mm et 0,65 mm. Pour les glissières PL3-IS1 et PL3-IS2 la largeur maximale des fissures sur la face avant est de 0,54 et 0,80 mm et sur les faces arrières elle est de 0,55 mm pour les deux glissières. Les rapports de largeurs de fissures sur les faces avant et arrière sont très près pour les deux types d'armature pour les glissières PL3, soit de 1,0 et 1,15 respectivement. Ce phénomène « de coin » peut être attribué à deux causes : premièrement, à l'espacement moindre des barres horizontales des glissières PL3 par rapport à celui des PL2, et deuxièmement, à cause de l'inertie supérieure, l'effet de la résistance de l'armature sur la résistance globale des glissières PL3 est moindre que dans les glissières PL2 qui ont une inertie inférieure. Le tableau 7 donne les largeurs maximales mesurées sur les glissières PL3 après essai. De même que pour la glissière PL2-IS2, les deux fissures verticales se trouvant près du centre de la glissière PL3-IS2 s'y trouvaient avant l'impact et ont été causées par les variations de température pendant la période de mûrissement.

3.2.2 Contraintes dans les barres

Les figures 53 à 56 montrent les déformations en fonction du temps enregistrées pour les glissières PL3. Le comportement général observé est très semblable à celui des glissières PL2. Les figures 57 à 64 montrent l'allure finale des faces avant et arrière des glissières PL3 après essai. Pour fins de comparaison, les figures 65 et 66 montrent les faces avant des glissières PL2 et PL3.

3.3 Comportement général

Pour fins de comparaison les figures 65 et 66 montrent, dans un même plan, les réseaux de fissuration sur la face avant des glissières de type PL2 et PL3 respectivement. On y remarque que l'impact a une influence sur une superficie semblable pour toutes les glissières d'un même type. Pour les glissières PL2, la densité de fissuration pour les cas armés de barres composites ISOROD est plus grande que dans les cas à armature d'acier. La fissuration étant plus dense, mais sur une surface équivalente entraîne que les déformations sont sûrement plus grandes dans les barres composites que dans les barres d'acier. Cela peut être attribuable à la faible rigidité des barres composites (environ un cinquième de la rigidité de l'acier). Aussi, cela explique pourquoi la largeur des fissures sur les cas à armature composite n'est pas cinq fois supérieure à celles de l'acier mais plutôt de l'ordre de 1,35 et 1,45 fois la largeur des fissures mesurées sur les cas à armature d'acier.

Tel que mentionné dans la section 3.2.1, pour les glissières PL3, l'espacement moindre de l'armature horizontale et l'effet réduit de la rigidité de l'armature par rapport à la résistance globale a conduit à des réseaux de fissurations similaires et des largeurs de fissures équivalentes

dans les cas à armature d'acier et composite. De plus, cette distribution uniforme des fissures démontre que les barres d'armature ISOROD possèdent de bonnes caractéristiques d'adhérence.

3.4 Effet de coin

L'essai d'impact sur un coin n'a été réalisé que sur deux glissières, soit PL2-ST1 et PL3-ST1 pour fins de calibration de hauteur de chute tel qu'expliqué dans la sections 2.5 de ce rapport. Les figures 67 et 68 montrent la déformation engendrée par un impact en position 2 près d'une extrémité de la glissière PL2-ST1 et PL3-ST1. Les fissures diagonales se sont étendues sur une longueur critique de 3,1 m^(*) et 3,5 m^(*) au haut de la glissière et de 1,4 m^(*) et 1,8 m^(*) à la base du mur pour les glissières PL2-ST1^(*) et PL3-ST1^(*) respectivement.

À cause de la force d'impact près des extrémités desdites glissières, les largeur maximales des fissures sur la face avant ont été de 1,05 mm et 1,25 mm alors que ces valeurs étaient plus près de 0,65 mm et 0,60 mm lors des impacts au centre des mêmes glissières. Sur les faces arrières, lors des impacts près des extrémités, on a mesuré des fissures de largeur maximale de 1,20 mm et 1,10 mm. Ces valeurs étaient plus près de 0,70 mm et 0,45 mm au centre des mêmes glissières. Ainsi, la largeur moyenne des fissures est environ du double (1,65 à 2,25) près des extrémités par rapport au centre.

3.5 Essai à charge concentrée

Deux essais intéressants ont été réalisés sur les glissières PL3-ST2 et PL3-IS1 à 1,25 m de l'extrémité droite de chacune d'elles en n'utilisant que la boule de démolition, sans les plaques (figure 69). La boule a été montée à 3,5 m. Dans les deux cas l'impact a entraîné le décollement de grandes parties de béton tel que montré aux figures 70 à 75. L'armature horizontale et

verticale de la glissière PL3-ST2 a été complètement pliée. Cependant, la déformation a été moins grande pour la même armature dans le cas de la glissière PL3-IS1, la laissant droite.

4. CONCLUSION

Ce rapport présente les résultats de la troisième phase d'un programme d'essai en cours depuis les quatre dernières années à l'Université de Sherbrooke en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec et Pultrall Inc. (Thetford Mines, Québec) dans le but de développer un nouveau design de glissière rigide et pour valider l'utilisation des matériaux composites (GFRP) comme armature sans corrosion dans l'objectif de concevoir une glissière sans entretien.

Dans cette phase du projet, un essai d'impact par pendule utilisant une boule de démolition de trois tonnes a été réalisé sur des glissières en béton armé de type PL2 et PL3. L'objectif principal de ces essais était de comparer le comportement des deux types de glissières et la fissuration selon le type d'armature employé dans chacune des glissières. Par surcroît, un nouveau type de connexion de la glissière à la dalle a été étudié.

Les dimensions et la quantité d'armature dans les glissières fabriquées pour l'essai sont telles que prescrites par le Manuel Canadien de Conception des Ponts (CHBDC, 2000). Du béton de type V – MTQ – de même que des assemblages orthogonaux d'armature aux faces extérieures des glissières ont été utilisés pour fins de conception initiale tel que prescrit. Le nouveau mode de connexion consiste à prolonger l'armature verticale principale de la glissière jusqu'à toute l'épaisseur de la dalle et ce, en armature composite intégralement.

Le système d'impact – pendule composé d'une grue et d'une boule de démolition – a été calibré de façon à ce que l'impact produit génère un dommage appréciable et jugé courant sur les glissières utilisées régulièrement. Les résultats obtenus conduisent aux observations suivantes:

1. Le comportement des glissières de deux types, PL2 et PL3, à armature composite (GFRP) soumises à la force d'impact est très similaire à celui des glissières identiques à armature d'acier conventionnelle.
2. Pour les glissières PL2 à armature composite, malgré que la rigidité des barres (GFRP) ne soit que 1/5 de celle des barres d'acier, l'ouverture des fissures la plus large mesurée sur la face avant des glissières était de 0,8 mm, ce qui représente 1,45 fois la largeur de la fissure la plus large mesurée sur la face avant d'une glissière identique à armature d'acier.
3. Pour les glissières PL3 l'ouverture des fissures est très similaire pour les deux types d'armature, acier et composite (GFRP). La fissure la plus large mesurée sur un spécimen à armature composite est de 0,67 mm, ce qui ne représente que 1,15 fois la largeur de la fissure la plus large mesurée sur une glissière PL3 à armature d'acier. Cela est peut-être dû à un meilleur arrangement des barres d'armature horizontales qui sont moins espacées dans les PL3 que dans les PL2.
4. Le nouveau mode de connexion entre la glissière et la dalle n'a présenté aucune rupture.
5. Dans les glissières à armature composite (GFRP), l'armature horizontale a contribué davantage à la distribution de l'impact que dans le cas de l'armature d'acier. Cela peut être dû à la plus grande rigidité de l'acier, ce qui contribue à redistribuer plus d'effort aux barres verticales près du point d'impact.
6. À cause de l'effet de coin, la charge d'impact a causé un dommage plus grand près de l'extrémité des glissières contrairement au même essai, à charge équivalente, réalisé au centre des glissières.

5. RECOMMANDATIONS

En s'appuyant sur les comportements observés et les résultats obtenus pour les glissières PL2 et PL3 à armature en matériaux composites à base de fibre de verre composite (GFRP), les recommandations suivantes émergent:

1. Les glissières PL2 et PL3 à armature composite selon la conception telle que présentée dans ce rapport, figures 4 et 5, peuvent être utilisées sécuritairement comme élément de sécurité – sans entretien – au lieu des glissières de même type à armature d'acier conventionnelle. Le nouveau Code Canadien de Conception des Ponts (CHBDC, 2000) permet l'emploi de béton standard (le béton type V du MTQ dans le cas présent) si deux assemblages orthogonaux de barres composites sont disposés à proximité des faces avant et arrière à l'intérieur des glissières (deux rangs de barres Isorod (GFRP) ont été utilisés dans le cas présent). Pour tous les pliages des barres des glissières PL2, des barres Isorod no 5 (198 mm^2) ont été utilisées. Pour les barres D1 et H1 des glissières PL3 des barres Isorod no 5 (198 mm^2) et des barres Isorod no 6 (285 mm^2) pour les barres D2 et P1 ont été utilisées. Pour les deux types de glissières l'espacement horizontal des barres D1, D2 et P1 a été de 200 mm. L'espacement vertical des barres H1, horizontales, a été de 181 mm (PL2) et 141 mm (PL3).
2. Il est recommandé d'augmenter la quantité d'armature horizontale pour les glissières PL2. Un espacement des barres horizontales (H1) de 140 mm tel que dans les PL3 nous semble adéquat pour le contrôle de la fissuration.
3. Afin de réduire le dommage excessif causé par l'effet de coin la quantité d'armature, telle que présentée aux figures 1 et 2 pour les glissières PL2 et PL3, devrait être doublée aux extrémités des glissières.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la Direction des structures du Ministère des Transports du Québec pour son support financier et son assistance par la fourniture d'un système d'acquisition de données et toutes les ressources professionnelles et techniques contribuant au bon déroulement des essais.

Nous remercions Pultrall Inc. (Thetford Mines, Québec) qui a généreusement fourni l'armature Isorod, Béton Demix pour la fourniture du béton, Aciers Orford Inc. pour la fabrication et l'installation de l'acier d'armature et Les Coffrages Carmel Inc. pour l'entreprise générale de la construction des glissières.

Aussi, nous remercions la Direction Territoriale de l'Estrie du Ministère des Transports du Québec qui a prêté gracieusement le terrain du Centre de Services de Sherbrooke au 4400 chemin Saint-Joseph, Sherbrooke, permettant ainsi l'établissement du site d'essai pour toute la durée du projet.

L'aide financière à laquelle ont contribué le Conseil de Recherche Canadien des Sciences Naturelles et du Génie (CRSNG) et le Réseau canadien de centres d'excellence sur les innovations en structures avec système de détection intégré (ISIS) est particulièrement soulignée.

Nous remercions toute l'équipe de recherche du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke et particulièrement messieurs François Ntacorigira et Frédéric Trucotte ainsi que madame Hélène Nadeau pour leur soutien technique dévoué et tous les étudiants sous la direction de monsieur Brahim Benmokrane, professeur et directeur du projet, qui ont participé activement à cette réalisation.

BIBLIOGRAPHIE

AASHTO (1994). "LRFD Bridge Design Specifications," 1^{ère} éd., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO (1989). "Guide Specifications for Bridge Railing," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

Masmoudi, R., ElSalakawy, E., Beaumier, E. and Benmokrane, B., (2001). "Behaviour of Types PL2 and PL3 Concrete Barriers Reinforced with Composite Bars," Final Report, Phase II, Présenté au Ministère des Transports du Québec, Canada, 52p.

CHBDC (2000). "Canadian Highway Bridge Design Code," CAN/CSA-S6-00, Canadian Standard Association, Rexdale, Toronto, Ontario, Canada, 734p.

Hirsch, T.J. (1978). "Analytical Evaluation of Texas Bridge Rails to Contain Buses and Trucks," Research Report 230-2, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, Collage Station, TX, August.

King, K. M. and Campise, W.L. (1990). "Test and Evaluation of Ontario Wall Barrier with an 80,000 Pound Tractor Trailer," Texas Transportation Institute.

Klement, T. and Aly, A. (1998). "Pendulum Testing of the Ontario Bridge Barrier," Brouillon pour publication, 23p.

Maheu, J. and Bakht, B. (1994). "A New Connection Between Concrete Barrier Walls and Bridge Decks," Recueil des communications, CSCE Annual Conference, Vol. II, Winnipeg, pp. 224-229.

Masmoudi, R., Beaumier, E. and Benmokrane, B. (2000). "Behaviour of Types PL2 and PL3 Concrete Barriers Reinforced with Composite Bars," Rapport technique, Phase I, Soumis au Ministère des Transports du Québec, Canada, 48p.

OHBDC (1992). "Ontario Highway Bridge Design Code," Ministry of Transportation of Ontario, Downsview, Ontario, Canada.

Scanlon, A., McClure, R.M., Spitzer, P., Tessaro, T., and Mansour, A. (1989). "Performance Characteristics of Cast-in-Place Bridge Barrier," Rapport de recherche No. 87-21, Préparé pour le Pennsylvania Department of Transportation, State University, University Park, Pennsylvania.

Tableau 1. Calendrier de mûrissement des glissières

| Date | PL2-ST1 | | PL2-ST2 | | PL2-IS1 | | PL2-IS2 | | PL3-ST1 | | PL3-ST2 | | PL3-IS1 | | PL3-IS2 | |
|------------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|
| | dalle | gliss. |
| 14/11/2000 | ----- | | | | | | | | ----- | | | | | | | |
| 17/11/2000 | | ----- | ----- | | | | | | | ----- | ----- | | | | | |
| 23/11/2000 | | | | ----- | | | | | | | | ----- | | | | |
| 19/12/2000 | | | | | ----- | | | | | | | | ----- | | | |
| 21/12/2000 | | | | | | | ----- | | | | | | | | ----- | |
| 22/12/2000 | | | | | | | ----- | | | | | | | ----- | | |
| 09/01/2001 | | | | | | | | ----- | | | | | | | | ----- |

Tableau 2. Propriétés du béton

| Glissière | | Âge (Jours) | Résist. Compression (MPa) | Résist. Tension (MPa) | Module d'élasticité (GPa) |
|-----------|-------|----------------|---------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|
| PL2-ST1 | Dalle | 180 | 40 | 3.55 | 31.6 |
| | Mur | 181 | 43 | 3.65 | 32.8 |
| PL2-ST2 | Dalle | 180 | 43 | 3.65 | 32.8 |
| | Mur | 181 | 33 | 3.2 | 28.7 |
| PL2-IS1 | Dalle | 170 | 47 | 3.7 | 34.2 |
| | Mur | 172 | 43 | 3.7 | 32.8 |
| PL2-IS2 | Dalle | 170 | 43 | 3.65 | 32.8 |
| | Mur | 172 | 47 | 3.7 | 34.2 |
| PL3-ST1 | Dalle | 180 | 40 | 3.55 | 31.6 |
| | Mur | 183 | 43 | 3.65 | 32.8 |
| PL3-ST2 | Dalle | 180 | 43 | 3.65 | 32.8 |
| | Mur | 183 | 33 | 3.2 | 28.7 |
| PL3-IS1 | Dalle | 171 | 47 | 3.7 | 34.2 |
| | Mur | 169 | 43 | 3.7 | 32.8 |
| PL3-IS2 | Dalle | 172 | 43 | 3.65 | 32.8 |
| | Mur | 160 | 47 | 3.7 | 34.2 |

Tableau 3. Propriétés des barres d'armature composite et d'acier

| Matériau | | Résist. Rupture (MPa) | Résist. Tension (MPa) | Module d'élasticité (GPa) | Déformation ultime (%) |
|-----------------------|----------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------------|------------------------------|
| Acier (manufacturier) | | 400 | 600 | 200 | $\epsilon_y = 0.2$ |
| GFRP | H1 (15M) | N/A | 640 | 41.2 | 1.55 |
| | D1 (15M) | N/A | 740 | 42.0 | 1.76 |
| | D1 (20M) | N/A | 730 | 49.0 | 1.49 |

Tableau 4. Accélérations maximales mesurées et forces d'impact pour les glissières PL2

| Glissière | PL2-ST1 | PL2-ST2 | PL2-IS1 | PL2-IS2 |
|--------------------------|---------|---------|---------|---------|
| Hauteur (m) | 3.0 | 3.0 | 3.0 | 3.0 |
| Accélération (m/s^2) | 257 | 234 | 248 | 145 |
| Force d'impact (kN) | 758 | 690 | 731 | 428 |

Tableau 5. Accélérations maximales mesurées et forces d'impact pour les glissières PL3

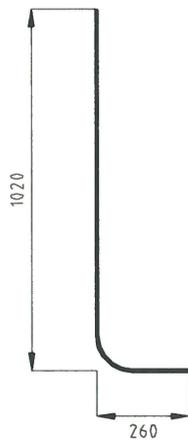
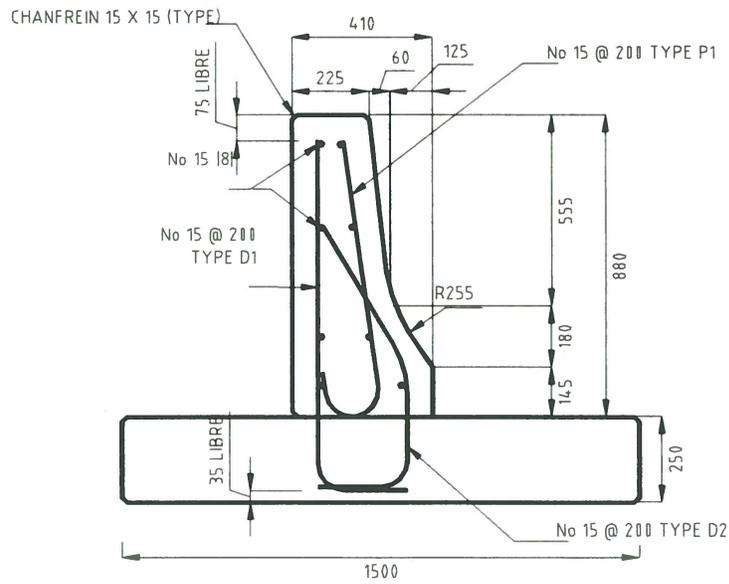
| Glissière | PL3-ST1 | PL3-ST2 | PL3-IS1 | PL3-IS2 |
|--------------------------|---------|---------|---------|---------|
| Hauteur (m) | 3.5 | 3.5 | 3.5 | 3.5 |
| Accélération (m/s^2) | 243 | 173 | 252 | 220 |
| Force d'impact (kN) | 716 | 511 | 744 | 649 |

Tableau 6. Largeur maximale des fissures – glissières PL2

| Glissière | | PL2-ST1 | PL2-ST2 | PL2-IS1 | PL2-IS2 |
|--------------|------|---------|---------|---------|---------|
| Face avant | Max. | 0.65 | 0.45 | 0.75 | 0.85 |
| | Moy. | 0.55 | | 0.8 | |
| Face arrière | Max. | 0.70 | 0.46 | 0.66 | 0.9 |
| | Moy. | 0.57 | | 0.77 | |

Table 7 Maximum measured crack widths, (mm), for PL3 barriers

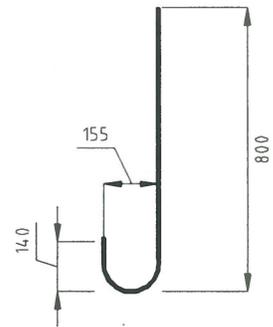
| Glissière | | PL3-ST1 | PL3-ST2 | PL3-IS1 | PL3-IS2 |
|--------------|------|---------|---------|---------|---------|
| Face avant | Max. | 0.6 | 0.56 | 0.54 | 0.8 |
| | Moy. | 0.58 | | 0.67 | |
| Face arrière | Max. | 0.45 | 0.65 | 0.55 | 0.55 |
| | Moy. | 0.55 | | 0.55 | |



TYPE D1



TYPE D2



TYPE P1

Figure 1. Dimensions et détails de l'armature pour les glissières de Type PL2

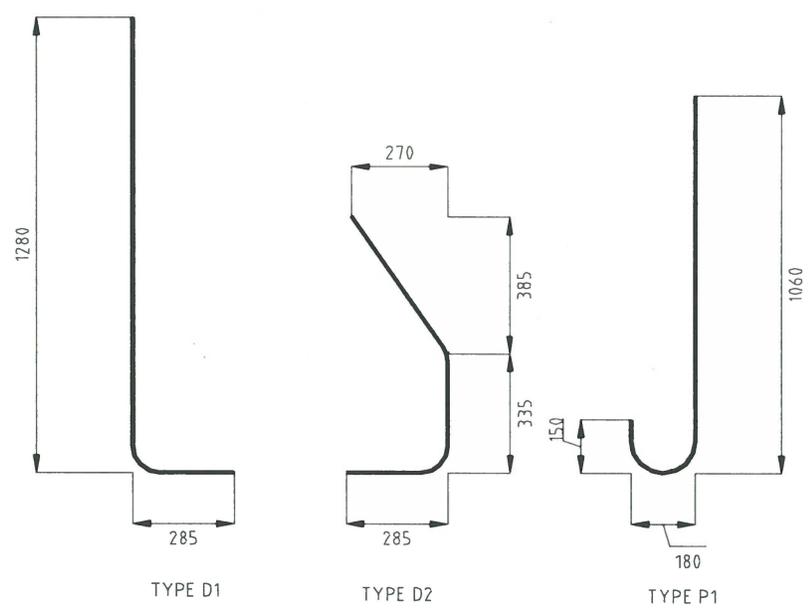
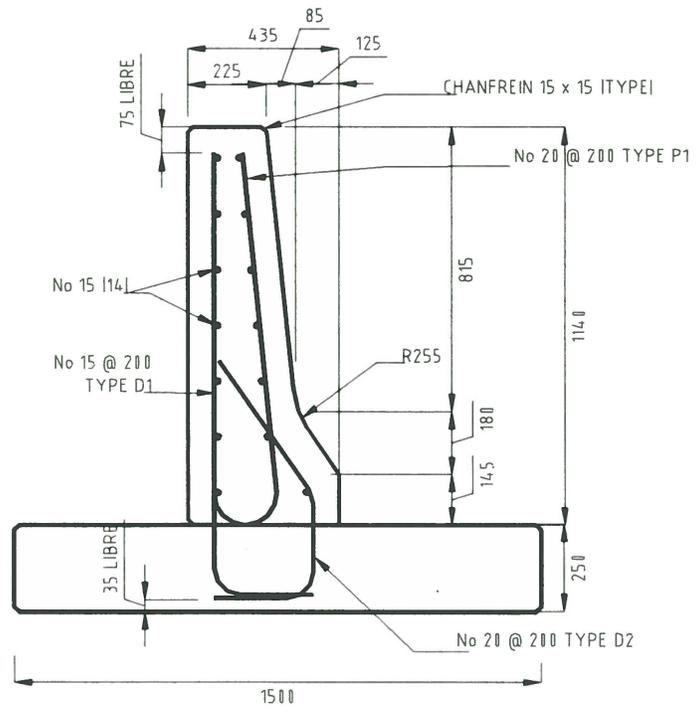


Figure 2. Dimensions et détails de l'armature pour les glissières de Type PL3

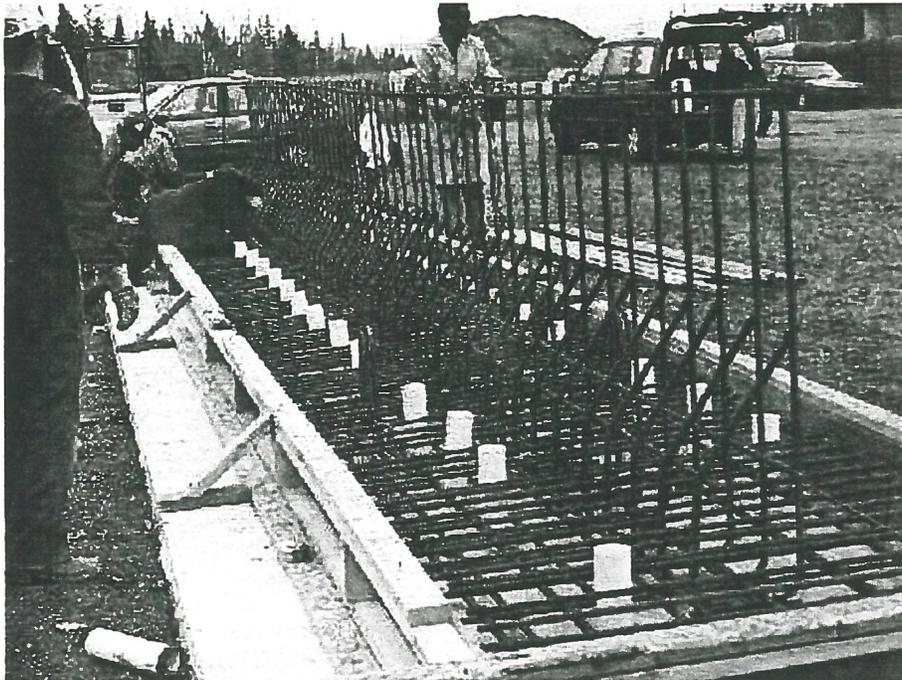


Figure 3 . Mise en place de l'armature dans la dalle et le mur d'une glissière (PL3-Acier)

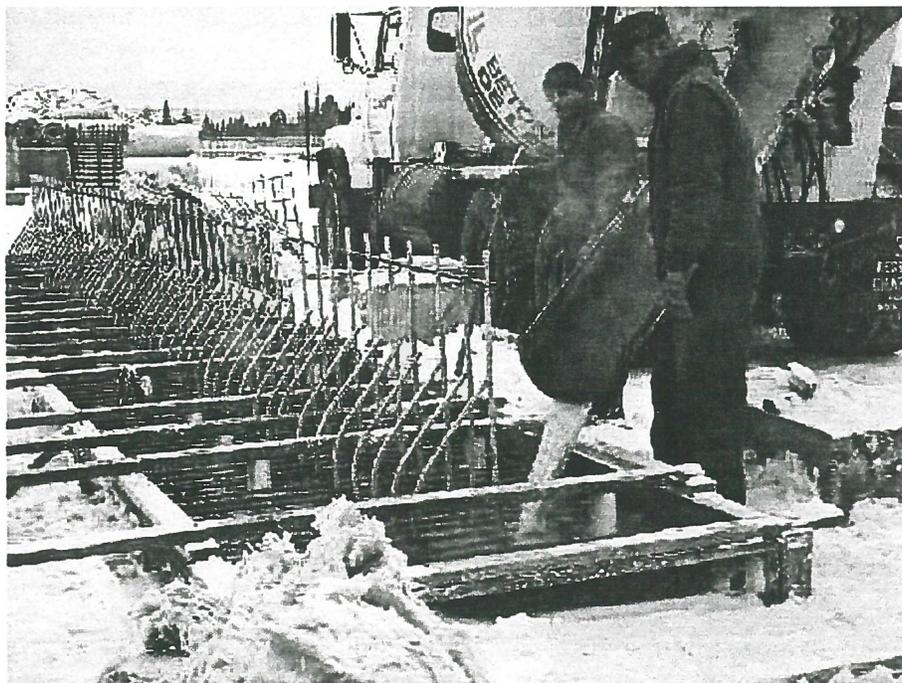


Figure 4 .Coulage du béton dans la dalle d'une glissière (PL2-IS)



Figure 5 . Finition de la surface de la dalle d'une glissière (PL3-Acier)

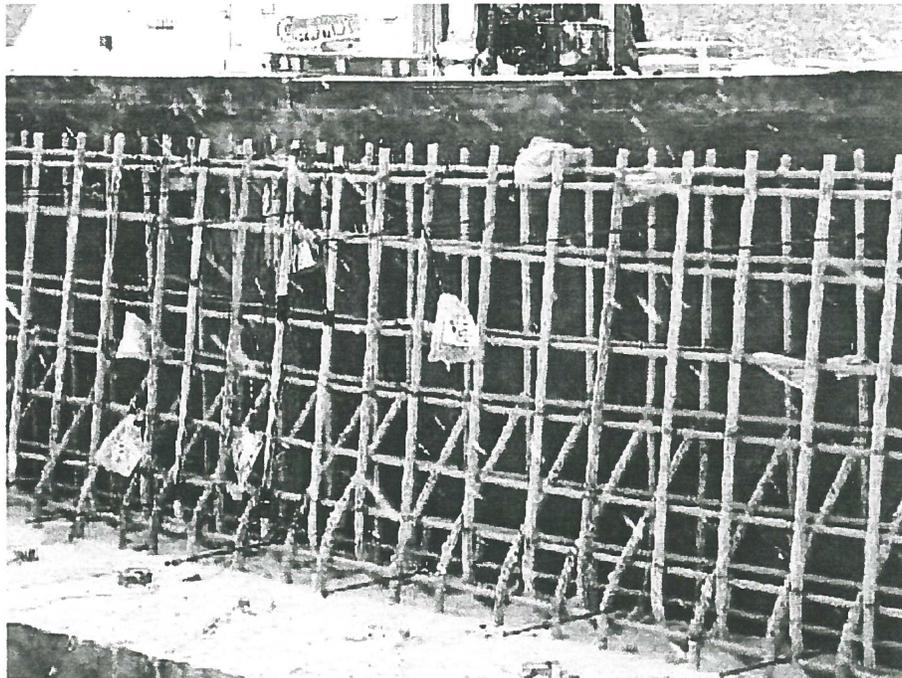


Figure 6 . Vue d'une partie de l'armature horizontale et de l'armature verticale (types P1, D1 et D2) d'un mur d'une glissière (PL3-IS)

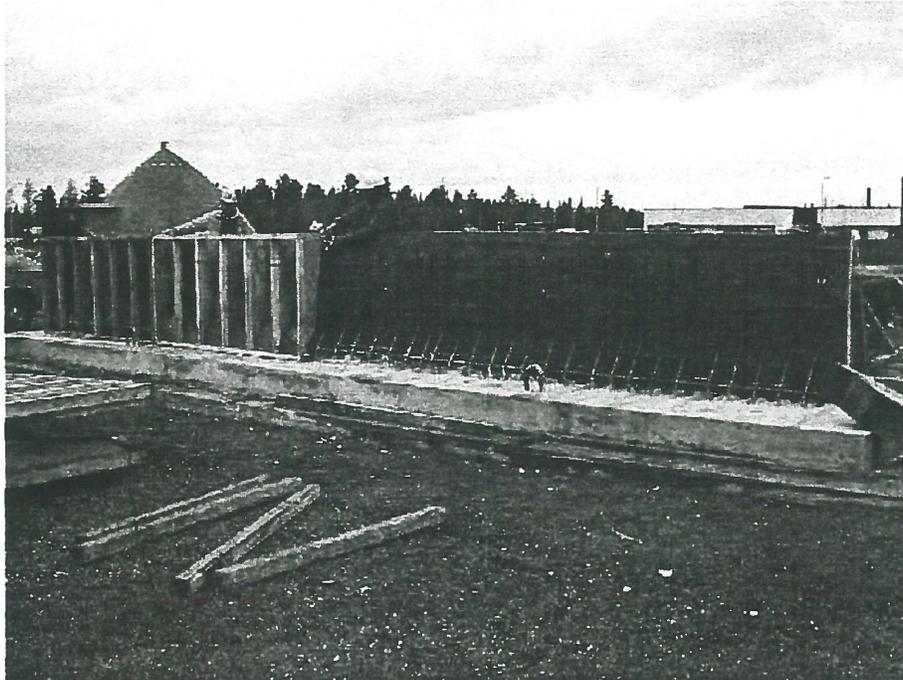


Figure 7 . Vue d'installation du coffrage pour un mur d'une glissière (PL2-Acier)



Figure 8 . Finition du béton de la partie supérieure d'un mur d'une glissière (PL3-IS)

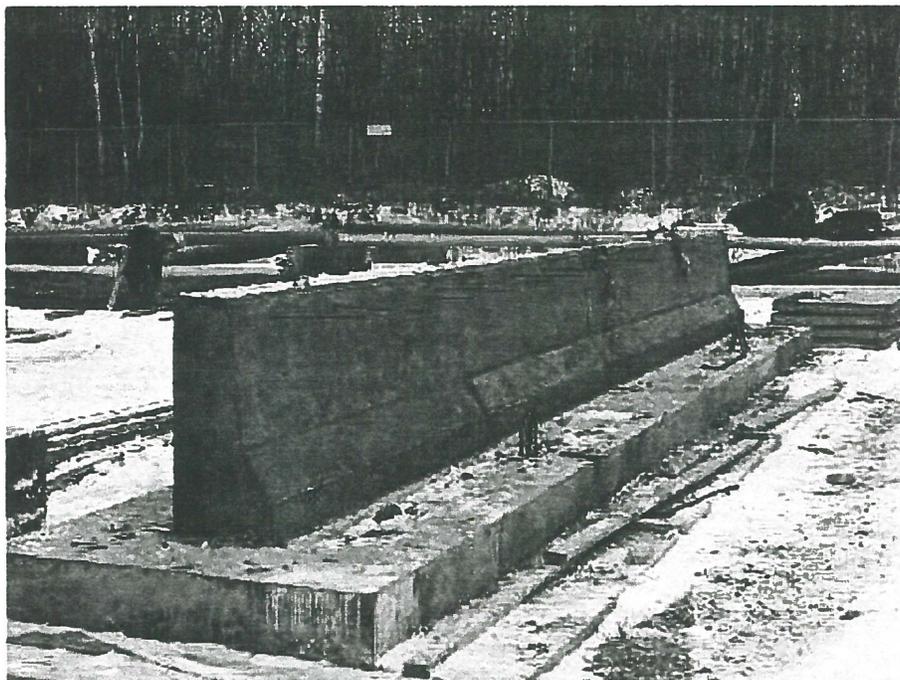


Figure 9 . Vue d'une glissière de Type PL2 après construction

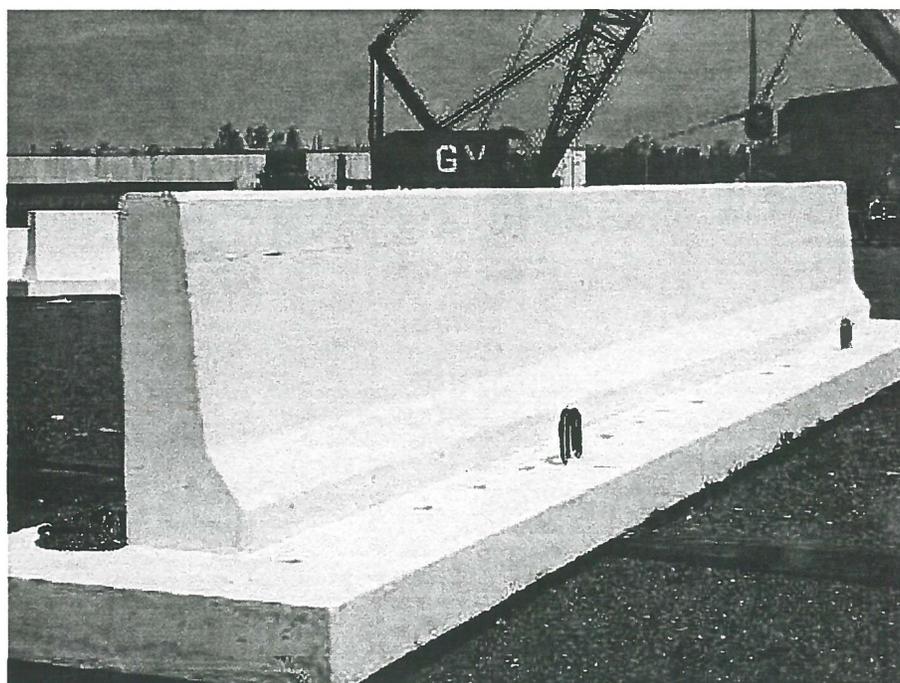


Figure 10 . Vue d'une glissière de Type PL3 peinte en blanc



Figure 11 . Vue d'une glissière sous protection thermique (isolants de 2 pouces)



Figure 12 . Vue d'une glissière sous chauffage thermique au gaz en hiver

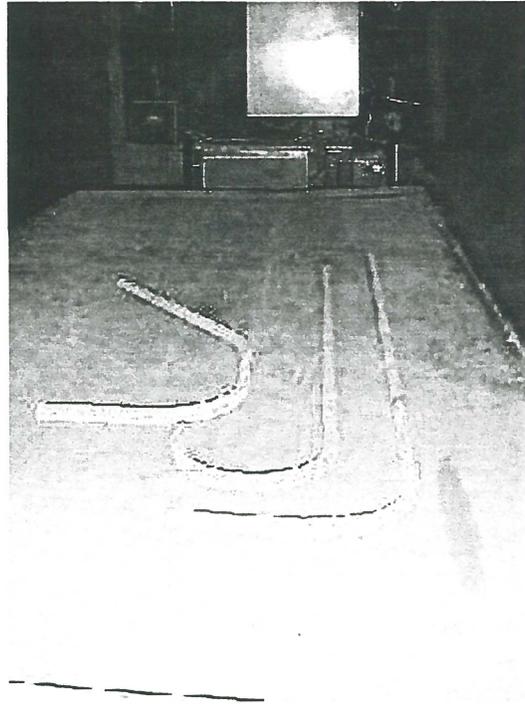


Figure 13 . Armature en matériaux composites ISOROD courbe (armatures de types P1, D1 et D2)

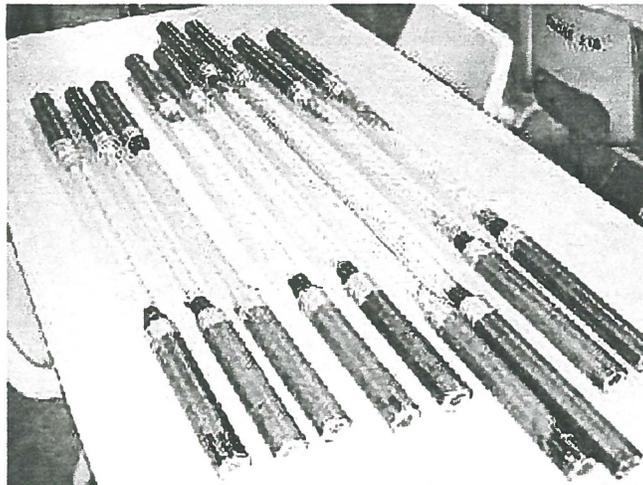


Figure 14 . Échantillons de l'armature ISOROD prêts pour l'essai de traction

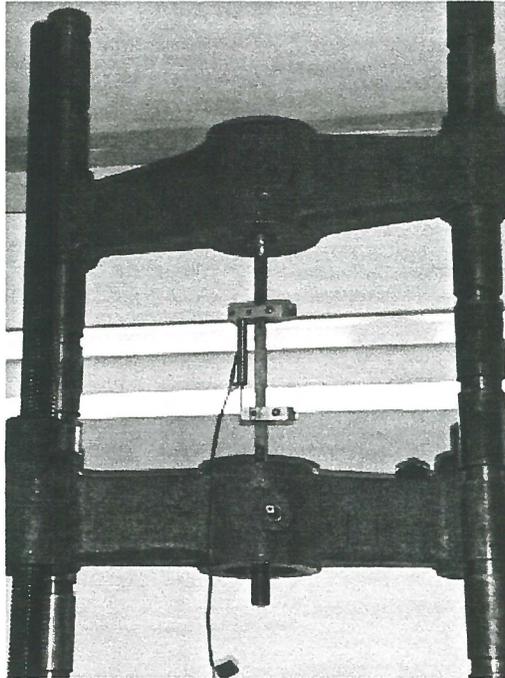


Figure 15 Montage de l'essai de traction sur une armature ISOROD

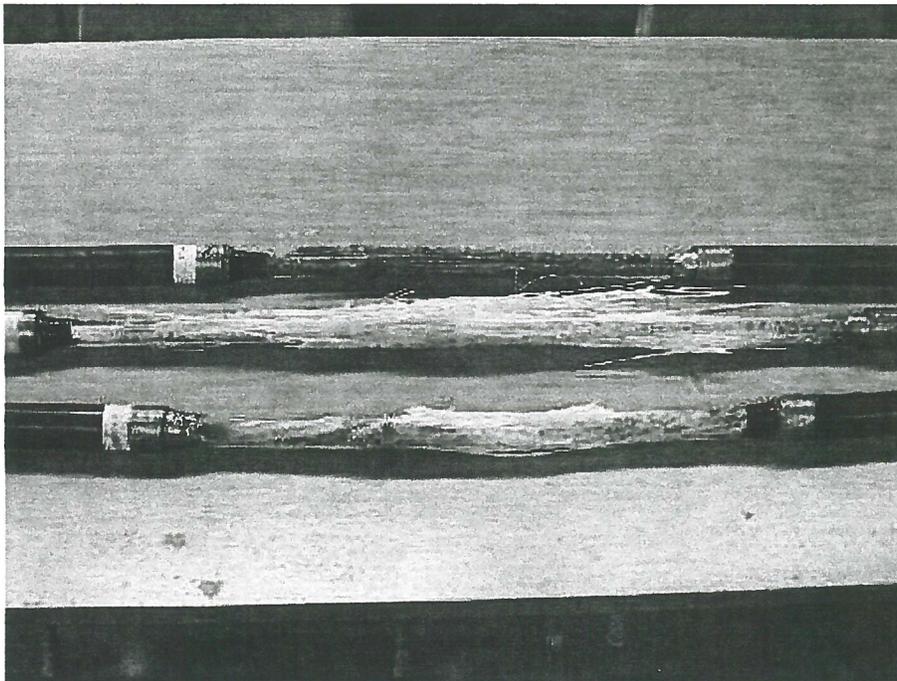


Figure 16 . Mode de rupture de l'armature ISOROD soumise à l'essai de traction

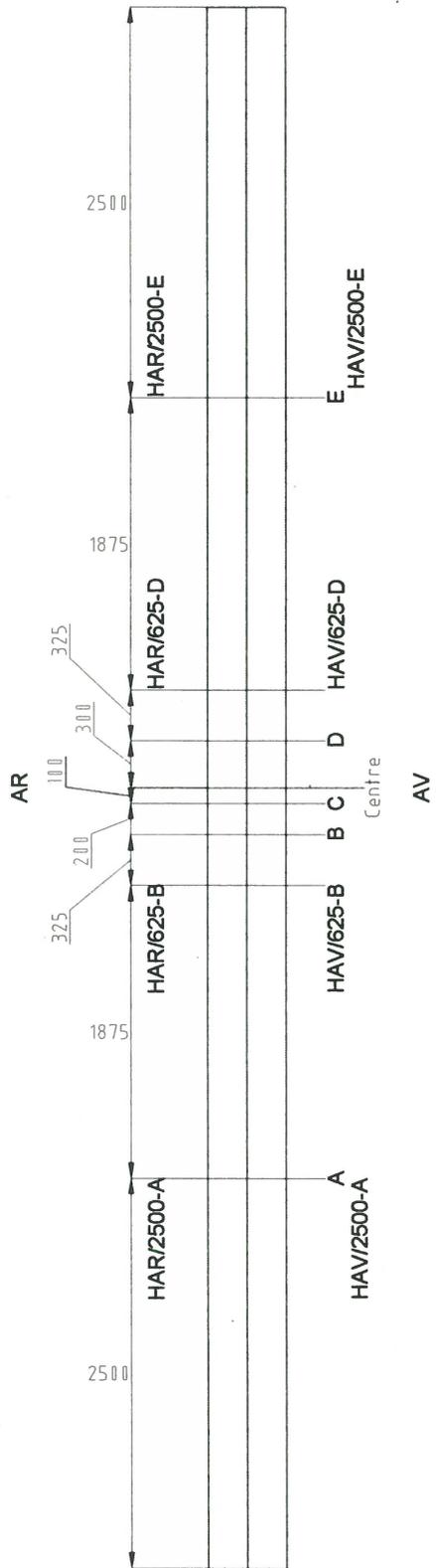
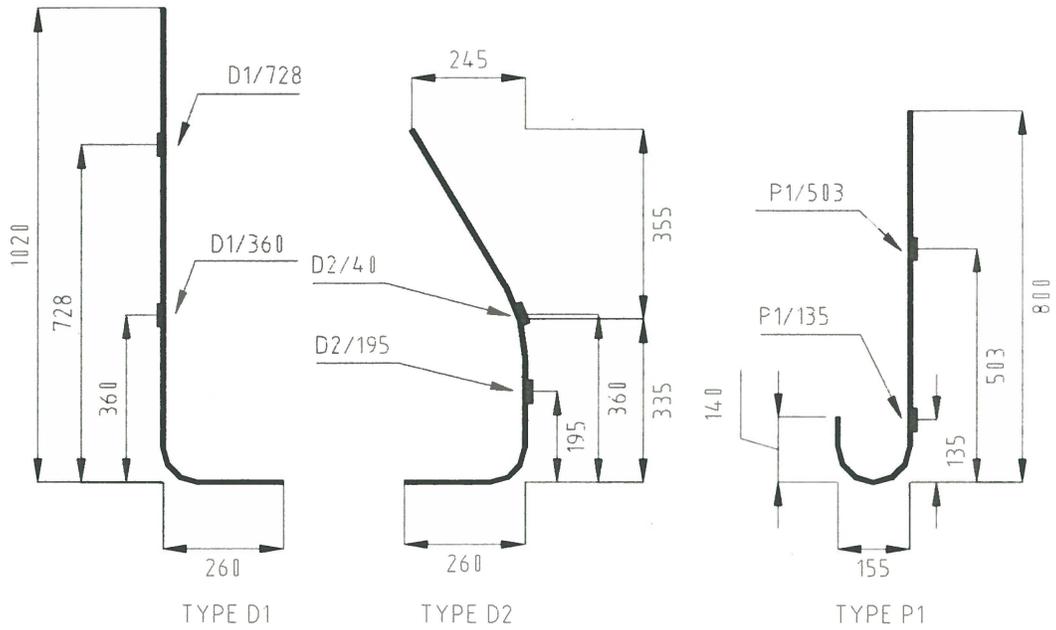
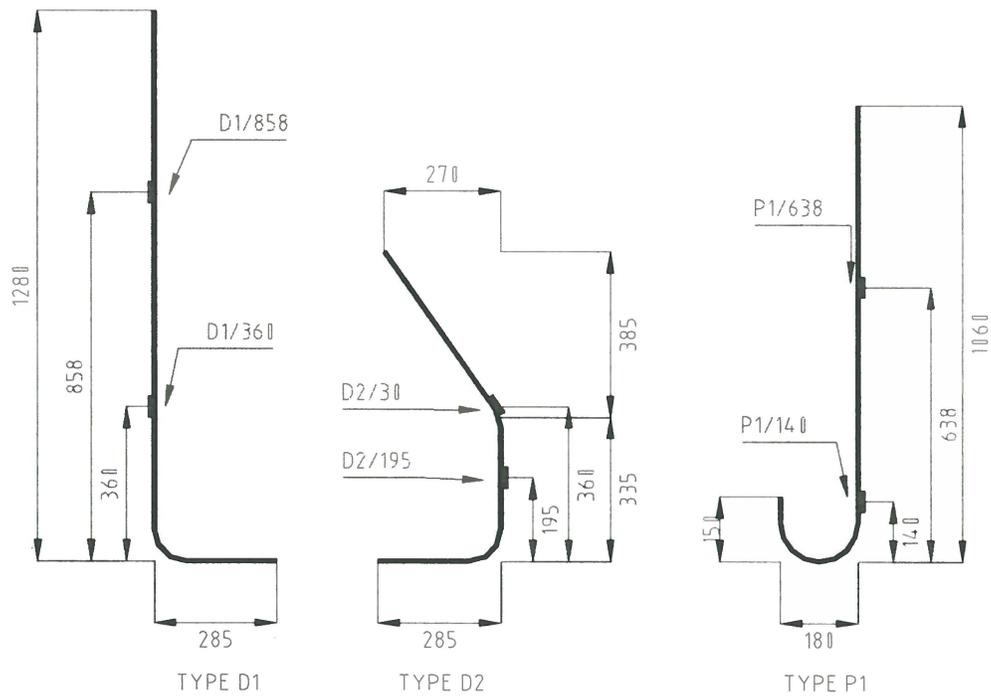


Figure 17. Position des barres instrumentées – PL2 et PL3

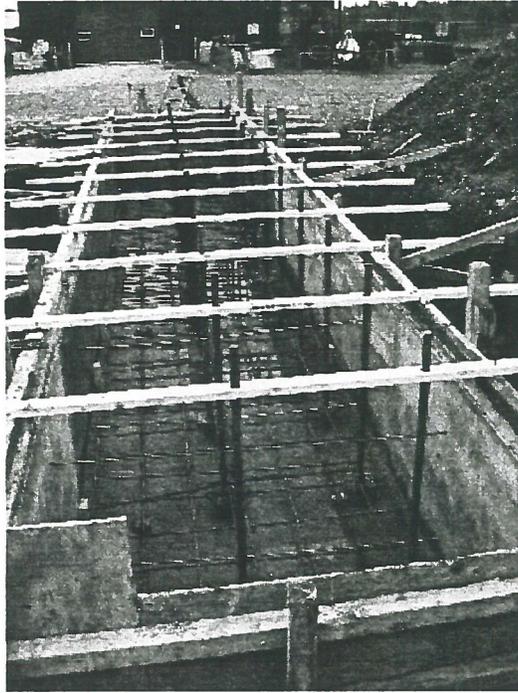


(a) Les barres – PL2

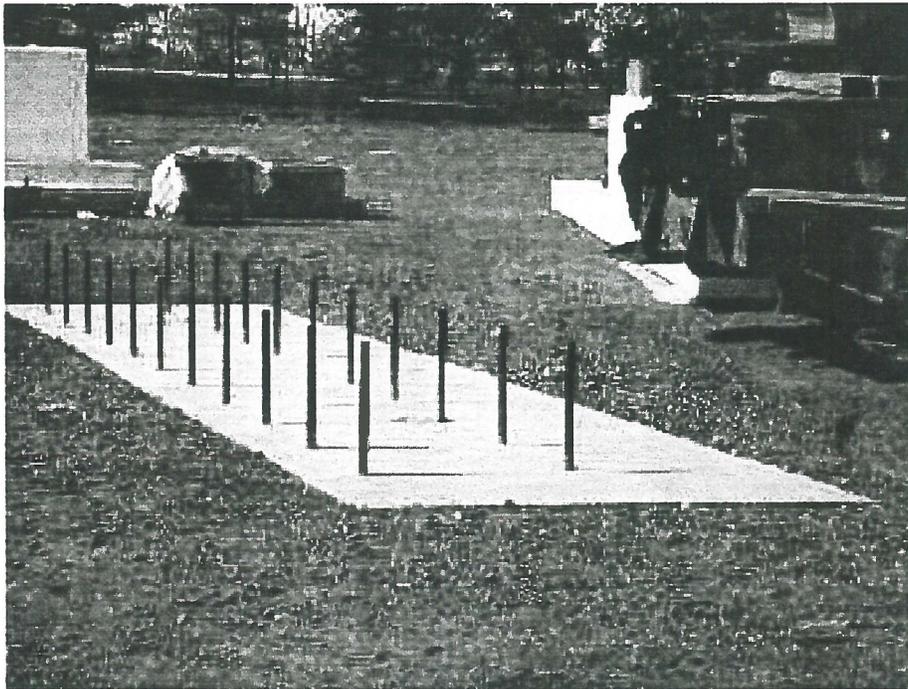


(b) Les barres – PL3

Figure 18. Position des jauges sur les barres instrumentées



(a) Armature du massif d'ancrage



(b) Massif d'ancrage en béton

Figure 19. Massif d'ancrage

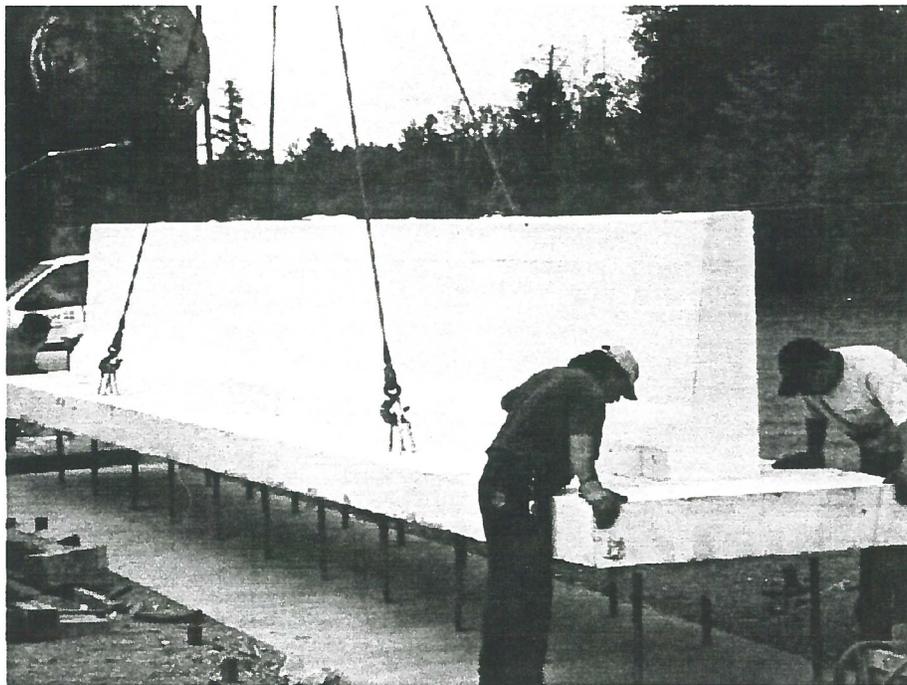


Figure 20. Installation d'une glissière sur le massif d'ancrage

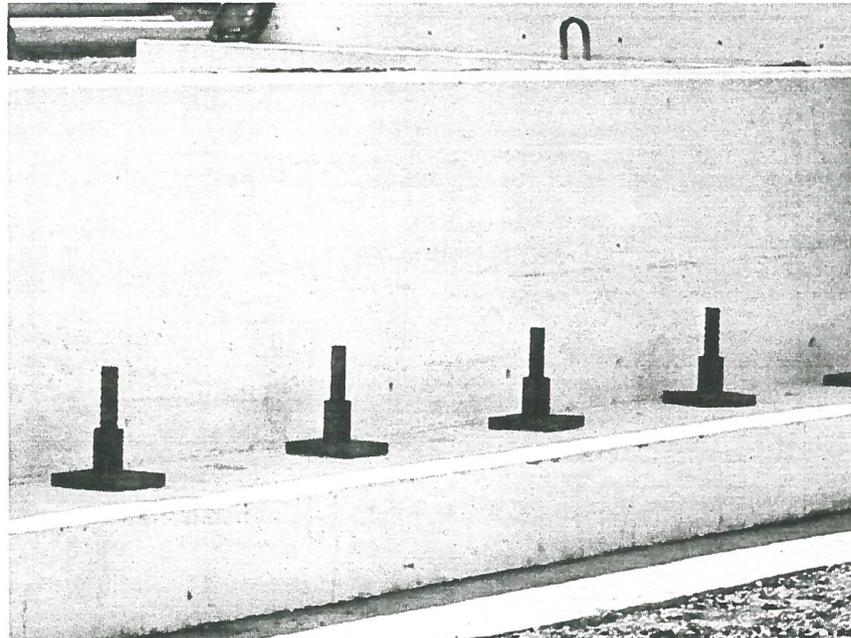


Figure 21. Système d'ancrage

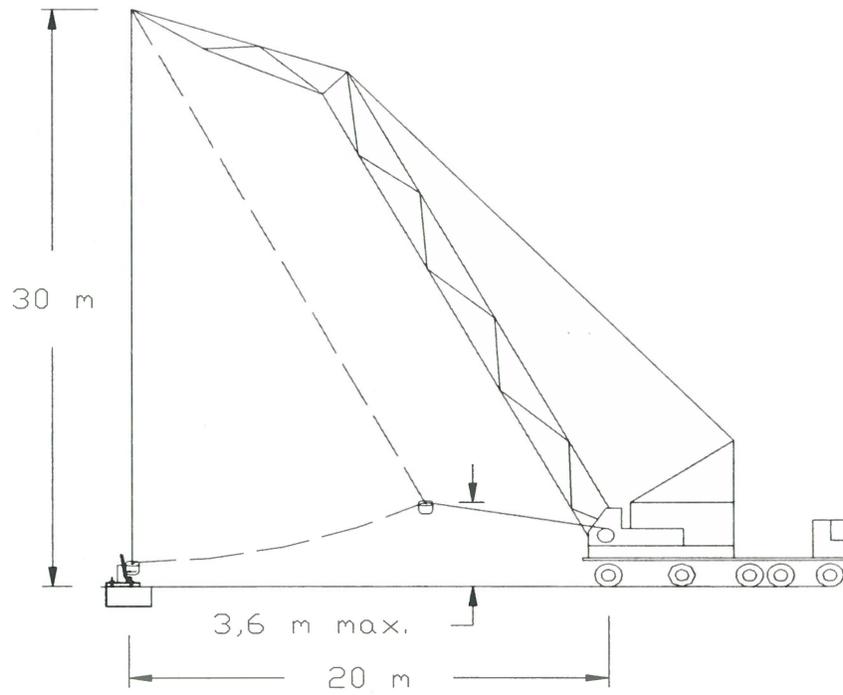


Figure 22. Schéma du montage d'essai

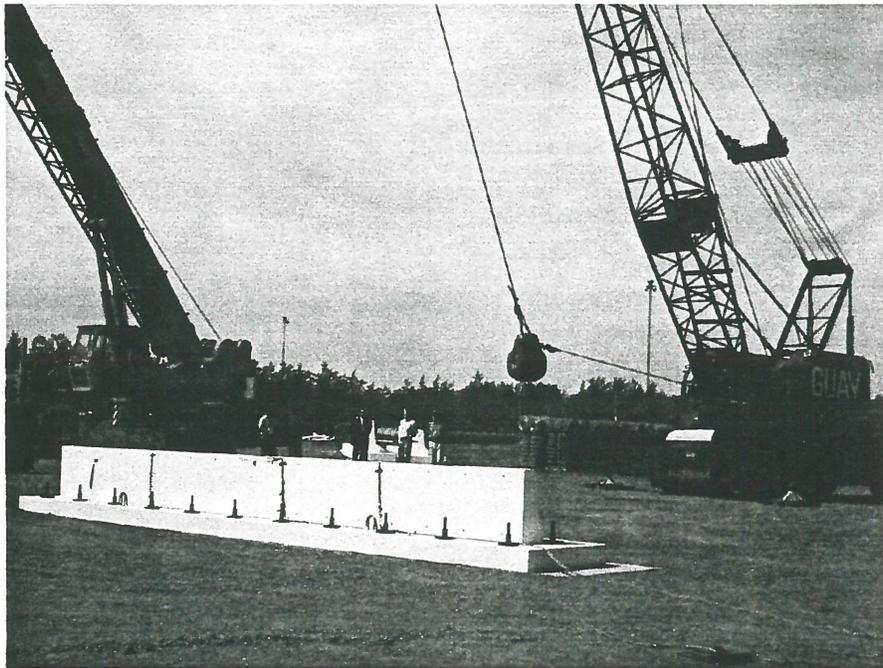


Figure 23. Vue d'ensemble du montage de l'essai d'impact

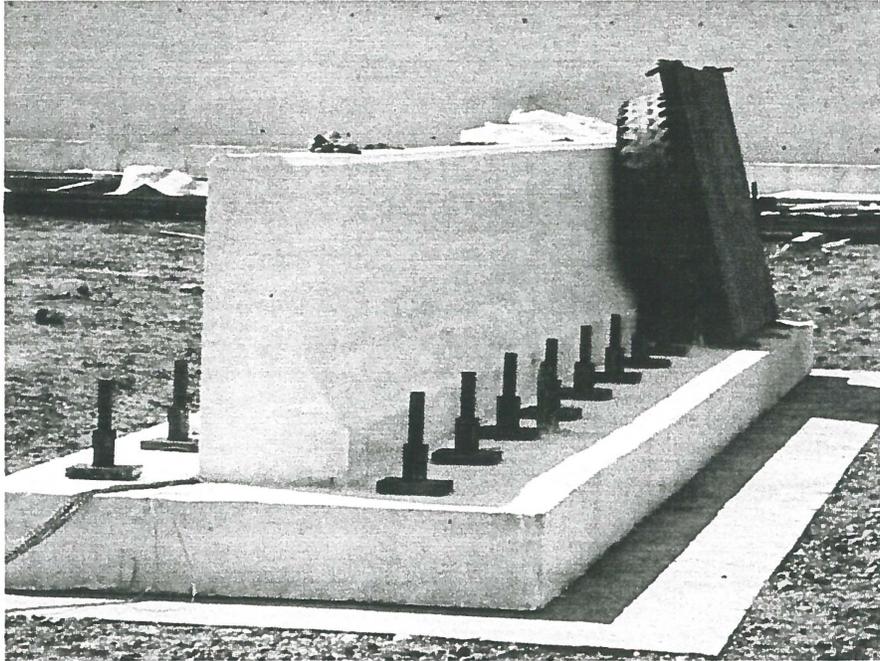


Figure 24. Montage avec pneus et plaques d'acier (première configuration)

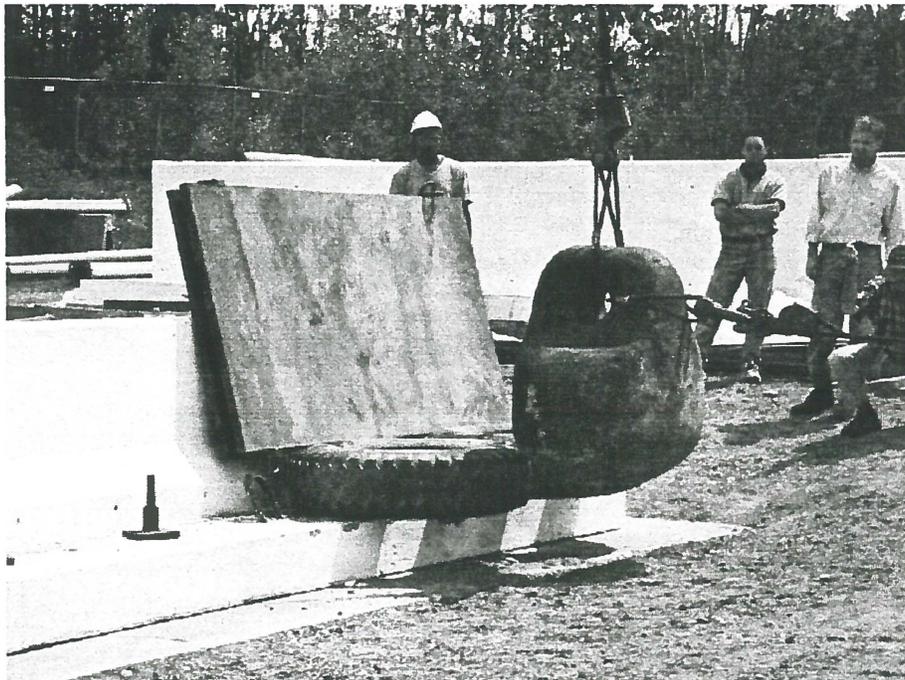


Figure 25. Positionnement de la boule au point d'impact

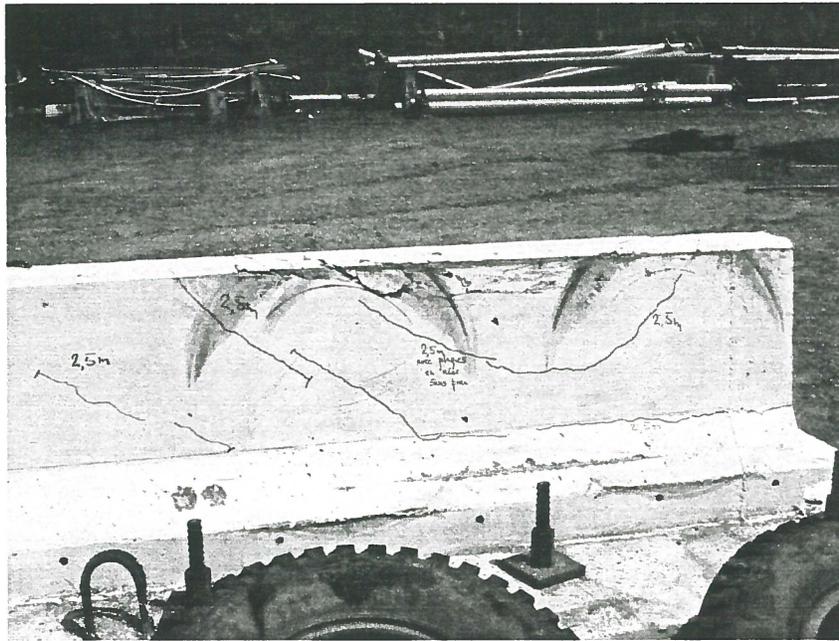


Figure 26. Fissuration sur la glissière PL2-ST1 après le troisième impact en position 1

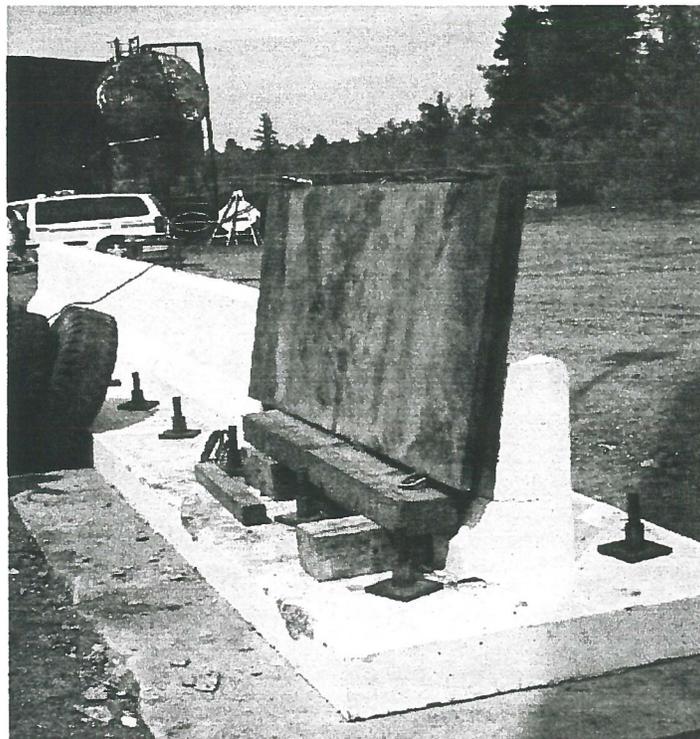


Figure 27. Montage avec plaques d'acier montées sur pièces de bois (troisième configuration)

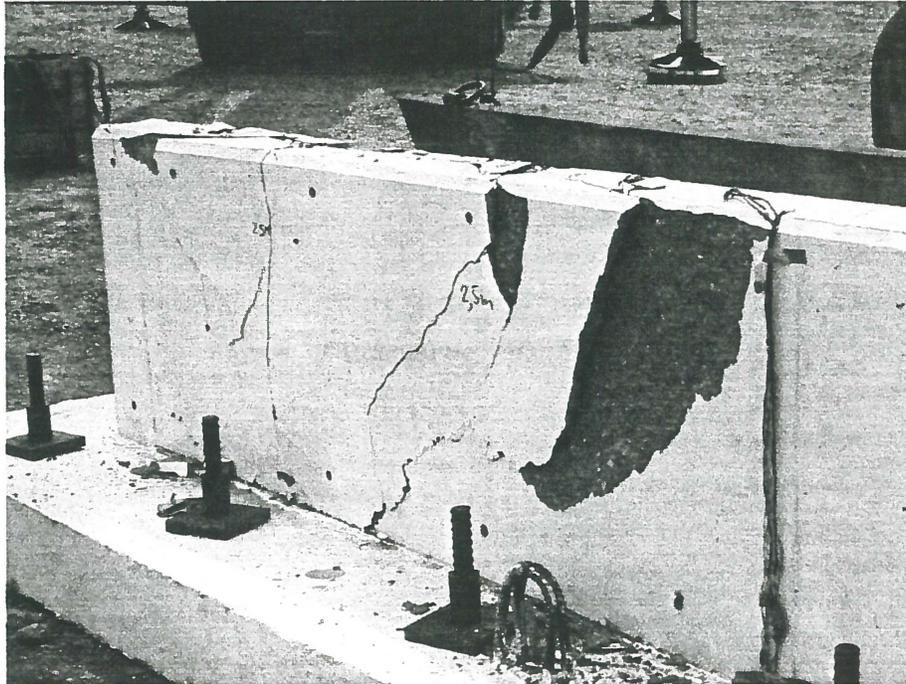


Figure 28. Vue arrière - PL2-ST1 après cinquième impact en position 1

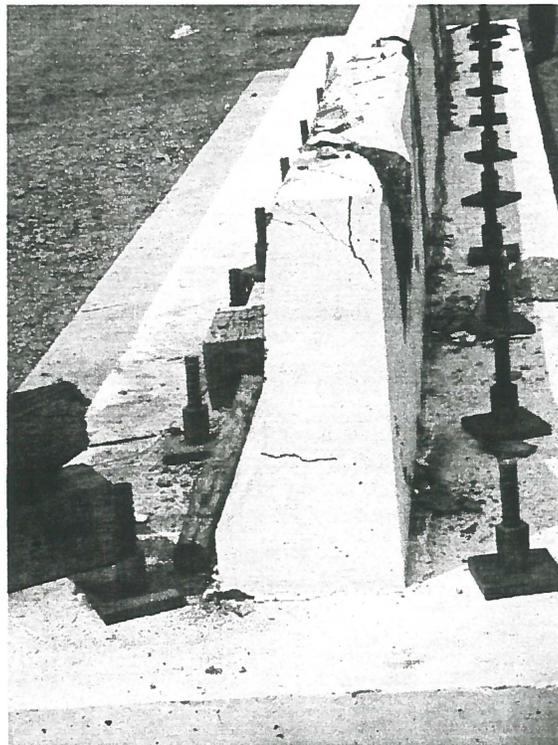


Figure 29. Vue de côté - PL2-ST1 après cinquième impact en position 1

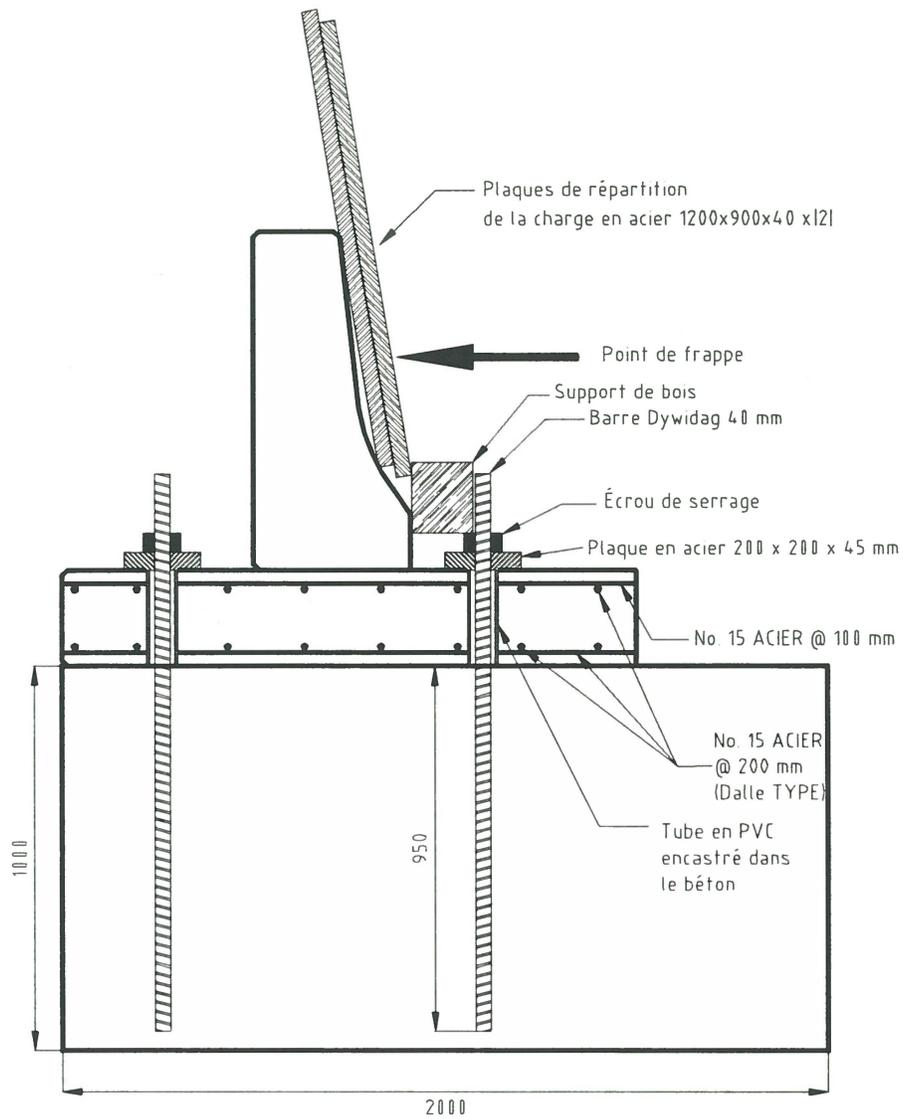


Figure 30. Bloc de béton et système d'ancrage des glissières pour les essais d'impact

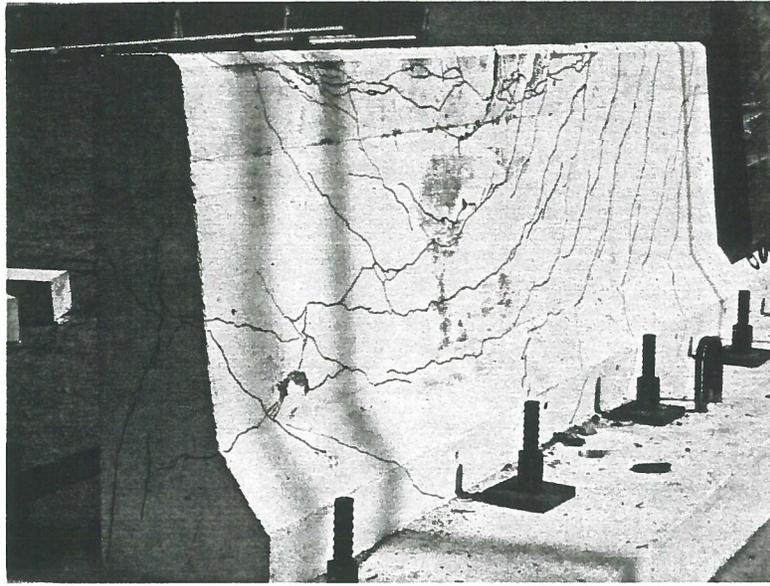


Figure 31. Vue avant - PL3-ST1 après cinquième impact en position 2

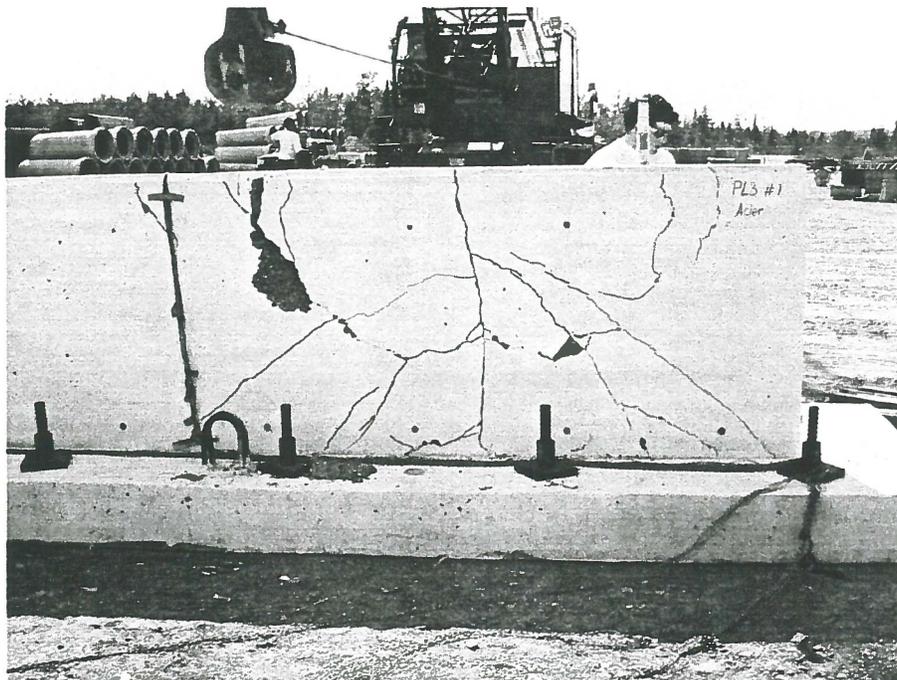
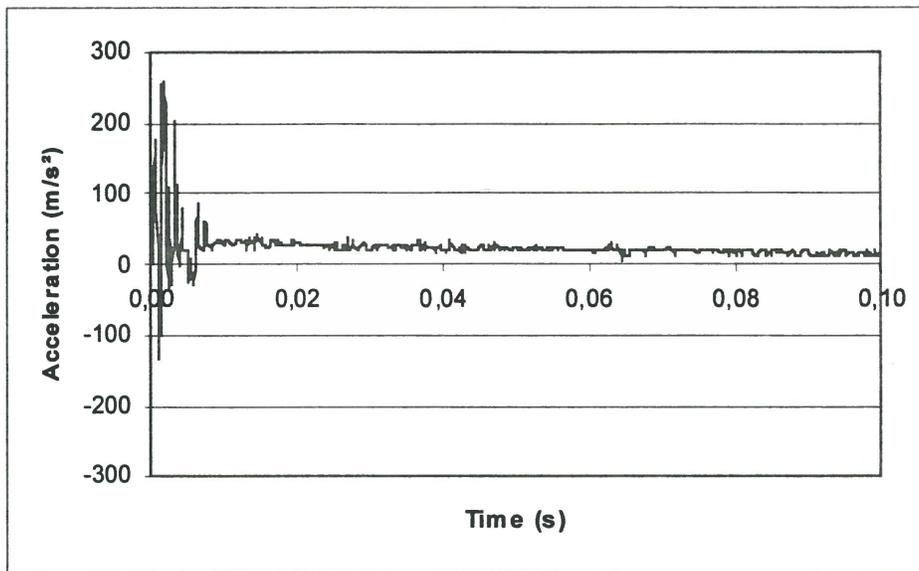
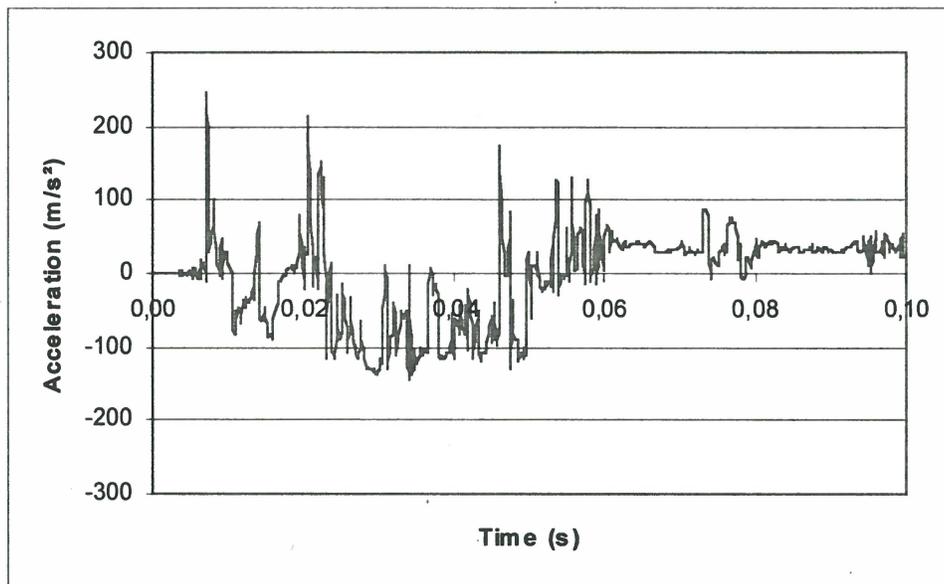


Figure 32. Vue arrière - PL3-ST1 après cinquième impact en position 2

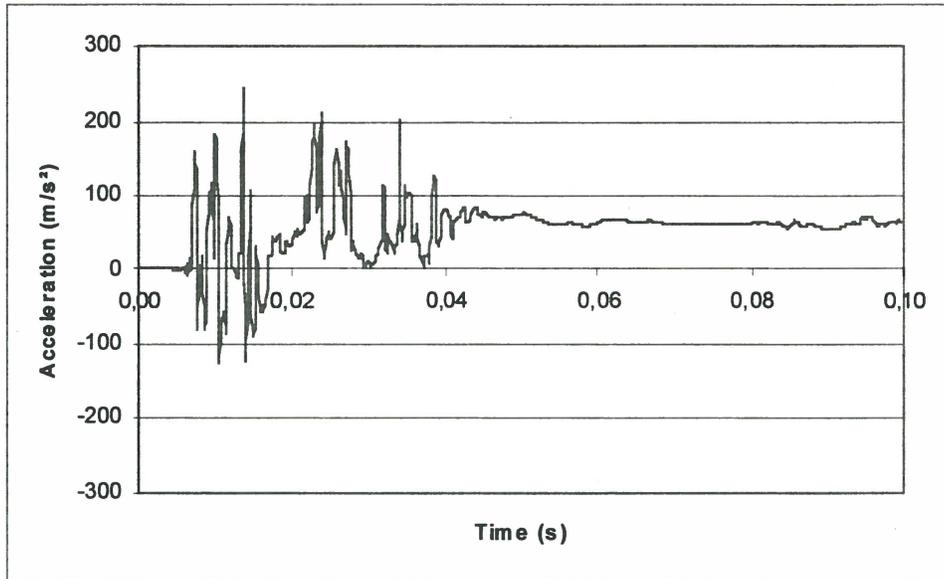


(a) PL2-ST1

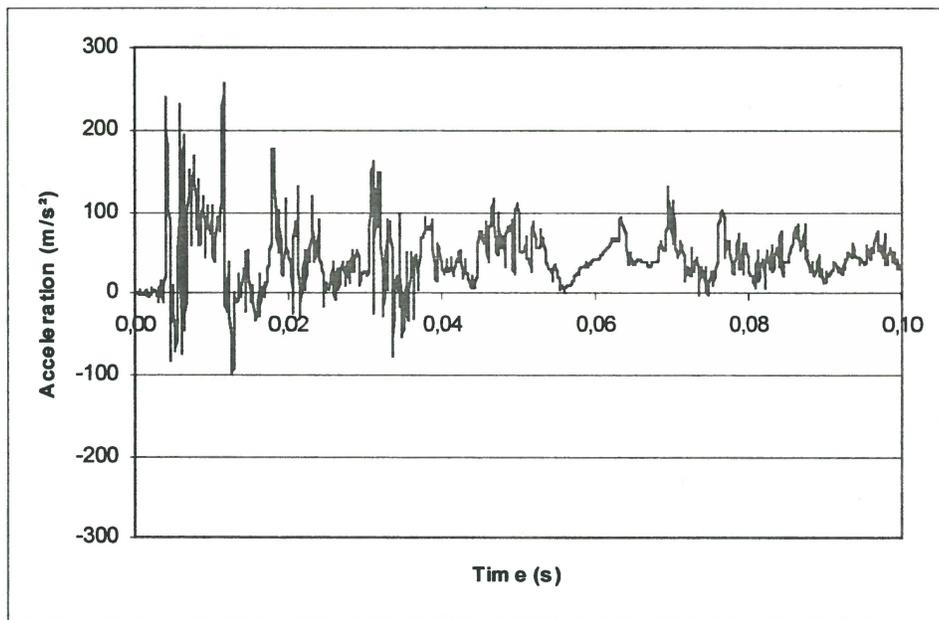


(b) PL2-IS1

Figure 33. Accélération en fonction du temps - glissières PL2



(a) PL3-ST1



(b) PL3-IS1

Figure 34. Accélération en fonction du temps - glissières PL3

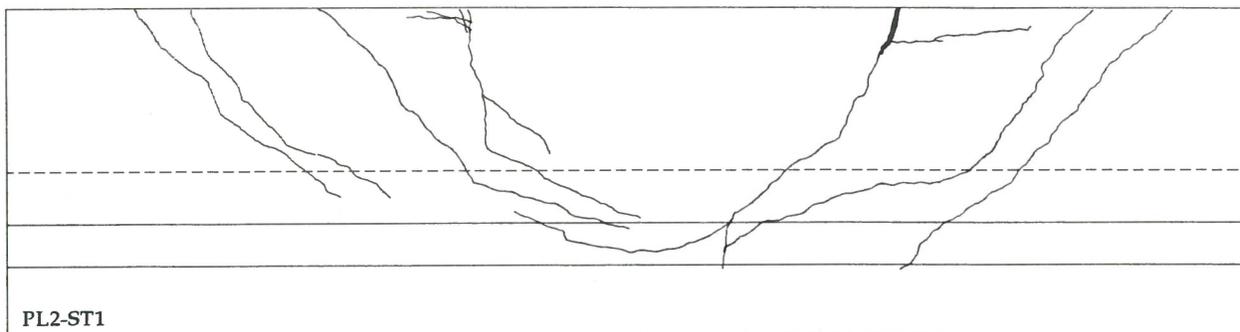


Figure 35. Réseau de fissuration PL2-ST1

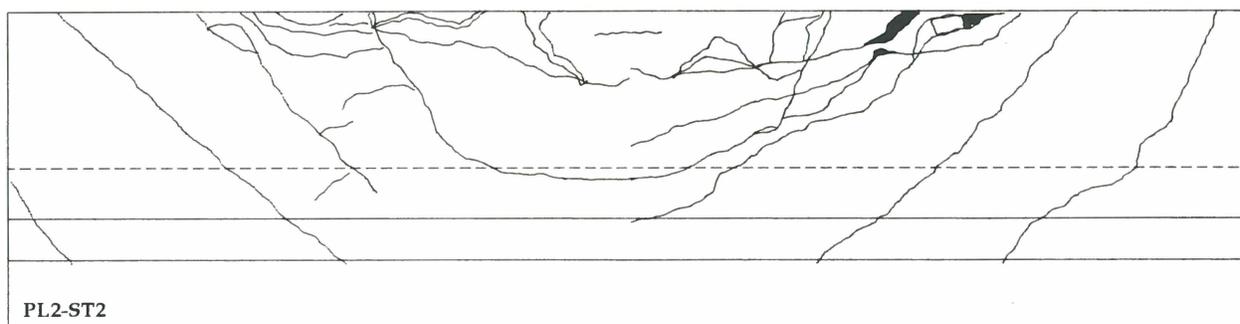


Figure 36. Réseau de fissuration PL2-ST2

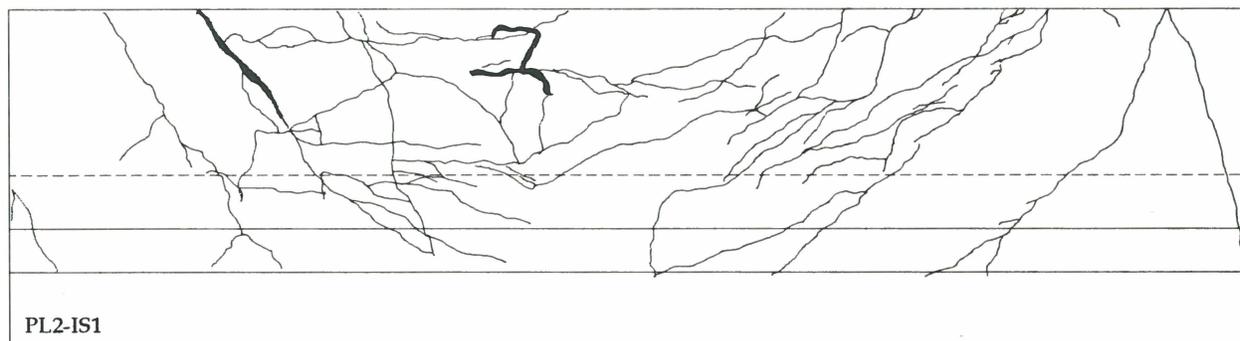


Figure 37. Réseau de fissuration PL2-IS1

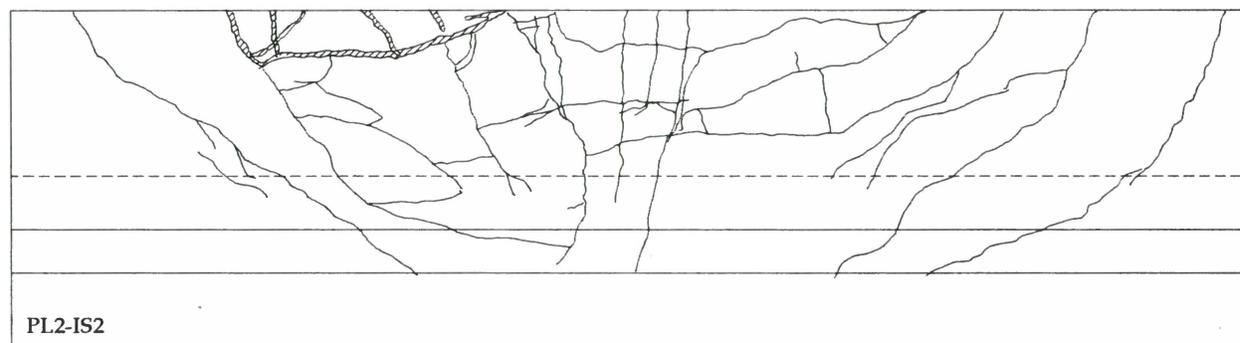
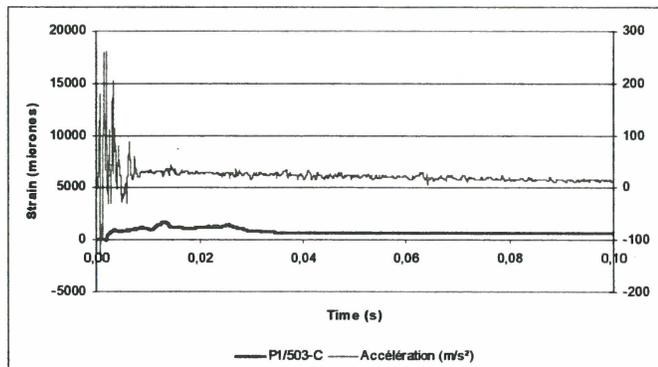
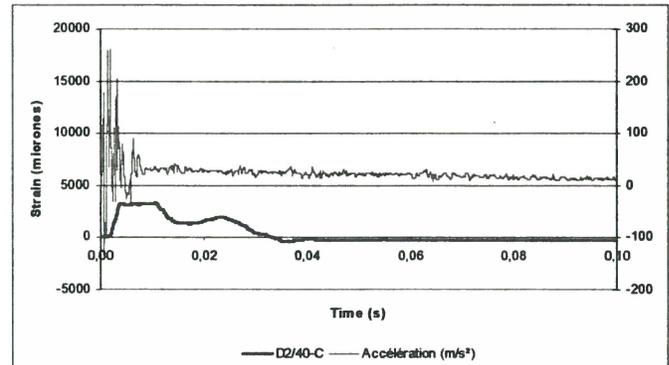
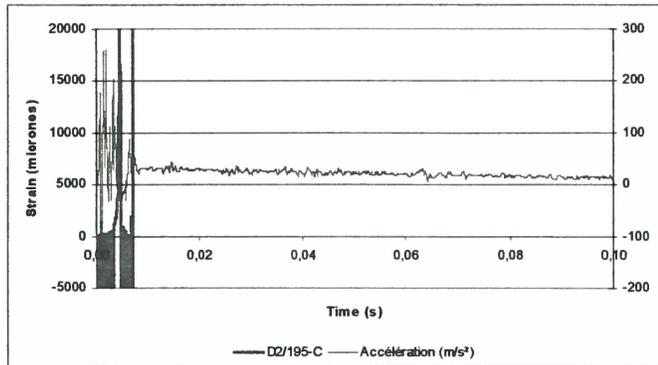
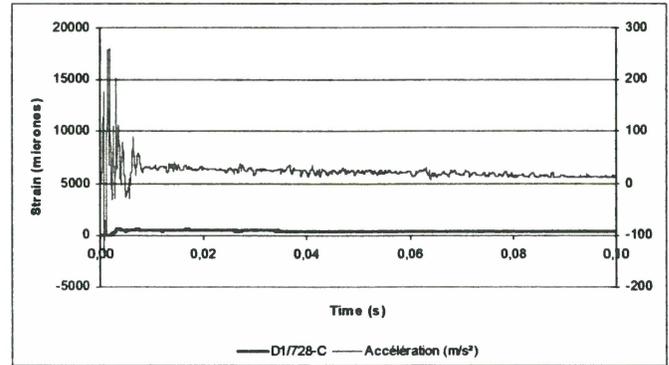
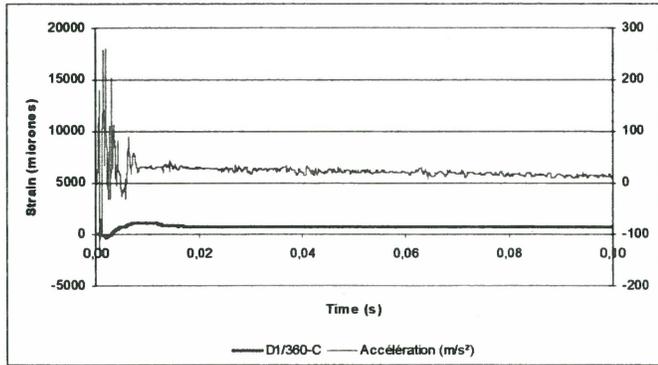
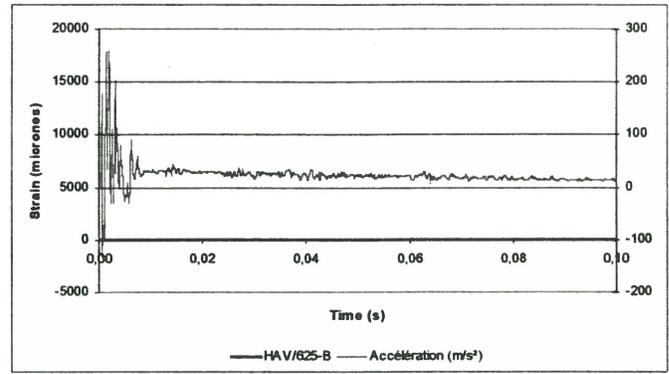
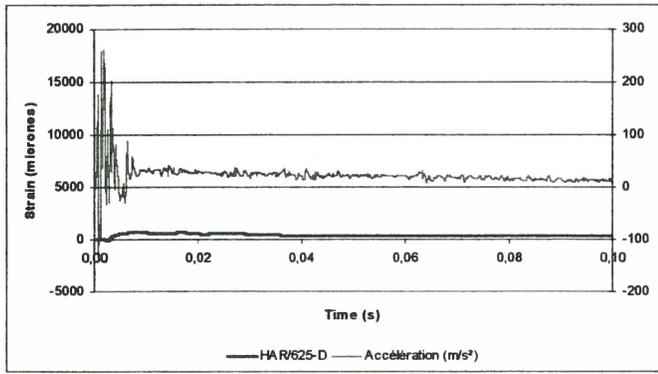
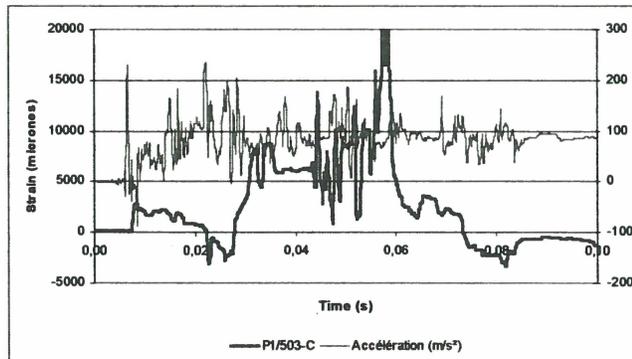
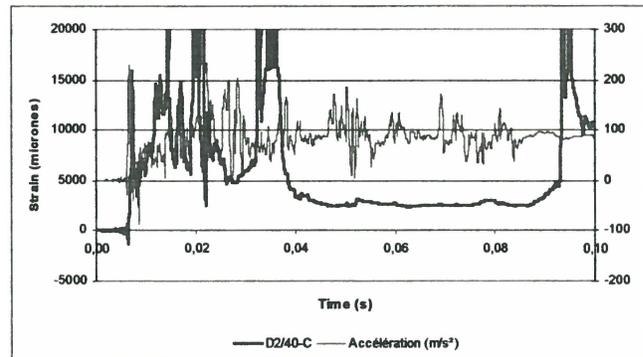
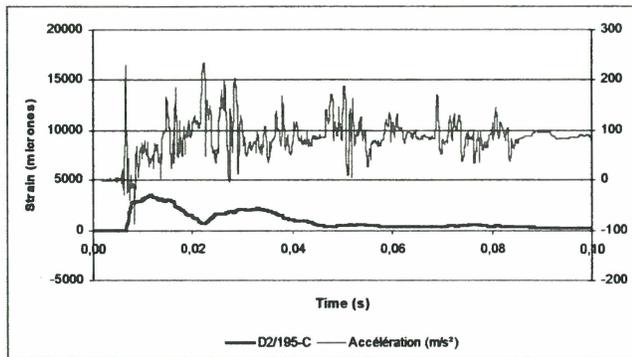
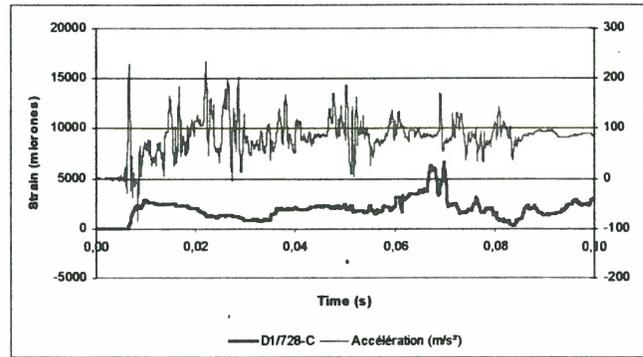
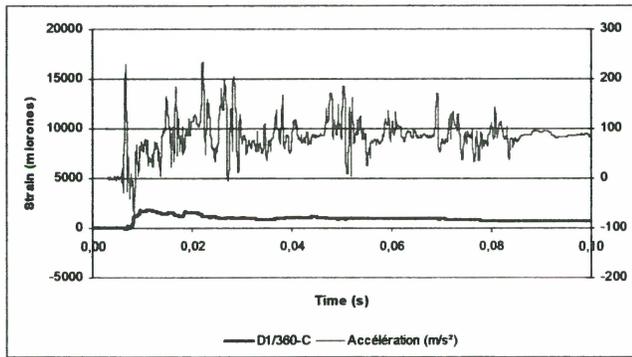
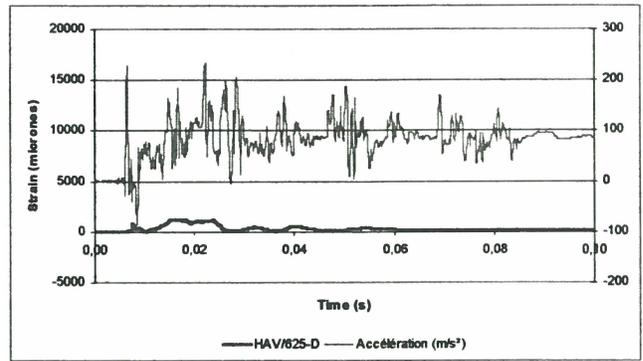
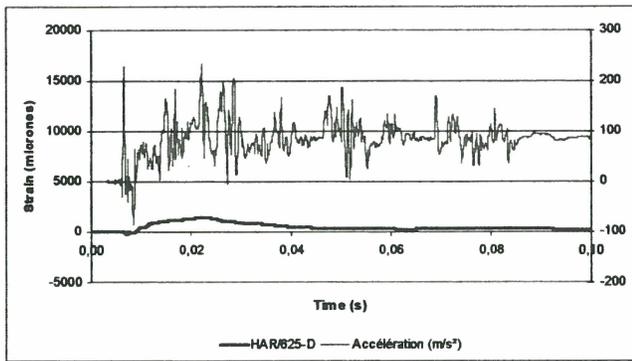


Figure 38. Réseau de fissuration PL2-IS2



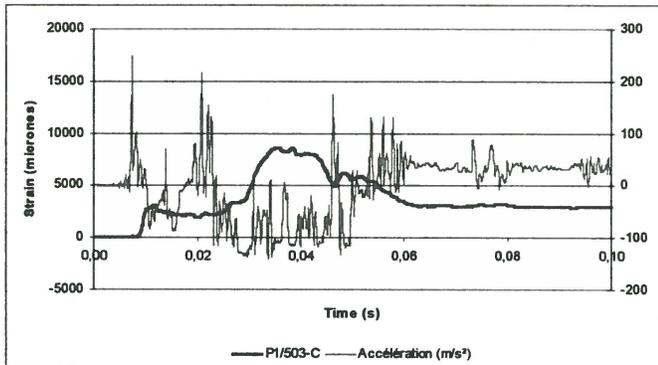
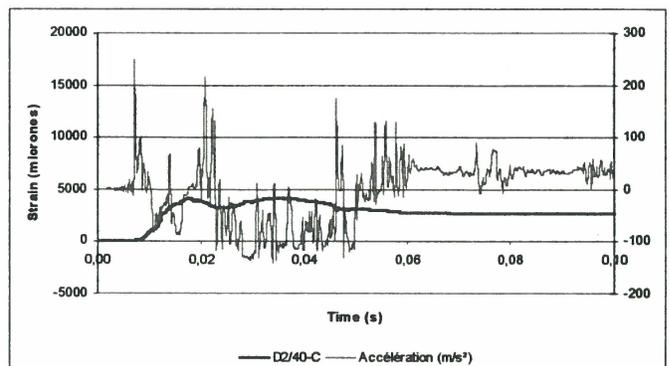
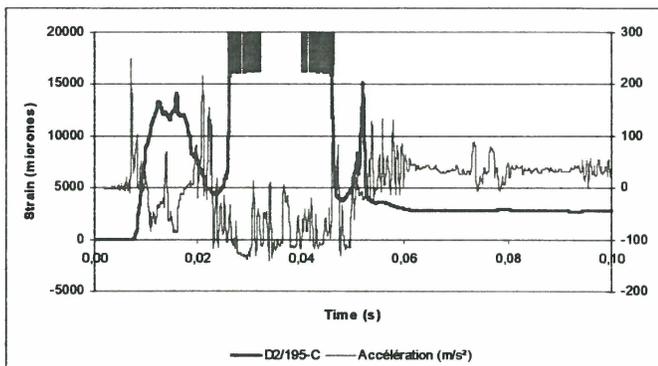
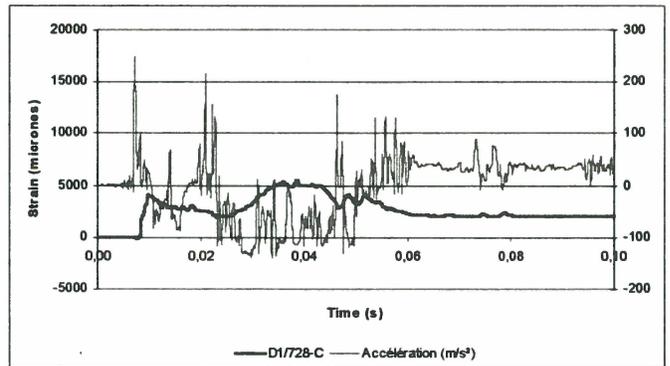
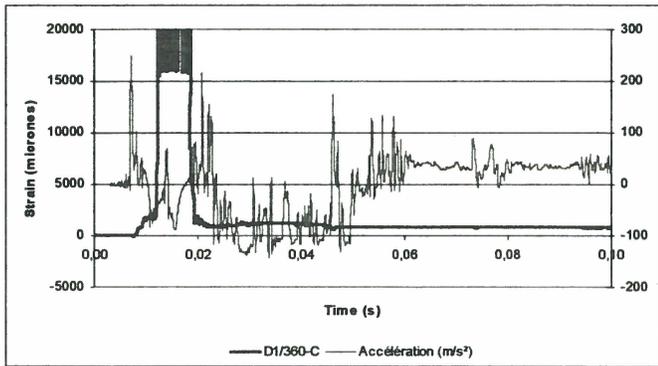
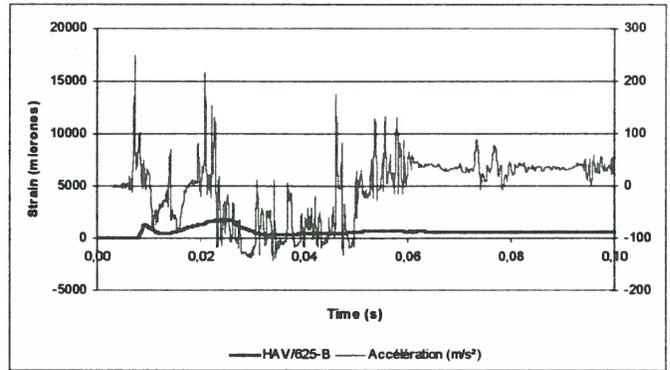
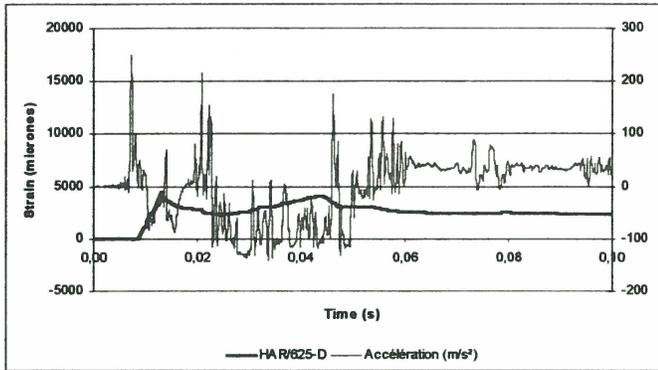
Note:
 Dans ces courbes, on montre uniquement le profil de l'accélération en fonction du temps et qui n'est pas la vraie valeur.

Figure 39. Déformations en fonction du temps - glissière PL2-ST1



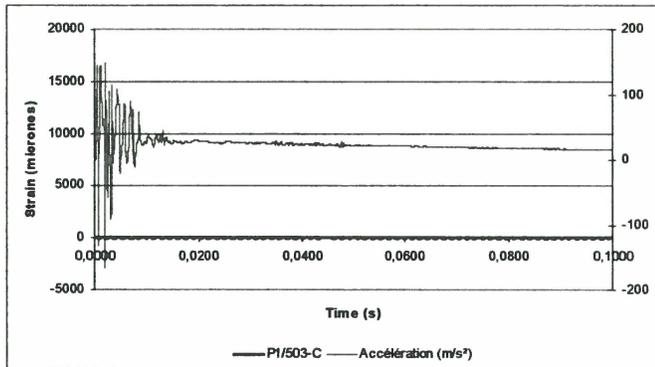
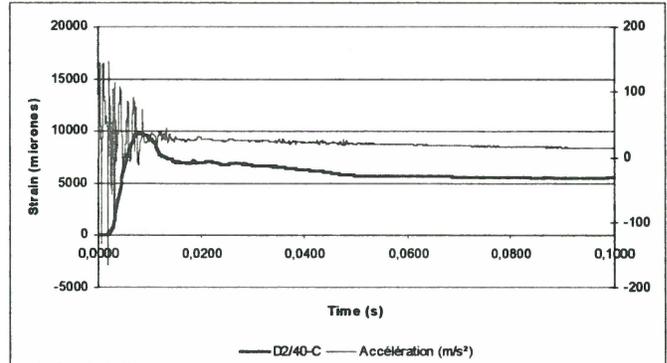
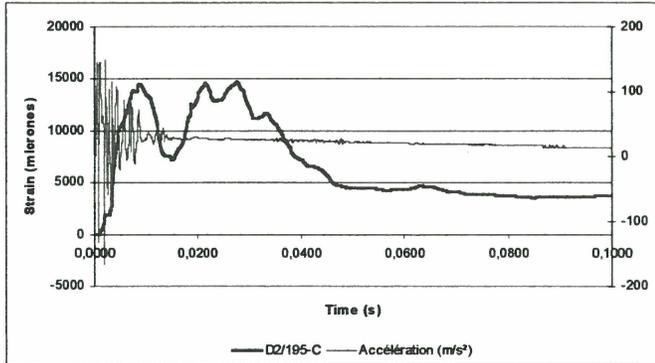
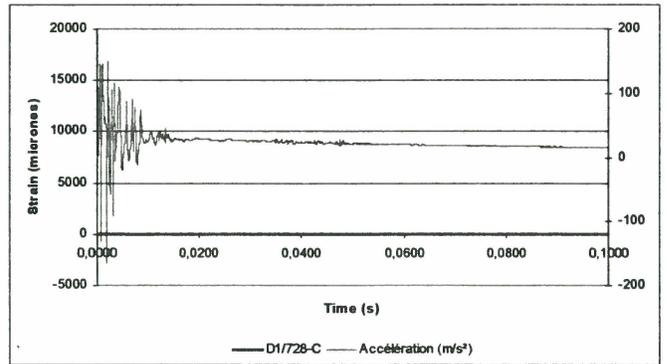
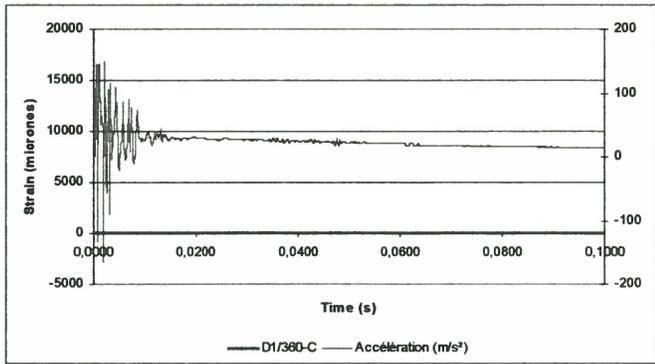
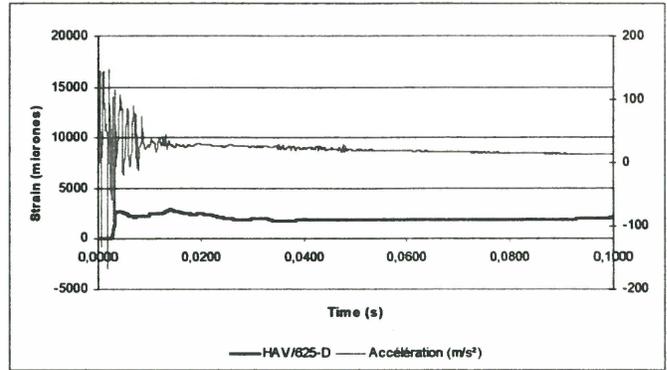
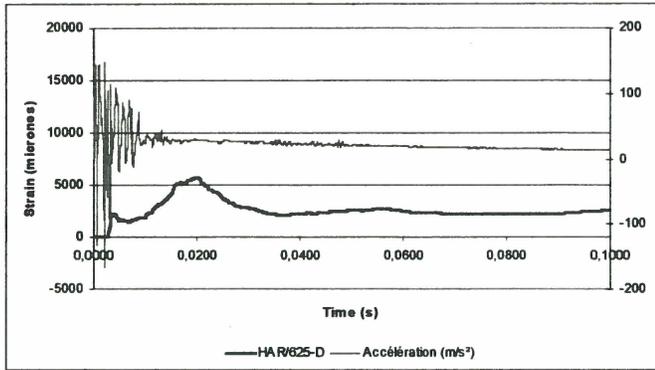
Note:
 Dans ces courbes, on montre uniquement le profil de l'accélération en fonction du temps et qui n'est pas la vraie valeur.

Figure 40. Déformations en fonction du temps - glissière PL2-ST2



Note:
 Dans ces courbes, on montre uniquement le profil de l'accélération en fonction du temps et qui n'est pas la vraie valeur.

Figure 41. Déformations en fonction du temps - glissière PL2-IS1



Note:
 Dans ces courbes, on montre uniquement le profil de l'accélération en fonction du temps et qui n'est pas la vraie valeur.

Figure 42. Déformations en fonction du temps - glissière PL2-IS1

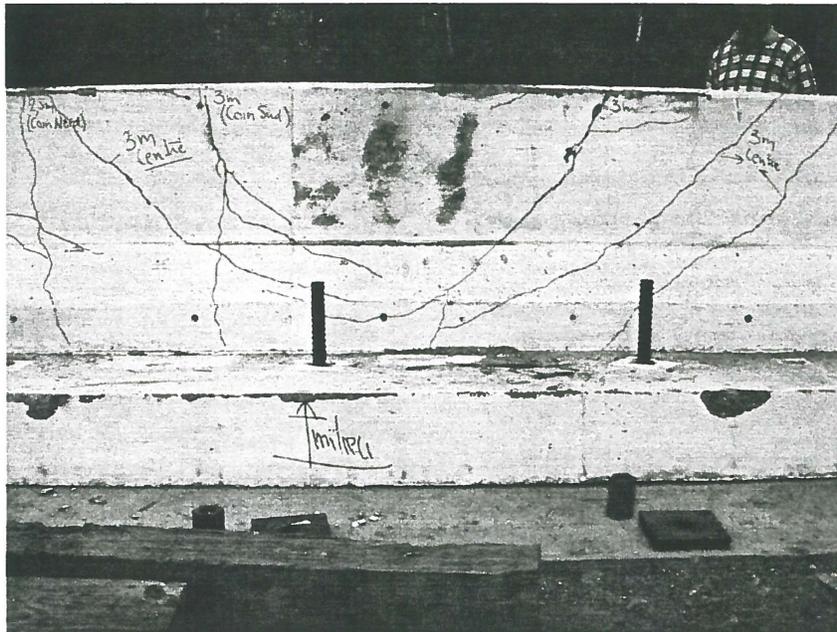


Figure 43. Fissuration sur la face avant - glissière PL2-ST1

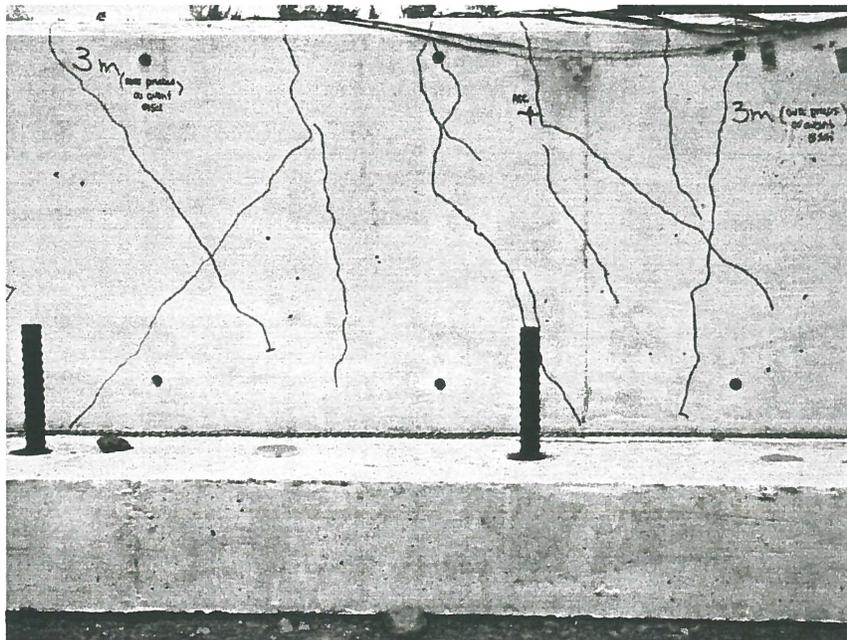


Figure 44. Fissuration sur la face avant - glissière PL2-ST2



Figure 45. Fissuration sur la face arrière - glissière PL2-IS1

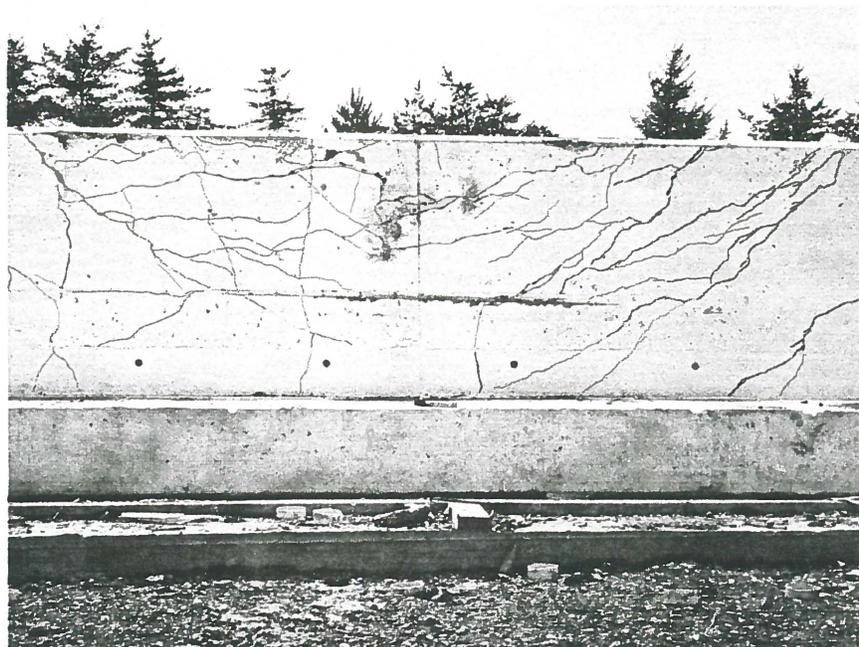


Figure 46. Fissuration sur la face arrière - glissière PL2-IS1



Figure 47. Fissuration sur la face arrière - glissière PL2-IS2

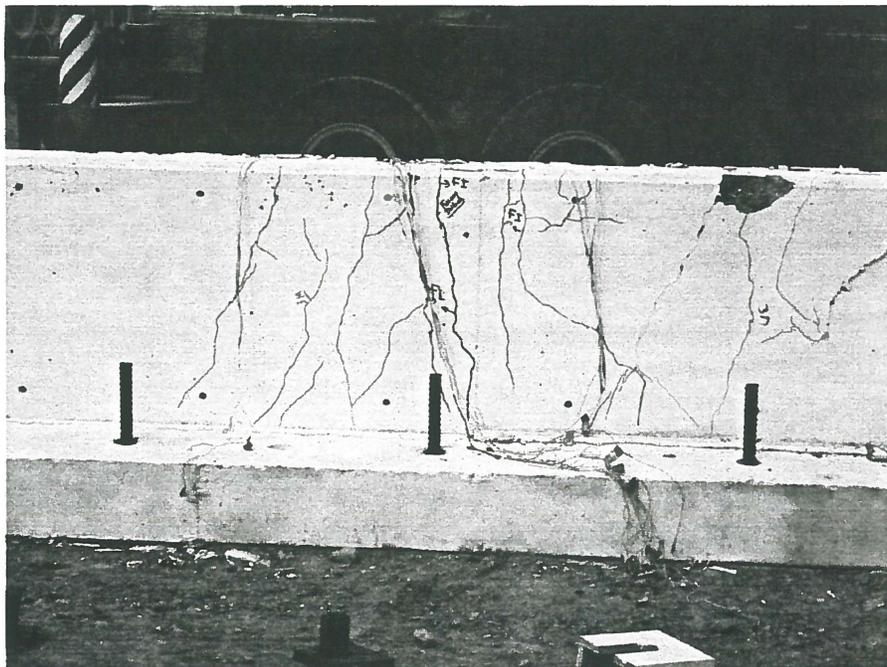


Figure 48. Fissuration sur la face arrière - glissière PL2-IS2

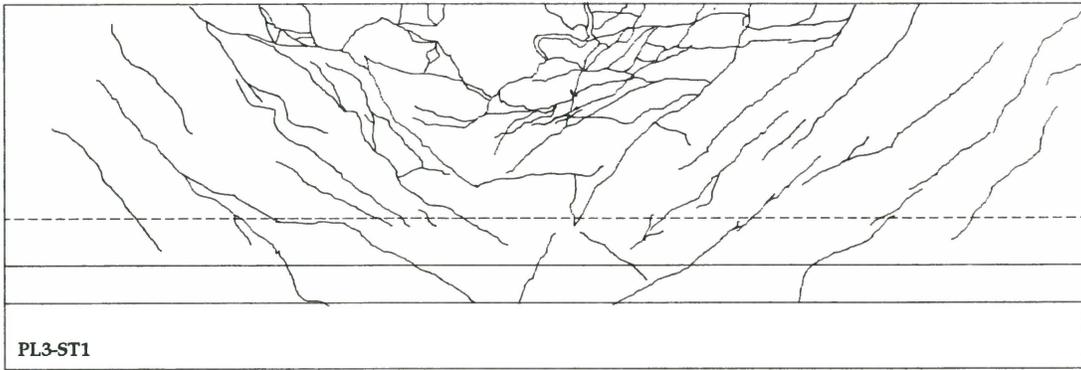


Figure 49. Réseau de fissuration – PL3-ST1

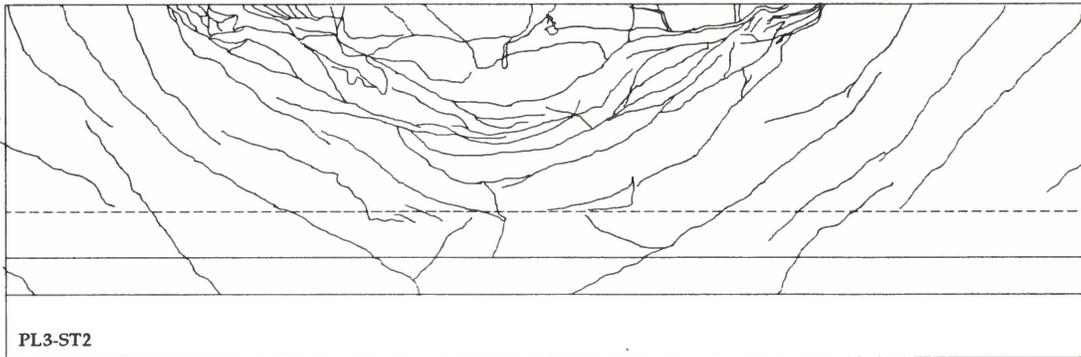


Figure 50. Réseau de fissuration – PL3-ST2

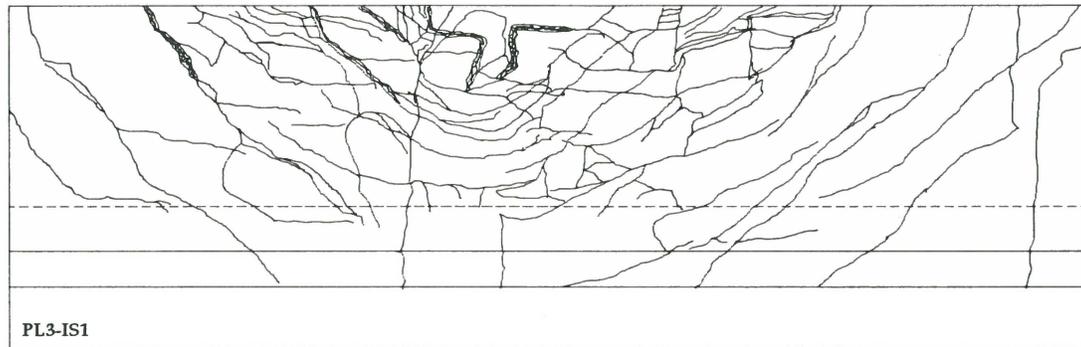


Figure 51. Réseau de fissuration – PL3-IS1

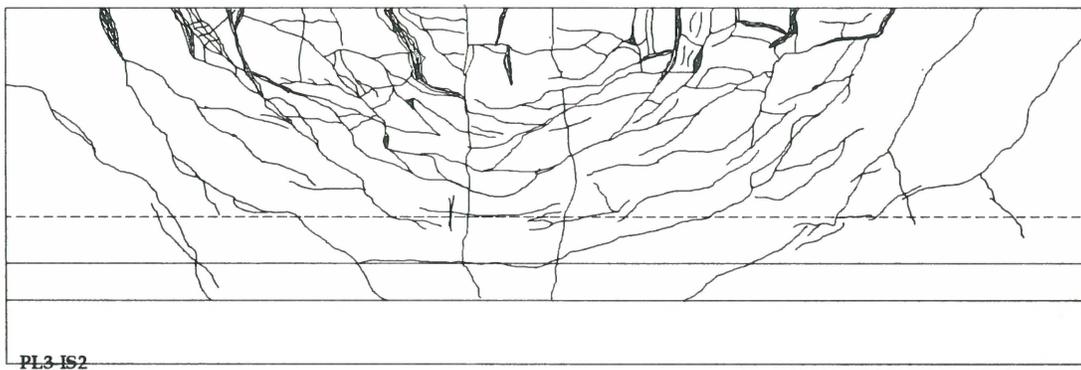
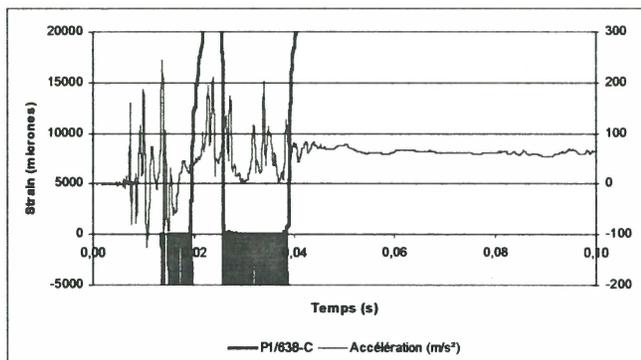
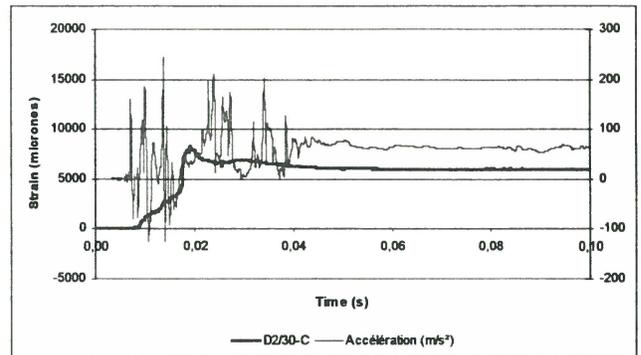
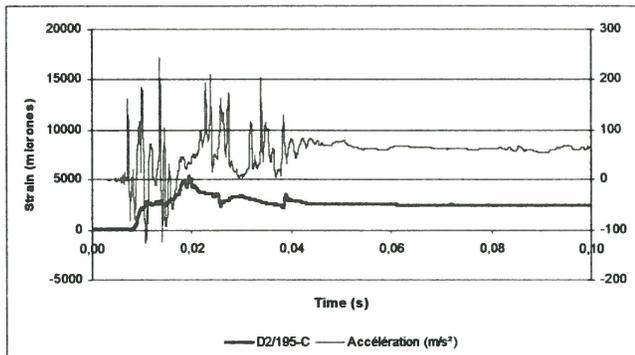
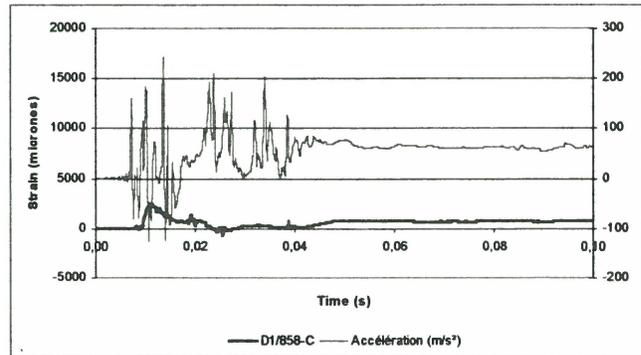
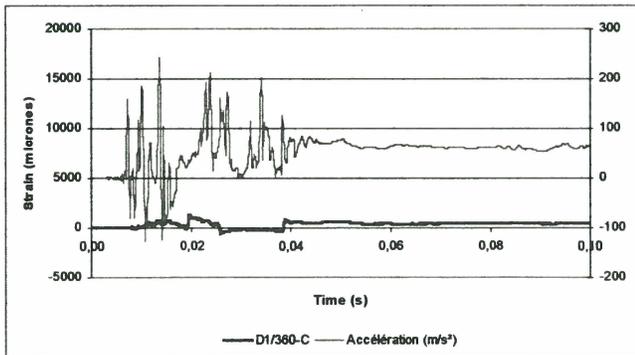
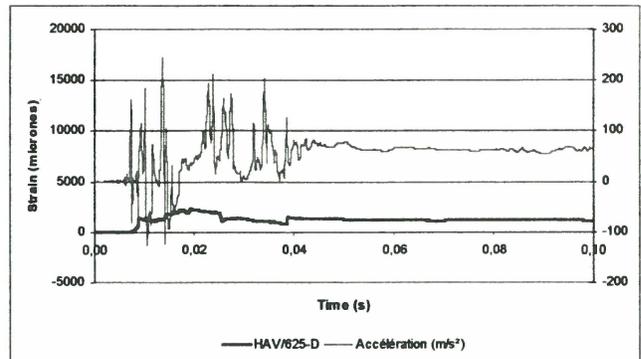
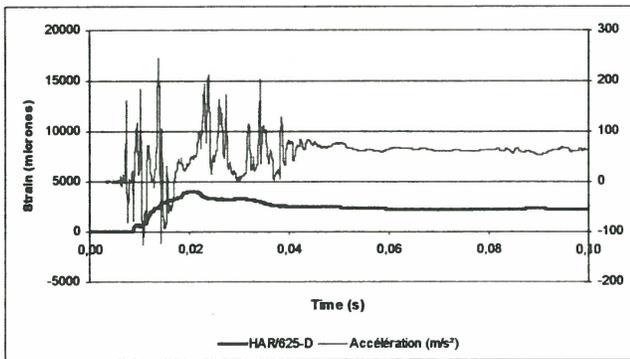
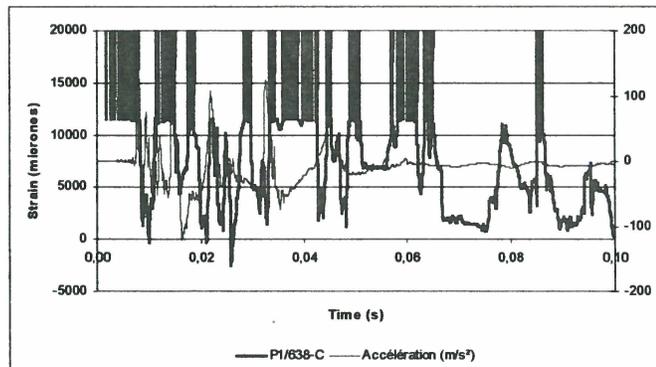
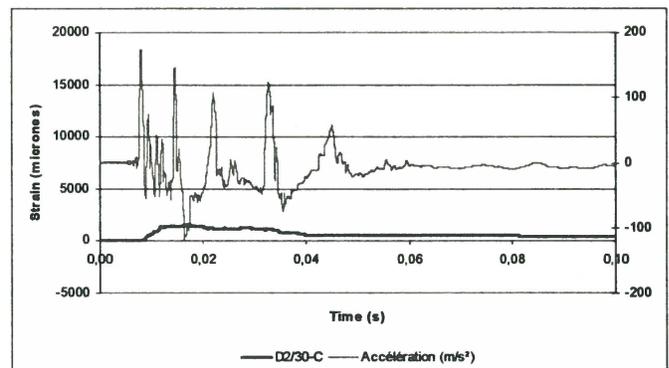
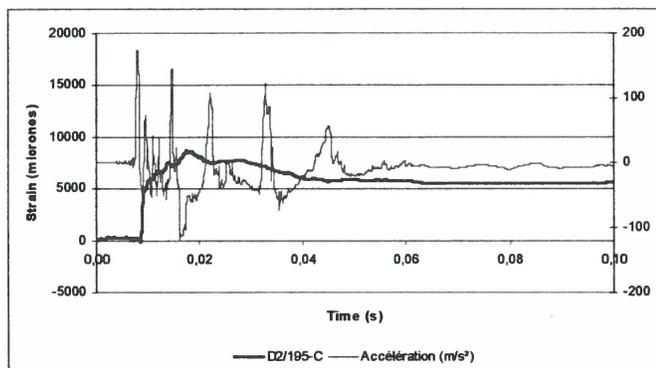
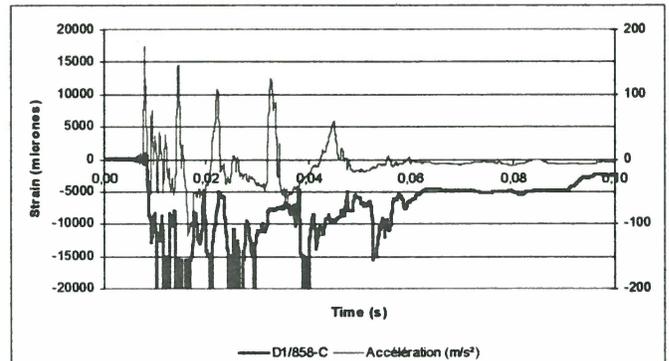
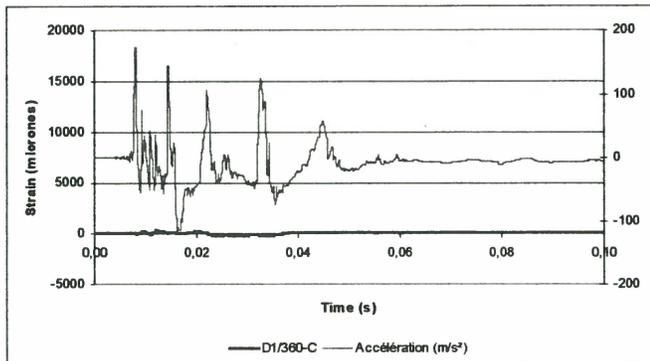
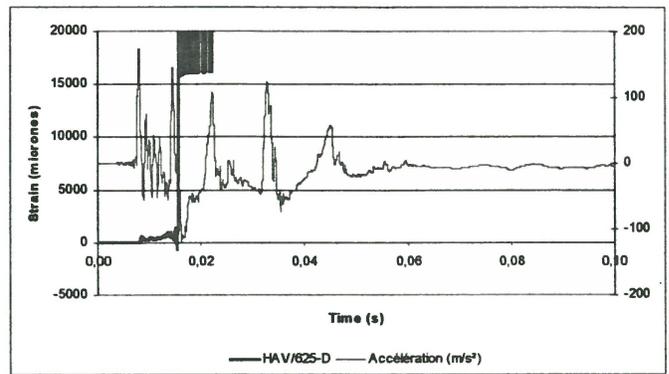
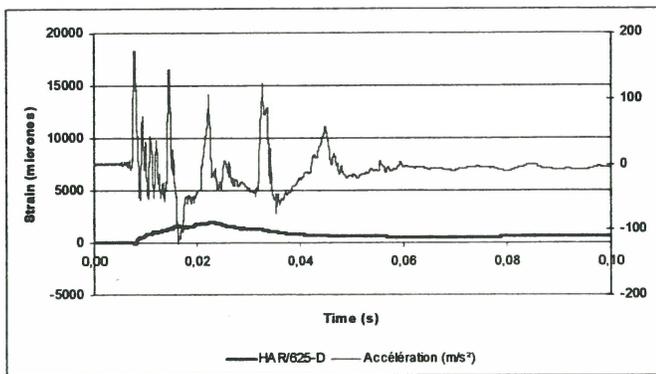


Figure 52. Réseau de fissuration – PL3-IS2



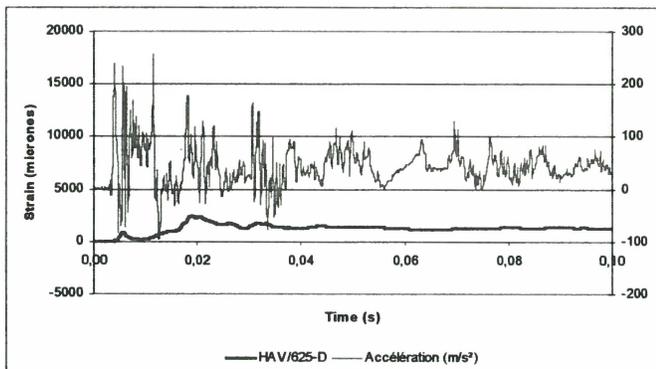
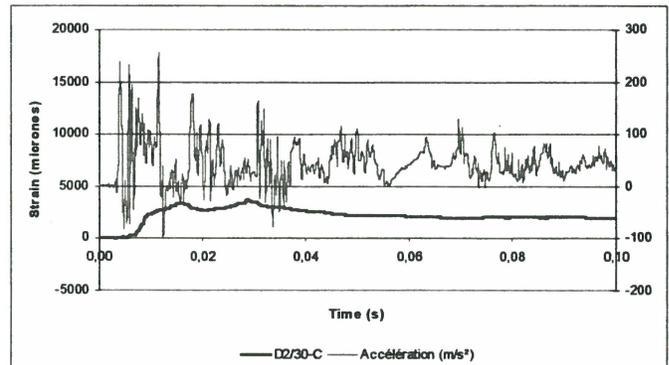
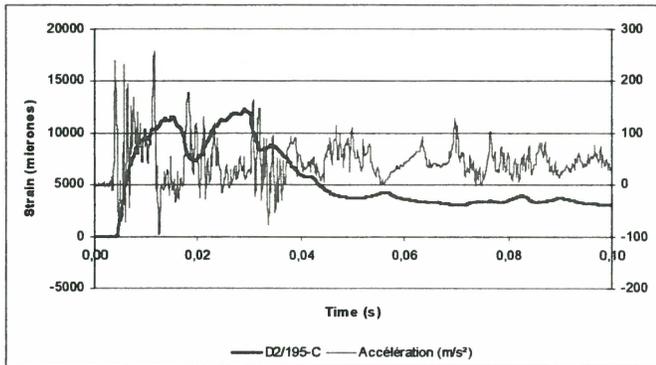
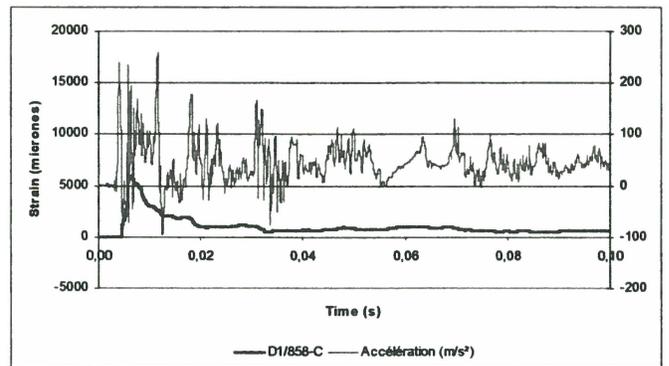
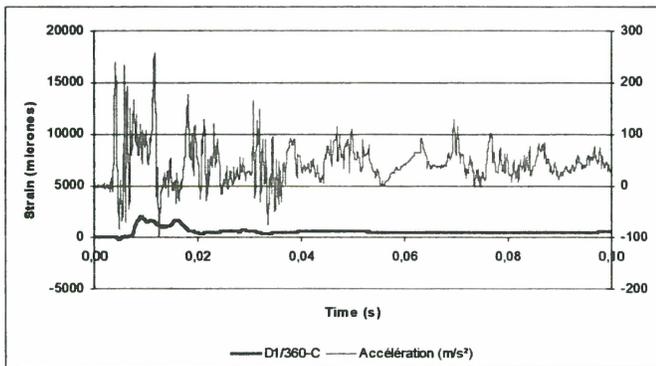
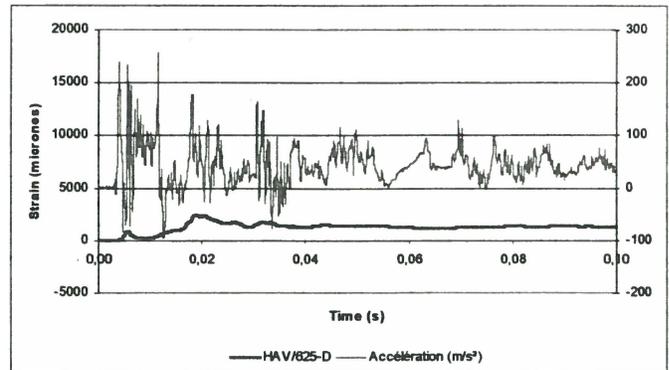
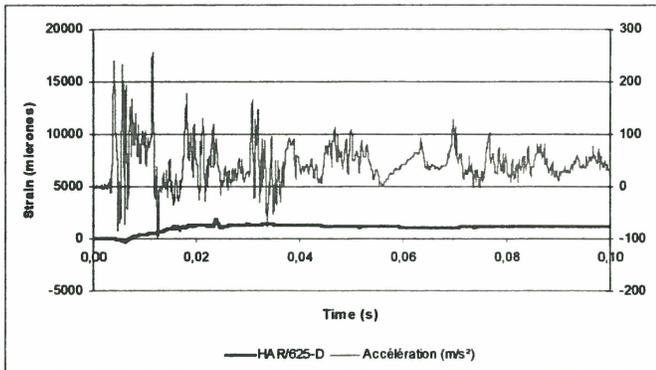
Note:
 Dans ces courbes, on montre uniquement le profil de l'accélération en fonction du temps et qui n'est pas la vraie valeur.

Figure 53. Déformations en fonction du temps - glissière PL3-ST1



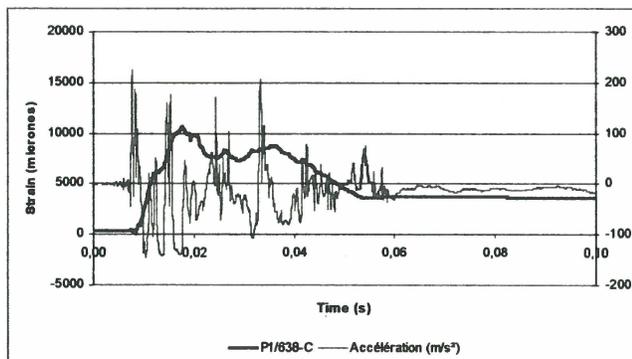
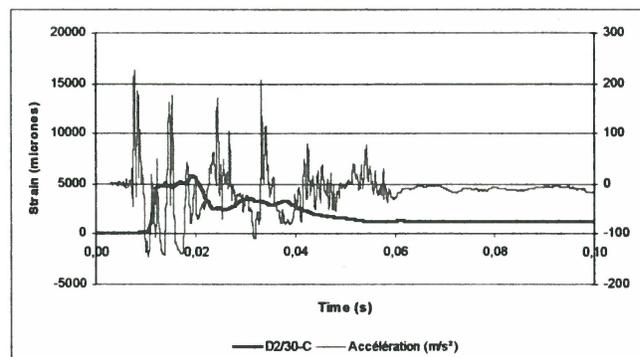
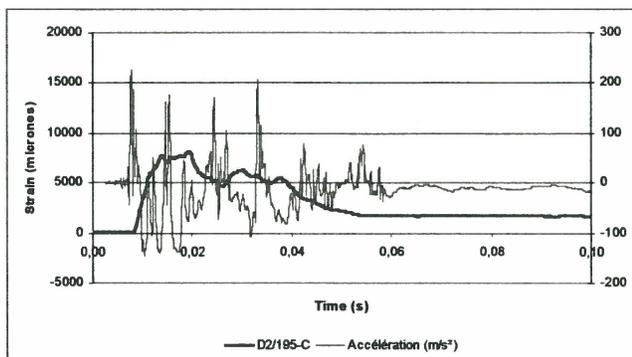
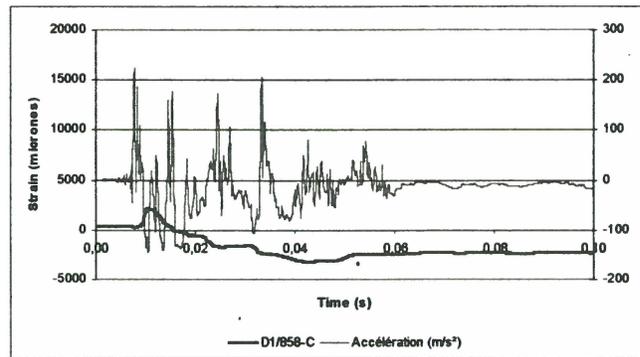
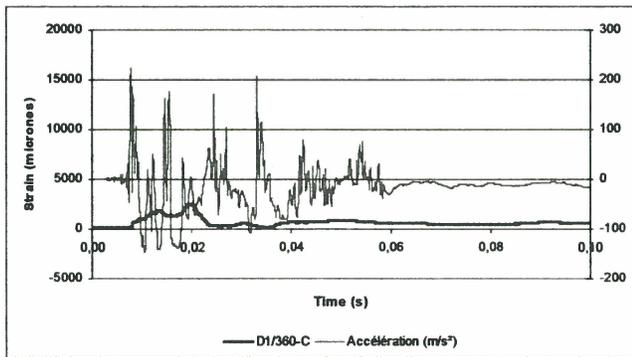
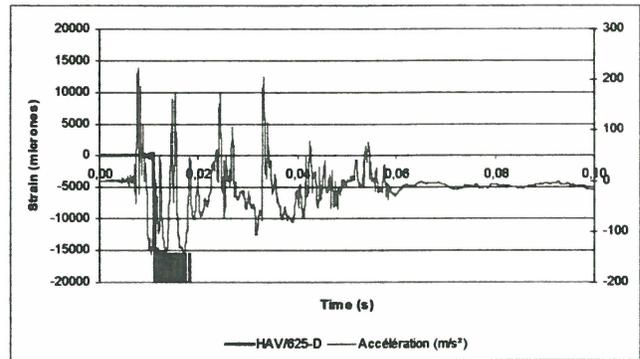
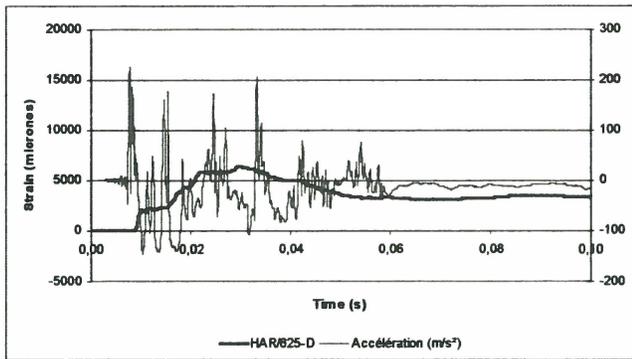
Note:
 Dans ces courbes, on montre uniquement le profil de l'accélération en fonction du temps et qui n'est pas la vraie valeur.

Figure 54. Déformations en fonction du temps - glissière PL3-ST2



Note:
 Dans ces courbes, on montre uniquement le profil de l'accélération en fonction du temps et qui n'est pas la vraie valeur.

Figure 55. Déformations en fonction du temps - glissière PL3-IS1



Note:
 Dans ces courbes, on montre uniquement le profil de l'accélération en fonction du temps et qui n'est pas la vraie valeur.

Figure 56. Déformations en fonction du temps - glissière PL3-IS2

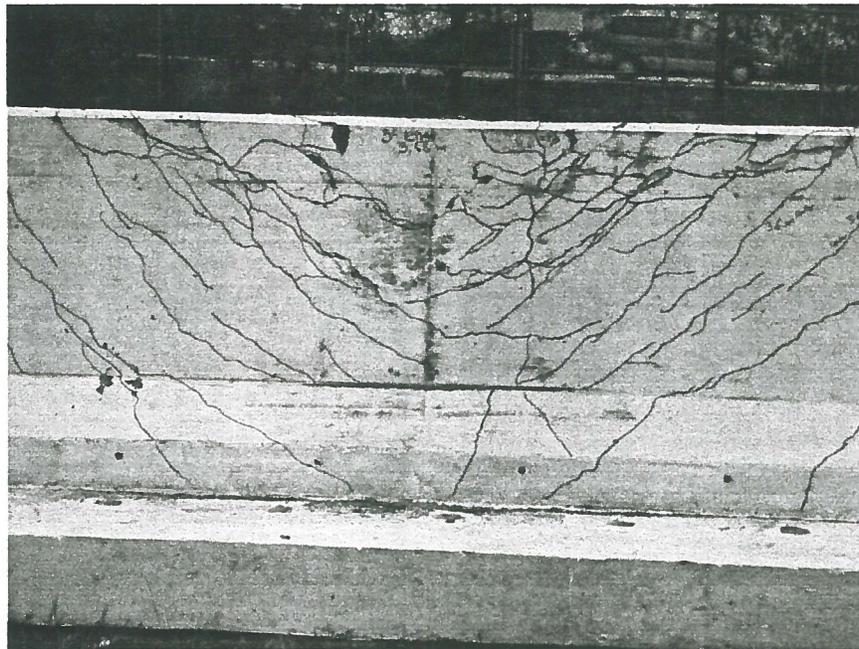


Figure 57. Fissuration sur la face avant - glissière PL3-ST1

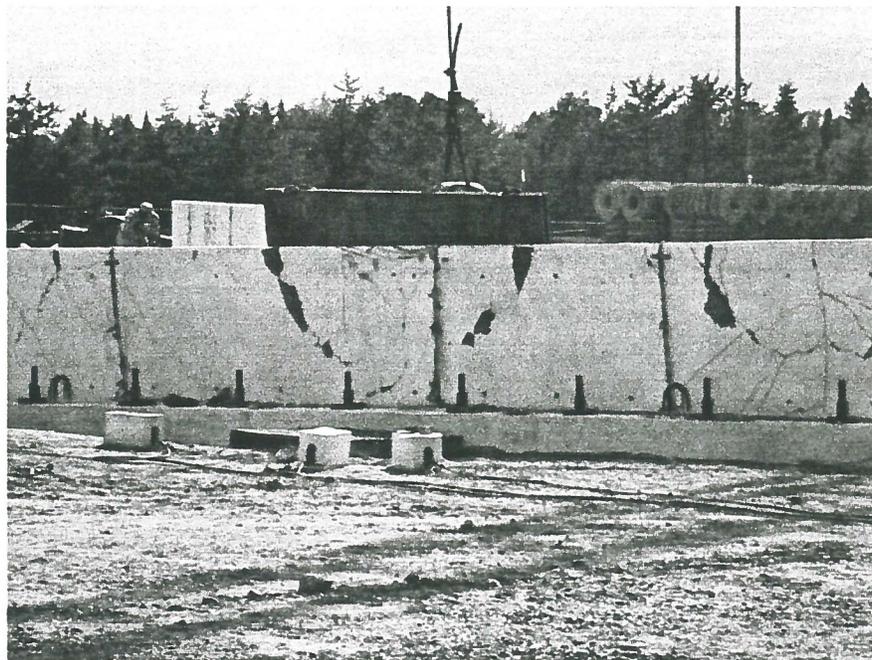


Figure 58. Fissuration sur la face arrière - glissière PL3-ST1

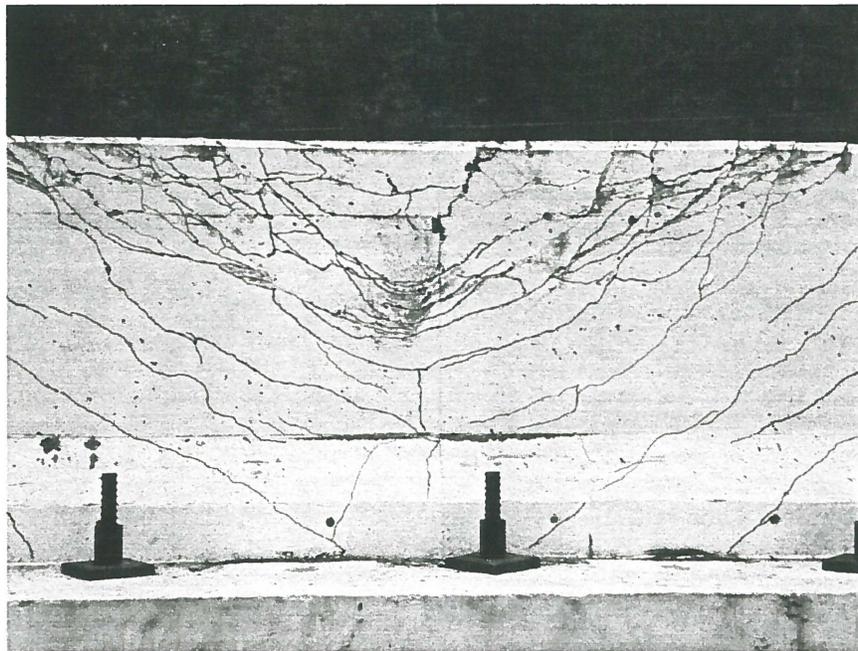


Figure 59. Fissuration sur la face avant - glissière PL3-ST2

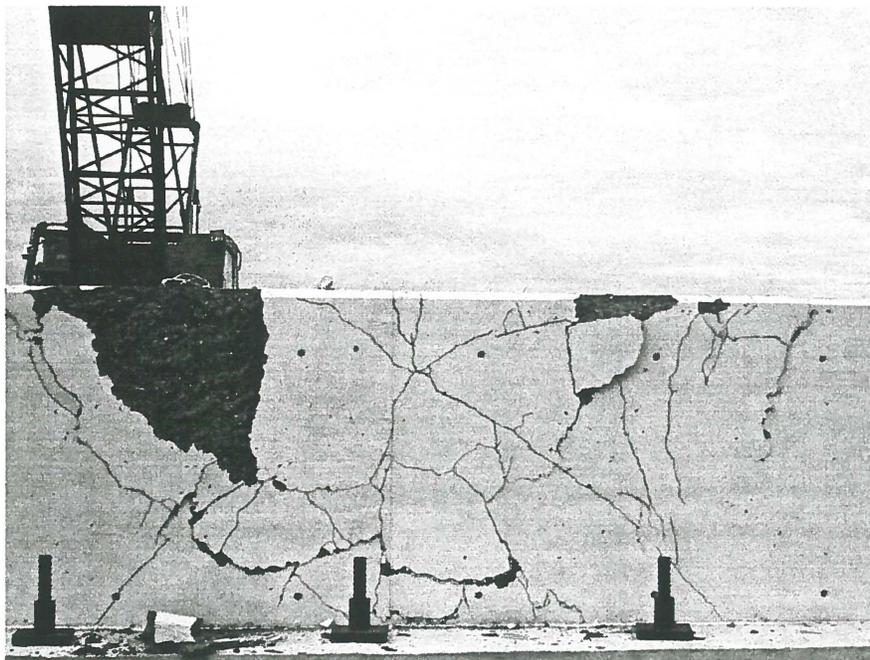


Figure 60. Fissuration sur la face arrière - glissière PL3-ST2

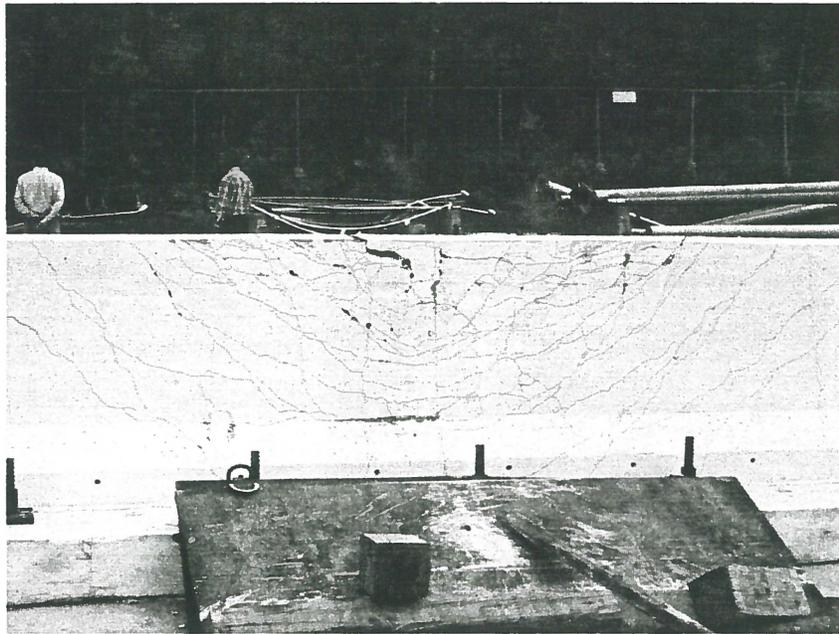


Figure 61. Fissuration sur la face avant - glissière PL3-IS1

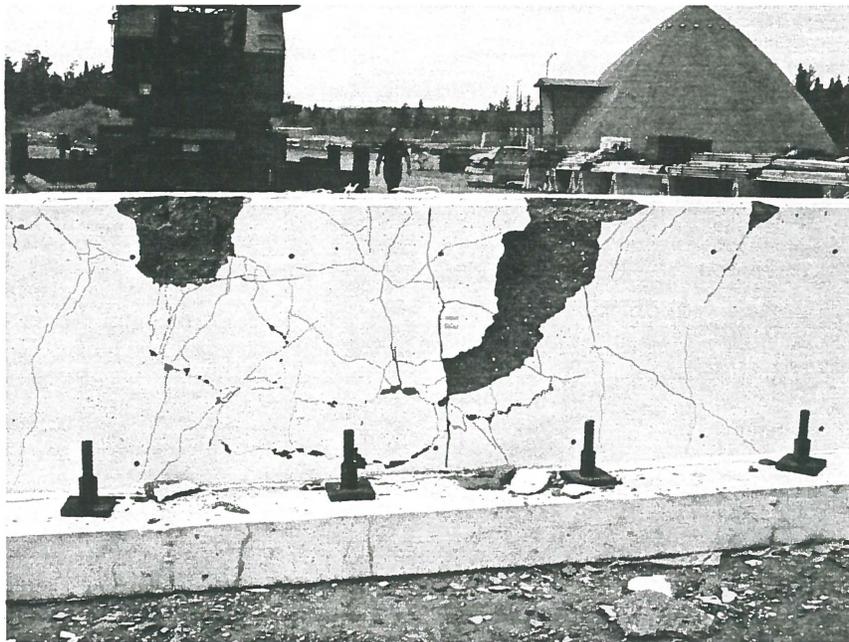


Figure 62. Fissuration sur la face arrière - glissière PL3-IS1

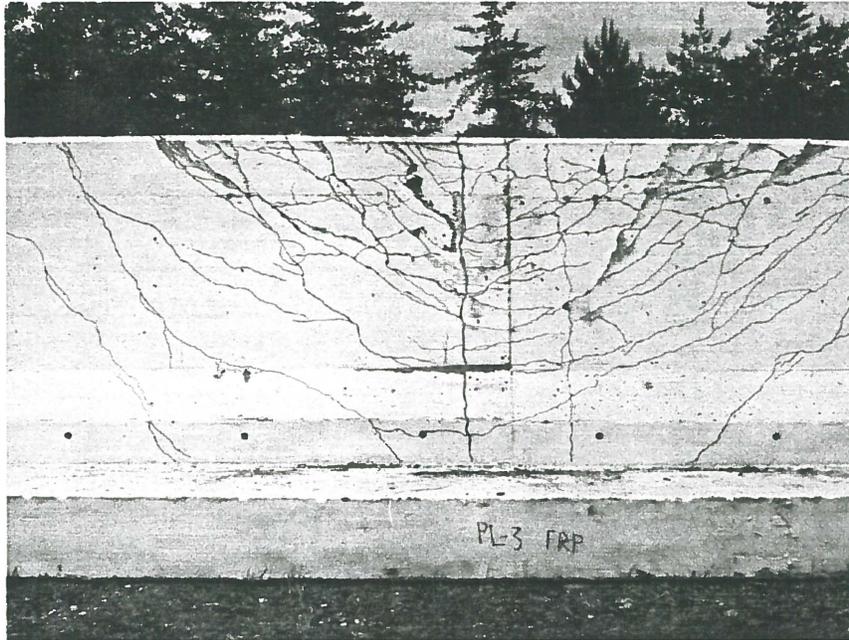


Figure 63. Fissuration sur la face avant - glissière PL3-IS2

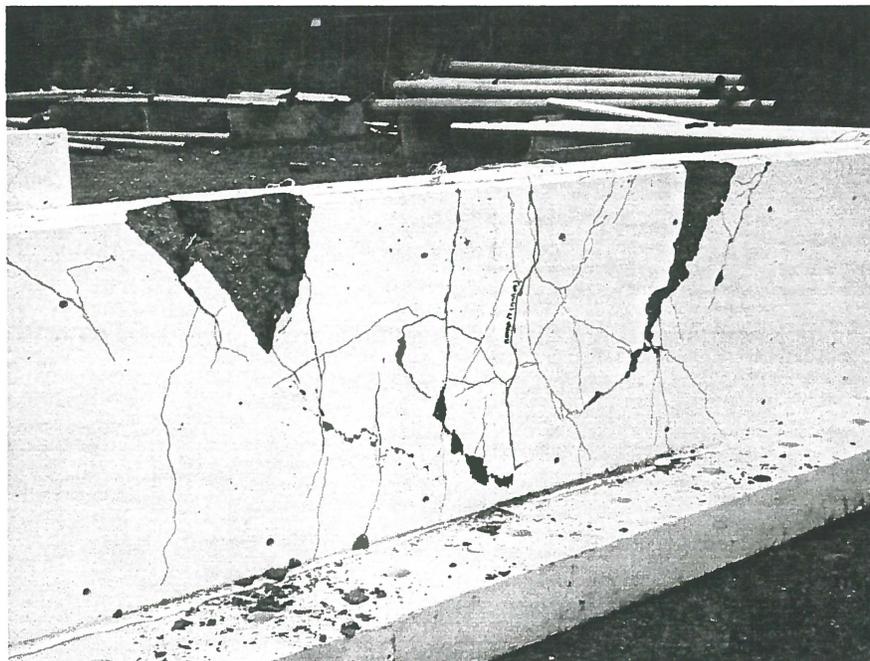
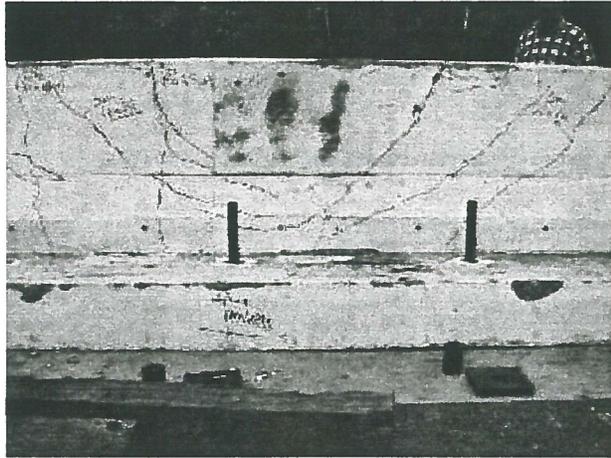


Figure 64. Fissuration sur la face arrière - glissière PL3-IS2



PL2-ST1



PL2-ST2

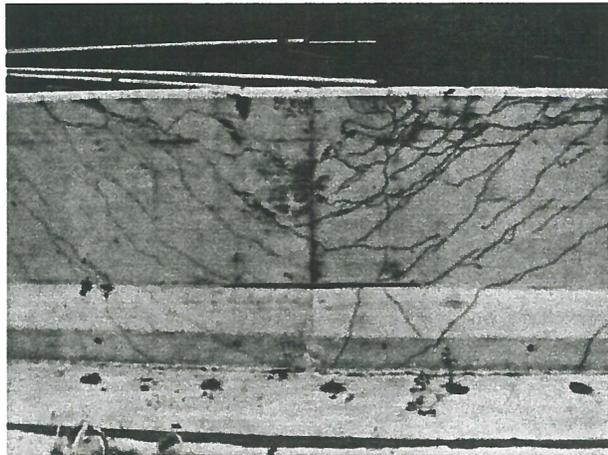


PL2-IS1

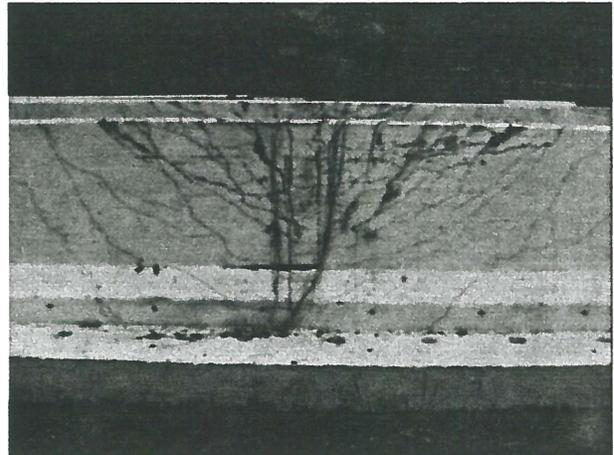


PL2-IS2

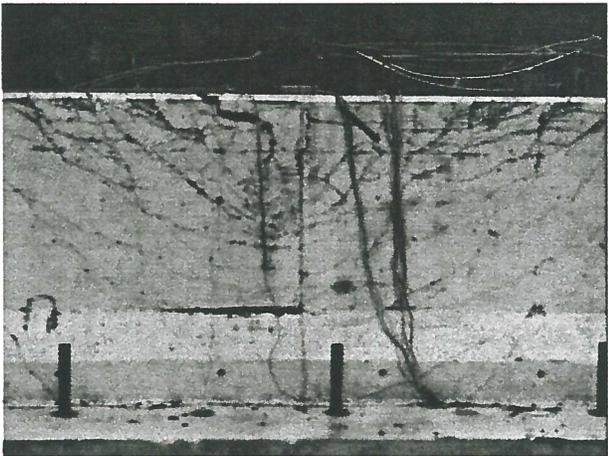
Figure 65 . Aperçu des fissures au centre – glissières PL2



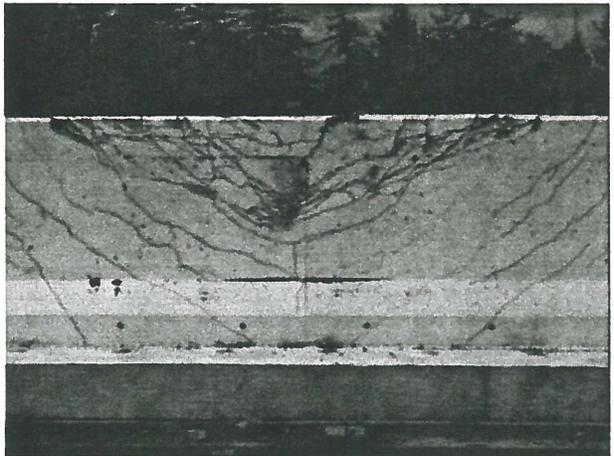
PL3-ST1



PL3-ST2

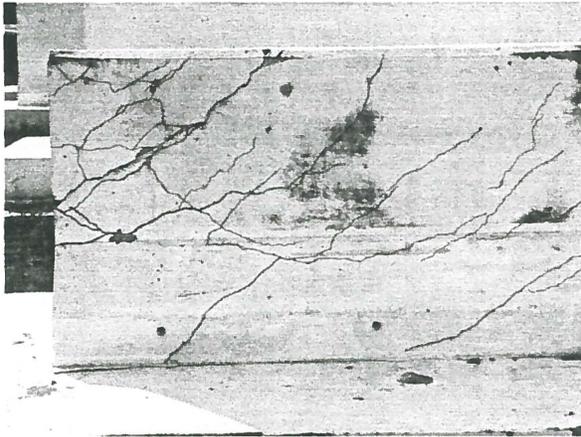


PL3-IS1

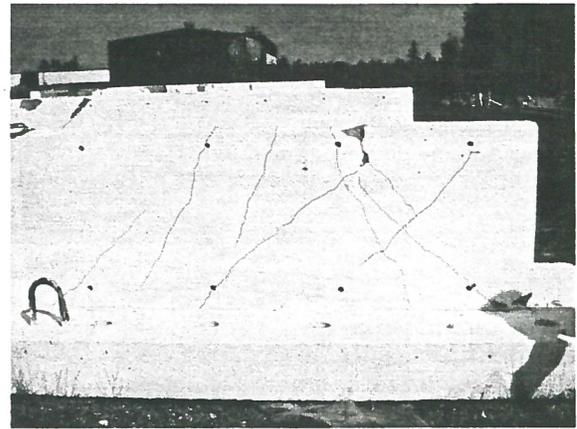


PL3-IS2

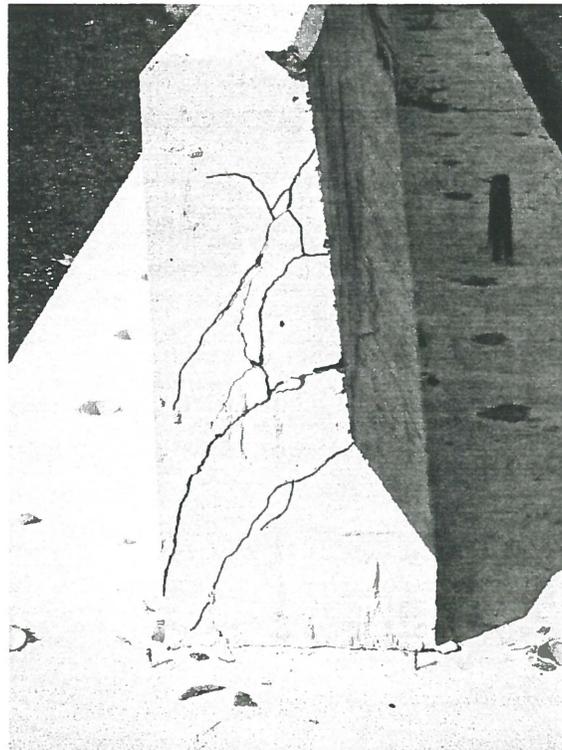
Figure 66. Aperçu des fissures au centre – glissières PL3



(a) Face avant

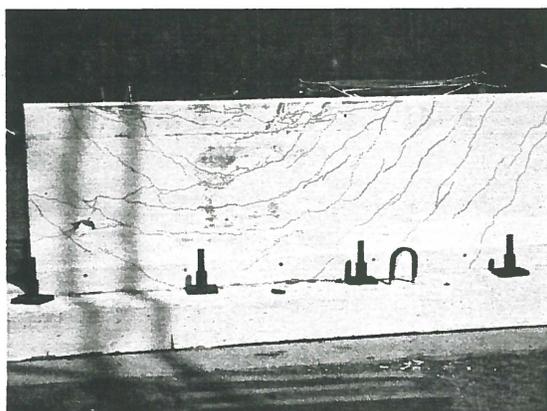


(b) Face arrière

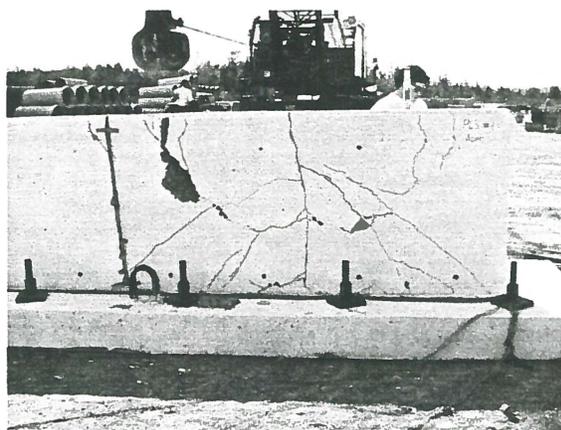


(c) Vue de côté

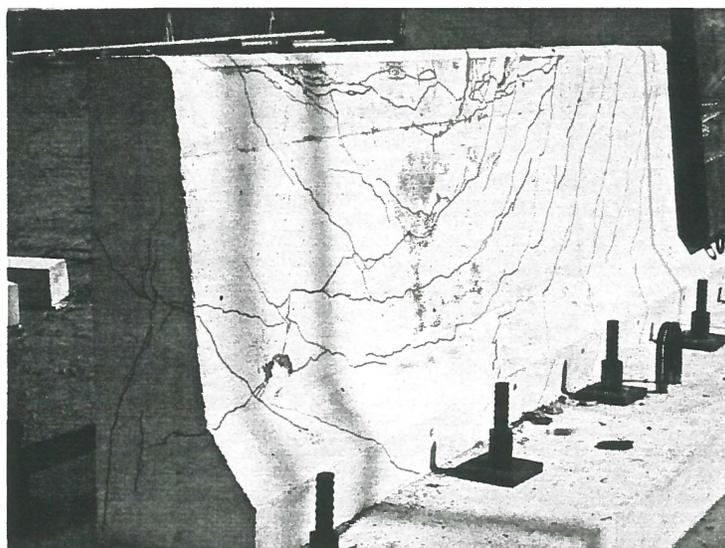
Figure 67. Réseau de fissuration dû à la charge d'impact près du coin de la glissière PL2-ST1



(a) Face avant



(b) Face arrière



(c) Vue de côté

Figure 68. Réseau de fissuration dû à la charge d'impact près du coin de la glissière PL3-ST1

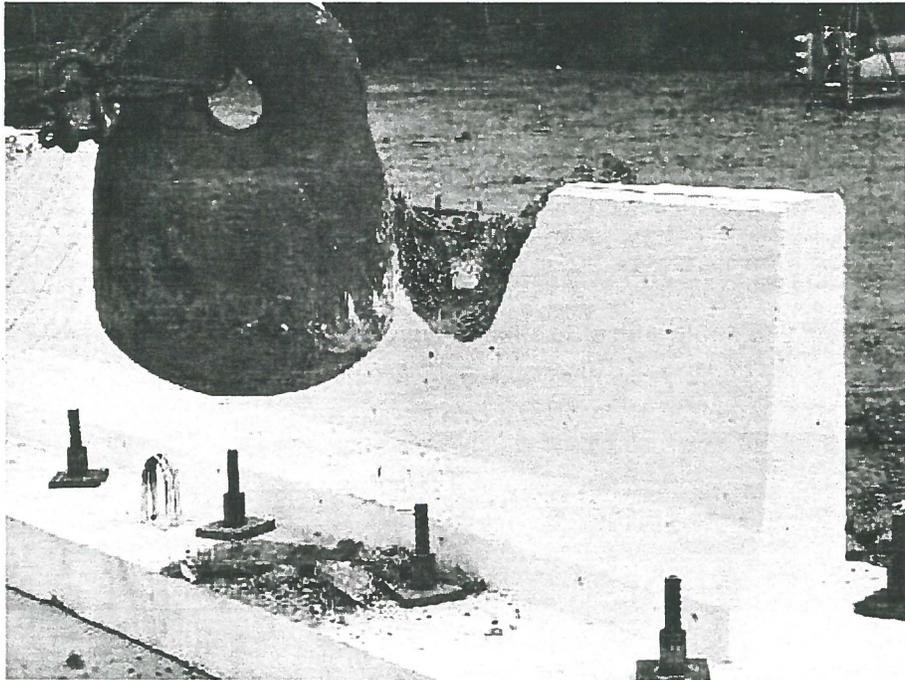


Figure 69 . Essai d'impact avec la boule sans les plaques d'acier

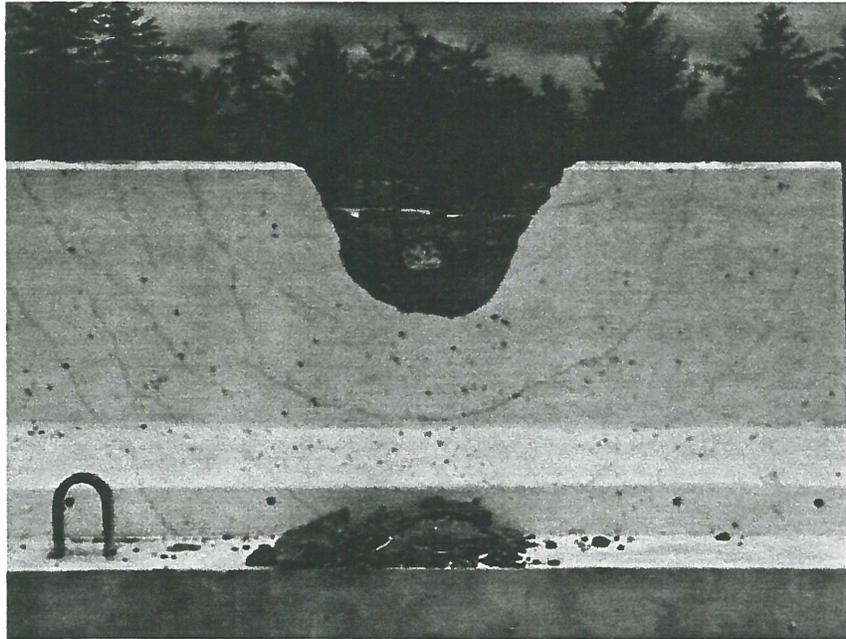


Figure 70. Vue de face de la glissière PL3-ST2 (Essai d'impact sans les plaques d'acier)

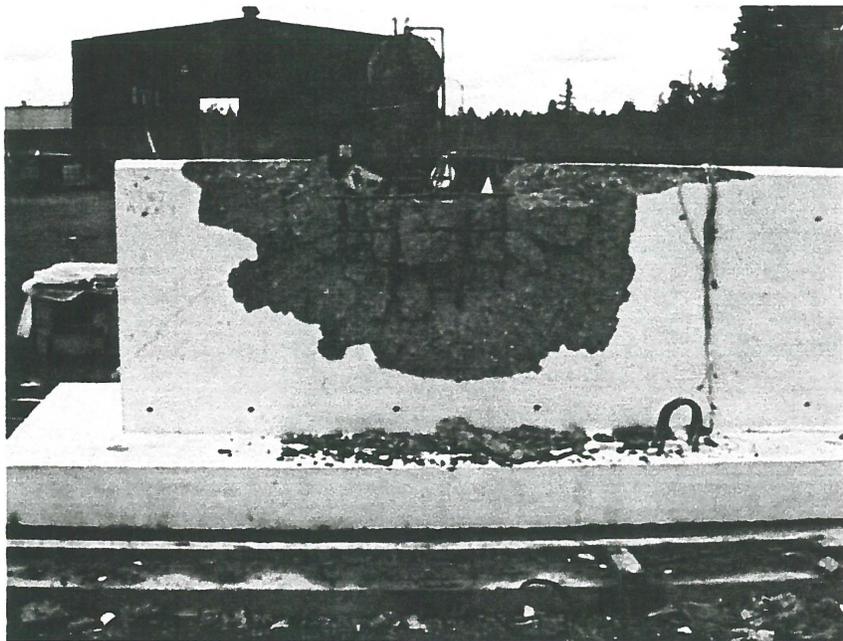


Figure 71 . Vue arrière de la glissière PL3-ST2 (Essai d'impact sans les plaques d'acier)

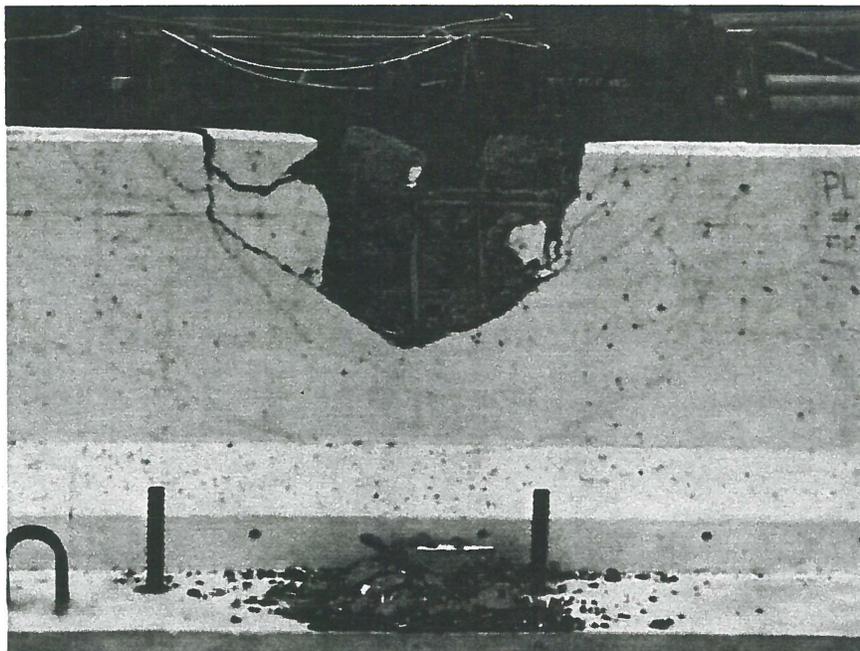


Figure 72. Vue de face de la glissière PL3-IS1 (Essai d'impact sans les plaques d'acier)

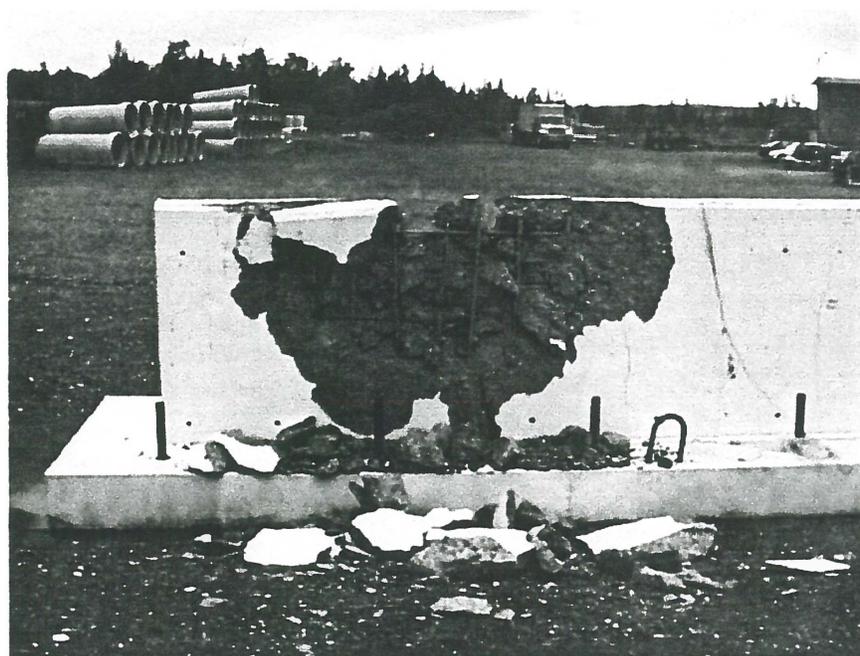


Figure 73 . Vue arrière de la glissière PL3-IS1 (Essai d'impact sans les plaques d'acier)

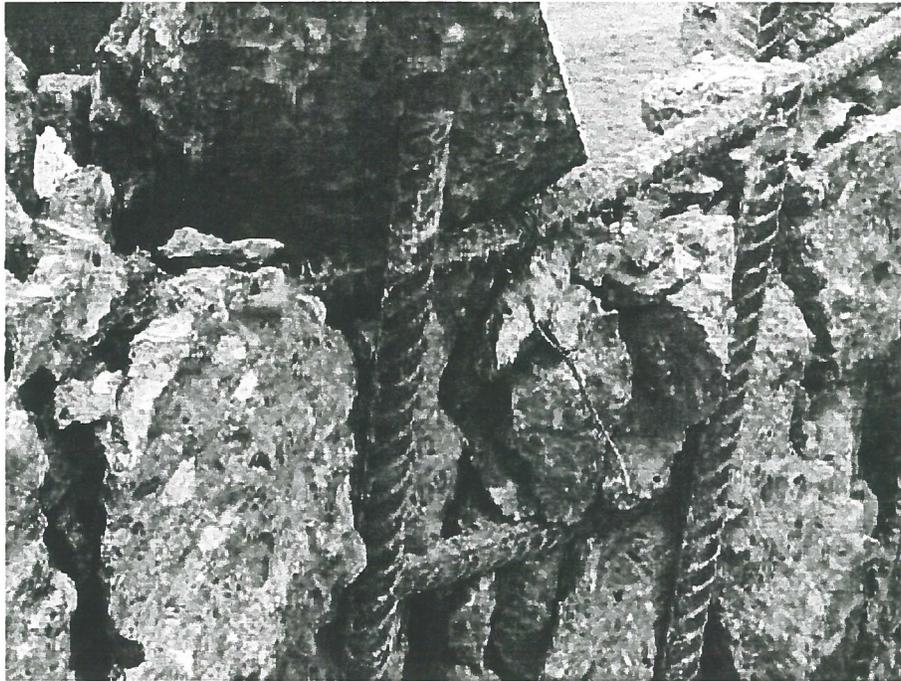


Figure 74. Vue rapprochée de l'armature d'acier de la glissière PL3-ST2 (Essai sans les plaques d'acier)

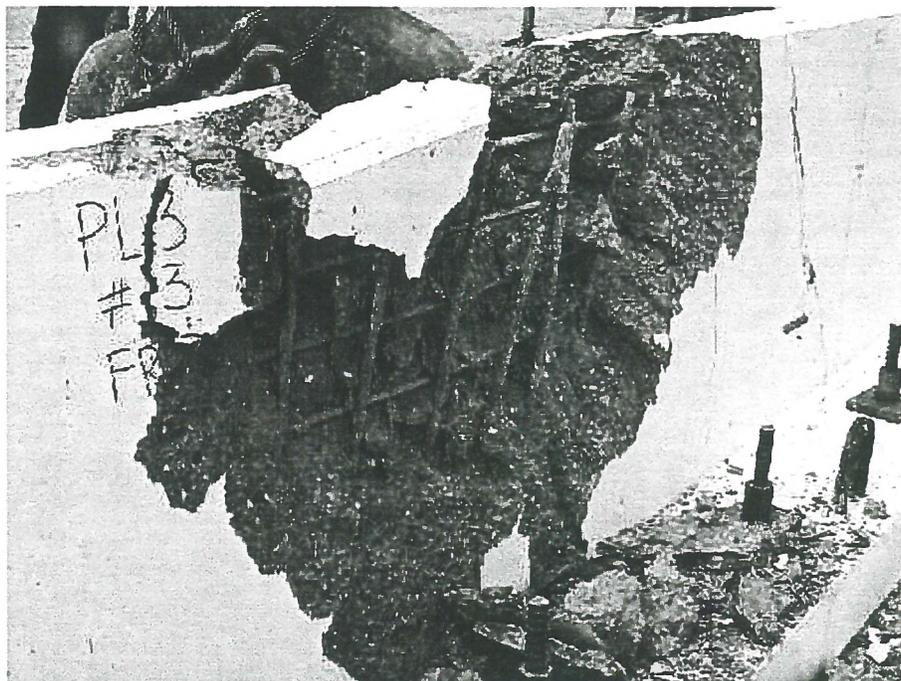


Figure 75 . Vue rapprochée de l'armature ISOROD de la glissière PL3-IS1 (Essai d'impact sans les plaques d'acier)

ANNEXE A – DESIGN DES GLISSIÈRES CONFORMÉMENT AU CODE AASHTO

AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS -1994

The Barrier shall have sufficient strength to survive the initial impact of the collision and to remain effective in redirecting the vehicle. The assumed yield line pattern (Hirsch, 1978) caused by a truck collision that produces a force F_t that is distributed over a length L_t is shown in Figure A-1. The following expressions are developed for the strength of the barrier with uniform thickness, which based on the formation of the yield lines (Figure A-1) at the limit state.

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w H + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w H)}{M_c}}$$

Where,

- R_w = Barrier nominal resistance to transverse load
- M_b = moment strength of beam at top (if any)
- M_w = moment strength of wall about vertical axis
- M_c = moment strength of wall about horizontal axis
- H = height of wall
- L_t = longitudinal distribution length of impact force
- L_c = critical wall length of yield line pattern

For barrier walls having sloping faces, the recommended procedure is to use the same equations with average values for moments M_w and M_c . The R_w calculated by using average values was 4% less (conservative) than the more exact approach. The forces that must be resisted by the barrier for PL-2 and PL-3 are given in Table A-1.

Table A-1. Design Forces

| Direction | PL-2 | | PL-3 | |
|--------------|------------|-------------|------------|-------------|
| | Force (KN) | Length (mm) | Force (KN) | Length (mm) |
| Transverse | 240 | 1070 | 516 | 2440 |
| Longitudinal | 80 | 1070 | 173 | 2440 |
| Vertical | 80 | 5500 | 222 | 2440 |

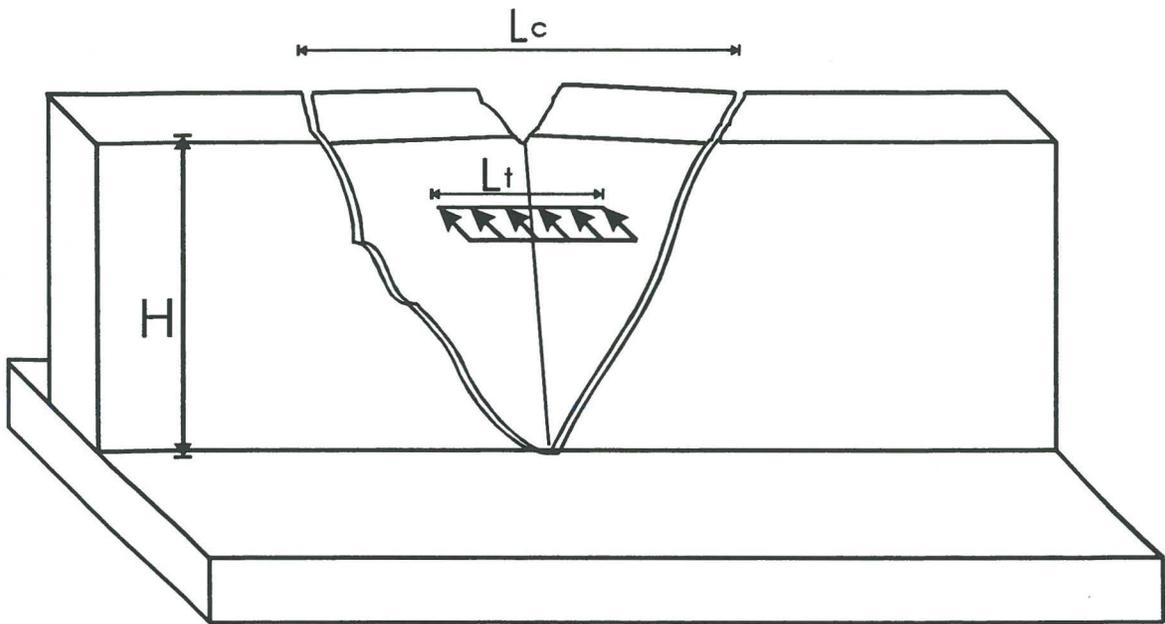


Figure A-1. Yield Line Pattern

(1) PL2 BARRIERS

(1.1) STEEL – REINFORCED BARRIERS

$$\phi = 1.0 \text{ (resistance factor)}$$

$$f_s = 400 \text{ MPa}$$

$$f_c = 35 \text{ MPa}$$

$$A_s (15M) = 200 \text{ mm}^2$$

Step (1): M_w about vertical axis (Figure A-2)

Segment I (neglect A'_s)

$$A_s = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}^2$$

$$d_{2v} = 98 + 63 = 161$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{600 \times 400}{0.85 \times 35 \times 555} = 14.54 \text{ mm}$$

$$\phi M_{nl} = \phi \times A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_{nl} = 1.0 \times 600 \times 400 \left(161 - \frac{14.54}{2} \right)$$

$$M_{nl} = 36.895 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

Segment II

$$A_s = 0$$

$$\phi M_{nl} = 0.0$$

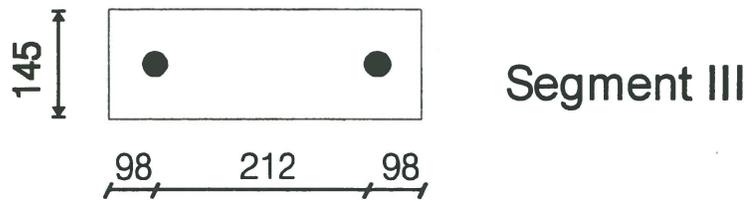
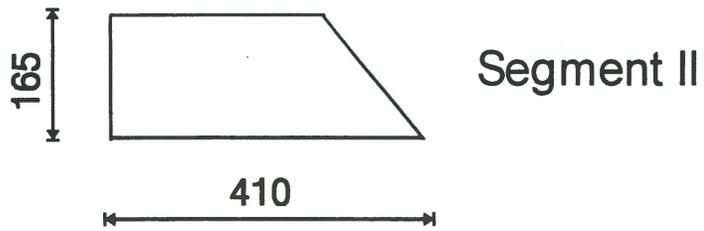
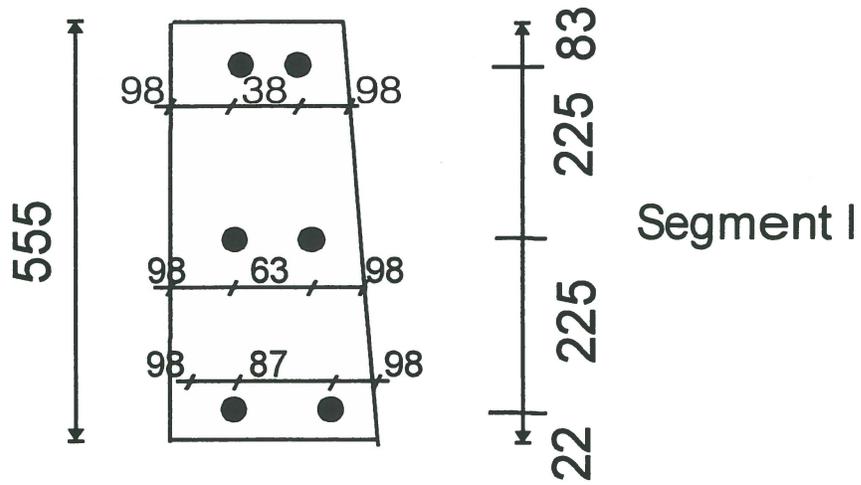


Figure A-2. PL2 Barriers

Segment III

$$M_{n+ve} = M_{n-ve}$$

$$A_s = 1 \times 200 = 200 \text{ mm}^2$$

$$d = 98 + 214 = 312$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{200 \times 400}{0.85 \times 35 \times 145} = 18.54 \text{ mm}$$

$$\phi M_{nIII} = 1.0 \times 200 \times 400 \left(312 - \frac{18.54}{2} \right) = 24.22 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_w = \phi M_{nI} + \phi M_{nII} + \phi M_{nIII}$$

$$M_w = 61115 \text{ kN.mm}$$

Step (2): M_c about horizontal axis (Figure A-2)

Segment I

$$\text{Average wall thickness} = (225 + 285) / 2 = 255 \text{ mm}$$

$$d = 255 - 75 - 8 = 172 \text{ mm}$$

$$a = \frac{1.0 \times 400}{0.85 \times 35 \times 1} = 13.44 \text{ mm}$$

$$A_s = 200 \text{ mm}^2 @ 200 \text{ mm} = 1.0 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$M_{cI} = 1.0 (1.0) (400) \left(172 - \frac{13.44}{2} \right) = 66.311 \text{ kN.mm/mm}$$

Segment II

Assume reinforcement D2 is fully anchored

$$d = 98 + 26 + 16 = 210 \text{ mm}$$

$$M_{cII} = 1.0(1.0)(400)\left(210 - \frac{13.44}{2}\right) = 81.312 \text{ kN.mm/mm}$$

Segment III

$$d = 214 + 98 + 16 = 328 \text{ mm}$$

$$M_{cIII} = 1.0(1.0)(400)\left(328 - \frac{13.44}{2}\right) = 128.512 \text{ N.mm/mm}$$

A weighted average is given by

$$M_c = \frac{M_{cI}(555) + M_{cII}(165) + M_{cIII}(145)}{865}$$

$$M_c = 79.529 \text{ kN.mm/mm}$$

Step (3): Critical wall length L_c ($L_t = 1070 \text{ mm AASHTO}$)

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{8 \times 865 \times (0 + 61115)}{79.529}}$$

$$L_c = 2912 \text{ mm}$$

Step (4): Nominal resistance R_w

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2 \times 2912 - 1070} \right) \left(0 + 8 \times (61115) + \frac{79.529(2912)^2}{865} \right)$$

$$R_w = 535.6 \text{ KN} > F_t = 240 \text{ KN}$$

Step (5): Shear transfer between the barrier and Deck

R_w spreads out at 1:1 slope from L_c

$$V_{cl} = \frac{R_w}{L_c + 2H} = \frac{535.600}{2912 + (2 \times 865)} = 115.4 \text{ KN/m}$$

nominal shear resistance V_n of the interface is given by

$$V_n = c A_{cv} + \mu (A_{vf} f_y + P_c)$$

$$\leq 0.2 f_c A_{cv}$$

$$\leq 5.5 A_{cv}$$

A_{cv} = shear contact area = 410 mm²/mm

A_{vf} = dowel area cross shear plane = 2*1.0 = 2.0 mm²/mm

f_y = yield strength of reinforcement = 400 MPa

P_c = permanent compressive force = 5.8 N/mm

μ = Friction factor = 0.6

c = cohesion factor = 0.52 MPa

$$V_n \leq 5.5 A_{cv} = 5.5 \times (410) = 2255 \text{ N/mm}$$

$$V_n \leq 0.2 \times (35) \times (410) = 2870 \text{ N/mm}$$

$$V_n = 0.52 \times (410) + 0.6 \times (2.00 \times 400 + 5.8)$$

$$V_n = 691.9 \text{ N/mm} > V_d = 115.4 \text{ N/mm}$$

Minimum dowel

$$A_{vf} = 0.35 \frac{b_v s}{f_y} = 0.35 \frac{(410)(200)}{400} = 71.75 \text{ mm}^2 < 400 \text{ mm}^2 \text{ (2 bars)}$$

Minimum development length

$$l_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{35}} > 8 d_b = 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$$

$$> 150 \text{ mm}$$

$$l_{hb} = \frac{100(16)}{\sqrt{35}} = 270 \text{ mm}$$

(1.2) FRP – REINFORCED BARRIERS

$$\phi = 1.0$$

$$f_f = 600 \text{ MPa}$$

$$f_c = 35 \text{ MPa}$$

$$A_s (15M) = 198 \text{ mm}^2$$

Step (1): M_w about vertical axis (Figure A-2)

Segment I

$$A_s = 3 \times 198 = 594 \text{ mm}^2$$

$$d = 161 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{594 \times 600}{0.85 \times 35 \times 555} = 21.58 \text{ mm}$$

$$M_{ni} = 594 \times 600 \left(161 - \frac{21.58}{2} \right) = 53534 \text{ KN.mm}$$

Segment II

$$A_s = 0$$

Segment III

$$A_s = 198 \text{ mm}^2$$

$$d = 312 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{198 \times 600}{0.85 \times 35 \times 145} = 27.54 \text{ mm}$$

$$\phi M_{nIII} = 1.0 \times 198 \times 600 \left(312 - \frac{27.54}{2} \right) = 35372 \text{ KN.mm}$$

$$M_w = 88905 \text{ KN.mm}$$

Step (2): M_c about horizontal axis (Figure A-2)

Segment I

$$\text{Average wall thickness} = (225+285)/2 = 255 \text{ mm}$$

$$d = 255 - 75 - 8 = 172 \text{ mm}$$

$$A_s = 198 \text{ mm}^2 @ 200 \text{ mm} = 0.99 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$a = \frac{0.99 \times 600}{0.85 \times 35 \times 1} = 19.97 \text{ mm}$$

$$M_{cI} = 1.0(0.99)(600) \left(172 - \frac{19.97}{2} \right) = 96.53 \text{ KN.mm/mm}$$

Segment II

$$d = 210 \text{ mm}$$

$$M_{cII} = 1.0(0.99)(600) \left(210 - \frac{19.97}{2} \right) = 118.809 \text{ KN.mm/mm}$$

Segment III

$$d = 328 \text{ mm}$$

$$M_{cIII} = 1.0(0.99)(600) \left(328 - \frac{19.97}{2} \right) = 188.9 \text{ KN.mm/mm}$$

$$M_c(\text{ave}) = \frac{96.53(555) + 188.90(145) + 118.809(165)}{865}$$

$$M_c = 116 \text{ KN.mm}$$

Step (3): critical wall length L_c

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2} \right)^2 + \frac{8 \times 865 \times (0 + 88.905)}{116}}$$

$$L_c = 2912 \text{ mm}$$

Step (4): Nominal resistance R_w

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_e} \right) (8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_e}{H})$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2 \times 2912 - 1070} \right) \left(0 + 8 \times (88.905) + \frac{120(2912)^2}{865} \right)$$

$$R_w = 782 \text{ KN} > 240 \text{ KN} \quad \text{ok}$$

Step (5): Shear transfer between the barrier and Deck

$$V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2H} = \frac{781.900}{2912 + (2 \times 865)} = 168.4 \text{ KN/m}$$

$$V_n \leq 5.5 A_{cv} = 5.5 \times (410) = 2255 \text{ KN/m}$$

$$V_n \leq 0.2 \times (35) \times (410) = 2870 \text{ KN/m}$$

$$V_n = C A_{cv} + \mu (A_{vf} f_y + P_c)$$

$$V_n = 0.52 \times (410) + 0.6 \times (1.98 \times 600 + 5.6)$$

$$V_n = 929.3 \text{ KN/m} > V_{ct} = 168.4 \text{ KN/m}$$

(2) PL3 BARRIERS

(2.1) STEEL – REINFORCED BARRIERS

$$\phi = 1.0$$

$$f_s = 400 \text{ MPa}$$

$$f_c = 35 \text{ MPa}$$

$$A_s (15M) = 200 \text{ mm}^2$$

$$A_s (20M) = 300 \text{ mm}^2$$

Step (1): M_w about vertical axis (Figure A-3)

Segment I

$$A_s = 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1000 \times 400}{0.85 \times 35 \times 815} = 16.49 \text{ mm}$$

$$d_{ave} = 103 + 62 = 165 \text{ mm}$$

$$\phi M_{nI} = 1.0 \times 1000 \times 400 \left(165 - \frac{16.49}{2} \right)$$

Segment II

$$A_s = 1 \times 200 = 200 \text{ mm}^2$$

$$M_{nI} = 62700 \text{ KN.mm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{200 \times 400}{0.85 \times 35 \times 180} = 14.86 \text{ mm}$$

$$d = 103 + 164 = 267 \text{ mm}$$

$$M_{nII} = 1.0 \times 200 \times 400 \left(267 - \frac{14.86}{2} \right)$$

$$M_{nII} = 20766 \text{ KN.mm}$$

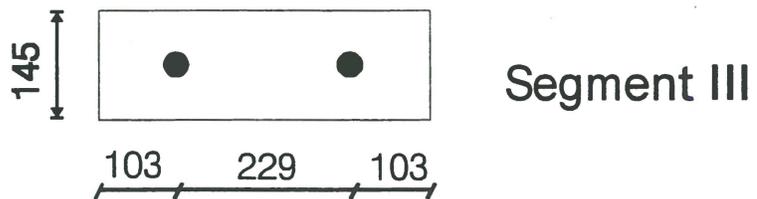
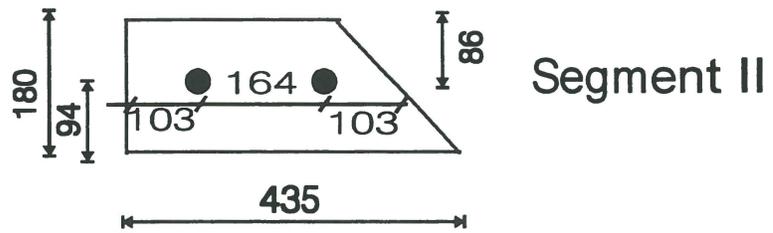
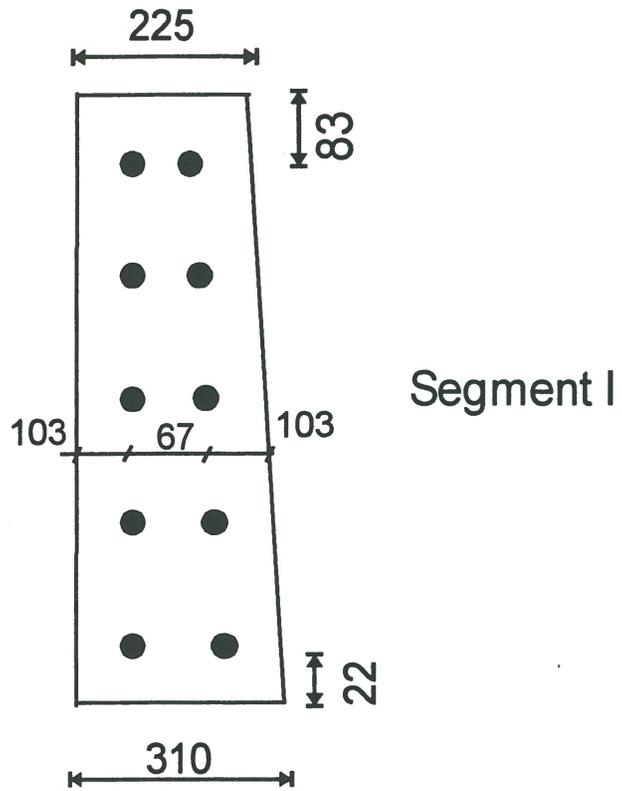


Figure A-3. PL3 Barriers

Segment III

$$A_s = 1 \times 200 = 200 \text{ mm}^2$$

$$d = 103 + 229 = 332 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{200 \times 400}{0.85 \times 35 \times 145} = 18.54 \text{ mm}$$

$$M_{III} = 1.0 \times 200 \times 400 \left(332 - \frac{18.54}{2} \right) = 25818 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$M_w = 62700 + 20766 + 25818 = 109284 \text{ KN} \cdot \text{mm}$$

Step (2): M_c about horizontal axis (Figure A-3)

Segment I

$$\text{Average wall thickness} = (225 + 310) / 2 = 267.5 \text{ mm}$$

$$d = 267.5 - 103 = 164.5 \text{ mm}$$

$$A_s = 300 \text{ mm}^2 @ 200 \text{ mm} = 1.5 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$a = \frac{1.5 \times 400}{0.85 \times 35 \times 1} = 20.17 \text{ mm}$$

$$M_{cI} = 1.0 (1.5) (400) \left(164.5 - \frac{20.17}{2} \right) = 92.650 \text{ KN} \cdot \text{mm}/\text{mm}$$

Segment II

$$d = 103 + 164 + 18 = 285 \text{ mm}$$

$$M_{cII} = 1.0 (1.5) (400) \left(285 - \frac{20.17}{2} \right) = 164.949 \text{ KN} \cdot \text{mm}/\text{mm}$$

Segment III

$$d = 103 + 229 + 18 = 350 \text{ mm}$$

$$M_{cIII} = 1.0(1.5)(400)\left(350 - \frac{20.17}{2}\right) = 203.949 \text{ KN.mm/mm}$$

$$M_c = \frac{92650(815) + 164749(180) + 203949(145)}{1140}$$

$$M_c = 118.190 \text{ KN.mm/mm}$$

Step (3): Critical wall length L_c ($L_t = 2440 \text{ mm AASHTO}$)

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{2440}{2} + \sqrt{\left(\frac{2440}{2}\right)^2 + \frac{8 \times 1140 \times (0 + 109284)}{118.19}}$$

$$L_c = 4370 \text{ mm}$$

Step (4): Nominal resistance R_w

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c}{H}\right)$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2 \times 4370 - 2440}\right) \left(0 + 8 \times (109284) + \frac{118.19(4370)^2}{1140}\right)$$

$$R_w = 906.0 \text{ KN} > 516 \text{ KN} \text{ ok}$$

Step (5): Shear transfer between the barrier and Deck

$$V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2H} = \frac{906.0}{4370 + (2 \times 1140)} = 136.2 \text{ KN/m}$$

nominal shear resistance V_n of the interface is given by

$$V_n = c.A_{cv} + \mu(A_{vf}.f_y + P_c)$$

$$\leq 0.2.f_c.A_{cv}$$

$$\leq 5.5.A_{cv}$$

$$V_n \leq 5.5.A_{cv} = 5.5 \times (635) = 3492 \text{ N/mm}$$

$$V_n \leq 0.2 \times (35) \times (635) = 4445 \text{ N/mm}$$

$$A_{vf} = \text{dowel area cross shear plane} = 2 \times 1.5 = 3.0 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$f_y = \text{yield strength of reinforcement} = 400 \text{ MPa}$$

$$P_c = \text{permanent compressive force} = 8.02 \text{ N/mm}$$

$$\mu = \text{friction factor} = 0.6$$

$$c = \text{cohesion factor} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$V_n = 0.52 \times (435348) + 0.6 \times (3.0 \times 400 + 8.02)$$

$$V_n = 951.0 \text{ N/mm} > V_d = 136.2 \text{ N/mm}$$

(2.2) FRP – REINFORCED BARRIERS

$$\phi = 1.0$$

$$f_f = 600 \text{ MPa}$$

$$f_c = 35 \text{ MPa}$$

$$A_s (15\text{M}) = 198 \text{ mm}^2$$

$$A_s (20\text{M}) = 285 \text{ mm}^2$$

Step (1): M_w about vertical axis (Figure A-3)

Segment I

$$A_s = 5 * 198 = 990 \text{ mm}^2$$

$$d_{ave} = 103 + 62 = 165 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{990 * 600}{0.85 * 35 * 815} = 24.49 \text{ mm}$$

$$\phi M_{ni} = 1.0 * 990 * 600 \left(165 - \frac{24.49}{2} \right)$$

$$M_{ni} = 90737 \text{ KN.mm}$$

Segment II

$$A_s = 1 * 198 = 198 \text{ mm}^2$$

$$d = 103 + 164 = 267 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{198 * 600}{0.85 * 35 * 180} = 22.07 \text{ mm}$$

$$M_{ni} = 1.0 * 198 * 600 \left(267 - \frac{22.07}{2} \right)$$

$$M_{ni} = 30409 \text{ KN.mm}$$

Segment III

$$A_s = 1 \times 198 = 198 \text{ mm}^2$$

$$d = 103 + 229 = 332 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{198 \times 600}{0.85 \times 35 \times 145} = 27.53 \text{ mm}$$

$$M_{III} = 1.0 \times 198 \times 600 \left(332 - \frac{27.53}{2} \right) = 37806 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$M_w = 90737 + 30409 + 37806 = 158952 \text{ KN} \cdot \text{mm}$$

Step (2): M_c about horizontal axis (Figure A-3)

Segment I

$$\text{Average wall thickness} = (225 + 310) / 2 = 267.5 \text{ mm}$$

$$d = 267.5 - 103 = 164.5 \text{ mm}$$

$$A_s = 285 \text{ mm}^2 @ 200 \text{ mm} = 1.425 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$a = \frac{1.425 \times 600}{0.85 \times 35 \times 1} = 25.11 \text{ mm}$$

$$M_{cI} = 1.0 (1.425) (600) \left(169.5 - \frac{25.11}{2} \right) = 113.503 \text{ KN} \cdot \text{mm}/\text{mm}$$

Segment II

$$d = 103 + 164 + 18 = 285 \text{ mm}$$

$$M_{cII} = 1.0 (1.425) (600) \left(285 - \frac{25.11}{2} \right) = 203.516 \text{ KN} \cdot \text{mm}/\text{mm}$$

Segment III

$$d = 103 + 229 + 18 = 350 \text{ mm}$$

$$M_{all} = 1.0(1.425)(600) \left(350 - \frac{25.11}{2} \right) = 252.071 \text{ KN.mm/mm}$$

$$M_c = \frac{113.503(815) + 203.516(180) + 252.071(145)}{1140}$$

$$M_c = 145.34 \text{ KN.mm/mm}$$

Step (3): Critical wall length L_c ($L_t = 2440 \text{ mm}$ AASHTO)

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{2440}{2} + \sqrt{\left(\frac{2440}{2}\right)^2 + \frac{8 \times 1140 \times (0 + 158952)}{145.34}}$$

$$L_c = 4605 \text{ mm}$$

Step (4): Nominal resistance R_w

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c}{H} \right)$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2 \times 4605 - 2440} \right) \left(0 + 8 \times (158952) + \frac{145.34(4605)^2}{1140} \right)$$

$$R_w = 1175.0 \text{ KN} > 516 \text{ KN} \text{ ok}$$

Step (5): Shear transfer between the barrier and Deck

$$V_{\alpha} = \frac{R_w}{L_c + 2H} = \frac{1175000}{4605 + (2 \times 1140)} = 170.6 \text{ KN/m}$$

nominal shear resistance V_n of the interface is given by

$$V_n = c.A_{cv} + \mu(A_{vf}.f_y + P_c)$$

$$\leq 0.2.f_c.A_{cv}$$

$$\leq 5.5.A_{cv}$$

$$V_n \leq 5.5.A_{cv} = 5.5 \times (635) = 3492 \text{ N/mm}$$

$$V_n \leq 0.2 \times (35) \times (635) = 4445 \text{ N/mm}$$

$$A_{vf} = \text{dowel area cross shear plane} = 2 \times 1.425 = 2.85 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$f_y = \text{yield strength of reinforcement} = 600 \text{ MPa}$$

$$P_c = \text{permanent compressive force} = 8.02 \text{ N/mm}$$

$$\mu = \text{friction factor} = 0.6$$

$$c = \text{cohesion factor} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$V_n = 0.52 \times (435) + 0.6 \times (2.85 \times 600 + 8.02)$$

$$V_n = 1257.0 \text{ N/mm} > V_{\alpha} = 170.6 \text{ N/mm}$$

MINISTÈRE DES TRANSPORTS



QTR A 178 419