



Guide technique

**Pathologie, diagnostic et réparation
des ouvrages en remblai renforcé
par éléments métalliques
atteints de corrosion**

Les collections du LCPC

Le libre accès à l'information scientifique est essentiel pour favoriser la circulation du savoir et pour contribuer à l'innovation et au développement socio-économique. Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés, l'Université Gustave Eiffel a fait le choix de numériser et de mettre à disposition en téléchargement gratuit, l'intégralité des ouvrages publiés dans les collections du LCPC de 1969 à 2014, du fait de son caractère patrimonial.

La collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées »

Issus de l'expertise du réseau scientifique et technique (RST), les ouvrages publiés dans la collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées » ont été conçus et rédigés en vue des applications sur le terrain par les professionnels du BTP. La collection se décline en deux séries : guide technique et méthode d'essai.

- La série « guide technique » réunit des synthèses de connaissances, fruits de groupes de travail nationaux associant partenaires publics et privés. Ces guides n'ont pas de valeur normative mais servent de support au développement des techniques.
- La série « méthode d'essai » réunit des méthodes à caractère normatif ou de recommandations. Les méthodes font l'objet d'une qualification par le service qualité du LCPC.

La collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées »

La collection ERLPC « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées » se décline en 8 séries thématiques : construction routière, environnement et génie urbain, géotechnique et science de la terre, mécanique et mathématiques appliquées, ouvrage d'art, physique chimie, sécurité et exploitation routières, sciences de l'ingénieur. Des mémoires de thèses ou d'habilitation à la direction de recherche, des résultats d'études générales et d'expérimentations en laboratoire et *in situ* ont été notamment publiés dans cette collection.

La collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées »


De 1969 à 1990, les travaux de recherche les plus significatifs du LCPC ont été publiés dans la collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées ». Cette collection historique a ensuite laissé la place à la collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées ».


La collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées »


Les ouvrages de la collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées » regroupent les communications présentées par les intervenants à l'occasion de manifestations scientifiques organisées ou co-organisées par le LCPC.

Les ouvrages des collections du LCPC sont diffusés sous la licence Creative Commons CC BY-NC-ND. Cette licence ne permet que la redistribution non commerciale de copies identiques à l'original. Dans ce cadre, les documents peuvent être copiés, distribués et communiqués par tous moyens et sous tous formats.



 Attribution — Vous devez créditer l'œuvre et intégrer un lien vers la licence. Vous devez indiquer ces informations par tous les moyens possibles mais vous ne pouvez pas suggérer que l'Université Gustave Eiffel vous soutient ou soutient la façon dont vous avez utilisé son œuvre.

 Pas d'utilisation commerciale — Vous n'êtes pas autorisé à faire un usage commercial de cette œuvre, tout ou partie du matériel la composant.

 Pas de modifications — Dans le cas où vous effectuez une adaptation, que vous transformez, ou créez à partir du matériel composant l'œuvre originale (par exemple, une traduction, etc.), vous n'êtes pas autorisé à distribuer ou mettre à disposition l'œuvre modifiée.

Pathologie, diagnostic et réparation des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques atteints de corrosion

Décembre 2011



Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux

58, boulevard Lefebvre - 75732 Paris Cedex 15

Ce guide a été élaboré par un groupe de travail constitué dans le cadre de l'opération de recherche « *Diagnostic et traitement des pathologies d'ouvrages d'art* », et composé de H. Eichwald (LRPC de Strasbourg), S. Fauchet (LREP), L. Joly (LRPC de Nancy), D. Przybyla (LRPC de Strasbourg), J.-C. Wendling (LRPC d'Autun), sous la direction de F. Renaudin (CETE de L'Est).

Ont également contribué à sa rédaction :

E. Bourgeois (Ifsttar), A. Corfdir (ENPC) et T. Chau (Thésard ENPC), pour ce qui concerne les méthodes d'évaluation de l'état des murs par éléments finis.

Enfin, nous remercions pour leur relecture attentive :

B. Godart – Directeur technique ouvrages d'art à l'Ifsttar ;

C. Aubagnac - LRPC d'Autun ;

P. Corfdir – CETE de l'Est ;

E. Delahaye – CETE de Nord-Picardie ;

J.-P. Persy – Directeur de recherche émérite, CETE de l'Est.

Pour commander cet ouvrage :

L'Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux

Diffusion des éditions

58, boulevard Lefebvre

F-75732 Paris Cedex 15

Téléphone : 01 40 43 50 20

Télécopie : 01 40 43 54 95

Internet : <http://www.lcpc.fr>

Au 1^{er} janvier 2011, le LCPC (Laboratoire central des ponts et chaussées) a fusionné avec l'INRETS (Institut National de Recherche sur les Transports et leur Sécurité) pour former un nouvel institut de recherche, l'Ifsttar (décret 2010-1702 du 30 décembre 2010 portant création de l'Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux). La production de cet ouvrage dans les collections du LCPC intervenant au moment de la fusion, il est fait référence parfois au LCPC, parfois à l'Ifsttar.

Prix : € HT

En couverture :

Ce document est propriété de l'Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux, et ne peut être reproduit, même partiellement, sans l'autorisation de son Directeur général (ou de ses représentants autorisés)

© 2011 - LCPC

ISSN 1151-1516

ISBN 978-2-7208-2590-3

DOI/Crossref 10.3829/gt-gtrebmet-fr

Sommaire

PRÉAMBULE	9
Chapitre 1. Introduction	11
Chapitre 2. Présentation de la technologie des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques	13
1. Bref historique de la technologie	13
2. Constitution des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques	15
2.1 Le remblai	17
2.2 Les éléments métalliques de renforcement	17
2.3 Les parements	18
2.4 Drainage, étanchéité et assainissement	21
3. Fonctionnement et constitution des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques	22
3.1 Fonctionnement interne	22
3.2 Stabilité externe	23
4. Domaine d'emploi	23
Bibliographie	25
Chapitre 3. La pathologie des murs en remblai renforcé par éléments métalliques	27
1. Origine des désordres	27
2. L'évaluation IQOA des murs en remblai renforcé par éléments métalliques	29
2.1. Répartition par hauteur des ouvrages	29
2.2. Notation IQOA des murs	30
3. La corrosion des armatures de renforcement en acier galvanisé dans les sols	30
3.1. Introduction	30

3.2. La corrosion des métaux dans les sols	31
3.2.1. Le mécanisme de corrosion des métaux dans le sol	31
3.2.2. Comportement de quelques matériaux	33
3.3. Facteurs influençant la corrosion	34
3.3.1. Identification des environnements corrosifs	34
3.3.2. Critères d'utilisation des sols pour les massifs en remblai renforcé en France	36
3.4. Prévisions des pertes de section par corrosion pour le dimensionnement des ouvrages	37
3.4.1. Les lois expérimentales	37
3.4.2. Relation entre perte de résistance et perte de masse	38
3.4.3. Lois de corrosion utilisées en France	38
Bibliographie	40
Chapitre 4. Les techniques d'investigation	43
Introduction	43
1. Évaluation de la corrosion par accès direct à l'armature sur site	43
1.1. Les différentes méthodes pour visualiser ou prélever une armature	43
1.1.1 Les témoins de durabilité	43
1.1.2. Le carottage en parement	47
1.1.3. Les fouilles	51
1.2. Les essais de laboratoire	54
1.2.1. Les essais sur les armatures prélevées	54
1.2.2. Les essais sur les échantillons de sol prélevés	55
2. Les méthodes électrochimiques	56
3. Évaluation des facteurs influençant la corrosion	57
3.1. La caractérisation du parement	57
3.2. L'environnement	57

3.3. La conception de l'ouvrage	58
3.4. La géométrie d'ensemble de l'ouvrage	58
4. Le choix des zones d'investigation	59
5. Le choix des méthodes d'investigation	63
Bibliographie	64
Chapitre 5. Surveillance et évaluation de l'état des ouvrages existants	65
Introduction	65
1. La surveillance des murs en remblai renforcé par éléments métalliques vis-à-vis du phénomène de corrosion	65
1.1. La surveillance organisée	65
1.2. Le choix de la nature des sondages	66
1.3. La périodicité des inspections avec sondages	67
1.4. L'auscultation	68
1.5. La surveillance renforcée	68
1.6. La haute surveillance	69
1.7. L'exploitation du mur en cas de corrosion avancée ou de rupture du mur	69
2. Le diagnostic, connaissance de l'état actuel de l'ouvrage	70
2.1. L'évolution des règlements de calcul	70
2.2. Diagnostic établi à partir des mesures d'épaisseur résiduelle d'armature	72
2.3. Diagnostic établi à partir d'un recalcul	73
3. Le pronostic de la durée de vie résiduelle de l'ouvrage	76
4. Les évolutions attendues dans le diagnostic des ouvrages	78
4.1. Amélioration en terme de gestion du patrimoine	78
4.2. Amélioration des méthodes d'investigations	78
4.3. Amélioration des outils de diagnostic	79
Bibliographie	80

Chapitre 6. Recommandations sur la prise en compte de la surveillance et de l'entretien dans la conception des ouvrages85

Introduction85

1. Recommandations86

1.1. Choix d'un ouvrage de soutènement dans le domaine des ouvrages routiers86

1.2. Dossier d'ouvrage86

1.3. Les témoins de durabilité87

1.3.1 Généralités87

1.3.2 Les témoins de durabilité dans les ouvrages relevant du procédé Terre Armée®87

1.3.3 Les témoins de durabilité dans les ouvrages en remblai renforcé par des treillis soudés88

1.3.4 Implantation des témoins de durabilité88

1.3.5 Nombre de témoins89

1.3.6 Exploitation des témoins de durabilité89

1.4. Suivi des déformations90

1.5. Protection contre les eaux de ruissellement90

1.6. Présence d'un réseau d'assainissement91

1.7. Habillage des parements91

2. Bibliographie92

Chapitre 7. Réparation par clouage des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques93

Introduction93

1. Réalisation d'une campagne de reconnaissance géotechnique94

2. dimensionnement de la réparation par clouage96

2.1. Généralités96

2.2. Principe de fonctionnement97

2.3. Dimensionnement de la réparation	98
3. Matériaux	100
3.1. Armature en acier pour clous	100
3.2. Dispositifs de tête de clous	103
3.3. Produits de scellement pour clous	105
4. Mise en œuvre – Exécution	106
4.1. Généralités - Hypothèses	106
4.2. Forages	106
4.3. Mise en œuvre des armatures et scellement	107
4.4. Mise en pré-tension des clous	108
5. Contrôle des travaux	108
5.1. Définitions - rappels	108
5.2. Points sensibles de l'exécution	109
5.3. Contrôle intérieur	110
5.3.1 Contrôle portant sur la galvanisation	111
5.3.2 Contrôle des plaques d'appui	111
5.3.3 Contrôle à réaliser sur le coulis de scellement	111
5.3.4 Contrôle relatif à la réalisation des clous	112
5.3.5 Essais de clous (point d'arrêt)	113
5.4. Contrôle extérieur	115
5.5. Contrôle de la durabilité des clous	115
6. Réception	115
Bibliographie	116
Annexe 1. Retour d'expérience d'investigations sur ouvrages relevant du procédé Terre Armée®	119
Ouvrages auscultés	121

Principaux résultats de l'analyse des données	121
Annexe 2. Monographies d'ouvrages	125
Annexe 3. Évaluation de l'état des murs	155
Annexe 3.1. Évolution des règlements de calcul	157
Annexe 3.2. Évaluation du coefficient K et établissement de lois caractérisant l'évolution de la corrosion d'une armature en acier galvanisé pour le pronostic d'un ouvrage	167
Annexe 3.3. Exemple de diagnostic et de pronostic de l'état d'un mur	173
Annexe 3.4. Exemple d'utilisation des éléments finis pour la prévision de l'évolution de l'état d'un mur en remblai renforcé par éléments métalliques	191
1. Principe de la modélisation multiphasique	191
2. Présentation de l'exemple étudié	192
2.1 Généralités	192
2.2 Maillage et modélisation	193
2.3 Caractéristiques mécaniques	194
3. Recalcul de l'évolution du mur	197
3.1 Notes sur le déroulement	197
3.2 Résultats	198
4. Conclusion	204
5. Bibliographie	205
Annexe 4. Plan de contrôle de réparation par clouage d'un mur	207
Annexe 5. Fiches descriptives des témoins de durabilité	235
5.1 Témoins de durabilité Terre Armée®	237
5.2 Témoins de durabilité du procédé RENFOTER	241

Préambule

➤ Les enjeux

Les murs en remblai renforcé par éléments métalliques sont des ouvrages qui comportent des rangées sensiblement horizontales de renforcements métalliques interposées entre des couches successives de remblai et mises en œuvre au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage. Ils constituent un patrimoine important tant en nombre que par l'enjeu qu'ils représentent pour la sécurité des voies de communications. Ce patrimoine, dont les ouvrages les plus anciens atteignent aujourd'hui une quarantaine d'années, a connu des pathologies prématurées pouvant aller jusqu'à des ruptures partielles d'ouvrage, ces ruptures étant brutales et sans signes précurseurs extérieurs. Il paraît intéressant aujourd'hui de faire un retour d'expérience sur les pathologies recensées sur ces ouvrages, notamment à la lumière de la démarche « Image Qualité des Ouvrages d'Art (IQOA) – murs » mise en œuvre depuis le début des années 2000 sur le réseau routier national, et d'évaluer les conséquences de l'évolution des règles de conception de ces murs.

➤ À qui s'adresse ce guide

Le présent guide est destiné tout à la fois :

- aux maîtres d'ouvrage et aux maîtres d'œuvre, constructeurs et gestionnaires d'ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques ;
- aux laboratoires chargés de réaliser les investigations sur ces ouvrages et de participer au contrôle extérieur des travaux de réparation ;
- aux bureaux d'études devant vérifier la stabilité interne d'un ouvrage comportant des armatures corrodées, établir un pronostic d'évolution de l'ouvrage et le cas échéant le projet de réparation de l'ouvrage.

➤ Domaine d'application

Le présent guide traite du diagnostic et du renforcement des ouvrages en remblai renforcé de type « murs de soutènement », « culées mixtes » ou « culées porteuses ». Il s'appuie essentiellement sur des retours d'expérience réalisés sur des ouvrages relevant du procédé « Terre Armée® », qui constituent la très grande majorité du patrimoine actuel. Pour autant, un certain nombre d'enseignements peuvent être appliqués à d'autres procédés. Ce guide développe de manière approfondie la problématique majeure de la corrosion des armatures de renforcement qui gouverne la sécurité à long terme de ces ouvrages.

Chapitre 1. Introduction

Les ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques ont déjà fait l'objet de nombreuses publications dont les principales références sont données dans les annexes bibliographiques qui figurent à la fin de ce guide.

L'objectif du présent document est d'apporter des compléments à la littérature existante sur la base de l'expérience acquise lors de la surveillance de ces ouvrages et notamment de la mise en œuvre de la démarche « IQOA- murs ». Dans le souci d'offrir un document autoporteur, de nombreux points figurant dans d'autres documents ont été repris dans le présent guide. C'est notamment l'objectif du second chapitre qui présente la technologie des murs en remblai renforcé par éléments métalliques.

Le troisième chapitre du document traite des pathologies recensées sur ces structures et notamment de la problématique majeure de la corrosion des armatures de renforcement dans le sol à partir de l'analyse de données recueillies sur des murs existants ayant jusqu'à une trentaine d'années de service (la plupart des articles disponibles à ce jour présentent des résultats correspondant à des ouvrages ont l'âge n'excède pas quinze ans).

Le quatrième chapitre aborde les méthodes d'investigations permettant d'évaluer l'état de corrosion des renforcements métalliques.

Le cinquième chapitre concerne le diagnostic et le pronostic d'évolution des ouvrages présentant une corrosion de leurs armatures de renforcement. Il évalue notamment les modifications apportées par la norme NF P 94-270 (juillet 2009) quant à l'évaluation de la résistance de ces renforcements.

Le sixième chapitre est consacré aux recommandations à introduire dans les prescriptions des cahiers des charges relatifs à la construction d'un mur en remblai renforcé par éléments métalliques afin de limiter les risques de corrosion et de faciliter la surveillance et l'établissement du diagnostic pendant la vie de l'ouvrage.

Enfin, le dernier chapitre propose des recommandations sur les études de réparation par clouage de ces ouvrages et sur les spécifications à introduire dans les cahiers des charges de ces travaux. Il propose également un plan de contrôle de ce type de réparation.

Chapitre 2. Présentation de la technologie des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques

Nota : Ce chapitre reprend et complète les chapitres d'introduction et de présentation des guides du LCPC « Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques » (4) et du LCPC - Sétra « Les ouvrages en Terre Armée® : recommandations et règles de l'art » (1).

1. Bref historique de la technologie

M. Vidal, ingénieur des Ponts et Chaussées, élaborera et breveta en 1963 un procédé de renfort des remblais : ce fût la naissance de la Terre Armée®. Son idée était inspirée des châteaux de sable armés d'aiguilles de pin. Le premier mur de soutènement relevant de cette technique fût construit en 1965 à Pragnères, dans les Pyrénées. Il s'agissait d'un mur présentant un parement métallique, les armatures étant constituées d'aciers lisses plats.



Photo 1. Première culée de pont en Terre Armée® avec parement métallique, construite en 1969.



Photo 2. Exemple de soutènement en Terre Armée® avec écailles cruciformes en béton

En 1970, le parement constitué d'écailles cruciformes en béton est inventé **(photo 2)**.

La première culée de pont fût réalisée en 1972 à Thionville (Moselle). Entre 1968 et 1975, plusieurs matériaux sont utilisés pour les armatures : aluminium, acier inoxydable, acier lisse galvanisé...

En 1979, la Direction des Routes et de la Circulation Routière publie le guide « *Ouvrages en Terre Armée®*, recommandations et règles de l'art » (1).

À partir de 1988, le parement en treillis soudés est utilisé : c'est le procédé TerraTrel® **(photo 3)**.

D'autres parements, constitués d'éléments préfabriqués permettant la végétalisation, sont également développés (MurVert, TerraVert®).



Photo 3. Parement en treillis soudés, Procédé TerraTrel®

La société Terre Armée estime aujourd'hui à plus de 50 000 le nombre d'ouvrages relevant du procédé Terre Armée® construits dans le monde, dont plus de 6 000 culées de ponts.

D'autres procédés, utilisant des renforts constitués par des treillis soudés, se sont développés depuis quelques années en France (Renforter, Vsol...) venant élargir la gamme des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques.

En 2007, le recensement des murs de soutènement, effectué dans le cadre de la démarche IQOA Murs, a relevé environ 440 murs de soutènement en remblai renforcé par éléments métalliques en France métropolitaine sur le réseau des routes nationales et autoroutes non concédées. Ce recensement n'intègre pas les culées de pont ni les murs associés à ces culées.

2. Constitution des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques

Le remblai renforcé par des éléments métalliques constitue un matériau composite, au même titre que le béton armé. Il est formé par l'association d'armatures métalliques et d'un remblai technique (**figure 1**). Les armatures sont placées horizontalement et sollicitées par les efforts de traction transmis par le sol.

On distingue essentiellement deux grandes familles de remblai renforcé par éléments métalliques, selon que les éléments métalliques sont constitués d'armatures métalliques en bande (**photos 4 et 5**) ou d'armatures métalliques en treillis soudés (**photo 6**).



Photo 4. Armature métallique lisse en bande (photo CETE de l'EST)



Photo 5. Armature métallique à haute adhérence en bande (photo CETE de l'EST)



Photo 6. Armatures métalliques en treillis soudés (photo CETE de l'EST)

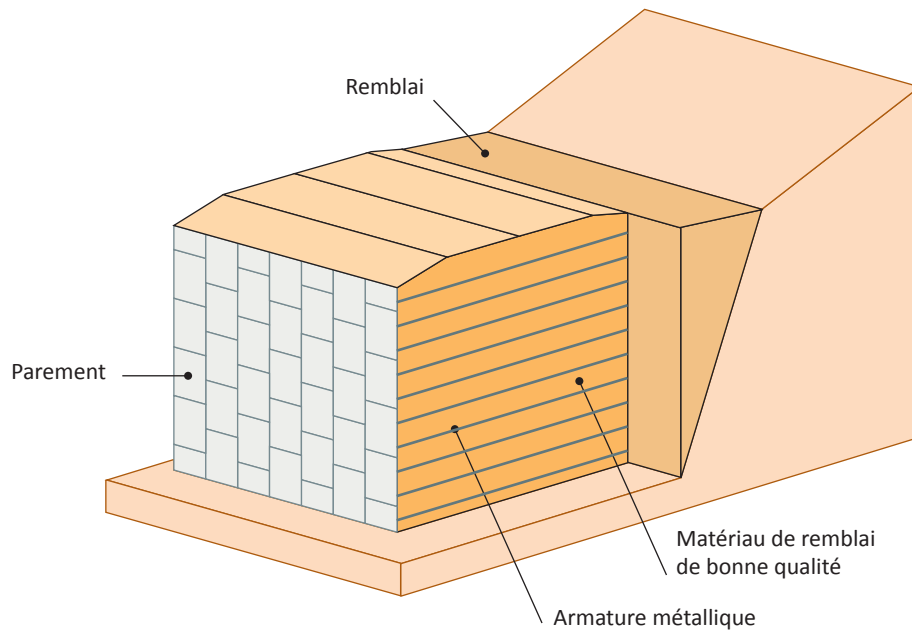


Figure 1. Coupe schématique d'un massif en remblai renforcé

L'ouvrage est construit par couches successives :

- mise en place d'un rang de parement ;
- mise en œuvre d'une couche de remblai compactée ;
- mise en place d'un lit d'armatures (généralement horizontales) qui sont fixées au parement.



Photo 7. Vue du parement intérieur d'un mur en cours de construction
(Photo : CETE de l'Est)

2.1 Le remblai

Les matériaux de remblai peuvent être des sols naturels, des matériaux d'origine industrielle ou dans certains cas des matériaux allégés. Toutefois, la qualité des remblais doit répondre à des critères d'ordre mécanique (notamment un angle de frottement interne élevé et constant dans le temps), granulométrique et chimique (résistivité, pH, teneurs en chlorures, en sulfates et présence de sulfures) dans le respect du guide de recommandations et de règles de l'art du LCPC / Sétra (1979) et plus récemment des normes A05-252 (5) et NF EN 14475 (6). Il n'en reste pas moins que des remblais ne respectant pas ces critères, et parfois agressifs vis-à-vis des armatures métalliques, ont pu être mis en œuvre, particulièrement avant la publication des recommandations de 1979.

2.2 Les éléments métalliques de renforcement

Les *armatures métalliques en bande* se présentent sous la forme de lanières en aluminium, acier inoxydable ou galvanisé. Ce type d'armature a été utilisé par la société Terre Armée qui n'utilise plus aujourd'hui que des armatures à haute adhérence en acier galvanisé au trempé pour les ouvrages avec renforcements métalliques.

L'historique des principaux types d'armatures métalliques en bande utilisés dans le cadre du procédé Terre Armée® est résumé dans le tableau suivant :

Type d'armatures	Matériaux	Épaisseur de métal en mm	Protection	Périodes d'utilisation*
Armature lisse en acier	Acier E24.1 galvanisé, procédé Sendzimir	3	Galvanisation procédé Sendzimir, couche de 25 à 40 µm de zinc	1967 à 1976
Armature lisse en alliage d'aluminium	Alliage d'aluminium AG4MC	2	/	1972 à 1975
Armature lisse en acier inoxydable	Acier inoxydable Z8C17	1,5	/	1972 à 1975
Armature à haute adhérence en acier	Acier E24.1 puis E36.3 (début d'utilisation 1982 - aujourd'hui S355J0) galvanisé au trempé	5	Galvanisation au trempé, couche de 60 µm de zinc + épaisseur sacrifiée à la corrosion fonction du site	À partir de 1976

Tableau 1. Historique des principaux types d'armatures métalliques utilisées dans le cadre du procédé Terre Armée®

* Les dates sont données à titre indicatif

À noter enfin, l'existence d'armatures en acier protégé par métallisation et peinture époxydique utilisée essentiellement comme éléments d'ancrage des parements préfabriqués végétalisables.

Les *armatures métalliques en treillis* sont élaborées à partir de barres (lisses ou à haute adhérence) soudées entre elles, sans apport de matériau. Il faut souligner qu'il ne s'agit pas de treillis métalliques ordinaires pour béton armé, mais de treillis spécialement fabriqués pour la technique de soutènement utilisée et qui doivent répondre à des exigences particulières. Les procédés Terre Renforcée Vsol et Renfoter présentent de telles armatures.

D'autres procédés de renforcement de sol existent (procédé Terramesh, procédé Tervoile...).

Le fonctionnement de ces ouvrages est cependant notablement différent de celui des ouvrages objet du présent guide et nous ne présenterons pas plus en détail ces technologies.

2.3 Les parements

Pour confiner le remblai, il est nécessaire de mettre en place un parement. Celui-ci a également un rôle protecteur vis-à-vis des éléments de renforcement et améliore l'aspect esthétique de l'ouvrage.

Les parements sont aujourd'hui très variés, nous pouvons citer :

- le parement en métal (tôle) ;
- le parement en béton ;
- le parement végétalisé (éléments de parement en béton ou en treillis métallique) ;
- le parement minéral (éléments de parement en treillis métallique) ;
- le parement en bois.

Le parement métallique, en acier galvanisé, a été utilisé, surtout au début, par le procédé Terre Armée® (il n'est plus actuellement que très rarement employé). L'élément est de forme semi-elliptique avec une hauteur de 33,3cm (**figure 2**). Il comporte un retour en épingle qui forme un couvre-joint horizontal continu. De même le raccordement entre deux éléments d'un même lit est obtenu par un couvre-joint vertical empêchant toute fuite de matériau.

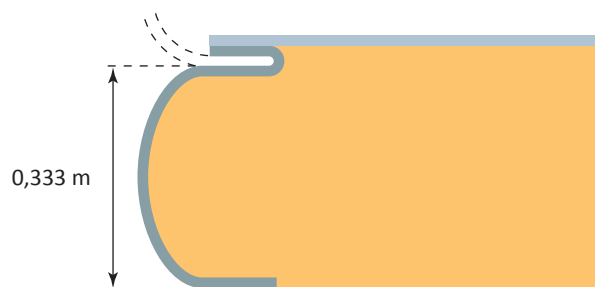


Figure 2. Parement métallique du procédé Terre Armée® (source (1))



Photo 8. Élément de parement métallique en acier galvanisé extrait d'un mur existant

À partir de 1970-1972, le parement de la très grande majorité des ouvrages du procédé Terre Armée® est constitué d'éléments en béton préfabriqué, armé ou non, se présentant sous forme d'écailles cruciformes. L'écaille cruciforme (**figure 3**) a pour dimension 1,50 m x 1,50 m et son épaisseur varie de 14 à 26 cm. Elle est équipée de 4 à 10 amorces, voire plus, de même métal que les armatures utilisées. Ce parement porte le nom de TerraClass.

La liaison entre les écailles est assurée par des goujons (acier ou PVC) et des joints horizontaux et verticaux sont mis en place afin de mieux confiner les matériaux.

Des cales sont positionnées entre les éléments préfabriqués en béton pour éviter un contact direct entre deux éléments successifs d'une même colonne et donner au parement une certaine compressibilité interne, essentielle pour suivre les tassements internes du matériau de remblai.

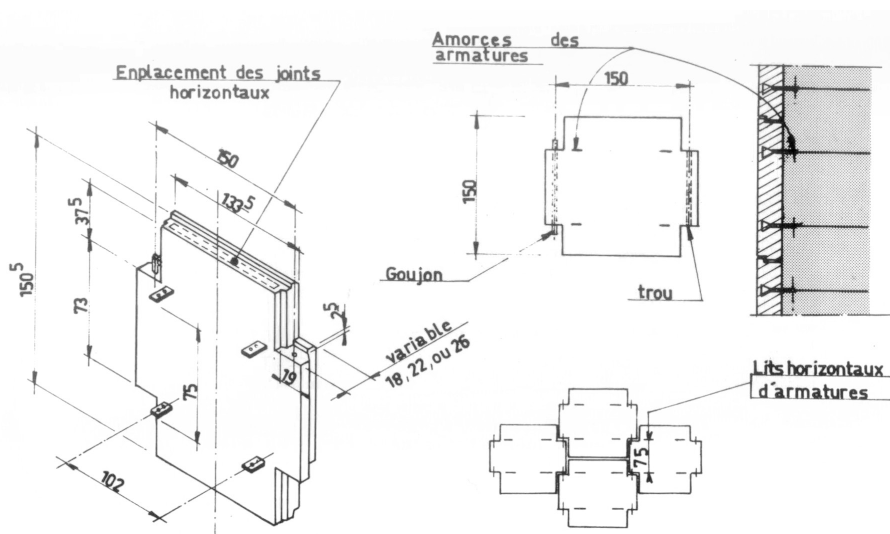


Figure 3. Écaille en béton du procédé Terre Armée® (source (1))

Ces joints sont généralement traités de deux manières :

- mise en œuvre d'une mousse de polyuréthane ou de polyester dans les joints ;
- recouvrement des joints par un géotextile non tissé de classe 4 au sens des « *Recommandations pour l'emploi des géotextiles pour les systèmes de drainage et de filtration* », éditées par le Comité Français des Géosynthétiques en avril 1986.

Plus récemment des parements en béton de forme rectangulaire, modulaire ou végétalisables et des parements en treillis, végétalisables ou d'aspect minéral, ont été développés. Il faut souligner que les parements en béton offrent de nombreuses possibilités de traitement architectural, ce qui peut rendre difficile l'identification d'un type de soutènement sur la base du seul examen du parement et ce d'autant plus que les ouvrages en remblai renforcé par éléments géosynthétiques sont susceptibles d'utiliser des parements similaires.

Le tableau ci-dessous présente les différents types de parement pour les principaux procédés relevant de la technologie :

Type de parement	Forme	Procédé et type de parement	Type de renfort
Métal	elliptique	Terre Armée® - Terramet	bande
Béton	cruciforme	Terre Armée® - TerraClass®	bande
	carré	Terre Armée® - TerraQuad®	bande
	rectangulaire	Terre Armée® - TerraSet® et TerraPlus®	bande
		Renfoter® - type panneau et type module (VIVALP)	treillis
		Vsol® - Vsol écailles	treillis
	en T	Vsol® - Vsol écailles	treillis
	hexagonale	Vsol® - Vsol écailles	treillis
	bloc	Renfoter® - type BLOC (VIVALP)	
	modulaire végétalisable	Terre Armée® - TerraTrel®	bande
		Vivater® (VIVALP)	treillis
Treillis	/	Terre Armée® - TerraTrel®	bande
		Renfoter® - type panogril (VIVALP)	treillis
		Vsol - Vsol grille	treillis

Tableau 2. Différents types de parement pour les principaux procédés d'ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques

On notera que les différents procédés offrent des possibilités architecturales très variées et que le tableau ci-dessus ne prétend pas à l'exhaustivité.

Enfin, le parement seul ne permet pas l'identification de la technologie du mur situé à l'arrière. On peut notamment citer l'exemple d'écailles en béton habillant le parement d'un mur en béton armé encastré sur semelle. De même qu'un parement de mur peut être masqué par un parement rapporté (architectural, acoustique...).

2.4 Drainage, étanchéité et assainissement

Lorsqu'un matériau drainant est utilisé pour le remblai, aucun drainage n'est nécessaire. Toutefois, dans le cas d'ouvrages implantés sur un versant, un drainage peut être réalisé à l'arrière du mur afin de rabattre localement le niveau de la nappe (**figure 4**).

Dans le cas où l'ouvrage supporte une voie de circulation routière, des dispositifs de collecte et d'évacuation des eaux sont mis en place et il est aussi indispensable de prévoir, dans les zones de salages pour raison de viabilité hivernale, un système d'étanchéité en partie supérieure (**figure 4**). Ces dispositions ont pour objectif d'éviter les circulations d'eau dans le massif mais aussi la pénétration d'agents agressifs (chlorures provenant des sels de déverglaçage, déversement accidentel sur la chaussée).

La durabilité des murs de soutènement en remblai renforcé par éléments métalliques est directement liée à la qualité du remblai, et principalement à ses caractéristiques physico-chimiques. Il faut donc s'assurer de la stabilité de ses caractéristiques dans le temps et éviter toute pollution due à la pénétration d'agents agressifs externes, et notamment les chlorures issus des sels de déverglaçage.

Cette étanchéité est généralement constituée d'une géomembrane associée avec un géotextile non tissé anti-perforation placé en face supérieure.

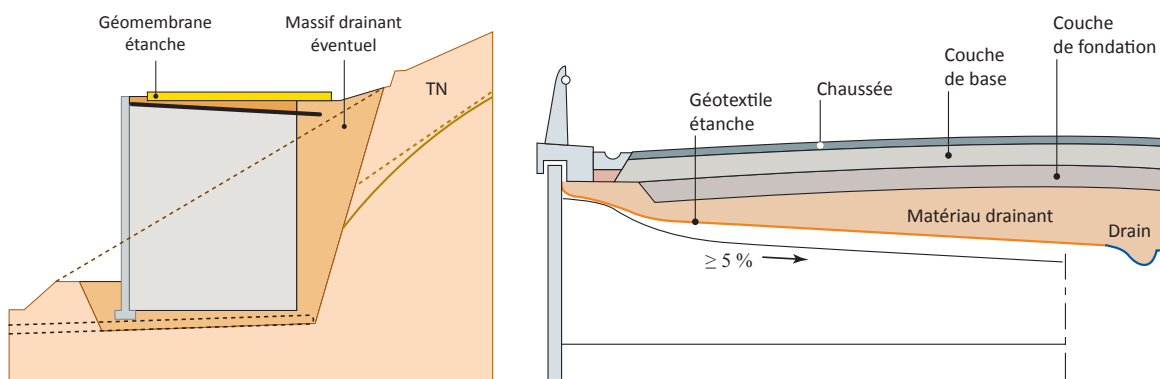


Figure 4. Exemple de dispositifs de drainage et d'assainissement d'un mur (source (1))

3. Fonctionnement et constitution des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques

3.1 Fonctionnement interne

Le fonctionnement interne repose sur le frottement entre les armatures et le sol : le remblai transmet par frottement aux armatures les efforts qui se développent dans la masse. Les armatures se mettent alors en traction, améliorant les caractéristiques du sol suivant la direction où elles sont placées.

Le lieu géométrique des points de traction maximale dans les lits d'armatures (**figure 5**) passe par le pied du parement et présente une partie quasi verticale dans la partie supérieure du mur (à environ $0.3 \times H$ du parement, où H représente la hauteur du soutènement).

Le massif est donc constitué de deux zones :

- une première zone, dite active, dans laquelle la traction dans les armatures est dirigée vers le parement ;
- une deuxième zone, dite résistante, dans laquelle la traction dans les armatures est dirigée vers l'intérieur du massif.

Ce mode de fonctionnement est à la base des méthodes de dimensionnement de la résistance interne de ces ouvrages.

Avec des armatures en bande, on doit vérifier, d'une part, que les efforts de traction maximaux sont compatibles avec les résistances à la traction des lits d'armatures et, d'autre part, que la surface frottante des armatures dans la zone résistante est suffisante pour permettre d'équilibrer les tractions maximales correspondantes.

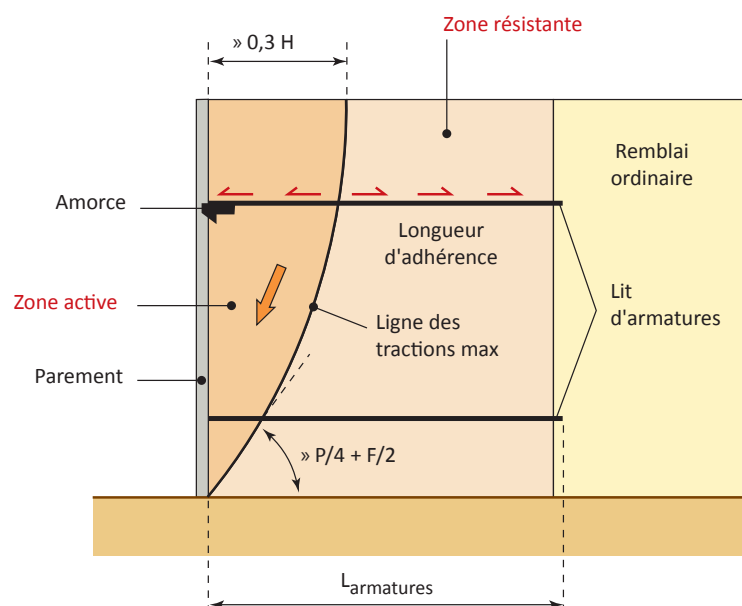


Figure 5. Stabilité interne d'un mur TA extrait du guide technique sur les ouvrages de soutènement (4)

Avec des treillis métalliques soudés, il faut vérifier que les efforts de traction maximaux sont compatibles avec la résistance à la traction des armatures, que les efforts de cisaillement maximaux sont compatibles avec la résistance au cisaillement des soudures, et que la butée du treillis contre le sol est répartie sur toute la longueur des barres transversales (voir note d'Information Sétra, Ouvrages d'Art n° 26, décembre 2006 (3)).

3.2 Stabilité externe

Le fonctionnement externe (**figure 6**) des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des murs poids. La justification porte sur la portance du sol de fondation et sur la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation.

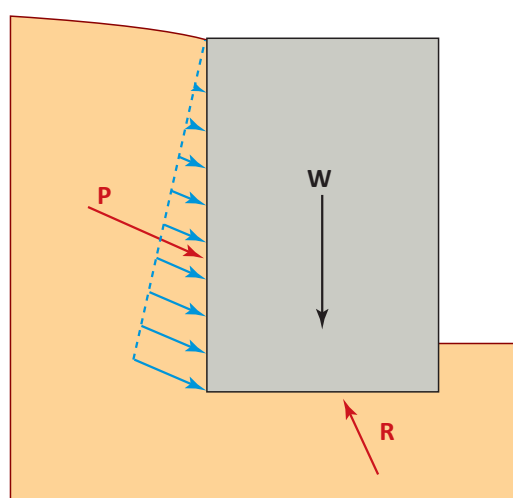


Figure 6. Stabilité externe d'un mur TA
extrait du guide technique sur les ouvrages de soutènement (4)

4. Domaine d'emploi

Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par éléments métalliques sont essentiellement employés pour la réalisation de constructions dites en remblai (ou en élévation). Ils sont utilisés dans des domaines variés tels que :

- les murs de soutènement sur autoroutes, routes ou voies ferrées ;
- les culées de pont (culée porteuse ou culée mixte) ;
- les ouvrages en milieu maritime ou fluvial (barrage, murs de quai) ;
- les sites industriels : silo de stockage... ;
- les ouvrages de protection civils et militaires.



Photo 9. Exemple de culée mixte avec massif de soutènement en Terre Armée®

La très faible emprise généralement nécessaire à l'aval du parement peut rendre leur utilisation particulièrement avantageuse dans certains cas (présence d'une construction, d'une voie de circulation, d'un versant, etc.), comme par exemple pour soutenir les remblais d'accès à un ouvrage d'art dans une emprise très limitée.



Photo 10. Exemple de mur de soutènement en Terre Armée®

Ils peuvent aussi être employés comme culée porteuse ou comme culée dite mixte, lorsque le remblai est associé à une culée habituellement constituée de poteaux disposés, en règle générale, à l'extérieur du mur. Nous rappelons, à ce sujet, que la note du Sétra du 16 juin 1988 (7) déconseille fortement la réalisation d'appuis de culée à l'intérieur du remblai renforcé par armatures métalliques, surtout si la culée présente des murs en retour ou des murs en aile faiblement ouverts.

Les ouvrages en remblai renforcé se caractérisent par leur souplesse, qui leur confère une bonne aptitude à accepter, dans une certaine mesure, des tassements différentiels. De ce fait, ils sont bien adaptés pour des sols de fondation de qualité moyenne à médiocre, là où

des solutions d'ouvrages beaucoup plus rigides justifieraient le recours à des fondations profondes ou à un renforcement du sol de fondation. Ces ouvrages présentent également de très bonnes aptitudes en zone sismique.

La hauteur maximale de soutènement dépend assez largement du procédé concerné. La plupart des procédés sont utilisés pour des ouvrages dont la hauteur est comprise entre 4 et 10 m environ. Cependant, certains d'entre eux ont permis la réalisation d'ouvrages de plus grande hauteur, pouvant dépasser quarante mètres environ, d'un seul tenant ou en gradins.

Bibliographie

- [1] « *Les ouvrages en Terre Armée® : Recommandations et règles de l'art* », LCPC / Sétra, septembre 1979 (réimpression en juillet 1991, avec fiches techniques actualisées).
- [2] « *Les ouvrages de soutènement* », Guide de conception générale, Sétra, décembre 1998.
- [3] Note d'information Ouvrages d'Art n° 26 du Sétra, « *Ouvrages de soutènement en remblai renforcé par armatures métalliques constituées de treillis soudés* », décembre 2006.
- [4] « *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques* », Guide Technique LCPC, juillet 2003.
- [5] A05-252 – Corrosion par les sols – Aciers galvanisés ou non mis au contact de matériaux naturels de remblai (sols), juillet 1990.
- [6] NF EN 14475 – Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Remblais renforcés, janvier 2007.
- [7] Note Sétra du 16 juin 1988 sur les ouvrages en Terre Armée®.

Chapitre 3. La pathologie des murs en remblai renforcé par éléments métalliques

1. Origine des désordres

De façon classique, les désordres affectant les murs en remblai renforcé par éléments métalliques peuvent être classés suivant leur origine :

- défaut de conception ;
- défaut d'exécution ;
- agressions physico-chimiques dues à l'exploitation ou à l'environnement ;
- défaut d'entretien.

Le principal désordre affectant ces murs est la corrosion anormale des éléments de renforcement. Cette corrosion est le plus souvent due à un défaut de conception aggravé par un environnement agressif (salage de la route, ambiance marine, matériaux de remblai agressifs) et un défaut d'entretien des dispositifs de collecte et d'évacuation des eaux.

Ce phénomène de corrosion a essentiellement été mis en évidence sur les ouvrages construits avant 1977 et trouve son origine principale dans la technologie des armatures utilisées avant cette date, à savoir :

- armatures en métaux passivables : alliage d'aluminium, acier inoxydable ;
- armatures lisses en acier doux E24-1 de 3 mm d'épaisseur et revêtues d'une épaisseur de zinc de 25 à 40 microns (galvanisation à chaud des tôles avant découpage, selon le procédé Sendzimir).



Photo 11. Armatures lisses en bande en acier galvanisé selon le procédé Sendzimir présentant une corrosion très avancée

Les ouvrages avec armatures en métaux passivables du réseau routier national ont normalement été reconstruits ou renforcés (ces ouvrages doivent faire l'objet d'une surveillance propre à leur technique constitutive).

Les ouvrages avec armatures lisses de 3 mm, qui représentent la majorité des ouvrages routiers construits avant 1977, constituent aujourd'hui les ouvrages qui présentent le plus de risque vis-à-vis du phénomène de corrosion. Il convient tout particulièrement pour ces ouvrages d'assurer une surveillance régulière permettant notamment d'apprécier la corrosion des armatures métalliques et son évolution.

Les résultats d'investigations concernant les murs modernes avec armatures dites à haute adhérence (dénomination due à la présence de crénelures destinées à améliorer le frottement sol/armatures) ne font pas apparaître, à ce jour, de corrosion anormale des éléments de renforcement. Ces armatures en acier doux galvanisé de 5 mm d'épaisseur sont protégées par galvanisation au trempé avec un revêtement de zinc d'environ 70 microns par face et ont été utilisées à partir des années 1976-1977. Les ouvrages relevant de cette technologie doivent néanmoins être soumis à une surveillance adaptée permettant de vérifier que la durabilité des éléments de renforcement est effectivement compatible avec la durée de service de l'ouvrage. Il en est de même des murs relevant de procédés plus récents que celui de la Terre Armée®.

D'autres désordres, qui ne sont pas liés à la corrosion des éléments de renforcement, ont également été recensés sur ces ouvrages et nous pouvons notamment citer :

- des ruptures d'armatures à l'attache au parement en raison d'un défaut de compactage des couches de remblai inférieures lors de sa mise en œuvre, ce défaut de compactage provoquant un déplacement imposé excessif des armatures lors de la mise en œuvre des couches de remblai supérieures ; ce type de rupture a également été mis en évidence sur des murs présentant des remblais gélifs ;
- un déplacement des éléments de parement et fuite de matériaux sur une culée mixte fondée sur pieux à l'intérieur du massif du fait d'une mauvaise conception et d'une mauvaise exécution ;
- un contact du tablier avec le mur garde-grève sur une culée porteuse dans un contexte géotechnique délicat (couches de sols compressibles sous le massif) ;
- un contact en partie inférieure du mur entre le parement du mur et le fût de pile-culée dans le cas d'une culée mixte avec poteaux extérieurs ;
- des déplacements et rotations d'écailles entraînant une fissuration voire des fractures et des épaufrures en raison de l'existence de tassements différentiels importants.



Photo 12. Fissuration et faïençage sur une écaille en béton du parement

Des cas de fissuration et de faïençage des éléments préfabriqués en béton du parement, dus le plus souvent à des réactions de gonflement interne, voire dans quelques cas à des réactions de gonflement liées à la présence de sulfates d'origine externe et libérés par des remblais industriels ont également été rapportés.

Enfin, des cas de fuites de matériaux de remblai au travers des joints entre écailles ont pu être observés. Il s'agissait d'ouvrages relativement anciens ne présentant pas de dispositions adaptées permettant une protection correcte des joints et dont le remblai présentait des éléments fins.



Photo 13. Exemple de fuite de matériau de remblai en pied d'un massif en sol renforcé

Pour les ouvrages situés dans des contextes géotechniques délicats, l'étude de conception devra tenir compte des déformations et des efforts induits sur les ouvrages.

Concernant l'exécution, les prescriptions relatives à chaque procédé doivent être scrupuleusement respectées.

Les monographies synthétiques jointes en annexe illustrent des exemples de pathologies rencontrés sur des ouvrages. Elles montrent, comme pour tout autre ouvrage, l'importance d'une bonne conception et d'une bonne exécution des ouvrages.

2. L'évaluation IQOA des murs en remblai renforcé par éléments métalliques

La base de données IQOA (Image qualité des ouvrages d'art) relative aux murs en remblai renforcé par éléments métalliques du réseau des routes nationales compte 441 murs (2007). Cette base ne recense que les murs de soutènement, elle exclut donc les culées mixtes et porteuses ainsi que la plupart des murs en aile et en retour contigus aux culées porteuses.

2.1. Répartition par hauteur des ouvrages

La répartition des murs par hauteur maximale est la suivante :

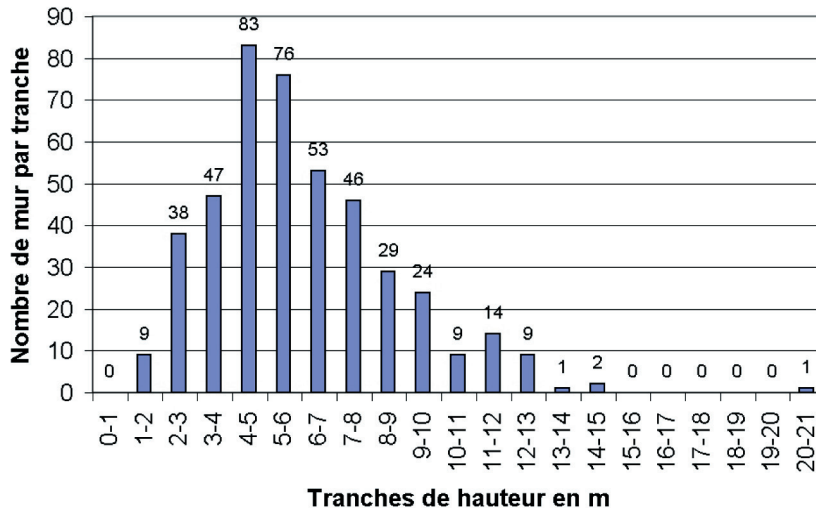


Figure 7. Distribution des murs par hauteur

On constate que pratiquement 60 % des murs ont une hauteur inférieure à 6 m et 92 % une hauteur inférieure à 10 m.

2.2. Notation IQOA des murs

Sur l'ensemble des murs, 37 % ont fait l'objet d'une évaluation IQOA. Le pourcentage des murs classés en 3 et 3U, du fait de désordres structurels est de 10 % des murs évalués. Les données disponibles ne permettent pas de classer les causes des désordres suivant leurs origines. Ce pourcentage est à relativiser par le fait que ce sont généralement les ouvrages les plus anciens qui ont fait l'objet d'investigations et plus particulièrement dans des zones d'hiver rigoureux avec salage fréquent.

3. La corrosion des armatures de renforcement en acier galvanisé dans les sols

3.1. Introduction

L'élément de renforcement le plus communément utilisé est l'acier galvanisé, en bande ou en grille, connecté le plus souvent à un parement préfabriqué en béton. L'alliage d'aluminium et l'acier inoxydable ont été utilisés, majoritairement en France, mais ont été abandonnés en raison de leur mauvaise durabilité (pour l'acier inoxydable cela tient notamment au mauvais choix de qualité et à la particularité des phénomènes de corrosion dans le sol). Le présent chapitre s'intéressera donc uniquement à la durabilité des armatures en acier protégées par galvanisation.

Un point essentiel pour un bon dimensionnement de ces ouvrages est la prise en compte de la baisse progressive de la résistance des renforcements au cours de la durée d'utilisation

du projet. Pour prendre en compte la corrosion, l'approche traditionnelle consiste à ajouter une épaisseur sacrifiée à la corrosion à l'épaisseur structurelle nécessaire en fonction de la durée d'utilisation de projet.

Pour minimiser l'épaisseur sacrifiée et réduire les incertitudes sur les phénomènes de corrosion, un matériau de remblai sélectionné avec des propriétés électrochimiques contrôlées est spécifié.

L'objectif de ce chapitre, après avoir rappelé les fondamentaux sur la corrosion des métaux dans le sol, est de présenter les principes de prise en compte du phénomène de corrosion dans la conception des ouvrages en considérant successivement les facteurs influençant la corrosion, les spécifications sur les sols et les prédictions de corrosion.

Une corrosion non prévue ou accélérée peut causer des ruptures soudaines et catastrophiques des murs en remblai renforcé, en général dans la zone active et selon un plan proche de la verticale. Des ruptures de ce type ont été répertoriées dans quelques exemples aux USA, en Europe et en Afrique du Sud ((15), (16), (17), (22)).

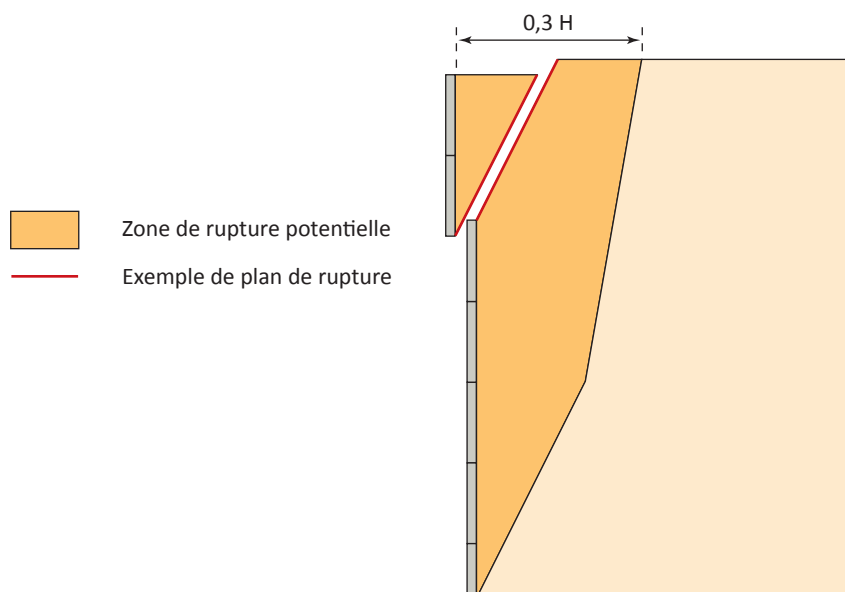


Figure 8. Exemple de plan de rupture dans un massif en remblai renforcé par éléments métalliques

3.2. La corrosion des métaux dans les sols

3.2.1. Le mécanisme de corrosion des métaux dans le sol

La corrosion des métaux peut être d'ordre chimique, par réaction entre le métal et une phase gazeuse ou liquide, ou encore biochimique, par attaque de bactéries, mais dans le cas des renforcements métalliques de remblai, la corrosion est un phénomène essentiellement électrochimique en raison de la limitation de la teneur en matières organiques admises dans les remblais. La corrosion fait partie des réactions d'oxydoréduction et dans le cas des

ouvrages en remblai renforcé, c'est l'oxydation de l'acier (assimilé à l'élément fer ou Fe) qui est préjudiciable à la pérennité des armatures.

Des hétérogénéités de surface créent des micro-couples agissant comme des piles en court-circuit, parcourues par un courant responsable de la corrosion (**figure 3**). La circulation du courant est assurée par les ions dans l'électrolyte (dans notre cas le sol) et par les électrons dans le métal. Là où le courant quitte le métal, il y a oxydation (anode = dissolution) alors que le site où pénètre le courant ne subit pas de corrosion (cathode = siège de la réaction de réduction). Les produits d'oxydation formés sont appelés couramment « rouille » et l'oxydant majeur est l'oxygène, même si d'autres oxydants existent.

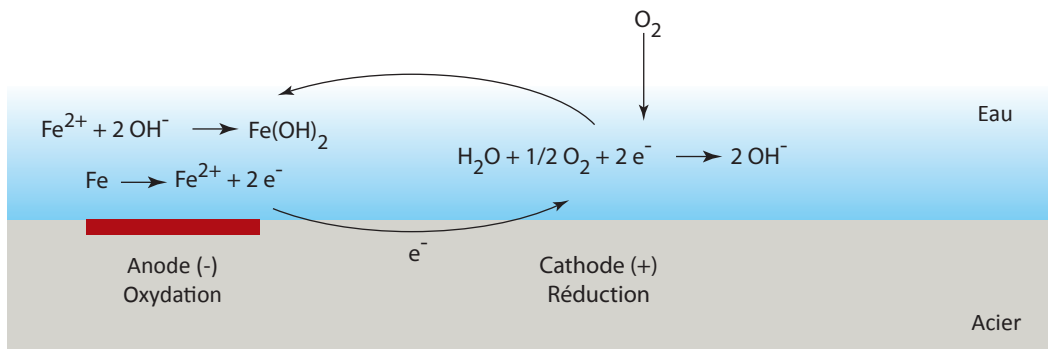
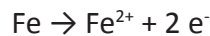
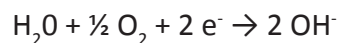


Figure 9. Fonctionnement d'un micro-couple

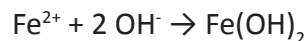
À l'anode, l'oxydation du fer de l'acier donne principalement la réaction :



À la cathode, en considérant le milieu environnant comme neutre, il y a la réaction suivante :



Les ions Fe^{2+} précipitent au contact des ions OH^{-} libérés :



L'oxydation du fer n'est pas terminée puisque le degré d'oxydation +II du fer n'est pas stable et va continuer jusqu'au degré + III pour donner $Fe(OH)_3$ et Fe_2O_3 puis des hydrates constituant la rouille.

La possibilité qu'a un élément chimique à s'oxyder peut être prédite par l'observation des potentiels standards :

	Couple oxydant / réducteur	E° (Potentiel standard en V)	
Bons oxydants	$Au^{3+} + 3e^{-} \rightarrow Au$	+ 1,50	Mauvais réducteurs
	$H_2O + \frac{1}{2} O_2 + 2e^{-} \rightarrow 2 OH^{-}$	+ 1,23	
	$Fe^{3+} + e^{-} \rightarrow Fe^{2+}$	+ 0,77	
	$Cu^{2+} + 2e^{-} \rightarrow Cu$	+ 0,34	
	$2H^{+} + 2e^{-} \rightarrow H_2$	0,00	
Mauvais oxydants	$Fe^{2+} + 2e^{-} \rightarrow Fe$	- 0,44	Bons réducteurs
	$Zn^{2+} + 2e^{-} \rightarrow Zn$	- 0,76	

Tableau 3. Potentiel standard pour différents couples oxydant / réducteur

L'oxygène va oxyder préférentiellement le zinc au fer car la différence de potentiel standard est de 1,99 V avec le zinc et de 1,67 V avec le fer.

Les potentiels ci-dessus sont des potentiels standards (rapport oxydant/réducteur = 1 à 25 °C). Ils vont varier avec les concentrations des éléments impliqués dans le milieu, la température et plus généralement avec l'environnement.

3.2.2. Comportement de quelques matériaux

Acier galvanisé : le zinc joue le rôle d'un écran de protection, celui-ci se consomme et se corrode lentement. Lorsque la protection par le zinc devient partielle (acier exposé), il se forme un couple galvanique entre le zinc, qui agit alors comme une anode, et l'acier qui agit comme une cathode. En théorie, l'acier ne devrait se corroder qu'après disparition totale du zinc, en pratique les phénomènes locaux conduisent à la corrosion de l'acier avant cette disparition. Les produits de corrosion du zinc, hydroxydes et carbonates, du fait de leur très faible solubilité, ont un effet protecteur partiel qui prolonge son action principale même après sa disparition complète.

Métaux passivables (alliage d'aluminium, acier inoxydable) : ces matériaux sont très réactifs vis-à-vis de l'oxygène. Dans un environnement favorable, ils se recouvrent d'une peau en oxyde protecteur qui empêche l'attaque du métal de base. Si cette peau est détruite localement (mécaniquement ou chimiquement), la corrosion se développe par création d'une pile. Ces matériaux ont donc tendance à subir des attaques par piqûres, peu prévisibles, et pouvant aller jusqu'à la perforation, ce qui a donc conduit à leur abandon pour les ouvrages en remblai renforcé.

3.3. Facteurs influençant la corrosion

3.3.1. Identification des environnements corrosifs

➤ Géologie du sol

Les environnements potentiellement corrosifs sont en général caractérisés comme étant fortement acides ou fortement basiques ou bien contenant des matières organiques susceptibles de déclencher une corrosion bactérienne. Dans les massifs en remblai renforcé, ce risque est essentiellement circonscrit aux zones de remblai situées à la base du massif du côté du sol soutenu (24).

La corrosion dépend également de la nature des grains de sol et de leur granularité. D'une façon générale, les matériaux drainants concentrent moins les éléments corrosifs que les matériaux fins et imperméables comme les argiles qui conservent mieux l'humidité et a fortiori les sels agressifs présents dans l'eau (11).

➤ Courants vagabonds

Les courants vagabonds peuvent être une source de corrosion pour les murs en remblai renforcé par éléments métalliques situés à proximité des voies ferrées alimentées en courant continu. Il est nécessaire de faire une étude spécifique de façon à concevoir une solution qui évite la corrosion par ce phénomène, comme par exemple la non continuité électrique des armatures du mur. À noter qu'à ce jour, aucun cas de dégradation d'armatures liée à ce phénomène n'a été porté à notre connaissance.

➤ Autres facteurs environnementaux

⤴ Compactage du sol

Lorsque les sols sont compactés uniformément, la résistivité est relativement importante et généralement le risque de corrosion diminue. Un bon compactage diminue la teneur en oxygène et augmente la probabilité d'une corrosion généralisée uniforme moins nocive qu'une corrosion localisée (24). La différence de compactage le long d'un élément métallique enfoui dans le sol peut provoquer la formation d'une macro-pile par aération différentielle (18). Certains auteurs constatent ainsi une corrosion plus importante le long des parements et l'attribuent au fait que le remblai le long des parements est comparativement moins compacté (19). Aucun cas de diagnostic de corrosion par phénomènes de macro-pile n'a cependant été porté à notre connaissance en France. On soulignera par ailleurs, que la zone de remblai en contact avec le parement est une zone privilégiée de passage d'eau qui connaît en outre des cycles d'humidification / dessiccation susceptibles de favoriser le phénomène de corrosion.

⤴ Rôle du pH

Le potentiel du couple H^+/H_2 est supérieur à celui du couple Fe^{2+}/Fe . Plus le pH est faible (plus le milieu est acide) plus la présence d'ion H^+ est forte et plus l'acier sera oxydé. Les

milieux acides sont donc défavorables à la pérennité des armatures pour le renforcement de remblai.

▲ Teneur en eau

La teneur en eau dépend de la structure du sol, de sa perméabilité et de sa porosité. En général, lorsque la teneur en eau d'un sol dépasse 25 à 40 %, la vitesse de corrosion augmente. Les données disponibles suggèrent que le maximum de corrosion apparaît pour des teneurs en eau de 60 à 85 % (15, 24, 8).

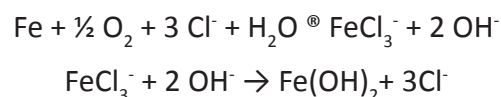
Dans la corrosion de l'acier, l'eau va jouer un rôle majeur sur au moins deux points. Le premier est la solubilisation de l'oxygène. En effet les réactions chimiques gaz-solide sont en général assez difficiles et de ce fait souvent très lentes. En solubilisant l'oxygène, l'eau permet une mise en contact plus facile. Le second est que l'eau joue le rôle d'électrolyte pour assurer le retour du courant et la migration des ions libérés par la réaction d'oxydation.

▲ Rôle des espèces solubles ioniques

Ces espèces augmentent la conductibilité électrique et favorisent le retour du courant pour la fermeture du circuit électrique ; donc plus les espèces solubles ioniques sont présentes en forte concentration, plus le courant de corrosion pourra être intense. Dans les faits, les sels solubles présents dans les sols sont les sulfates (le plus souvent de calcium) et les chlorures (le plus souvent de sodium).

- *Cas particulier des chlorures*

Outre le rôle de conducteur électrique que nous avons précédemment décrit, les chlorures ont une action plus spécifique. Les chlorures vont former avec le fer des composés complexes instables, lesquels vont être détruits pour former les produits de corrosion habituels. Les ions chlorures étant libérés de nouveau, ils sont disponibles pour une nouvelle attaque et jouent un rôle que l'on peut qualifier de catalyseur.



▲ Position des renforcements

Les facteurs environnementaux pouvant influencer la corrosion sont variables suivant la position des renforcements dans l'ouvrage. Certains auteurs signalent (16) que la corrosion est comparativement plus importante sur les trois premiers mètres d'enfouissement compte tenu d'une teneur en oxygène plus élevée. D'autres remarquent une corrosion plus importante des armatures situées à proximité des systèmes de drainage (19). Dans le cas d'ouvrages soutenant une voie soumise au salage en hiver, les premiers lits de renforcement en partie haute du mur présentent un risque plus élevé de corrosion par les chlorures.

3.3.2. Critères d'utilisation des sols pour les massifs en remblai renforcé en France

De nombreux auteurs s'accordent pour dire que la résistivité (ou son inverse la conductivité) est un paramètre qui influence fortement la vitesse de corrosion. En effet, ceci s'explique par le mécanisme de corrosion décrit précédemment : la perte de métal à l'anode est proportionnelle à l'intensité du courant qui circule entre les deux pôles de la pile, cette intensité diminuant avec l'augmentation de la résistivité. La résistivité a notamment une grande influence sur la vitesse de corrosion lorsque des macro-piles se développent sur de grands éléments métalliques. On notera toutefois que lorsque la résistivité est grande, une corrosion localisée est plus probable qu'une corrosion généralisée.

De façon relativement universelle, les critères de spécification retenus pour les sols des massifs en remblai renforcé sont :

- la résistivité ;
- le pH ;
- la teneur en chlorures et sulfates ;
- la teneur en sulfures ;
- la teneur en matière organique.

En France, pour être utilisés en remblai renforcé, les sols doivent satisfaire certains critères granulométriques (frottement sol/armatures), chimiques et électrochimiques, qui conditionnent la durabilité des armatures :

Critères	Ouvrages hors d'eau	Ouvrages en eau douce
pH	5 < pH < 10	5 < pH < 10
Teneurs en sels solubles		
Cl-	< 200 mg/kg	< 100 mg/kg
SO ₄ ²⁻	< 1000 mg/kg	< 500 mg/kg
Résistivité	> 1000 ohm.cm	> 3000 ohm.cm
Teneur en sulfures	< 300 mg/kg	< 100 mg/kg
Matières organiques	< 100 p.p.m	< 100 p.p.m

Tableau 4. Critères chimiques et électrochimiques du matériau de remblai selon les recommandations de 1979

Ces critères sont donnés par les recommandations de 1979 (1) et repris dans la norme A 05-252 (3) et dans la norme EN 14475 (6). La norme NF P 94-270 (5) introduit un critère combinant les teneurs en chlorures et en sulfates :

Environnement	Caractérisations électrochimiques		
	pH	Résistivité en ohm. cm	Teneur maximale en sels Cl ⁻ et SO ₄ ²⁻
Hors d'eau	5 à 10	> 1000	5 Cl ⁻ + SO ₄ ²⁻ < 1000
En eau douce	5 à 10	> 3000	5 Cl ⁻ + SO ₄ ²⁻ < 500

Tableau 5. Caractéristiques d'un sol modérément agressif selon NF P 94-270

3.4. Prévisions des pertes de section par corrosion pour le dimensionnement des ouvrages

3.4.1. Les lois expérimentales

Au début du XX^e siècle, le National Bureau of Standard a mené des études sur la corrosion d'acier enterré aux États-Unis (13). Les informations, collectées sur 45 ans (1910-1955), ont porté sur 333 types de matériaux enterrés dans 128 sites différents. Les essais ont permis à Romanoff, l'auteur de l'étude, de montrer que la perte par corrosion est plus importante dans les cinq premières années après enfouissage, puis qu'elle diminuait jusqu'à une valeur quasiment constante. Il a proposé une relation empirique pour calculer la perte par face Δe (en μm) en fonction du temps t en années :

$$P = A t^n$$

où P est la perte d'épaisseur de métal au cours du temps (t), A est une constante caractéristique du site, et n une constante toujours inférieure à 1, qui représente le ralentissement de la perte au cours du temps.

Pour l'acier galvanisé, la difficulté consiste à déterminer les constantes A et n qui dépendent de l'environnement spécifique de l'ouvrage et qui tiennent compte de la transition entre la vitesse de corrosion du zinc et celle de l'acier résiduel. En outre, la loi représente une perte moyenne d'épaisseur et l'on admet couramment que le rapport entre la perte de résistance et la perte de moyenne d'épaisseur est égal à environ 2.

Selon les données du NBS, (15) suggère que les lois suivantes peuvent être appliquées pour les armatures en acier galvanisé dans des sols moyennement corrosifs:

$$P = 25 t^{0,65} \text{ (pour la perte moyenne)}$$

$$P = 50 t^{0,65} \text{ (pour la perte maximale)}$$

La perte maximale d'épaisseur est censée représenter la perte de résistance en traction. Pour des armatures en acier non revêtu, (15) suggère les lois suivantes :

$$P = 40 t^{0,80} \text{ (pour la perte moyenne)}$$

$$P = 80 t^{0,80} \text{ (pour la perte maximale)}$$

3.4.2. Relation entre perte de résistance et perte de masse

Lorsqu'une grande surface est affectée par le phénomène de corrosion, on parle de corrosion généralisée qui peut être approchée par une perte par corrosion uniforme fictive d'épaisseur de métal par an.

Si la corrosion est localisée à de petites zones, on parle d'une corrosion par piqûres qui est caractérisée par une profondeur maximale de trou par an.

La littérature donne des rapports allant de 2 à 5 (16, 19, 14, 11, 8) environ entre la perte moyenne et la perte maximale de section, qui peut s'apparenter à la perte relative de résistance, ce rapport est désigné coefficient K dans la suite du document et l'on a :

$$K = \frac{\frac{\Delta R}{R_0}}{\frac{\Delta S}{S_0}}$$

Avec

R_0 : résistance initiale de l'élément de renforcement

DR : Perte de résistance

S_0 : section initiale de l'élément de renforcement

DS : perte de section

On peut approximativement estimer que pour des armatures ayant des pertes moyennes proches de celles attendues à la fin de leur durée de service, le rapport K est d'environ 2. Le rapport entre les profondeurs des piqûres les plus profondes et la perte moyenne se situerait plutôt autour de 5.

3.4.3. Lois de corrosion utilisées en France

▲ Épaisseur sacrifiée selon A05-252 et recommandations de 1979

Afin de prendre en compte les pertes par corrosion dans la justification de l'ouvrage, le dimensionnement est effectué à partir d'une épaisseur de calcul

$$e_c = e_n - e_s$$

où e_n est l'épaisseur nominale de l'armature et e_s est l'épaisseur susceptible d'être consommée par la corrosion. La valeur de e_s est dépendante de la durée de service de l'ouvrage, de l'agressivité du site et de la nature des armatures. Elle est donnée pour des sols respectant les spécifications données dans le tableau 6.

	Durée de vie escomptée							
	5 ans		30 ans		70 ans		100 ans	
Métal	A	A.G	A	A.G	A	A.G	A	A.G
Site « Hors d'eau »	0,5	0	1,5	0,5	3	1,0	4	1,5
« Immergé »	0,5	0	2,0	1,0	4	1,5	5	2,0

A = Acier non revêtu ;
 A.G = Acier galvanisé à chaud, 500 g/m² sur une face.
 Note : ces valeurs sont interpolables linéairement sur les intervalles 30-70 ans et 70-100 ans.

Tableau 6. Épaisseurs sacrifiées minimales pour 2 faces exposées (mm). Extrait de la norme A 05 252

⤴ Loi de corrosion donnée par la norme NF P 94-270

Pour des sols modérément agressifs et conformes aux spécifications de l'EN 14475, la norme propose des lois donnant la perte moyenne d'épaisseur de métal du type $P = A t^n$. La perte maximale de métal est alors déterminée par application d'un facteur K et d'un coefficient de sécurité γ_r sur K de 1,25.

Environnement	Acier galvanisé 70 μm			Acier non revêtu		
	A (μm)	n	k	A (μm)	n	k
<i>Hors d'eau</i>	25	0,65	2	25	0,80	2,5
<i>En eau douce</i>	40	0,60		40	0,75	

Tableau 7. Loi de corrosion selon la norme NF P 94-270

⤴ Durée de service des ouvrages

Suivant les règlements de dimensionnement, les durées de service des ouvrages peuvent varier.

Les recommandations de 1979 proposent pour les ouvrages permanents :

- 70 ans pour les murs ;
- 100 ans pour les culées de ponts et les ouvrages supportant les voies ferrées.

La norme NF P 94-220-0 (4) reprend sensiblement les mêmes valeurs en introduisant la notion d'ouvrages « sensibles » qui doivent avoir une durée de service de 100 ans (notamment murs de plus de 10 m de hauteur).

La norme NF P 94-270 définit la notion de durée d'utilisation qui est de 75 ans pour les murs de soutènement et de 100 ans pour les culées de pont.

Bibliographie

- (1) « *Les ouvrages en Terre Armée® - Recommandations et règles de l'art* », Sétra / LCPC, 1979.
- (2) A 05-251, « *Évaluation de la corrosivité - Ouvrages en acier enterrés (palplanches et pieux)* », mars 1990.
- (3) A 05-252, « *Corrosion par les sols, Aciers galvanisés ou non mis au contact de matériaux naturels de remblai* », juillet 1990.
- (4) NF P 94-220-0, *Renforcement des sols, Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples, dimensionnement*, Juin 1998 (annulée et remplacée par NF P94-270).
- (5) NF P 94-270, *Calcul géotechnique, ouvrages de soutènements, remblais renforcés et massifs en sol cloué*, juillet 2009.
- (6) NF EN 14475, *Exécution de travaux spéciaux géotechniques – Remblai renforcé*.
- (7) G. Haiun, J.-M. Jailloux, F. Renaudin, « *Bilan des investigations effectuées sur des ouvrages en Terre Armée®* », BOA n° 55, Sétra, 2007.
- (8) Darbin, J.-M. Jailloux, Montuelle, « *La pérennité des ouvrages en Terre Armée® – Résultats d'une expérimentation de longue durée sur l'acier galvanisé* », Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées n° 141, janvier-février 1986, p. 21-35.
- (9) Darbin, J.-M. Jailloux, Montuelle, « *Expériences et recherches concernant la durabilité des armatures de Terre Armée®* », Bulletin de liaison du Laboratoire des ponts et chaussées n° 99, janvier-février 1979, p. 25-39.
- (10) Raharinaivo Preynat, « *Essais électrochimiques de corrosion des armatures de Terre Armée®* », Bulletin de liaison du Laboratoire des ponts et chaussées n° 75, janvier-février 1975.
- (11) J.-C. Persy, « *Les ouvrages métalliques enterrés - Durabilité et surveillance* », Bulletin de liaison du Laboratoire des ponts et chaussées n° 183, janvier-février 1993, p. 65-73.
- (12) Baron, Ollivier, « *La durabilité des bétons* », Presse des Ponts et Chaussées, 1996.
- (13) Romannoff, « *Underground corrosion NBS circular 579* », avril 1957.
- (14) « *La durabilité des ouvrages en Terre Armée® réalisés avec des armatures en acier galvanisé* », Terre Armée®.
- (15) FHWA – NHI – 00-044 – Elias, « *Corrosion / degradation of soil reinforcements for mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes* », Septembre 2000.

- (16) FHWA – RD-89-186, Elias, *“Durability: corrosion of soil reinforced structures”*, décembre 1990.
- (17) AMSE, Gladstone, *“Reduced zinc loss rate for design of MSE structures”*, mai 2006.
- (18) NCHRP, Report 408, Beavers & Durr, *“Corrosion of steel piling in nonmarine applications”*, 1998.
- (19) P068-04-020, Nevada, McMahon & Mann, *“Consultant’s report: corrosion evaluation of MSE walls”*, mai 2005.
- (20) CA/TL-87/12, California, Jackura, *“Investigation of corrosion at 14 mechanically Stabilized Embankment Sites”*, novembre 1987.
- (21) KTC-05-28/SPR 239-02-1F, Beckham, *“Corrosion evaluation of mechanically stabilized earth walls”*, septembre 2005.
- (22) FHWA-OR-RD-08-10, Oregon, Christopher, *“Evaluation of corrosion of metallic reinforcement and connections in MSE retaining walls”*, mai 2008.
- (23) Service life, *“Allowable reinforcement stress and metal loss rates to be used in the design of permanent MSE structures MSE-1 - The Reinforced Earth Company”*, février 1995.
- (24) R.A. King, *“Corrosion in reinforced earth structures”*, Ground engineering – Vol. II, octobre 1978.

Chapitre 4. Les techniques d'investigation

Introduction

Le présent chapitre présente les méthodes actuellement utilisées en France permettant d'évaluer les phénomènes de corrosion des éléments de renforcement métallique des murs en remblai renforcé (MRR).

Ces méthodes peuvent consister à accéder directement à l'armature pour caractériser la corrosion réelle l'affectant ou bien à évaluer les paramètres influençant la corrosion.

1. Évaluation de la corrosion par accès direct à l'armature sur site

1.1. Les différentes méthodes pour visualiser ou prélever une armature

Les méthodes d'auscultation sont largement décrites dans les documents cités en référence (2) et (3). L'objectif premier de ces investigations est d'évaluer l'état de conservation des inclusions métalliques noyées dans le remblai en y accédant soit pour les voir et réaliser des mesures in situ soit pour les prélever.

Les armatures examinées peuvent être des armatures témoins mises en œuvre à l'origine pour suivre l'évolution du phénomène de corrosion dans le temps ou bien des armatures qui participent à la résistance du mur. Dans ce dernier cas, il faut reconstituer l'intégrité du renforcement si l'on prélève un échantillon d'armature.

Des techniques non destructives basées sur des méthodes électrochimiques existent. Ces méthodes qui sont peu utilisées en France (les ouvrages en rive de voies SNCF sont en général équipés de témoins de potentiel) ont fait l'objet de nombreuses publications aux États-Unis (4).

1.1.1 Les témoins de durabilité

Ces témoins ont théoriquement commencé à être mis en œuvre dans les ouvrages relevant du procédé Terre Armée® à la parution du guide LCPC- Sétra (1) en 1979 pour les ouvrages à haut niveau de sécurité (culées de pont, ouvrages soutenant une voie ferrée...). Ils ont été généralisés à partir de 1986 (2) à tous les ouvrages neufs définitifs.

✧ Constitution et position des témoins

Pour le procédé Terre Armée[®], les témoins de durabilité sont des échantillons d'armatures de 60 cm à 1 m de longueur constitués du même acier que les armatures de renforcement de l'ouvrage et protégés selon la même technologie. Ces témoins sont placés au droit des écailles (repérées sur les plans, comme indiqué par la figure 14, par les lettres « KD ») à raison de quatre témoins par écaille selon le principe donné sur la figure 15 (voir (1), fiche technique 9). Les écailles équipées de témoins présentent une marque circulaire en retrait sur le parement.

Le dossier d'ouvrage contient normalement une fiche donnant les informations suivantes sur les témoins :

- identification de l'ouvrage ;
- identification du plan de repérage des témoins sur le mur ;
- date de mise en place des témoins ;
- numéro de repérage ;
- poids de chaque témoin (à 0,1 g) ;
- épaisseur de zinc moyenne (en μm) ;
- résistance à rupture en traction sur un échantillon prélevé sur la même armature que le témoin.

Dans la pratique, il est malheureusement rare de pouvoir accéder à toutes ces informations soit parce que les fiches de procès-verbal ne sont pas renseignées de façon complète à l'origine, soit parce que le dossier d'ouvrage ne peut être retrouvé¹.

Pour les autres procédés, il convient de rechercher dans le dossier d'ouvrage ou auprès du constructeur le principe, la position et la procédure d'extraction des témoins. Par exemple, pour les ouvrages de soutènement renforcés par des armatures métalliques constituées de treillis soudés, les témoins de durabilité doivent avoir des dimensions suffisantes pour permettre d'effectuer après extraction des essais de résistance au cisaillement des assemblages soudés dans les conditions de la norme NF EN ISO 15630-2 (au moins un croisillon de 20 cm de longueur pour l'armature longitudinale et de 10 cm pour l'armature transversale (5)).

Il est en général prévu, en fonction de la surface, deux à quatre écailles équipées de témoins par ouvrage. Ces écailles sont le plus souvent positionnées en partie basse des murs, sous les sommiers ou sous les dalles de transition dans le cas des culées de pont (zones de remblai en général protégées des agressions extérieures). Ces témoins permettent donc d'évaluer la vitesse de corrosion des armatures en fonction des caractéristiques que présente le remblai technique à l'origine, mais ne renseignent pas, dans la plupart des cas, sur les effets de la pollution de ce remblai par les agents agressifs extérieurs.

¹ La société Terre Armée dispose généralement des archives de ces murs.

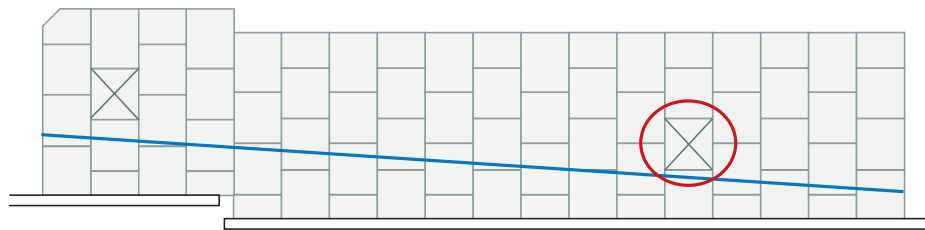


Figure 10. Exemple de repérage d'une échelle équipée de témoins de durabilité sur un mur du procédé Terre Armée®

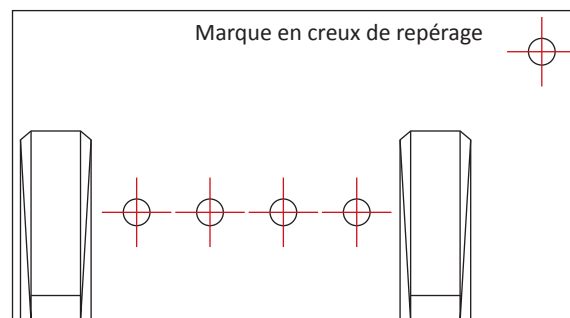
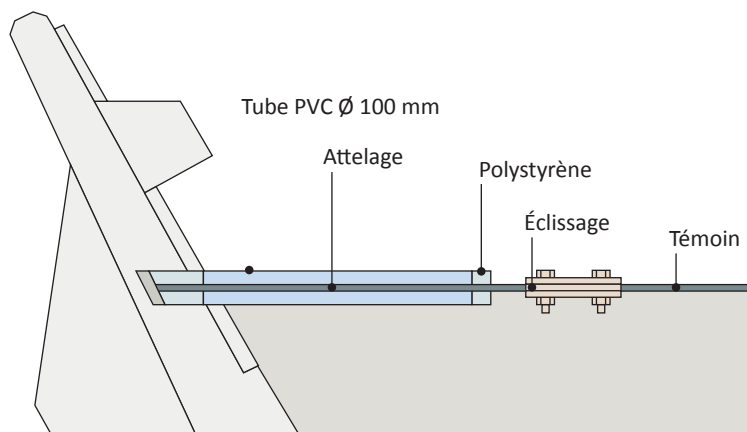


Figure 11. Exemple d'échelle de type MVKD équipée de témoins de durabilité sur un mur du procédé Mur Vert Terre Armée®

✦ Extraction de témoins de durabilité mis en œuvre à la construction de l'ouvrage

Les photos 14 à 18 montrent l'enchaînement des phases d'extraction des témoins de murs Terre Armée® :

- enlèvement de l'opercule en béton ;
- extraction du témoin par traction manuelle ou assistée par un vérin ;
- repérage du témoin (ouvrage, n° d'identification, distinction des faces) ;
- extraction de remblai (possible dans le cas d'un remblai de faible granulométrie).

Après l'extraction, l'opercule est reconstitué à l'aide d'un mortier.



Photo 14. Découpage de l'opercule à l'aide d'une scie cloche



Photo 15. Vue de l'amorce dans sa réservation



Photo 16. Extraction du témoin à l'aide d'un trépied et d'un vérin



Photo 17. Témoin en cours d'extraction, on distingue l'amorce, l'éclissage et le témoin

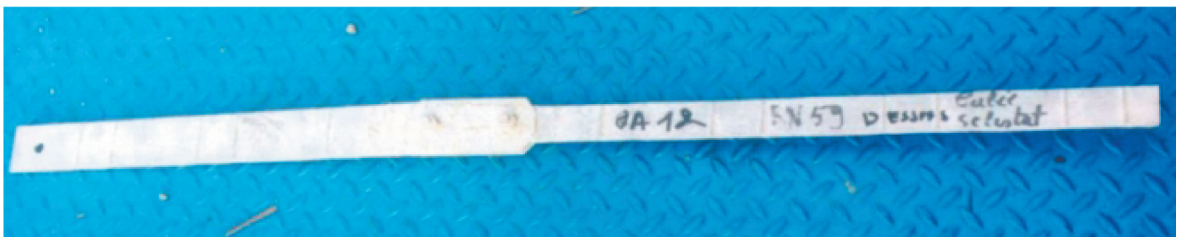


Photo 18. Témoin extrait avec repérage de l'orientation des faces in-situ (dessus ou dessous)



Photo 19. Vue de l'écaille après extraction du témoin



Photo 20. Extraction de remblai avec tube de prélèvement

Quel que soit le type de parement du mur, des témoins doivent être prévus. La photographie 21 illustre le cas d'un mur Terratrel (procédé Terre Armée®) dont le parement est constitué d'un treillis en acier galvanisé à l'arrière duquel un empierrement a été réalisé.

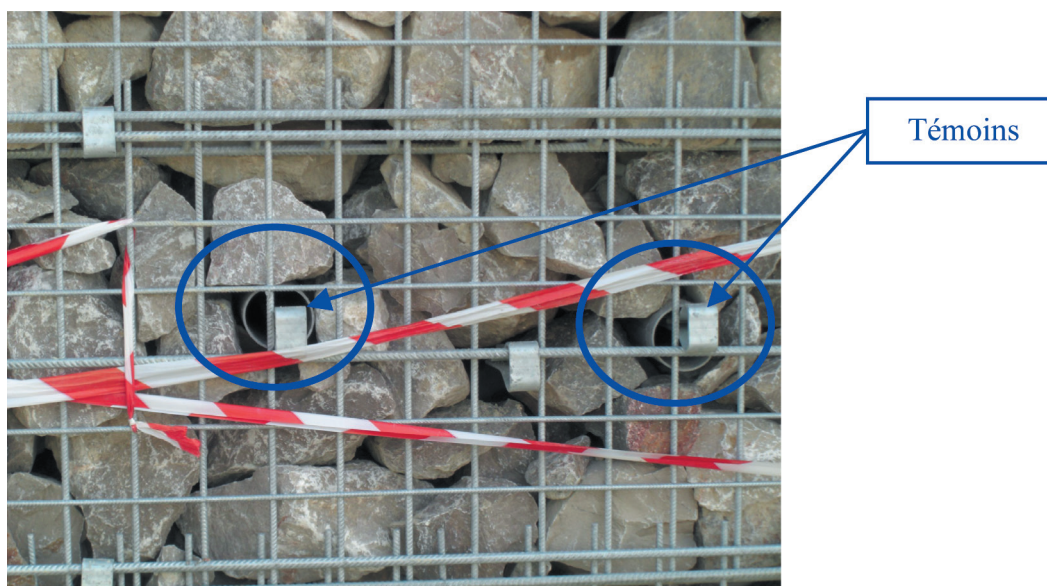


Photo 21. Témoins de durabilité visibles sur un parement en treillis galvanisé

1.1.2. Le carottage en parement

Comme nous l'avons vu, les témoins de durabilité sont souvent positionnés en partie basse des murs. Ils renseignent donc mal sur le risque de corrosion lié à la pénétration des sels de déverglaçage. En outre, les fouilles, notamment les grandes fouilles, ne sont pas aisément réalisables du fait de la conception de l'ouvrage (présence d'une dalle de frottement, d'une géomembrane, d'un sommier de culée en tête du mur...) ou du fait des contraintes d'exploitation. Il a donc paru intéressant de développer des techniques alternatives. C'est le cas des investigations par carottage réalisées depuis les parements béton des murs relevant du procédé Terre Armée®. Les photographies et figures ci-après montrent l'enchaînement des différentes phases d'investigation par carottage :

1 - Choix de l'implantation des carottages



Photo 22. Implantation des carottages en parement du mur

L'implantation des carottages peut être répartie sur la hauteur du mur dans les zones jugées les plus sensibles à la corrosion.

2 - Implantation du carottage sur une écaille

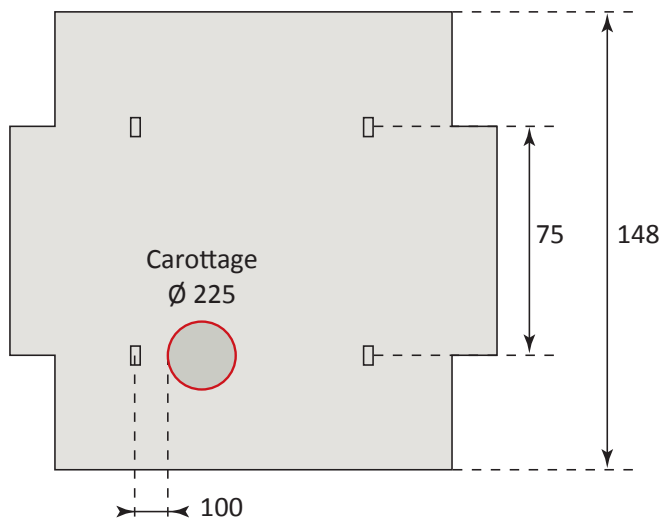


Figure 12. Implantation du carottage sur une écaille

Le carottage est généralement réalisé parallèlement à une armature du lit inférieur de l'écaille, le bord du carottage en diamètre 225 mm étant positionné à 10 cm de l'axe théorique de l'armature. Le carottage est généralement implanté à droite de l'armature (facilité d'intervention pour un droitier). En l'absence de plan de détail sur la position des attaches, il est possible de recourir à des techniques électromagnétiques ou radar pour repérer la position des renforcements depuis le parement.

3 - Réalisation du carottage et dépose de la carotte de béton



Photo 23. Réalisation du carottage en parement



Photo 24. Dépose de la carotte béton

Le carottage est réalisé avec soin à l'aide d'une couronne diamantée. La carotte en béton extraite est conservée pour être ultérieurement remise en place.

4 - Extraction du remblai pour mettre à nu l'armature sur 50 cm environ depuis son attache



Photo 25. Début d'extraction du remblai depuis le carottage en parement

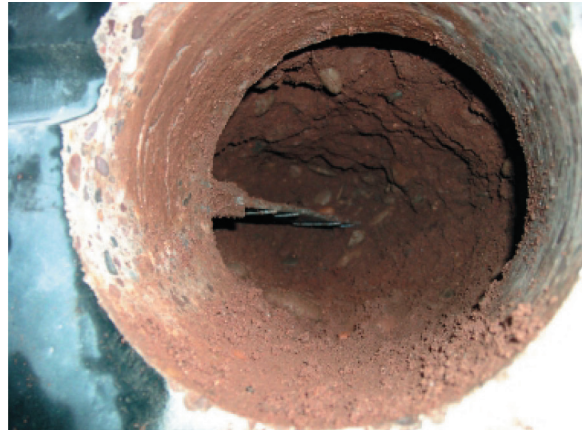


Photo 26. Dégagement du remblai en périphérie de l'armature

Après dépose de la carotte en béton, on réalise de manière manuelle (petite pelle...) le dégagement du remblai autour de l'armature. Au besoin, on peut étayer le sol au-dessus de l'armature en fichant un plat métallique. Des précautions sont à prendre en fonction de la nature du remblai pour éviter la fuite de matériaux (dans le cas de matériaux granulaires fins) et pour assurer la sécurité des intervenants.

Le remblai extrait est conservé pour réaliser des essais en laboratoire.

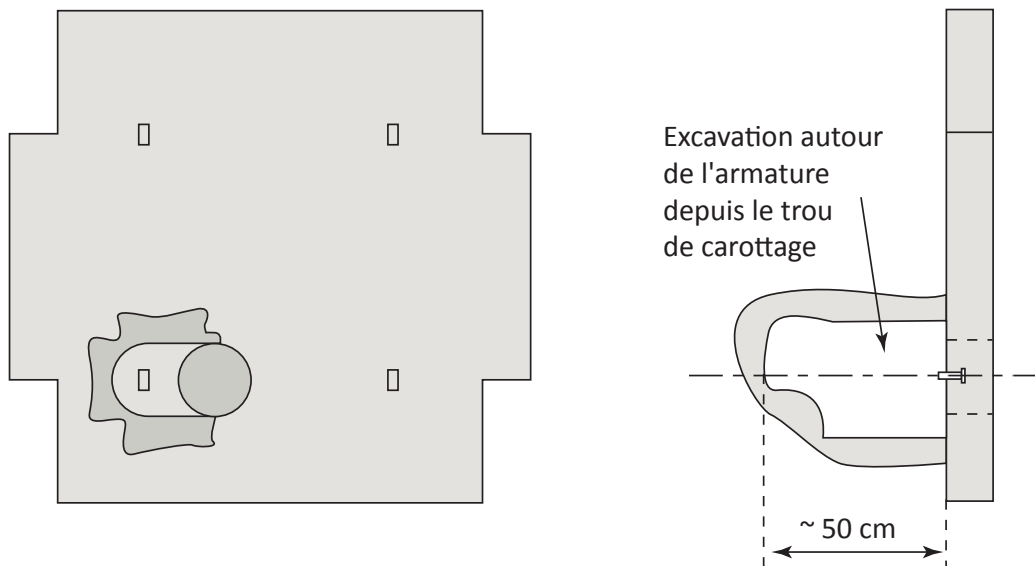


Figure 13. Position du carottage sur une écaille

5 - Auscultation de l'armature in situ



Photo 27. Observation de l'armature in situ

Une fois l'armature dégagée, on procède aux investigations suivantes :

- brossage énergétique et répété à la brosse métallique ;
- mesure de l'épaisseur résiduelle de galvanisation par méthode électromagnétique avec comparaison des mesures sur les deux faces ;
- mesures de l'épaisseur résiduelle d'acier par méthode ultra-sons ;
- notation de l'armature selon principe de l'annexe A1 de (2).

Pour évaluer les effets de la corrosion, il est important :

- de noter la profondeur des piqûres de corrosion les plus importantes (les profondeurs des piqûres sont environ 5 fois plus grandes que la perte d'épaisseur moyenne par face) ;
- de positionner par rapport à la largeur de l'armature les zones de pertes les plus importantes (les perforations de bord sont plus nocives pour la résistance de l'armature que les perforations centrées) ;
- d'essayer de mettre en concordance les désordres relevés sur les deux faces.

Des photographies de l'armature (vue de dessus et vue de dessous) et de son attache au parement sont réalisées.

6 - Prélèvement éventuel d'une armature



Photo 28. Outil permettant la découpe d'une armature à des fins de prélèvement

Lorsque la corrosion est visuellement très avancée, on peut réaliser sur l'un des carottages un prélèvement d'armature par déboulonnage de l'attache et tronçonnage de l'armature. Il est ainsi possible de prélever un échantillon de l'ordre de 40 cm de longueur susceptible de recevoir les mêmes essais en laboratoire qu'un témoin de durabilité ou qu'un échantillon prélevé dans une fouille (voir § 4.1.4). Cette intervention a l'inconvénient d'être destructive car il est très compliqué de reconstituer l'armature sectionnée, c'est pourquoi on limitera le prélèvement aux cas des armatures très fortement dégradées et dans l'attente de réaliser des investigations par fouille.

7 - Reconstitution du remblai

La cavité est comblée par un matériau sablo-graveleux dont les caractéristiques sont conformes à celles spécifiées pour les remblais de ce type de mur et qui est le plus aisément compactable manuellement.

8 - Reconstitution de l'écaille



Photo 29. Scellement de la carotte extraite

Pour terminer, la carotte de béton extraite est remise en place et scellée à l'aide d'un mortier colle.

Les carottages ont l'avantage de pouvoir être implantés pratiquement n'importe où et leur réalisation est relativement facile et rapide. Les prélèvements d'armatures restent néanmoins agressifs pour l'ouvrage et ne doivent être réalisés qu'en dernier recours, en envisageant éventuellement un confortement de la liaison de l'élément de parement concerné au massif. Ils peuvent être utilisés sur les murs de grandes longueurs pour déterminer la position d'une grande fouille ou pour lever ou confirmer un doute.

Cette technique peut éventuellement être transposée aux parements métalliques ou en treillis en prenant soin de reconstituer soigneusement le parement.

En cas d'ouvrage fortement atteint par la corrosion, il sera souvent nécessaire de mettre en œuvre les différentes méthodes présentées.

1.1.3. *Les fouilles*

Les fouilles permettent d'observer un grand nombre d'armatures et il est possible de reconstituer l'armature après prélèvement d'un tronçon (**figure 14**). Les grandes fouilles nécessitent des moyens importants (engins spéciaux, blindage de fouille, neutralisation provisoire de voies de circulation, éventuellement soutènement provisoire du mur...) mais

cette technique reste la solution privilégiée pour avoir une vision précise et représentative de l'état des armatures d'un mur.

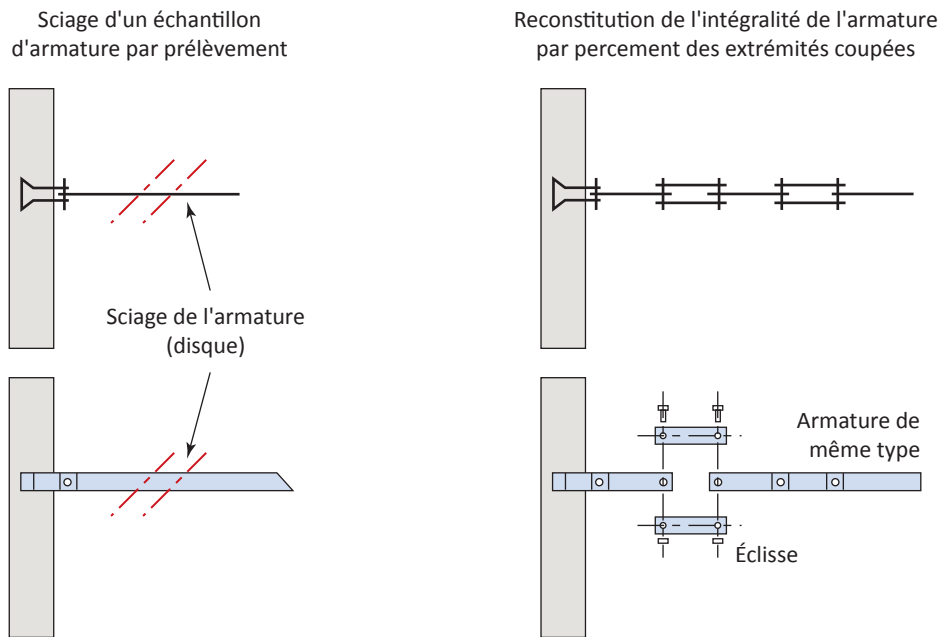


Figure 14. Principe de reconstitution d'une armature dans une fouille

Le document cité en référence (2) est le premier guide à formaliser la réalisation des fouilles pour la surveillance des MRR. Il distingue les petites fouilles des grandes fouilles :

- les petites fouilles ont des dimensions modestes de l'ordre de 2 m de profondeur pour observer au moins trois lits de renforcement sur 1,6 m de large ; elles sont placées le plus souvent contre le parement et permettent d'observer au moins 1 m de longueur d'armatures (figure 15).

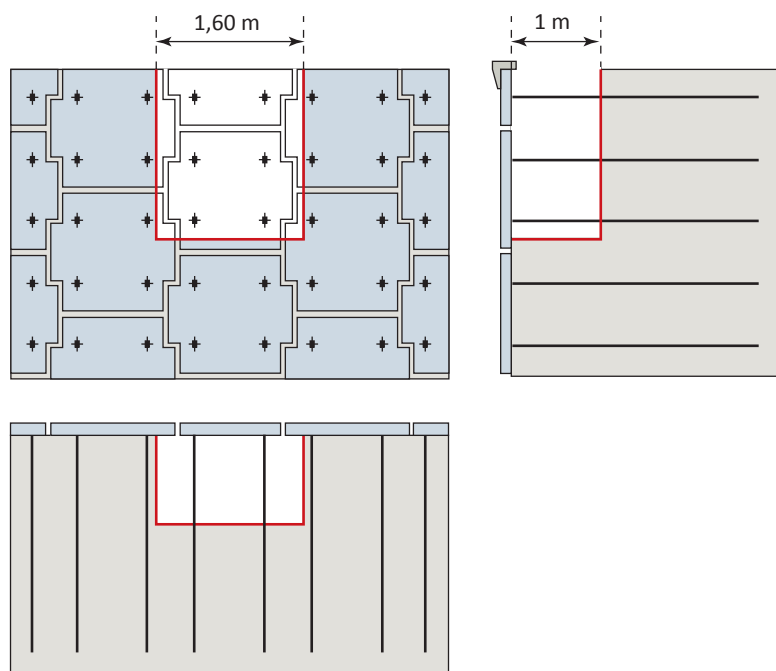


Figure 15. Schémas type de la petite fouille

- les grandes fouilles ont pour objectif de voir le maximum de lits de renforcement dans la hauteur du mur ; en plan les dimensions des fouilles sont de l'ordre de 3 x 3 m ; ces fouilles sont positionnées contre le parement (**figure 16**).

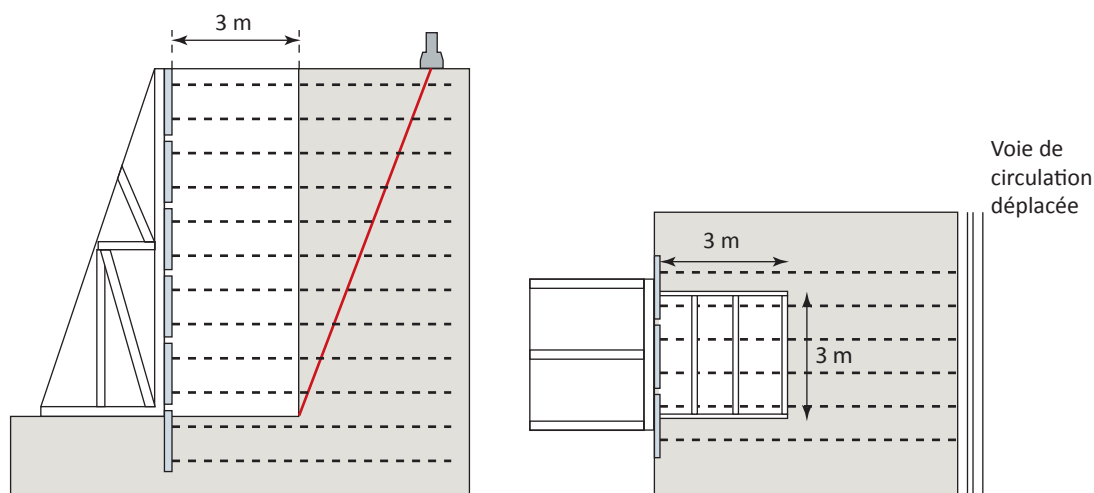


Figure 16. Schémas type de la grande fouille

Chaque armature dégagée est notée selon les principes de l'annexe A1 de (2). Les échantillons d'acier prélevés ont une longueur de l'ordre de 50 cm. On prélèvera les armatures les plus corrodées et au moins une armature pas ou faiblement corrodée de façon à disposer d'une référence sur la résistance à rupture « d'origine » de l'acier des renforcements notamment si cette donnée n'est pas disponible dans le dossier de l'ouvrage.

Lors de la réalisation de fouilles, des prélèvements du remblai sont également réalisés à différentes profondeurs.



Photo 30. Vue de dessus d'une grande fouille



Photo 31. Vue d'une armature dans une fouille

Pour réaliser des fouilles en limitant le risque de détériorer les armatures, il est souhaitable d'utiliser des engins disposant d'un système à très haute aspiration. Le remblaiement de la fouille est une opération délicate compte tenu de son exigüité. Le recomptage du remblai est, en général, réalisé à l'aide d'un compacteur manuel type « pilonneuse ». Seules les couches supérieures au-dessus des derniers lits de renforcement peuvent faire l'objet

d'un compactage par véhicule compacteur. Le matériau utilisé pour la reconstitution de la fouille peut éventuellement être différent de celui extrait. On peut notamment **choisir un matériau** plus facile à compacter sous réserve qu'il respecte les prescriptions relatives aux massifs en sol renforcé par éléments métalliques.

1.2. Les essais de laboratoire

1.2.1. Les essais sur les armatures prélevées



Photo 32. Armatures après réalisation de l'essai de traction

Les méthodes classiques d'investigation réalisées sur les armatures permettent de connaître :

- leur état visuel avant et après enlèvement des produits de corrosion et notamment au travers d'une notation selon les principes du document cité en référence (2) ;
- leur géométrie résiduelle (pertes d'épaisseur de zinc et d'acier par face) ;
- leur résistance résiduelle à rupture en traction simple (il est également souhaitable de mesurer l'allongement à rupture de l'échantillon en prenant soin de consigner dans le rapport la longueur de jauge employée).

Les modes opératoires à appliquer sont donnés par l'annexe A2 de (2). Nous donnons ci-après un exemple de tableau permettant de reporter les résultats des investigations sur armatures ainsi que le positionnement des échantillons dans un graphique représentant la perte d'épaisseur par face en fonction du temps :

Identifiant de l'ouvrage				Mur - exemple		
Références	Référence échantillon Mode de prélèvement Date de construction Date d'extraction Âge de l'ouvrage	T	ans	A	B	C
				F	F	F
				15 juin 1980	15 juin 1980	15 juin 1980
				15 juin 1990	15 juin 1990	15 juin 1990
				10	20	28
Caractéristiques géométriques	Longueur de l'échantillon Largeur de l'échantillon Épaisseur de galvanisation d'origine Masse d'acier de référence Section de référence	Lo La ez0 Ma0 Sa0	mm mm µm g mm²	500.0	500.0	500.0
				60.0	60.0	60.0
				70	70	70
				1177.5	1177.5	1177.5
				300.000	300.000	300.000
Perte de section	Épaisseur résiduelle de galvanisation Section d'acier résiduelle Masse d'acier résiduelle Perte relative de section d'acier Perte d'épaisseur d'acier par face Coefficient A de la loi $P = A T^n$	ez Sa M $\Delta S/Sa0$ P A	µm mm2 g % µm µm	20	0	0
				296	289	282
				1161.0	1132.8	1106.9
				1.4 %	3.8 %	6.0 %
				85	165	220
				19	24	25
				106500	106500	106500
Perte de résistance	Résistance garantie à l'origine Résistance moyenne mesurée à l'origine Résistance résiduelle mesurée Perte relative de résistance Coefficient K	Rg RO R $\Delta R/RO$ K	N N/mm² N %	127800	127800	127800
				125000	120000	115000
				2 %	6 %	10 %
				1.6	1.6	1.7

T : témoin de durabilité
F : Fouille
C : Carottage

estimées à partir des fiches techniques des armatures ou sur des échantillons sains

mesurées sur échantillons découpés

$\Delta S/Sa0 = (Sa0 - Sa)/Sa0$

$A = (P/T^n)$

$\Delta R/RO = (RO - R)/RO$

$$K = \frac{\Delta R/R_0}{\Delta S/Sa_0}$$

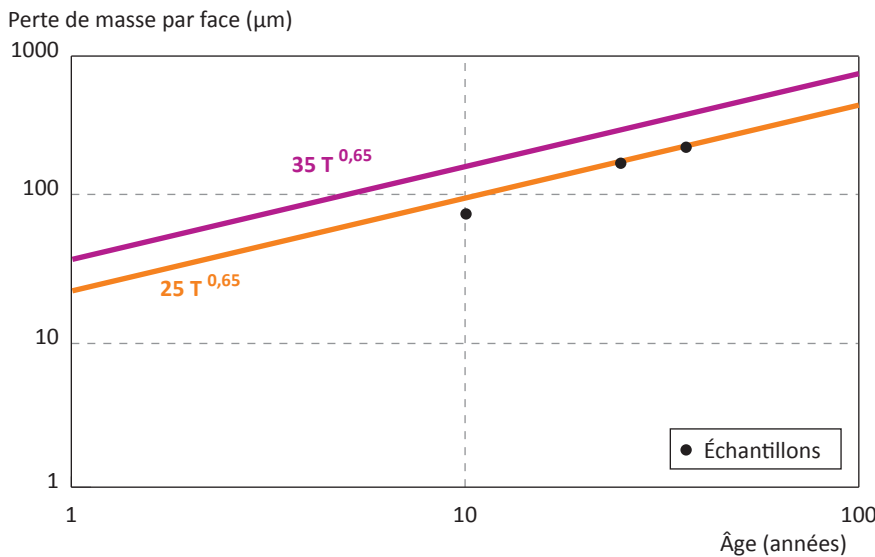


Figure 17. Exemple de tableau de synthèse des informations obtenues sur échantillons prélevés et diagramme de diagnostic

1.2.2. Les essais sur les échantillons de sol prélevés

Les matériaux de remblai doivent respecter des critères géotechniques, chimiques et électrochimiques. Les critères géotechniques sont essentiellement fixés pour le procédé Terre Armée® par le guide (1).

Les critères chimiques et électrochimiques sont ceux qui conditionnent le plus le phénomène de corrosion des armatures dans le remblai, ce sont donc généralement ces

critères que l'on cherchera à évaluer lors des investigations sur ouvrage. Ces critères ont été initialement fixés par le guide (1), puis repris successivement et de façon identique par les normes NF A05-252 et NF EN 14475. Le tableau ci-dessous rappelle les limites supérieures d'acceptabilité de chacun de ces critères pour le sol.

Type d'ouvrage	Résistivité Ω cm	pH	Teneur en chlorures	Teneur en sulfates	Teneur en sulfures totaux
<i>Hors d'eau</i>	> 1000	5 < pH < 10	≤ 200 mg/kg	≤ 1000 mg/kg	≤ 300 mg/kg
<i>En eau douce</i>	> 3000	5 < pH < 10	≤ 100 mg/kg	≤ 500 mg/kg	≤ 100 mg/kg

Tableau 7. Critères chimiques et électrochimiques d'acceptation des remblais

À partir des échantillons de sol prélevés sur ouvrage (un échantillon doit contenir environ 10 kg de sol au minimum), on détermine donc en laboratoire :

- la teneur en eau ;
- la résistivité du sol ;
- le pH ;
- les teneurs en sels solubles (chlorures, sulfates principalement) ;
- la présence de sulfures.

Les modes opératoires des essais sont donnés dans la norme A 05-252 (6). Il est souhaitable de relier les résultats obtenus sur un échantillon de sol avec ceux obtenus sur un échantillon d'armature prélevé dans la même zone, afin de corréliser la corrosion réelle constatée avec le pouvoir corrosif du sol.

2. Les méthodes électrochimiques

Ces méthodes sont assez peu développées en France. Elles peuvent être basées sur des mesures de potentiel et sur des mesures de résistance de polarisation. Ces méthodes électrochimiques de suivi des murs en remblai renforcé peuvent théoriquement donner accès à la perte moyenne de section des éléments de renforcement par intégration des vitesses de corrosion.

Les mesures de potentiels sur les éléments de renforcement renseignent sur l'état de la protection par galvanisation par comparaison aux potentiels mesurés sur des témoins en zinc, en acier non revêtu et en acier galvanisé. Connaissant la nature de la surface de l'élément de renforcement (galvanisation complète, partielle ou exposition quasi intégrale de l'acier) les mesures de résistance de polarisation permettent de connaître la vitesse

de corrosion de ces éléments. On rappellera que des témoins de mesure de potentiel ont été mis en œuvre à l'initiative de la SNCF sur des ouvrages proches de voies ferrées. Ces témoins sont composés d'une armature témoin et d'une électrode de référence Cu / Cu SO₄. Des mesures de potentiels doivent être régulièrement réalisées entre ces deux éléments et une armature témoin est extraite en cas de dérive des mesures. Ces mesures donnent seulement des indications qualitatives de l'activité de corrosion, elles permettent essentiellement de déterminer la nature de la composition de la surface de l'élément de renforcement et d'optimiser l'échéancier d'extraction des témoins de durabilité.

Des valeurs typiques de potentiel d'un renforcement galvanisé dans le sol se situent entre -1,10V et -0,65V et pour un acier au carbone entre -0,60V et -0,20V ; des états de transition donneront des valeurs intermédiaires avec une plage de potentiel toutefois très réduite (entre -0,65 V et -0,60 V).

3. Évaluation des facteurs influençant la corrosion

En parallèle à la détermination de la corrosion affectant les armatures de renforcement enterrées, il paraît opportun de quantifier les paramètres pouvant renseigner sur le risque de corrosion ou sur les conséquences de cette corrosion. Cette caractérisation peut notamment permettre de caler les lois d'évolution des phénomènes de corrosion nécessaires à l'établissement du pronostic de l'ouvrage.

3.1. La caractérisation du parement

Outre le fait qu'ils n'offrent pas tous la même étanchéité vis-à-vis des agents agressifs extérieurs, les parements de l'ouvrage peuvent renseigner sur le risque de corrosion des armatures enterrées.

Pour les parements en métal, on peut réaliser des mesures d'épaisseur de galvanisation sur le revêtement de protection extérieur (les pertes éventuelles d'épaisseur sont alors liées à l'agressivité atmosphérique) et des mesures d'épaisseur résiduelle de métal qui permettent d'évaluer les pertes de métal de la face en contact avec le remblai à partir de la connaissance de l'état de la face apparente. Des prélèvements de métal à l'aide de scies cloches sont également envisageables pour déterminer l'épaisseur résiduelle de métal du parement.

Pour les parements en béton en ambiance marine, la profondeur de pénétration des ions chlorures peut être le témoin d'une pollution frontale du massif pouvant entraîner une corrosion des armatures à leur attache au parement.

3.2. L'environnement

Il est loisible de rechercher dans l'environnement de l'ouvrage tous les facteurs susceptibles d'engendrer une corrosion des armatures de renforcement enterrées. On peut ainsi lister les facteurs suivants :

- intensité du salage ;
- ambiance industrielle ;
- pluviométrie ;
- présence de source ;
- courants vagabonds ;
- ambiance marine.

3.3. La conception de l'ouvrage

L'examen du dossier de l'ouvrage doit permettre d'évaluer les conséquences de la conception de l'ouvrage sur le phénomène de corrosion des armatures et sur son évolution. Des investigations spécifiques peuvent être réalisées pour vérifier le fonctionnement des dispositifs de recueil et d'évacuation des eaux (étanchéité des caniveaux...) et l'existence et l'état des dispositifs d'étanchéité enterrés (état de l'éventuelle géomembrane...).

Si l'ouvrage est équipé de conduites d'assainissement interne, il est fortement recommandé de procéder à des inspections vidéo pour vérifier leur état et déceler d'éventuelles dégradations pouvant entraîner des infiltrations d'eau à l'intérieur du massif.

3.4. La géométrie d'ensemble de l'ouvrage

Les cas rapportés de rupture d'ouvrages par phénomène de corrosion ne mentionnent pas de déformation préalable des murs qui aurait pu être le signe précurseur d'une corrosion avancée des armatures.

Si l'on envisage une approche simpliste purement élastique, les déformations du mur susceptibles d'apparaître sous le phénomène de corrosion des armatures sont a priori dépendantes :

- de l'effort sollicitant les armatures : cet effort est relativement faible en partie haute du mur et s'accroît avec la profondeur, il est relativement constant pendant la vie de l'ouvrage ;
- de la longueur d'armature susceptible de s'allonger : on peut en première approche considérer que cette longueur est égale à la longueur active des armatures, entre la zone de traction maximale et le parement, cette longueur est grande en partie haute du mur (de l'ordre de 0,3 fois la hauteur H du mur) et quasi nulle en partie basse ;
- de la variation de section par corrosion sur la longueur évoquée ci-dessus ;
- du module de l'acier.

Prenons l'exemple d'un mur de 10 m de haut constitué d'armatures en acier galvanisé (module $E = 210000$ MPa) de largeur $b = 60$ mm et d'épaisseur $e_0 = 3$ mm. Considérons le premier lit depuis le haut du mur : la longueur active d'une armature de ce lit est de l'ordre

de 3 m ($L_a = 0,3 \times 10 = 3$ m) et l'effort de traction non pondéré sollicitant cette armature est de l'ordre de 10 kN.

L'allongement de l'armature pour une perte d'épaisseur uniforme $e_s = 1$ mm (pour cette perte d'épaisseur, compte tenu de l'hétérogénéité de la corrosion, le risque de rupture de l'armature est élevé) est donné par la formule suivante :

$$\Delta l = \frac{F.L_a}{E.b} \left(\frac{1}{e_0 - e_s} - \frac{1}{e_0} \right) = 0,4 \text{ mm}$$

Pour être plus réaliste, il faudrait tenir compte de l'allongement résiduel à rupture de l'armature, de la perte de ductilité de l'acier sous l'effet de la corrosion et du caractère localement hétérogène de cette corrosion. L'approche du phénomène par un modèle aux éléments finis présentée en annexe 3.4 montre toutefois que les déformations avant la première rupture sont faibles, de l'ordre de 0,5 mm. L'ordre de grandeur de cette déformation est trop proche des incertitudes des moyens de surveillance topométrique pour qu'un tel suivi permette de caractériser le phénomène de corrosion.

Dans le cadre de la surveillance d'un mur, outre la procédure d'inspection détaillée de l'ouvrage, il paraît difficile malgré tout de se passer de ces techniques qui peuvent renseigner sur d'autres désordres ou défauts de fonctionnement de la structure (tassements, poussées excessives...), ces désordres pouvant d'ailleurs entraîner des tensions non prévues à l'origine dans les lits de renforcement et aggraver les conséquences des phénomènes de corrosion. Les méthodes de suivi mises en œuvre peuvent notamment être les suivantes (voir (3)) :

- topographie (niveau de précision, tachéomètre motorisé) ;
- planimétrie laser ;
- photoprofiles laser.

4. Le choix des zones d'investigations

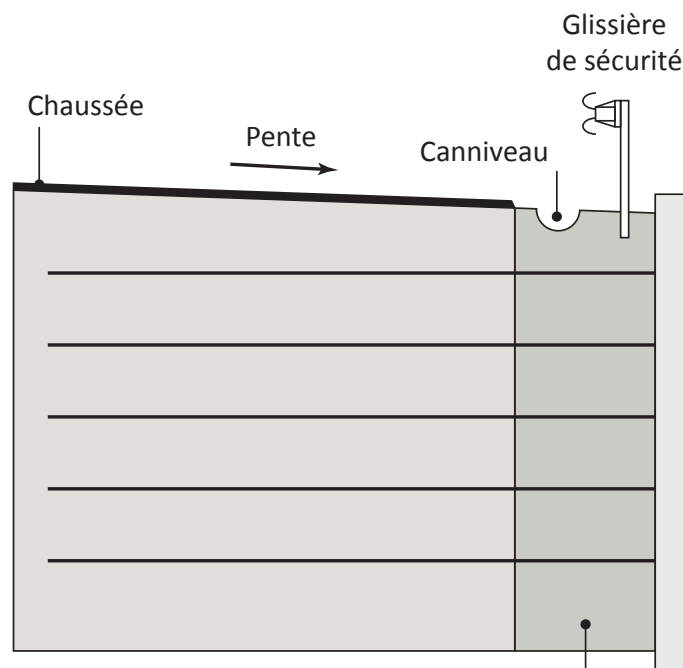
Il n'est pas possible d'avoir une vue d'ensemble de l'état des armatures, du fait des contraintes liées à la réalisation des investigations.

On choisit les zones les plus exposées au risque de corrosion de façon à établir un diagnostic sécuritaire de l'ouvrage. Dans la mesure du possible, on évitera donc d'implanter ces zones sous la seule contrainte de l'exploitation de la voie soutenue et de la moindre gêne à l'usager. Les zones les plus exposées sont a priori les suivantes :

- zones du mur situées au point bas des dispositifs d'évacuation des eaux de la plate-forme portée ;
- zones non imperméabilisées en accotement et généralement situées à proximité du parement, ces zones reçoivent en outre un compactage plus modéré ;

- zones singulières de pénétration d'eaux agressives dans le remblai (pied de poteau de glissière, discontinuité de caniveau...);
- zones où l'on a un assainissement interne au mur;
- zones de parement soumises aux embruns « marins ».

Lors de l'implantation des zones d'investigation, on s'efforcera de placer au moins une de ces zones de façon à accéder aux parements et à la zone d'attache des éléments de renforcement sur le parement. L'interface renfort / parement est une zone préférentielle de cheminement de l'eau; en outre, la géométrie des renforts y est particulière (assemblage par boulon induisant des percements, présence de soudures...).



Zone d'attache des armatures au parement avec sol moins compacté, alternance de cycles humidité/séchage du remblai et pollution possible par les sels de déverglaçage

Figure 18. Exemple de zone sensible

Hormis le cas des ouvrages en site maritime, la contamination par les chlorures provient de la partie supérieure du mur et le cheminement de ces ions dans le remblai est essentiellement vertical. Il convient donc de pouvoir disposer de résultats d'investigations à plusieurs niveaux du mur de façon à évaluer la vitesse de corrosion en fonction de la profondeur du renfort dans le massif. On notera que la teneur en chlorures dans le remblai est variable au cours de l'année en fonction de la période de salage hivernal et des épisodes pluviométriques. Dans tous les cas, il est important de noter la date (jour, mois, année) du prélèvement.

On gardera par ailleurs à l'esprit que la zone de traction maximale dans le renfort est relativement éloignée du parement en partie haute du mur (à une distance de l'ordre de

0,3 fois la hauteur du mur) et pratiquement au niveau du parement en partie basse du mur, et que le niveau de traction est très faible en partie haute alors qu'il est maximal en partie basse (voir **figure 19**).

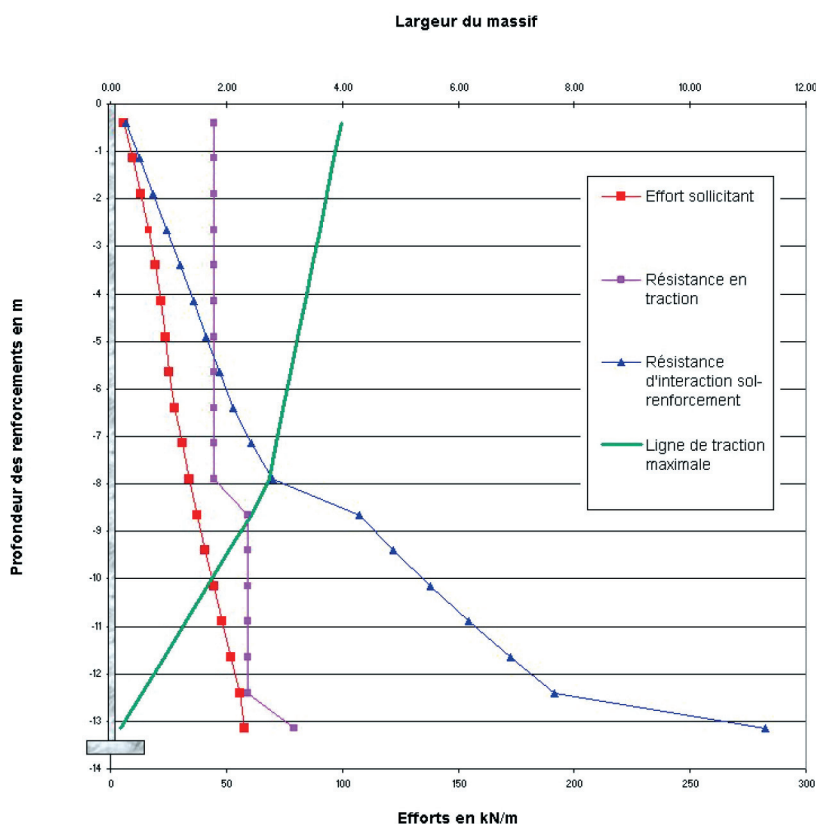


Figure 19. Exemple de position de la ligne de traction et intensité des efforts résistants et sollicitants dans la hauteur d'un mur de soutènement

Certaines configurations particulières peuvent se rencontrer, on citera le cas :

- des murs présentant des géomembranes : pour ces ouvrages il faut s'interroger sur la pertinence de détruire localement l'étanchéité et sur les possibilités d'une réparation pérenne après investigations. Pour ces murs, on pourra réaliser des investigations par carottage sous le niveau de la géomembrane pour vérifier les caractéristiques du sol et l'état des armatures ;
- des murs avec dispositifs de retenue sur dalle de frottement : pour ces murs, les fouilles ne peuvent en général pas être réalisées directement contre le parement ; on les réalisera donc en limite de la dalle de frottement et les investigations pourront être complétées par des carottages pour apprécier l'état des armatures sous la dalle de frottement et au niveau des attaches au parement ; d'une manière générale, la présence d'un dispositif de sécurité continu de type GBA peut rendre difficile la réalisation de fouille le long du parement ;
- des murs de culée de pont : la présence du sommier et d'une éventuelle dalle de transition rend impossible la réalisation de fouille directement au contact du parement du mur dans la zone d'emprise du pont. En l'absence de dalle de transition, il est envisageable de réaliser une fouille à l'arrière du sommier ; cette fouille sera de grande hauteur car pour atteindre

les lits, il faudra au minimum creuser d'une hauteur égale à la somme de l'épaisseur du tablier et de l'épaisseur du sommier. Pour ces ouvrages, on réalise donc le plus souvent des fouilles au niveau des murs en aile de la culée qui sont des zones situées généralement au-delà du fil d'eau de la chaussée et donc peu contaminées par les sels de déverglaçage. Il paraît alors souhaitable de compléter la fouille par des carottages que l'on plantera dans les zones susceptibles d'être polluées par les eaux de la chaussée soutenue.

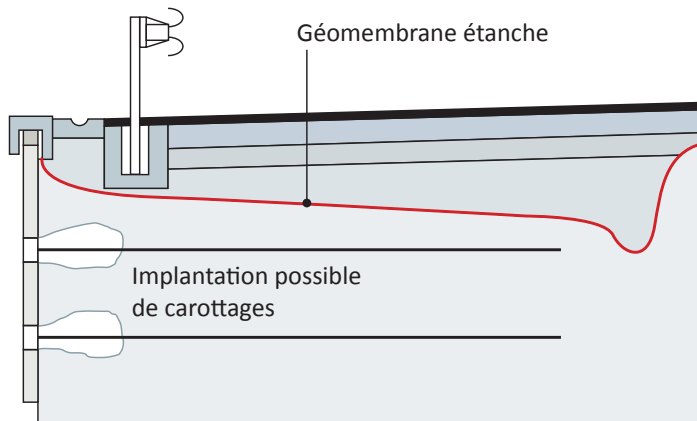


Figure 20. Mur avec géomembrane en tête

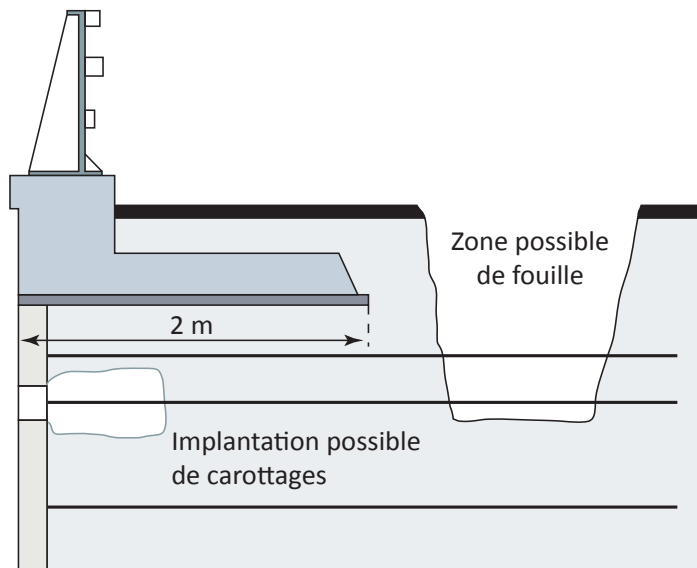


Figure 21. Mur avec dalle de frottement en tête

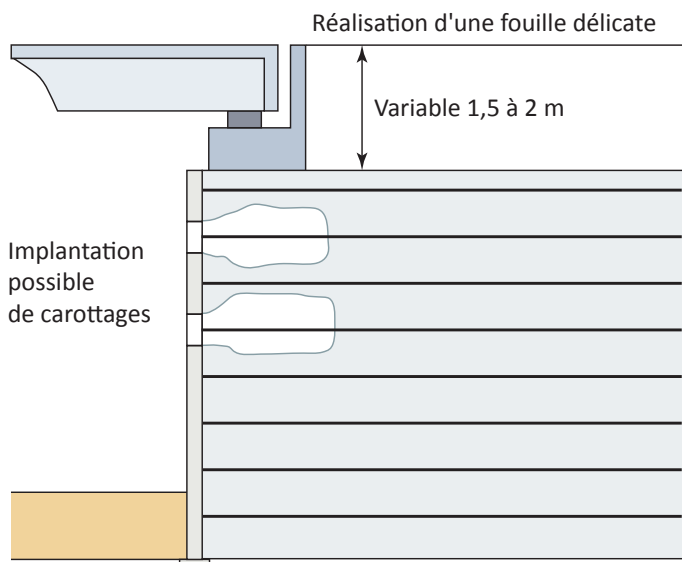


Figure 22. Mur assurant le rôle de culée porteuse

Pour terminer, on rappellera quelques précautions à prendre en compte lors de la réalisation des investigations :

- s'assurer de la stabilité du mur lors des phases d'investigations et réaliser au besoin un confortement provisoire ;
- réaliser un recomptage soigné des zones de remblai excavées ;
- reconstituer les lits de renforcement dans les zones de prélèvement ;
- reconstituer les étanchéités endommagées (reconstitution des géomembranes).

5. Le choix des méthodes d'investigations

Le choix des méthodes à mettre en œuvre dépend de l'âge et de l'état de l'ouvrage concerné. La corrosion des armatures dans le sol est un phénomène progressif, la fréquence et l'intensité des investigations seront donc adaptées à l'âge de l'ouvrage. Lors des premières inspections, et avant dépassement du niveau de corrosion normal pris en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage, les investigations comprendront :

- l'extraction d'un témoin de durabilité ;
- la réalisation d'une petite fouille si les témoins ne sont pas positionnés dans la zone supposée la plus exposée.

Des investigations par carottage sans prélèvement de renfort peuvent être réalisées dans les zones les plus exposées si les petites fouilles sont trop contraignantes à réaliser au regard du risque estimé. Lorsque le niveau de corrosion observé dépasse le niveau de corrosion normal, on peut :

- soit réaliser directement une grande fouille, si le mur est relativement modeste ;
- soit réaliser une campagne d'investigations par carottages sans prélèvement pour définir la position la plus pertinente de la grande fouille à réaliser.

On rappelle que le meilleur moyen d'avoir une image représentative de l'état d'un mur reste la grande fouille. Le choix d'une solution en remblai renforcé par éléments métalliques implique donc que l'on soit capable de réaliser cette fouille pendant la durée de service de l'ouvrage malgré le coût et la gêne à l'usager que cette intervention engendre.

La réalisation de carottages peut être intéressante dans les cas suivants :

- cas des murs avec géomembranes ;
- cas des murs avec dispositif de retenue sur dalle de frottement ;
- cas des murs de culée ;
- cas des murs sans témoin de durabilité.

Bibliographie

(1) « *Les ouvrages en Terre Armée® : Recommandations et règles de l'art* », LCPC / Sétra, septembre 1979 (réimpression en juillet 1991, avec fiches techniques actualisées).

(2) « *Les ouvrages en Terre Armée® : guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement* », Sétra, décembre 1994.

(3) « *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques* », guide technique LCPC, juillet 2003.

(4) FHWA-NHI-00-044, "Corrosion / degradation of soil reinforcements for mechanically Stabilized earth walls and reinforced soil slopes", septembre 2000.

(5) « *Ouvrages de soutènement en remblai renforcé par armatures métalliques constituées de treillis soudés* », note d'information Ouvrages d'Art n° 26 du Sétra, décembre 2006.

(6) A 05-252, « *Corrosion par les sols, Aciers galvanisés ou non mis au contact de matériaux naturels de remblai* », juillet 1990.

Chapitre 5. Surveillance et évaluation de l'état des ouvrages existants

Introduction

Le retour d'expérience a montré que la principale pathologie est la corrosion des armatures en acier des renforcements. En conséquence, le risque à craindre est une insuffisance de résistance des éléments de renforcement du sol pouvant mettre en cause la stabilité interne de l'ouvrage et entraîner des effondrements plus ou moins locaux.

Le présent chapitre vise à compléter la documentation existante sur le diagnostic de ces ouvrages et à apporter un éclairage nouveau au regard de la parution récente de la norme NF P 94-270 (6).

Par rapport à la littérature existante, le présent guide introduit la technique d'investigation par carottage présentée au chapitre 4.

1. La surveillance des murs en remblai renforcé par éléments métalliques vis-à-vis du phénomène de corrosion

L'organisation de la surveillance est présentée sous forme d'organigrammes ci-après (**organigrammes 1 et 2**).

1.1. La surveillance organisée

La surveillance des murs du réseau routier national est définie par l'ITSEOA (7) et par le guide de recommandations IQOA (4). Dans le cadre de la surveillance organisée, il doit être prévu :

➤ **Une inspection détaillée initiale**

Cette inspection détaillée visuelle établit l'état initial de l'ouvrage. Elle est complétée d'un relevé topométrique de la géométrie du mur. Cette inspection doit établir les facteurs de risque de l'ouvrage tel que l'on peut les apprécier à sa construction. Elle doit être l'occasion de recueillir les principales données qui peuvent servir à la surveillance ultérieure de l'ouvrage et en particulier :

- la géométrie de l'armature (épaisseur, diamètre...);
- le type de protection et ses caractéristiques (épaisseur de galvanisation...);
- la résistance à rupture garantie;
- le plan de repérage des témoins de durabilité et les procès-verbaux de pesage et de caractérisation de ces témoins.

Ces données doivent figurer dans le rapport d'inspection.

➤ **Une inspection détaillée de fin de garantie décennale**

Cette inspection doit au minimum s'accompagner de l'extraction d'un témoin de durabilité et d'un relevé des repères topométriques mis en place à la construction. Si l'ouvrage n'est pas équipé de témoin de durabilité, il est nécessaire de réaliser des sondages pour caractériser le phénomène de corrosion pouvant affecter les renforts.

➤ **Des inspections détaillées périodiques avec sondages**

La périodicité de ces inspections est fixée par les résultats des inspections précédentes et elle est au maximum de 15 ans. La nature des sondages est fixée en fonction de l'âge de l'ouvrage et des résultats des inspections détaillées précédentes. Ces inspections incluent un relevé des repères topométriques.

En parallèle, des visites d'évaluation IQOA (7) sont réalisées tous les trois ans. Ces visites sont uniquement visuelles. Elles peuvent déclencher des inspections avec sondages si des évolutions anormales sont constatées (il s'agit essentiellement de mouvements ou de déformations du massif ou d'altérations des matériaux de parement).

1.2. Le choix de la nature des sondages

La nature des sondages dépend en premier lieu de la date de construction de l'ouvrage et de la nature des dispositifs de suivi de la corrosion mis en œuvre à l'origine.

Si l'ouvrage a été construit avant 1979 (date de parution du document (1), nous conseillons de réaliser au minimum une petite fouille pour permettre ensuite un recalcul de l'ouvrage. Sinon (ouvrages construits après 1979), on doit s'interroger sur la pertinence des renseignements donnés par les témoins de durabilité. Si ces témoins donnent une information qui paraît représentative de la corrosion (selon la position de ces témoins), on prélève un témoin et le sol l'environnant. Dans le cas contraire, on réalise des carottages en parement en positionnant ces sondages dans les zones les plus exposées.

À partir des mesures, on réalise un diagnostic sur la base des épaisseurs résiduelles, qui permet de définir la nature des sondages à réaliser lors des prochaines inspections :

- soit la corrosion est inférieure à la loi de corrosion normale et l'on réalisera le même type de sondage ;

➤ soit la corrosion est anormale et l'on réalisera une petite fouille, voire une grande fouille si la corrosion est particulièrement avancée.

1.3. La périodicité des inspections avec sondages

Cette périodicité est fixée par les résultats de l'inspection précédente en fonction de l'avancement du phénomène de corrosion. Cet avancement peut être visualisé sur un graphique bi-logarithmique avec le temps en abscisse et la perte d'épaisseur par face en ordonnée conformément aux principes de l'annexe A4 du document (2). Dans ce diagramme, deux droites sont également positionnées, l'une correspondant à la vitesse de corrosion théorique, l'autre à la vitesse de corrosion prise en compte dans le dimensionnement (c'est-à-dire, pour schématiser, à la vitesse de corrosion théorique avec prise en compte d'une marge de sécurité). Ces droites déterminent trois zones :

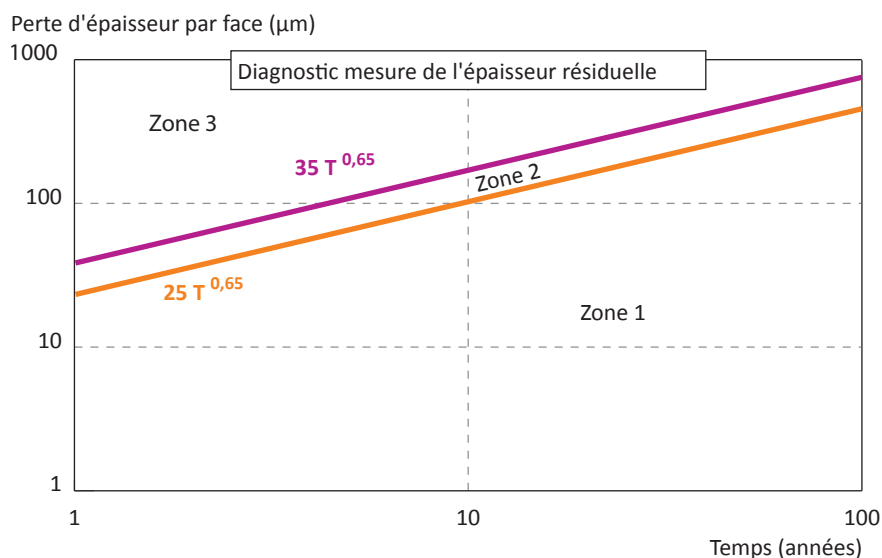


Figure 23. Exemple de diagramme pour un ouvrage hors d'eau avec armatures en acier galvanisé

Zone I : La corrosion peut être considérée comme normale, c'est-à-dire conforme aux modèles d'évolution retenus lors de la construction. La périodicité des inspections détaillées avec sondages est inférieure ou égale à 15 ans (5).

Zone II : La corrosion est plus importante que ne le prévoient les modèles de corrosion retenus lors de la construction, mais reste inférieure à celle prise en compte pour la justification des ouvrages. Dans ces conditions la situation est peu inquiétante. La périodicité des inspections détaillées avec sondages est inférieure ou égale à 10 ans (5).

Les périodicités mentionnées ci-dessus doivent être réduites si l'ouvrage est soumis à un salage fréquent ou si l'on constate une agressivité particulière du remblai vis-à-vis du risque de corrosion.

Zone III : La corrosion est anormalement importante. Il convient d'en rechercher les causes, notamment à partir d'analyses de remblai. Il convient d'établir un diagnostic et un

pronostic sur la base d'un recalcul. Ce recalcul permet de fixer la périodicité des inspections ultérieures.

Pour les zones I et II, la périodicité peut être fixée en s'aidant des résultats des essais réalisés sur les matériaux de remblai.

Pour déterminer les limites entre les zones I et II et II et III, nous proposons de reprendre les valeurs données à l'annexe A4 du document (2), à savoir pour des armatures en acier galvanisé :

	Loi limite entre zone I et II	Loi limite entre zone II et III
Mur hors d'eau	$25 T^{0,65}$	$35 T^{0,65}$
Mur en eau douce	$50 T^{0,60(2)}$	$70 T^{0,60}$

Tableau 8. Lois des courbes définissant les différentes zones de corrosion en fonction du site

1.4. L'auscultation

Normalement, les investigations visant à déterminer l'état de corrosion des éléments de renforcement métalliques sont programmées lors des inspections périodiques avec sondages. Néanmoins, la surveillance organisée de l'ouvrage peut faire apparaître la nécessité d'établir un programme d'auscultation. De façon classique, les investigations à réaliser lors de cette auscultation peuvent porter sur l'appréciation de l'état ou des propriétés des matériaux ou sur l'analyse du fonctionnement du mur.

1.5. La surveillance renforcée

La surveillance renforcée d'un mur en remblai renforcé peut être mise en place pour satisfaire deux objectifs :

- a) soit pour suivre l'évolution d'une pathologie diagnostiquée ;
- b) soit pour expliquer des désordres en l'absence de cause évidente.

Comme on l'a vu au chapitre 4, le phénomène de corrosion des éléments de renforcement ne s'accompagne a priori pas de déformation importante du mur, il est par conséquent très difficile de quantifier l'état d'avancement de ce phénomène par une observation extérieure de l'ouvrage. La mise sous surveillance d'un mur en remblai renforcé dont le seul objectif serait de suivre l'évolution de la corrosion des éléments de renforcement nous paraît de ce fait devoir être considérée avec beaucoup de circonspection. Dans tous les cas, l'absence de déformation ne doit pas être interprétée comme une absence d'évolution des phénomènes de corrosion.

Par contre, la surveillance renforcée peut être envisagée pour suivre l'évolution d'autres phénomènes, comme des tassements ou des déformations d'ensemble de l'ouvrage lié à un contexte géotechnique délicat ou à des poussées excessives.

1.6. La haute surveillance

La haute surveillance d'un ouvrage consiste à suivre l'évolution de grandeurs physiques et à provoquer, dès que ces grandeurs physiques atteignent un seuil permettant de caractériser une situation dangereuse, l'application de mesures de sécurité prédéfinies. La mise sous haute surveillance d'un ouvrage suppose en préalable :

- l'existence d'une analyse poussée des phénomènes susceptibles de se produire, permettant une évaluation raisonnable des risques correspondants ;
- l'établissement des consignes précises et qui doivent être appliquées strictement en cas de nécessité.

Il n'existe pas, à notre connaissance, de méthode éprouvée permettant de suivre en temps réel l'avancement du phénomène de corrosion affectant les armatures. En outre, la corrosion progressive des lits de renforcements n'entraîne a priori pas de déformation quantifiable de l'ouvrage, si bien que la mise sous haute surveillance en vue d'une détection préventive d'une rupture d'un mur paraît impossible, cette rupture étant du type fragile. L'évaluation du comportement d'un mur selon un modèle aux éléments finis présentée en annexe montre que des déformations détectables apparaissent très tard dans l'avancement du phénomène de corrosion.

Au final, le seul objectif de la mise sous surveillance d'un mur en remblai renforcé par éléments métalliques, atteint d'une corrosion avancée, paraît être la détection d'une rupture locale du mur de façon à permettre une intervention la plus rapide possible du service gestionnaire (fermeture de la voie portée, éloignement des voies du parement du mur...). Cette surveillance peut être basée sur des techniques de vidéosurveillance associées à du traitement d'image ou sur des méthodes plus classiques : topométrie, inclinométrie...).

1.7. L'exploitation du mur en cas de corrosion avancée ou de rupture du mur

En cas de corrosion avancée des armatures, le service gestionnaire peut être amené à prévoir des restrictions de circulation sur les voies portées ou sur les voies protégées par le mur.

En cas de rupture partielle, des confortements provisoires du type remblai de butée ou étaie peuvent être mis en œuvre pour prévenir d'autres ruptures (les zones de ruptures étant en outre très délicates à reconstituer) le temps de réaliser des investigations approfondies, d'établir un diagnostic et d'étudier un projet de réparation. Une protection de la zone de rupture contre les phénomènes d'érosion par les précipitations est à prévoir pour limiter l'évolution de la déstabilisation du massif.

L'organigramme 1 synthétise les actions de surveillance des murs en remblai renforcé par éléments métalliques.

2. Le diagnostic, connaissance de l'état actuel de l'ouvrage

Le diagnostic a pour objectif de vérifier que l'ouvrage présente un niveau de sécurité suffisant. Le niveau de sécurité visé peut correspondre au niveau de sécurité donné par le respect des justifications de dimensionnement de l'ouvrage.

Au cours de la vie de l'ouvrage, ce diagnostic peut être réalisé de deux façons :

- lorsque la corrosion est peu avancée (zones I et II), le diagnostic est établi à partir de la mesure de l'épaisseur résiduelle des armatures, de leur éventuelle protection et de l'agressivité du remblai ;
- lorsque la corrosion est relativement avancée (zone III), le diagnostic est établi sur la base d'un recalcul, s'appuyant sur des résultats d'investigations.

2.1. L'évolution des règlements de calcul

⤴ Choix du règlement de calcul

En préambule, il paraît intéressant de rappeler l'historique des principaux documents relatifs à la justification des murs en remblai renforcé par éléments métalliques, on peut ainsi citer :

- les recommandations LCPC- Sétra de 1979 (1) ;
- la norme NF P 94-220 (de 1992, mise à jour en 1998) (5) ;
- la norme NF P 94-270 (de juillet 2009) (6).

Une comparaison de ces différents textes est proposée en annexe.

On notera que l'une des principales différences réside dans l'évaluation de la résistance de calcul des armatures entre la norme NF P94-270 et les autres textes, qui eux sont équivalents. Les recommandations de 1979 et la norme NF P 94-220-0 donnent une épaisseur sacrifiée à la corrosion qui correspond à une valeur maximale de perte directement proportionnelle à la résistance de l'armature. Cette perte est en particulier fixée par la norme NF A 05-252. La norme NF P94-270 fournit une perte d'épaisseur moyenne qui doit être majorée par un facteur K dépendant du site et du type d'armature, ce facteur K étant lui-même frappé d'un coefficient partiel de sécurité γ_r . En outre, cette norme limite la perte maximale de section à 50 %. Pour l'établissement d'un diagnostic, il nous paraît souhaitable de prendre comme référence le dernier document paru à savoir la norme NF P 94-270.

▲ Comparaison des lois de corrosion

Nous avons rassemblé dans le graphique suivant (**figure 24**) les lois de corrosion envisagées par les règlements français présentés ci-avant. Pour établir des comparaisons, nous avons considéré une armature en bande, fréquemment utilisée, de 5 mm d'épaisseur (e_{a0}) et de 60 mm de large (b) et protégée par une galvanisation de 70 μm d'épaisseur (e_z). Ces armatures sont situées dans un ouvrage hors d'eau.

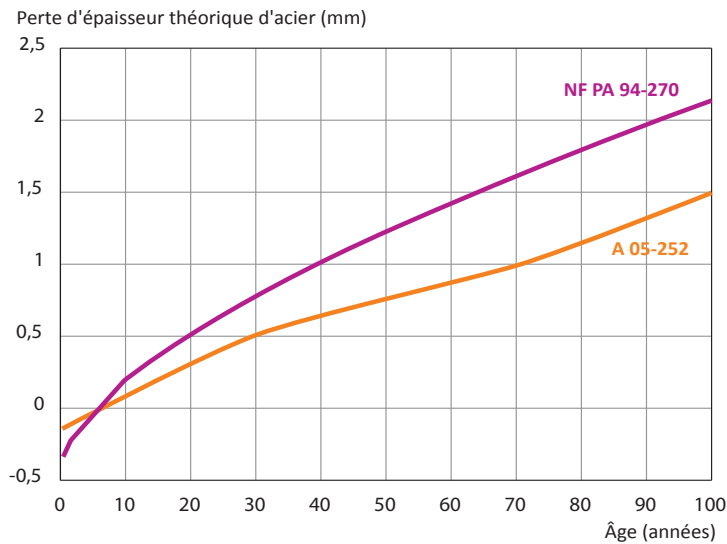


Figure 24. Comparaison des pertes d'épaisseur totale en fonction du temps de l'acier galvanisé pour différente loi de corrosion

On constate en première approche que la loi donnée par la norme NF P 94-270 est la plus sévère (la loi intègre le facteur K et le coefficient γ_r), mais il faut surtout comparer les résistances à la fin de la durée de service. Selon les recommandations de 1979, reprises par la norme NF P 94-220-0, la résistance de calcul de l'armature s'écrit :

$$R_d = \frac{f_u}{1,5} (S_0 - \Delta S)$$

avec S_0 : section de l'armature : $S_0 = b \cdot e_{a0}$;
 ΔS : perte de section de l'armature ;
 f_u : limite à rupture de l'acier.

Selon la norme NF P 94-270 la résistance de calcul de l'armature s'écrit :

$$R_d = \left(1 - \gamma_r K \frac{\Delta S}{S_0}\right) \frac{S_0 \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

avec : $K = 2$;
 $\gamma_r = 1,25$
 $\gamma_{M2} = 1,25$

On suppose que l'acier de l'armature a une limite élastique $f_y = 355$ MPa et une limite à la rupture $f_u^3 = 530$ MPa, on peut alors dresser le tableau suivant :

Règlement de calcul	Règlement pour la loi de corrosion	Durée de service (année)	Perte d'épaisseur de métal (mm)	Perte de section maximale (m ²) avec b en m	Rd = f(ea ₀) (MN si b et ea ₀ sont en m)
Recommandations de 1979	Recommandations de 1979	70	1	= 10 ⁻³ b	= 353.b (ea ₀ - 10 ⁻³)
NF P 94-220-0	NF A05-252	70	1	= 10 ⁻³ b	= 353.b (ea ₀ - 10 ⁻³)
NF P 94-270	NF P 94-270 et EN14475	75	$2 \times (AT^n - e_2) = 2 \times (25.75^{0.65} - 70) \times 10^{-3} \times 2 \times 1,25 = 1,72$	= 1,72.10 ⁻³ b	= 424.b(ea ₀ - 1,72.10 ⁻³)

Tableau 9. Comparaison des résistances de calcul à la fin de la durée de service en fonction de l'épaisseur initiale du renforcement et selon les trois règlements

Pour une armature où b = 60 mm et ea₀ = 5mm, la comparaison des résistances donne :

Règlements	Résistance Rd (kN)
Recommandations de 1979	85
NF P 94-220-0	85
NF P 94-270	83

Tableau 10. Comparaison des résistances de calcul à la fin de la durée de service pour une armature de 5 mm selon les trois règlements

On constate que les trois règlements français donnent, dans ce cas de figure, sensiblement la même valeur résistante.

2.2. Diagnostic établi à partir des mesures d'épaisseur résiduelle d'armature

L'épaisseur résiduelle peut être déterminée soit en laboratoire à partir d'un échantillon prélevé sur site (par pesage ou par mesure directe de l'épaisseur), soit in situ, en général à l'aide de palpeurs ultra-sons. La mesure en laboratoire est bien sûr plus fiable surtout si la corrosion est avancée et crée des irrégularités à la surface du renfort. Lorsque l'on a un doute sur la validité des mesures réalisées in situ, il convient de confirmer l'importance des pertes à partir d'un échantillon prélevé dans une petite fouille.

Connaissant l'épaisseur résiduelle et l'épaisseur initiale de l'armature, on peut en déduire la perte d'épaisseur totale et au final la perte d'épaisseur par face. Cette perte d'épaisseur par face est ensuite positionnée dans le diagramme bi-logarithmique présenté au § 1.3, conformément aux principes de l'annexe A4 du document (2).

Pour un ouvrage construit avant 1979 (date de parution du document (1)), nous recommandons de réaliser, si cela n'a jamais été fait, un diagnostic avec recalcul basé au minimum sur les résultats d'une petite fouille et d'une campagne de carottages en parement.

2.3. Diagnostic établi à partir d'un recalcul

Le diagnostic avec recalcul est déclenché dès que la perte d'épaisseur d'acier est supérieure à celle prise en compte pour le dimensionnement de l'ouvrage ou pour tous les murs construits avant 1979.

➤ Les données nécessaires à la réalisation d'un recalcul

Pour pouvoir réaliser un diagnostic approfondi avec recalcul de l'ouvrage, il est nécessaire de disposer des éléments suivants :

⤴ Caractéristiques d'origine du renforcement :

- section initiale (S_0) du renforcement ;
- contrainte de rupture (f_r) de l'acier ;
- épaisseur initiale d'acier (ea_0) ;
- épaisseur initiale de galvanisation (ez).

Si le dossier de l'ouvrage ne permet pas de renseigner ces paramètres, il convient, lors des investigations, de mesurer ces éléments sur des échantillons d'armature non corrodés. On réalisera en particulier des essais de traction sur ces échantillons de façon à évaluer la résistance caractéristique « initiale » des renforcements.

En première approche, ces paramètres peuvent être estimés à partir des valeurs moyennes issues de mesures.

⤴ État de conservation des armatures

- perte d'épaisseur moyenne Δa d'acier par face ;
- résistance résiduelle à rupture en traction de l'acier R_{res} .

La perte d'épaisseur moyenne d'acier n'est pas forcément aisée à déterminer. La corrosion est relativement hétérogène et les mesures locales d'épaisseur sont difficiles à réaliser du fait d'une surface irrégulière. En outre la galvanisation peut être encore localement présente ce qui perturbe la précision de la mesure. On notera que pour les ouvrages véritablement corrodés, on peut généralement supposer que la galvanisation a entièrement disparu et

que les épaisseurs résiduelles sont uniquement constituées de l'acier des renforcements. Dans la pratique, le moyen le plus simple et le plus précis d'obtenir la perte moyenne est de comparer la masse résiduelle avec la masse théorique d'origine de l'échantillon. Cette méthode est bien adaptée aux armatures de section constante (armatures lisses) pour lesquelles la masse d'origine peut être estimée de manière fiable. Par contre, elle est plus délicate pour les armatures avec nervures, car il faut connaître la masse et donc la géométrie d'origine des nervures présentes sur l'échantillon pesé. Pour cela, on considérera en première approche que le renforcement est conforme à la géométrie des renforcements donnée par les fiches techniques du procédé.

La résistance résiduelle à rupture est déterminée sur la base d'un essai de traction. Il est rare de disposer d'un nombre important d'essais pour un lit de renforcement et l'on retient généralement la valeur moyenne des essais réalisés sur des éléments de renforcement prélevés dans des zones d'agressivité de remblai homogènes (c'est l'approche proposée par le document (1)). Cette valeur de résistance peut être modulée en fonction des observations faites sur site sur des armatures non prélevées (en particulier si l'on a constaté des armatures rompues) ou pour tenir compte de concentrations particulières de corrosion ; un calcul en fourchette est toujours souhaitable. On ne considère en général pas de redistribution d'efforts (en tout cas pas au-delà de la moyenne des résistances) et la ruine de l'ouvrage est donc supposée atteinte lorsque le niveau de sollicitation de calcul d'un lit dépasse sa résistance de calcul.

Enfin, l'estimation des efforts dans les renforcements est notamment liée aux caractéristiques du remblai du massif et du remblai à l'arrière du massif. En l'absence de donnée dans le dossier d'ouvrage et à défaut d'essai de reconnaissance in situ, les paramètres suivants peuvent être considérés :

✧ Caractéristiques du remblai du massif

- angle de frottement : 36° ;
- cohésion : négligée ;
- poids volumique 20 kN/m^3 .

✧ Caractéristiques du remblai à l'arrière du massif

- angle de frottement : 30° , sauf cas particuliers (s'il s'agit du sol du terrain naturel, l'angle de frottement pris en compte est fonction de la nature du matériau) ;
- cohésion : négligée ;
- poids volumique 20 kN/m^3 .

Dans la démarche de diagnostic, nous avons déterminé deux niveaux de recalcul :

➤ Recalcul sommaire

Ce recalcul est réalisé lorsque l'on constate pour la première fois que l'armature d'un lit de renforcement présente des pertes par face relevant de la zone III. Ce recalcul est dénommé sommaire car les données caractérisant les renforcements sont encore incomplètes à ce stade. On dispose en effet au minimum des résistances résiduelles des premiers lits obtenues sur des échantillons prélevés dans des petites fouilles, accompagnées d'un examen visuel d'autres lits observés depuis des carottages en parement. Pour pouvoir réaliser le recalcul, il est nécessaire de connaître la géométrie du renforcement (longueur et section des renforts, espacement vertical des lits, nombre de renfort au mètre linéaire de mur), ce qui impose en général de disposer au minimum d'un plan conforme à l'exécution.

Le recalcul permet de déterminer la traction dans chacun des lits de renforcement. On peut par défaut faire l'hypothèse, généralement défavorable, que toutes les armatures sont corrodées de la même façon que celle prélevées dans la petite fouille. Cette hypothèse peut être nuancée à partir de l'observation visuelle faite à partir de la campagne de carottages. Cette traction de calcul est ensuite comparée, lit par lit, à la résistance résiduelle issue des essais de traction sur échantillons. On peut considérer que l'ouvrage est réglementaire si pour tous les lits, la résistance résiduelle en traction est supérieure à 1,25 fois la traction de calcul² (coefficient de sécurité γ_{M2} sur la contrainte à rupture de l'acier). Sinon, l'ouvrage doit être considéré comme non réglementaire.

➤ Recalcul détaillé

Ce recalcul est réalisé lorsque le diagnostic établi sur la base du recalcul sommaire montre que l'ouvrage n'est pas réglementaire ou si la durée de vie résiduelle de l'ouvrage est inférieure à 15 ans, ou directement si l'on a suffisamment de données pour quantifier le phénomène de corrosion. Ce recalcul est dénommé « détaillé » car on suppose que les investigations réalisées sur le mur permettent d'avoir une estimation fiable de la résistance de l'ensemble des lits de renforcement. À ce stade une grande fouille a donc été réalisée. Comme pour le recalcul sommaire, il faut disposer des plans conformes à l'exécution et si possible des notes de calcul de dimensionnement.

Le recalcul permet, comme précédemment, de déterminer la traction de calcul dans chacun des lits de renforcement. Cette traction de calcul est ensuite comparée, lit par lit, à la résistance résiduelle issue des essais de traction sur échantillons. On peut considérer que l'ouvrage est réglementaire si pour tous les lits la résistance résiduelle en traction est supérieure à 1,25 fois la traction de calcul (coefficient de sécurité γ_{M2} sur la contrainte à rupture de l'acier). Sinon, l'ouvrage doit être considéré comme non réglementaire et il convient de se prononcer sur l'urgence d'une réparation et sur la nécessité de mettre en place des mesures d'exploitation visant à assurer la sécurité des usagers et des riverains.

² On entend par traction de calcul, la traction dans les armatures déterminée à l'état limite ultime en combinaison fondamentale.

3. Le pronostic de la durée de vie résiduelle de l'ouvrage

On détermine la date à partir de laquelle l'ouvrage ne présentera plus une sécurité jugée suffisante. Nous proposons de retenir comme seuil, le niveau de sécurité donné par la norme NF P 94-270. La fin de la durée de service correspond alors à la date pour laquelle la résistance de calcul de l'armature est égale à l'effort de traction de calcul.

$$R_d = T_d$$

L'effort de traction de calcul est déterminé par le biais d'un modèle de calcul à partir des valeurs caractéristiques des actions affectées d'un coefficient partiel de sécurité de type γ_G ou γ_Q ; il est en outre affecté d'un coefficient partiel de sécurité de modèle γ_d .

L'évaluation de la résistance de calcul considérée est celle donnée par la norme NF P 94-270. Cette résistance est obtenue à partir de la résistance caractéristique par application d'un facteur partiel sur la résistance de type γ_M :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

D'après la norme, la résistance de calcul est déterminée par l'expression :

$$R_d = (1 - \gamma_r K \frac{\Delta S}{S_0}) \frac{S_0 f}{\gamma_{M2}} \quad (a)$$

avec :

K : coefficient prenant en compte l'hétérogénéité de la corrosion

γ_r : facteur partiel couvrant les incertitudes sur la perte maximale (K. ΔS)

ΔS : perte de section moyenne de l'armature

S_0 : section initiale de l'armature ($S_0 = b \cdot e_0$)

e_0 : épaisseur nominale initiale de l'armature

b : largeur nominale initiale de l'armature

f : contrainte de rupture de l'acier de l'armature

γ_{M2} : facteur partiel sur la résistance à la traction de l'acier

La valeur des paramètres γ_r, γ_{M2} est fixée par la norme NF P 94-270 (1,25 pour les deux). La valeur du paramètre K peut être issue des investigations et déterminée pour chaque lit de renforcement ou bien prise de façon généralement sécuritaire à la valeur fixée par la norme (cf. annexe 5.2).

Le terme $\frac{S_0 f}{\gamma_{M2}}$ correspond à la résistance initiale de calcul de l'armature non corrodée que

l'on peut noter $R_{d'0}$.

La perte de section moyenne pour une armature en bande peut s'écrire $\Delta S = 2.b.\Delta a$ où Δa est la perte d'épaisseur d'acier moyenne par face. Comme la corrosion suit une loi du type

$$P = A.T^n, \text{ on a } \Delta a = P - e_z = A.T^n - e_z, \text{ puis } \Delta S = 2.b.(A.T^n - e_z)$$

avec

P : perte de métal par face au cours du temps en μm

A : diminution d'épaisseur pendant la première année en μm

T : temps en année

n : coefficient d'amortissement de la loi de corrosion

e_z : épaisseur initiale de galvanisation sur l'armature

Le paramètre n est pris égal à 0,65 pour un ouvrage hors d'eau et à 0,60 pour un ouvrage immergé en eau douce. Le paramètre A est déterminé à partir de résultats d'investigation (cf. annexe).

La relation (a) peut alors s'écrire :

$$R_d = (1 - \gamma_r K \frac{2(AT^n - e_z)}{e_0}) R_{d,0} \quad (b)$$

La durée de service T_s correspond à la date à laquelle la résistance de calcul R_d est égale à la traction de calcul T_d .

À partir de l'expression (b), on peut donc déterminer la durée de service T_s correspondant à l'âge de l'ouvrage auquel les conditions de vérification de l'ouvrage cesseront d'être satisfaites :

$$T_s = \left[\frac{e_0}{2\gamma_r KA} \left(1 - \frac{T_d}{R_{d,0}} \right) + \frac{e_z}{A} \right]^{\frac{1}{n}} \quad (c)$$

Par ailleurs, la norme NF P 94-270 précise que le terme $K\Delta S/S_0$ doit rester inférieur à 0,5, c'est-à-dire que la perte maximale de section doit rester inférieure à 50 % de la section d'origine. On peut déterminer l'âge de l'ouvrage T'_s où cette condition cesse d'être vérifiée :

$$T'_s = \left[\frac{1}{A} \left(\frac{0,25.e_0}{K} + e_z \right) \right]^{\frac{1}{n}} \quad (d)$$

Connaissant l'âge de l'ouvrage et les âges T_s et T'_s , on en déduit la durée de vie résiduelle du mur.

Comme précisé ci-avant, les paramètres A et K des expressions (c) et (d) sont généralement déterminés à partir des résultats d'investigations réalisées sur l'ouvrage à un instant donné. Ces paramètres évoluent dans le temps et il convient donc d'être prudent sur les valeurs

considérées surtout si la date de fin de vie déterminée par le pronostic est éloignée de la date des investigations ayant permis de fixer ces paramètres.

Un exemple de diagnostic et de pronostic d'évolution d'un mur en remblai renforcé par éléments métalliques est présenté en annexe 5. L'analyse est basée sur l'utilisation de l'outil DIPTERA-LCPC (8).

L'organigramme 2 synthétise la démarche de diagnostic et de pronostic des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques.

4. Les évolutions attendues dans le diagnostic des ouvrages

4.1. Amélioration en terme de gestion du patrimoine

Le Sétra développe actuellement des démarches d'analyse de risques sur certaines familles d'ouvrages sensibles dont les murs en remblai renforcé par éléments métalliques. Ces démarches ont pour objectif d'avoir une meilleure connaissance du patrimoine routier national. Elles doivent permettre de hiérarchiser et de cibler les actions de surveillance et de réparation.

L'appréciation du risque se fait par l'évaluation d'aléas auxquels l'ouvrage peut être exposé, de la vulnérabilité de l'ouvrage vis-à-vis de ces aléas et des conséquences liées à son intégrité. Pour les ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques, le seul aléa envisagé est la corrosion des armatures.

Pour plus d'informations, nous renvoyons le lecteur à la méthode d'analyse des risques mise au point par le Sétra, dont voici les références :

- « *Analyse des risques appliquée aux buses métalliques* », guide méthodologique, version provisoire, Sétra, octobre 2010.
- « *Analyse des risques appliquée aux viaducs à travées indépendantes en poutres précontraintes (VIPP)* », Sétra, novembre 2010.
- « *Analyse des risques des ouvrages en remblai renforcé relevant de la technologie Terre Armée®* », guide méthodologique, Sétra, à paraître.

4.2. Amélioration des méthodes d'investigations

Dans ce domaine, des progrès sont à attendre dans les méthodes de caractérisation non destructives de l'état de corrosion des armatures, notamment en raison des pressions liées à l'exploitation et au coût de maintenance.

Parmi les développements attendus, on peut citer la mise en œuvre de techniques optiques in situ ou en laboratoire (par exemple sur moulages) permettant de reconstituer la géométrie corrodée d'armatures exhumées, sans être prélevées, à partir de sondages

locaux de type carottage. Connaissant la géométrie corrodée, il apparaît envisageable d'évaluer la résistance résiduelle de l'élément ausculté par modélisation mécanique pour peu que l'on dispose d'un minimum d'informations sur le métal constituant les armatures (limite élastique et résistance à la rupture notamment).

D'autres développements souhaitables concernent les techniques électrochimiques de suivi de l'avancement de la corrosion des éléments de renforcement (mesures de potentiel, mesures de résistance de polarisation, mesure in situ de l'agressivité du sol...).

Il apparaît par ailleurs souhaitable d'adapter l'instrumentation initiale des ouvrages en fonction de l'analyse des risques auxquels il est soumis.

Par exemple, pour les ouvrages dont le risque de corrosion provient essentiellement de la pollution du remblai par les sels de déverglaçage, il semble opportun de préconiser des témoins de durabilité verticaux permettant d'apprécier le gradient de corrosion dans la hauteur du massif.

Pour les ouvrages en ambiance marine, on doit plutôt envisager des témoins horizontaux permettant d'évaluer également la corrosion des dispositifs d'attache des armatures au parement.

4.3. Amélioration des outils de diagnostic

Une meilleure évaluation du comportement d'un ouvrage en sol renforcé dont les armatures connaissent un phénomène de corrosion pourra également provenir de la mise en œuvre de modèles de calcul élaborés.

On peut d'une part penser ici aux méthodes par éléments finis permettant notamment d'apprécier les éventuelles redistributions d'efforts entre armatures, ce qui est très délicat avec les modélisations classiques basées sur les normes de dimensionnement des ouvrages. La méthode des éléments finis peut ainsi permettre de pousser l'étude du comportement de l'ouvrage au-delà du fonctionnement décrit par les textes réglementaires de dimensionnement.

On peut espérer mieux comprendre l'évolution de l'ouvrage et notamment l'ordre de grandeur des vitesses de déformation et donc mieux évaluer la pertinence du diagnostic antérieur. On peut aussi mieux évaluer le niveau de risque et principalement les conséquences potentielles de la rupture des armatures qui risquent de céder les premières. Les hypothèses de calcul à retenir sont les mêmes que celles pour le pronostic de la durée de vie résiduelle de l'ouvrage, en ce qui concerne l'état de corrosion des armatures et sa vitesse d'évolution et la relation entre perte d'épaisseur et perte de résistance. Il faut ajouter en plus des caractéristiques sur le comportement mécanique du sol ainsi que sur l'interface sol/armature.

La mise en œuvre de la méthode des éléments finis peut se faire de plusieurs manières : selon la prise en compte de la géométrie (modélisation en 2D ou en 3D) et selon le type de

modélisation des armatures. Les armatures peuvent être modélisées avec leur géométrie au même titre que les éléments de sol ou bien être prises en compte sans leur géométrie par des méthodes d'homogénéisation.

Il n'existe pas actuellement de méthode standardisée ; un calcul utilisant une méthode d'homogénéisation multiphasique en 2d développée dans le cadre d'une thèse CERMES-LCPC (9) est présenté en annexe.

On peut également citer les méthodes basées sur une analyse fiabiliste avec la prise en compte de probabilités de corrosion.

Bibliographie

(1) « *Les ouvrages en Terre Armée® : Recommandations et règles de l'art* », LCPC / Sétra, septembre 1979 (réimpression en juillet 1991, avec fiches techniques actualisées).

(2) « *Les ouvrages en Terre Armée® : guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement* », Sétra, décembre 1994.

(3) « *Les ouvrages de soutènement : guide de conception générale* », Sétra, décembre 1998.

(4) « *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques* », guide technique LCPC, juillet 2003.

(5) Norme NF P 94-220 (de 1992, mise à jour en 1998, annulée et remplacée par la NF P 94-270).

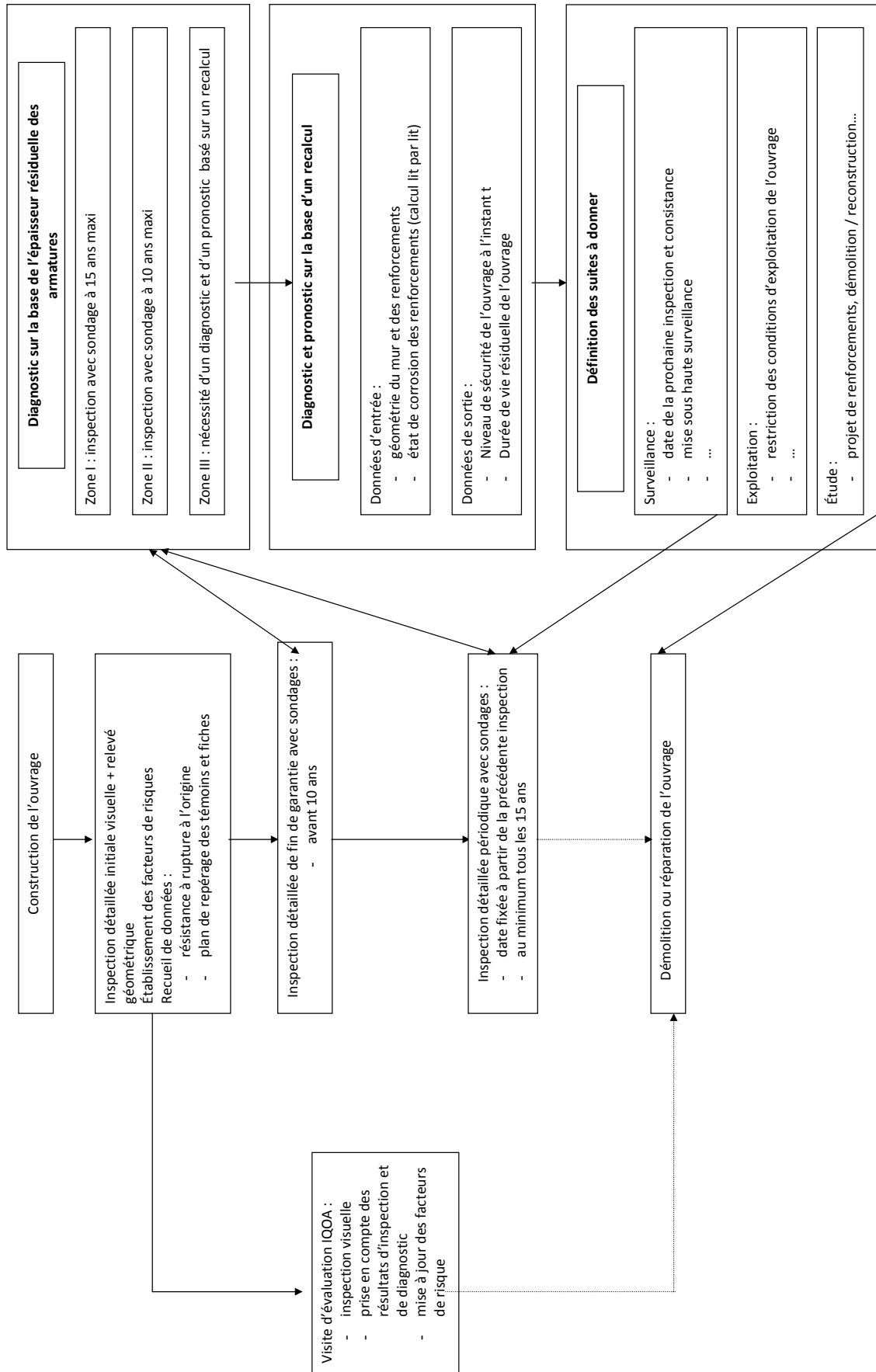
(6) Norme NF P 94-270 (de juillet 2009).

(7) ITSEOA.

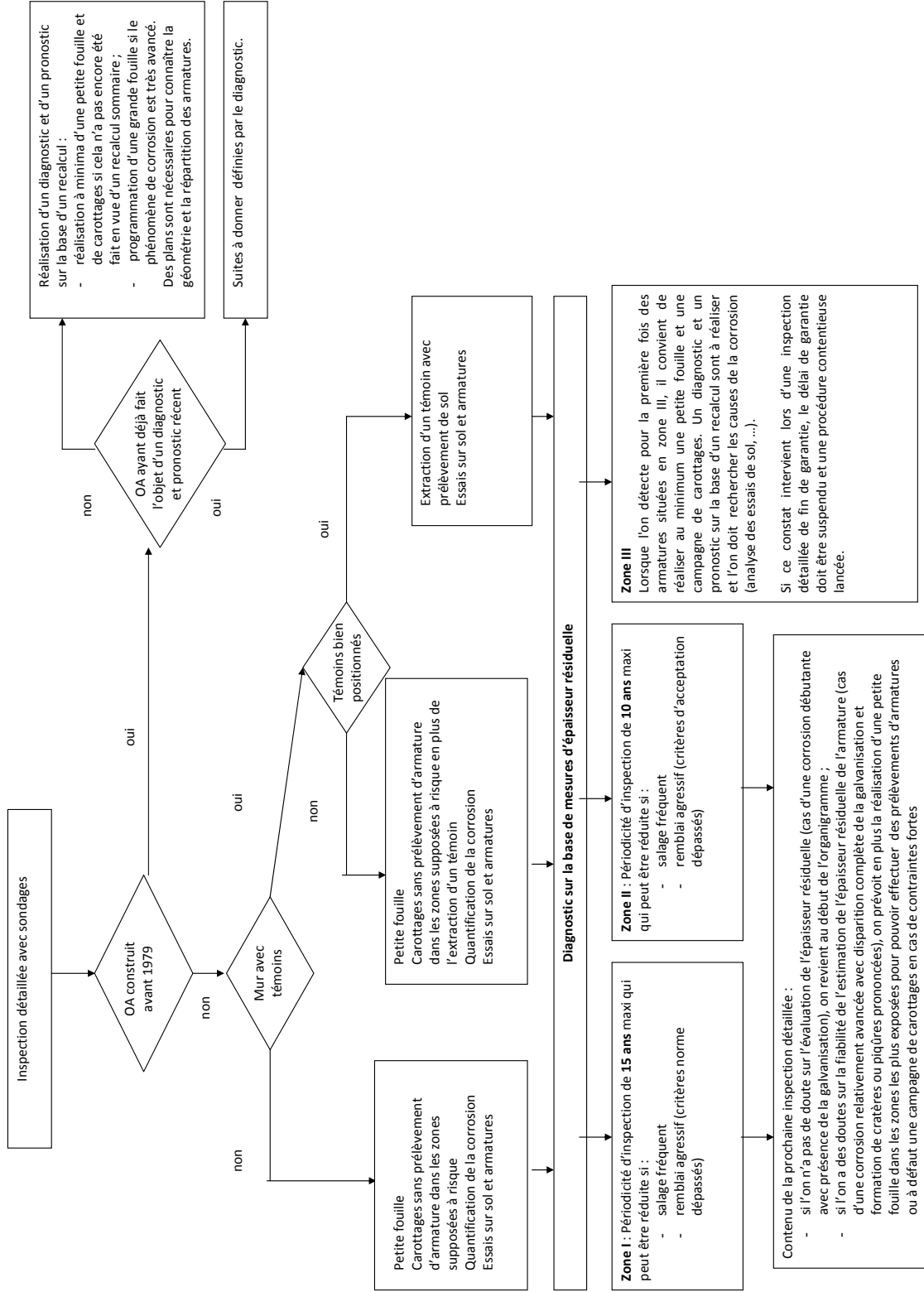
(8) Outil de diagnostic DIPETERA, LCPC.

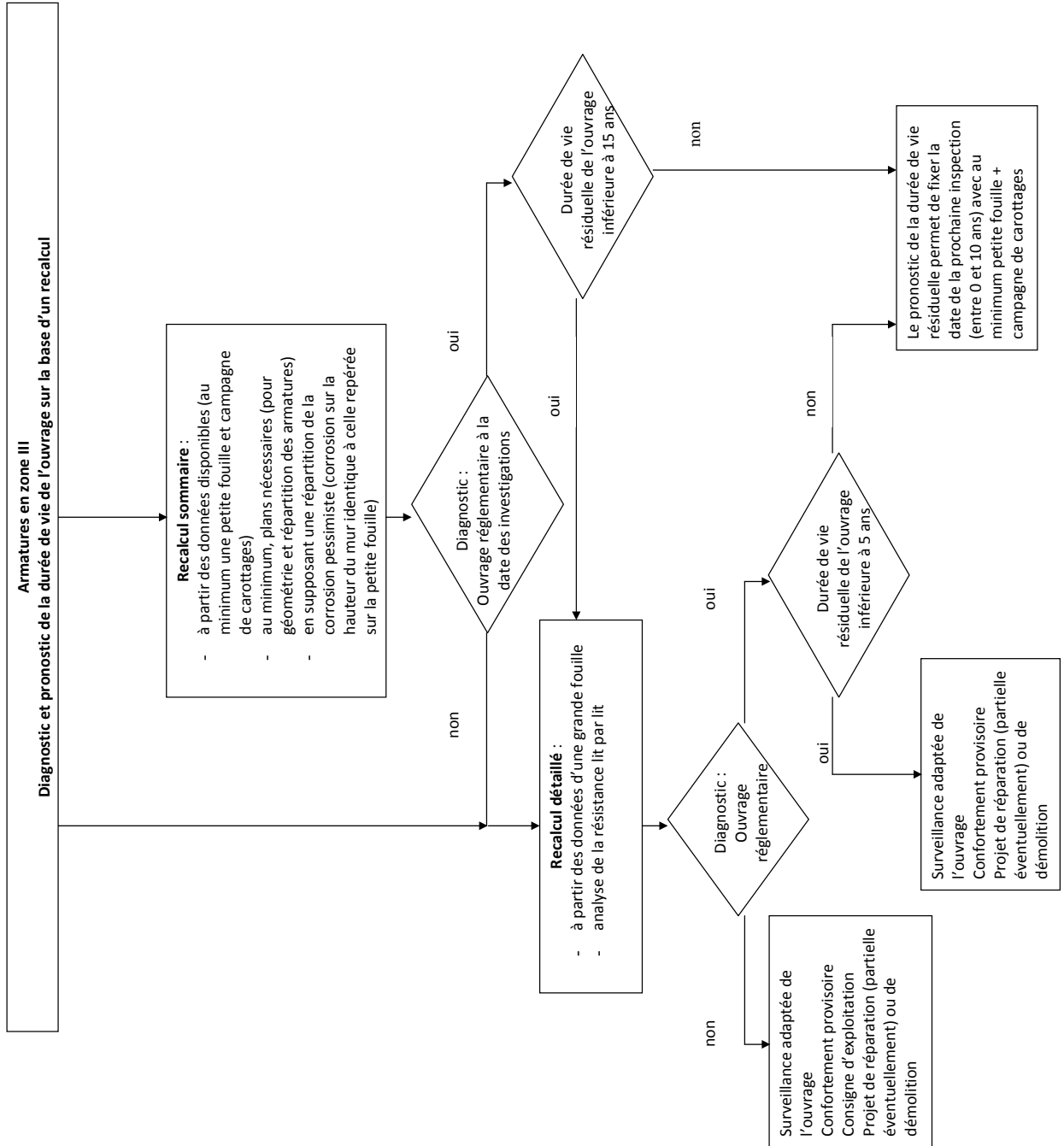
(9) T.-L. Chau, « *Effet de la corrosion des armatures sur le comportement des murs en remblai renforcé par des éléments métalliques* », thèse de l'Université Paris-Est, soutenue le 27 septembre 2010.

ORGANIGRAMME 1



ORGANIGRAMME 2





Chapitre 6. Recommandations sur la prise en compte de la surveillance et de l'entretien dans la conception des ouvrages

Introduction

Les ouvrages de soutènement en remblais renforcés par des éléments métalliques et plus particulièrement les ouvrages réalisés avec le procédé « Terre Armée® » qui constituent les ouvrages les plus importants et le plus grand nombre, nécessitent des méthodes de surveillance particulières qui sont exposées dans le guide technique édité par le LCPC en juillet 2003 « *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcés par des éléments métalliques* » (1).

Le principe de la méthodologie pour établir le diagnostic d'un ouvrage repose sur l'analyse simultanée de ses défauts et désordres apparents (inspection détaillée visuelle réalisée conformément à l'Instruction Technique du 19 octobre 1979 révisée par la circulaire du Directeur des Routes du 26 décembre 1995 (2) et de ses facteurs de risque de désordres.

Les facteurs de risque sont les facteurs susceptibles de provoquer ou d'aggraver certains désordres. Ils peuvent être évalués à partir du dossier d'ouvrage lorsqu'il existe et des observations in situ. Au cours de la démarche de diagnostic, des analyses complémentaires pourront permettre de confirmer la présence de certains facteurs de risque de désordres.

Pour appréhender l'état des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques, une simple inspection détaillée est, en règle générale, insuffisante. Cet état, qui est lié en grande partie au niveau de corrosion affectant les éléments métalliques de renforcement, peut être apprécié par les différentes méthodes exposées aux chapitres précédents.

Ainsi, la surveillance et l'entretien de ces ouvrages peuvent être grandement facilités d'une part par des dispositions de conception et / ou de construction dont le coût est souvent insignifiant lorsqu'elles sont prises dès le stade de la conception de l'ouvrage ; d'autre part, par la constitution lors de la construction d'un dossier d'ouvrage complet. À l'inverse, ces opérations peuvent s'avérer extrêmement lourdes, coûteuses et contraignantes vis-à-vis de l'exploitation des voies de circulation lorsque de telles dispositions n'ont pas été prévues.

Le présent chapitre présente un certain nombre de recommandations qu'il faudrait suivre lors de la construction d'un mur en remblai renforcé par des éléments métalliques afin

d'améliorer la conception d'une façon générale et afin de faciliter l'établissement du diagnostic pendant la vie de l'ouvrage.

1. Recommandations

1.1. Choix d'un ouvrage de soutènement dans le domaine des ouvrages routiers

Ce choix a été développé dans la note d'information Ouvrages d'Art n° 20 du Sétra de décembre 1995 (3) et a été repris dans la quatrième partie du guide de conception générale « *Les ouvrages de soutènement* » du Sétra de décembre 1998 (4).

Cette note d'information a pour objet d'aider les maîtres d'œuvre dans le choix d'une solution de soutènement, pour une situation donnée, en proposant une méthode basée sur la confrontation de l'importance de l'ouvrage à construire (ouvrage simple – ordinaire ou sensible) avec la connaissance que l'on peut avoir de la technique ou du procédé dont l'emploi est envisagé (technique classique – non classique ou récente – innovante).

Cette note rappelle également l'importance, pour réaliser ce choix, de l'assistance d'un géotechnicien spécialisé.

1.2. Dossier d'ouvrage

Outre le contenu précisé à l'article 2.1.7 du fascicule 01 « *Dossier d'ouvrage* » de l'Instruction Technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art, les éléments qui permettront de faciliter le diagnostic sont :

- **Au niveau de la note de calculs**
 - La durée d'utilisation de l'ouvrage ;
 - La loi de corrosion prise en compte ;
 - Le coefficient de dégradation due aux phénomènes de corrosion ;
 - La prise en compte des efforts liés à l'extraction des témoins de durabilité (renforcement de l'écaille concernée par exemple).
- **Au niveau des plans de récolement**
 - les caractéristiques géométriques et mécaniques des armatures ;
 - le nombre d'armatures par écailles ;
 - le positionnement des témoins de durabilité et le nombre de témoins par écaille équipée.
- **Au niveau des contrôles extérieurs**

Nota : Il est recommandé de compléter les contrôles intérieurs de l'entreprise par des contrôles extérieurs.

- les caractéristiques des matériaux du remblai (granulométrie, résistivité, pH, teneur en sels solubles, teneur en sulfures, matières organiques).
- en cas d'utilisation de matériaux de remblai qui ne respectent pas les caractéristiques définies à l'article 3.1.1 des recommandations et règles de l'art pour la réalisation des Ouvrages en Terre Armée® (septembre 1979 Sétra -LCPC) (5) et repris en annexe A et B de la norme NF EN 14475 (6) de janvier 2007, quelles mesures compensatoires ont été prises (augmentation de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion par exemple, augmentation du nombre de témoins de durabilité, autres exemples...);
- la résistance à la rupture de l'acier constitutif mesurée sur quelques armatures (ces contrôles doivent être prévus dans le CCTP de manière à ce que l'entreprise approvisionne quelques armatures supplémentaires);
- la résistance au cisaillement de la soudure entre une barre longitudinale et une barre transversale et interpénétration de ces barres en cas d'utilisation d'un renforcement constitué de treillis soudés (appelés également grilles).

1.3. Les témoins de durabilité

1.3.1 Généralités

Il s'agit d'échantillons représentatifs des éléments de renforcement auxquels l'accès est généralement aisé et qui sont en principe facilement extractibles, dont le but est de contrôler l'évolution des phénomènes de dégradations :

- corrosion dans le cas des armatures en bande ;
- corrosion et résistance au cisaillement des assemblages soudés dans le cas de treillis soudés.

Pour les ouvrages en sols renforcés par des éléments métalliques et compte-tenu de la nature même des aciers qu'il est recommandé d'utiliser pour ces ouvrages (aciers ordinaires, protégés ou non, susceptibles d'une corrosion de type généralisée), il n'est pas nécessaire que les témoins de durabilité soient sollicités comme les éléments de renforcement eux-mêmes. Dans ce cas, ils peuvent être constitués simplement d'un élément de renforcement de longueur réduite que l'on pourra extraire aisément à partir du parement si certaines dispositions sont prévues à cet égard.

1.3.2 Les témoins de durabilité dans les ouvrages relevant du procédé Terre Armée®

Pour les ouvrages Terre Armée®, les premiers témoins de durabilité ont été mis en place sur les ouvrages « importants » à partir de 1979 et à partir de 1986 sur tous les ouvrages.

Il s'agit d'échantillons d'armatures de 60 cm à 1 m de longueur du même type que celles utilisées dans l'ouvrage. Ces éléments et leur mode d'extraction sont décrits :

* dans l'article 1.3.1.5 du document *Recommandations et règles de l'art* : les ouvrages en Terre Armée® 1979 pour les ouvrages les plus anciens ;

* dans l'annexe A3 du guide *Sétra pour la Surveillance Spécialisée et le Renforcement des Ouvrages en Terre Armée®* (décembre 1994) (7) pour les dispositifs mis en œuvre à la date de parution du guide. L'annexe A2 de ce guide décrit les modes opératoires à appliquer suite à l'extraction d'un témoin de durabilité.

Pour les ouvrages situés à proximité des voies ferrées électrifiées, la SNCF exige la mise en place de « témoins de potentiel » pour suivre les effets éventuels des courants vagabonds, en complément des témoins de durabilité. Ces témoins sont constitués par l'association d'une armature témoin et d'une électrode et décrits dans l'article 3.5 du guide technique « *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques* » du LCPC de juillet 2003.

En l'absence de retour d'expérience, nous proposons de réaliser régulièrement des mesures de potentiel et d'examiner l'état du témoin en cas de dérive de ces mesures.

1.3.3 Les témoins de durabilité dans les ouvrages en remblai renforcé par des treillis soudés

Ces témoins de durabilité doivent avoir des dimensions suffisantes pour permettre d'effectuer après extraction, s'il y a lieu, des essais de résistance au cisaillement des assemblages soudés dans les conditions définies dans la norme NF EN ISO 15630-2 (8) (au moins un croisillon de 20 cm de longueur pour l'armature longitudinale et de 10 cm pour l'armature transversale).

1.3.4 Implantation des témoins de durabilité

En règle générale, les témoins de durabilité sont implantés en partie basse de l'ouvrage (zone où les armatures de TA sont les plus sollicitées). Cependant, comme cela a été montré dans les chapitres précédents, la corrosion est généralement plus intense dans la partie supérieure du remblai (sur une hauteur de 3,0 m environ). En conséquence, il y a lieu de prévoir également l'implantation de témoins de durabilité dans les écailles de la première ou de la deuxième rangée supérieure, en évitant de les positionner sous les dalles de transition dans le cas des murs de culée.

Outre ces deux critères, l'implantation des écailles qui comportent des témoins de durabilité devra permettre un accès aisé (en utilisant les mêmes moyens que ceux nécessaires pour l'inspection détaillée visuelle) et se situer dans des zones où le risque de pollution ou d'évolution des remblais est le plus grand (infiltration d'eaux chargées des sels de déverglaçage...).

1.3.5 Nombre de témoins

Le tableau III du guide technique « *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques* » rappelle les pratiques courantes de planification d'extraction des témoins : à savoir une première extraction de témoins avant 10 ans puis une fréquence d'extraction de 15 ans, soit 7 prélèvements pour une durée de vie de 100 ans.

En raisonnant pour une superficie de mur de 500 m² et en considérant que les écailles spécifiques comportent 4 témoins de durabilité, la mise en place de 4 écailles témoins en partie supérieure et de 2 écailles témoins en partie inférieure permettrait de réaliser les prélèvements suivants (voir tableau ci-après) tout en gardant en réserve quelques témoins.

Nombre d'années après la réception	Nombre de témoins en partie inférieure	Nombre de témoins en partie supérieure
< 10 ans	1	1
25 ans	1	2
40 ans	1	1
55 ans	1	2
70 ans	1	2
82 ans	1	2
90 ans	1	2
Total	7 (en réserve 1 témoin)	12 (en réserve 4 témoins)

Tableau 11. Nombres de témoin à prélever aux différents âges de l'ouvrage

Pour un mur de surface comprise entre 500 et 1 000 m², on prévoit 3 écailles en partie basse et 6 écailles en partie haute, soit un total de 9 écailles (36 témoins).

Pour un mur de surface comprise entre 1 000 et 2 000 m², on prévoit 4 écailles en partie basse et 8 écailles en partie haute, soit un total de 12 écailles (48 témoins).

Ensuite, on ajoute tous les 1 000 m², 1 écaille témoin en partie basse et 2 écailles témoins en partie haute.

Ces propositions sont plus contraignantes que celles figurant dans le « *Guide de conception générale – Les ouvrages de soutènements* » publié par le Sétra en 1998.

1.3.6 Exploitation des témoins de durabilité

Les témoins extraits feront l'objet :

- d'un examen visuel avant et après enlèvement des produits de corrosion ;
- d'une détermination des pertes d'épaisseur du métal de base et le cas échéant, de zinc ;

- d'une mesure de résistance résiduelle qui sera comparée à la résistance initiale des témoins.

Afin de pouvoir réaliser ces différentes opérations, il est nécessaire :

- que les écailles qui comportent les témoins de durabilité soient repérées sur les plans d'exécution (à noter cependant que ces écailles comportent un signe distinctif) ;
- que les témoins aient été numérotés ;
- que chaque témoin ait fait l'objet d'une fiche qui doit figurer dans le dossier d'ouvrage et sur laquelle on doit trouver :
 - ↪ le nom de l'ouvrage ;
 - ↪ le numéro du témoin ;
 - ↪ le poids ;
 - ↪ la résistance à la rupture de l'acier constitutif du lot d'armatures.
- de disposer d'une procédure d'extraction des témoins et du matériel nécessaire à cette extraction (ce matériel peut être exigé dans le cadre du marché de travaux).

Nota : Ces différents éléments doivent être exigés dans le CCTP.

1.4. Suivi des déformations

Les différentes mesures qui permettent d'assurer le suivi des déformations d'un ouvrage en remblai renforcé par éléments métalliques sont décrites dans le guide technique « *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques* » du LCPC de Juillet 2003. On peut ainsi citer les techniques suivantes : topométrie (optique ou laser), distancemétrie, planimétrie ou photoprofils laser, inclinométrie...

Ce suivi nécessite l'existence de repères orthonormés marqués de façon indélébile sur l'ouvrage et la réalisation d'une première mesure lors de l'inspection initiale.

1.5. Protection contre les eaux de ruissellement

Lorsque l'ouvrage de soutènement en remblai renforcé supporte une voie routière, des dispositifs de collecte et d'évacuation sont prévus pour éviter l'infiltration des eaux de surface dans le remblai constitutif de l'ouvrage.

Lorsque de plus, l'itinéraire est traité en hiver par des sels de déverglaçage, une géomembrane étanche doit être interposée entre la chaussée et le remblai. Ces dispositifs ont pour objectif d'éviter non seulement les circulations d'eau dans le massif (risque d'entraînement des matériaux fins de remblai) mais aussi et surtout la pénétration d'agents agressifs tels

que les chlorures (sels de déverglaçage par exemple) ou de déversements accidentels de substances dangereuses qui peuvent favoriser le développement de la corrosion des armatures.

L'article correspondant du CCTP type PETRA du Sétra fournit des indications concernant le complexe étanche à prévoir.

L'article 1.3.2.2. « *Protection contre les eaux* » des « *Recommandations et règles de l'art des ouvrages en Terre Armée®* » Sétra -LCPC de septembre 1979 présente sous forme de schémas les dispositions à prendre pour évacuer les eaux en dehors du massif et la profondeur à laquelle doit se situer ce complexe afin de ne pas être détérioré par les équipements routiers (supports de glissière battus par exemple).

1.6. Présence d'un réseau d'assainissement

La présence d'un réseau d'assainissement dans un massif de remblai renforcé par des éléments métalliques est à éviter autant que faire se peut (difficultés de compactage, risques de fuite entraînant des poussées hydrostatiques sur l'écran non prises en compte dans les calculs justificatifs) et pourrait conduire à un effondrement local du mur.

Si la présence de ce réseau ne peut être évitée, il faudra vérifier son étanchéité lors de l'inspection initiale et lors de chaque inspection détaillée du massif (épreuve d'étanchéité cf. article VI.1.5 du fascicule 70 du CCTG).

1.7. Habillage des parements

Certains architectes, peu préoccupés par la gestion future de l'ouvrage, proposent l'habillage de parement de murs en remblai renforcé, par exemple à l'aide de rondins de bois (**photo 33**).



Photo 33. Habillage bois en parement d'un massif en sol renforcé

Ces solutions coûteuses sont à proscrire car elles rendent très difficile la surveillance du mur et nécessitent un suivi spécifique. Il est recommandé de travailler directement sur l'architecture du parement (parement structuré, parement teinté dans la masse).

Bibliographie

(1) « *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments métalliques* », guide technique LCPC, juillet 2003.

(2) IT 79, « *Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art* », Direction des Routes et de la Circulation Routière, 19 octobre 1979, révisée le 26 décembre 1995.

(3) « *Éléments pour le choix d'un ouvrage de soutènement dans le domaine des ouvrages routiers* », note d'information Ouvrages d'Art n° 20 du Sétra, décembre 1995.

(4) « *Les ouvrages de soutènement* », guide de conception générale, Sétra, décembre 1998.

(5) « *Recommandations et règles de l'art : les ouvrages en Terre Armée®* », LCPC / Sétra, septembre 1979.

(6) Norme NF EN 14475, *Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Remblais renforcés*, janvier 2007.

(7) « *Les ouvrages en Terre Armée®* », guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement, Sétra, décembre 1994.

(8) Norme NF EN 15630-2, *Aciers pour l'armature et la précontrainte du béton*, méthodes d'essais, partie 2, Treillis soudés.

Chapitre 7. Réparation par clouage des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques

Introduction

Il existe plusieurs techniques de réparation des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques lorsque la corrosion de ces derniers ou de leur système de fixation au parement ne permet plus de garantir leur stabilité. On peut citer entre autres :

- le clouage : renforcement de l'ouvrage par des inclusions subhorizontales (clous) destinées à se substituer aux armatures corrodées ;
- les remblais de butée : mise en œuvre d'un remblai à l'aval du remblai renforcé ;
- les ouvrages de soutènement : construction d'un mur de soutènement (mur en béton armé en L ou T renversé, mur poids...) à l'aval du remblai renforcé ;
- les voiles et parois ancrés :
 - réalisation contre le parement d'un voile en béton armé faiblement fiché dans le sol et ancré par des tirants ;
 - construction à proximité du parement d'une paroi continue ou discontinue, encastrée dans le sol et ancrée par un ou plusieurs niveaux de tirants précontraints.

Ces différentes techniques de réparation peuvent être associées entre elles pour aboutir au projet de réparation d'un ouvrage.

Le guide du Sétra pour la surveillance spécialisée et le renforcement des ouvrages en Terre Armée® (1) illustre et aborde plus largement l'ensemble de ces modes de réparation. Comme l'indique ce guide, « *sauf exception, il y a lieu de considérer qu'à terme les armatures des ouvrages en Terre Armée® dont on envisage le renforcement ne joueront plus aucun rôle dans la résistance de ces derniers. De ce fait on fera abstraction de la présence de ces armatures dans les justifications de la solution de renforcement étudiée. Bien entendu, lorsque le renforcement n'est que partiel, cette disposition ne concerne que la partie renforcée de l'ouvrage.* »

La solution du clouage présente l'avantage de ne pas augmenter l'emprise de l'ouvrage. Ne nécessitant pas d'apport de matériaux à l'aval de l'ouvrage, elle n'a pas d'effet néfaste sur la stabilité d'ensemble et elle ne provoque pas de tassement. Ainsi cette solution se révèle

dans la majorité des cas être la solution la mieux adaptée. Par conséquent, la suite de ce chapitre est consacrée à la réparation par clouage.

Les monographies jointes en annexe illustrent trois cas de réparation d'ouvrages. Les ouvrages B et C ont été réparés par clouage.

La fiche technique relative à l'ouvrage A présente une variante de la solution voile ancré particulièrement bien adaptée pour la réparation d'ouvrages constitués de deux soutènements en remblai renforcé parallèles (cas de remblais d'accès à des ponts par exemple).

Elle consiste à relier entre eux les voiles réalisés contre chacun des parements par des tirants passifs disposés en nappes horizontales.

La principale difficulté liée à cette méthode réside dans la nécessité de limiter l'amplitude des déviations des forages pour éviter d'intercepter les armatures en place dans les remblais. Ainsi cette méthode est généralement réservée à des ouvrages pour lesquels la distance entre les deux parements n'excède pas 18 m environ. Dans le cas contraire la réparation type « clouage » paraît mieux adaptée.

Pour réaliser un projet de réparation, il est indispensable de rechercher et d'analyser les causes des désordres, ce qui conduit à examiner les documents d'exécution. Un projet de réparation comporte en général les phases suivantes :

- la programmation et la réalisation d'une campagne de reconnaissance géotechnique ;
- le dimensionnement de la réparation ;
- la rédaction d'un cahier des charges, avec entre autres la définition des matériaux à utiliser et les consignes de mise en œuvre ;
- l'exécution et la réception des travaux avec les contrôles associés.

1. Réalisation d'une campagne de reconnaissance géotechnique

Ce paragraphe s'attache à définir le contenu de la campagne de reconnaissance type à réaliser pour étudier la réparation par clouage d'un remblai en sol renforcé. Il a été élaboré en supposant que les investigations, qui ont été réalisées à la suite d'une inspection détaillée de l'ouvrage ont conclu à la nécessité de sa réparation.

La campagne de reconnaissance doit comporter :

- des sondages à la tarière ou des sondages carottés afin de définir la nature des matériaux de remblai. Ils seront faits en nombre suffisant pour vérifier l'homogénéité du matériau constituant le remblai (tous les 15 à 20 ml par exemple). Des essais d'identification pour classification du matériau selon la norme NF P 11-300 seront réalisés sur les échantillons prélevés. Il sera réalisé en particulier des analyses granulométriques selon la norme NF P 94-056. Si les matériaux n'ont pas été caractérisés chimiquement à l'occasion de l'inspection

détaillée de l'ouvrage, il convient alors de programmer des mesures de teneur en matières organiques, de résistivité du sol saturé, de pH de l'eau extraite, de teneurs en sels solubles (teneur en ions chlorures et en ions sulfates) et de teneur en sulfures totaux.

- des prélèvements d'échantillons intacts à l'aide de sondages carottés a priori. il sera réalisé des essais de cisaillement sur les matériaux prélevés afin de déterminer leur angle de frottement interne et leur cohésion éventuelle ;
- les murs renforcés étant généralement réalisés à l'aide de matériaux frottants, le prélèvement d'échantillons intacts par sondage carottés pourra s'avérer difficile ;
- des sondages pressiométriques pour dimensionner les longueurs de scellement des clous.

Sauf cas particulier (cas d'un grand glissement par exemple), les sondages sont à réaliser dans le seul massif renforcé (dans la pratique, on peut considérer la base du mur – 1 m pour tenir compte de l'inclinaison des clous).

Le nombre de sondages carottés et de sondages pressiométriques ainsi que le nombre d'essais de laboratoire sont à adapter en fonction de l'hétérogénéité du remblai et des informations déjà connues par le biais du dossier de l'ouvrage, des inspections détaillées de l'ouvrage et des auscultations de l'ouvrage. Ces dernières ont pu déjà donner lieu à des analyses du matériau de remblai.

Le contenu de la campagne de reconnaissance doit être défini par un bureau d'étude géotechnique. Sa réalisation doit faire l'objet d'un contrôle extérieur. Le bureau d'étude géotechnique en exploite les résultats et en déduit :

- la nature et les caractéristiques physiques et mécaniques de tous les matériaux constituant le remblai (y compris les données relatives à l'agressivité des matériaux) ;
- les coupes-types géotechniques nécessaires au dimensionnement du clouage ;
- les éléments guidant le choix du mode d'exécution des clous. Il mettra en évidence les difficultés potentielles de forage des clous (blocs, terrains bouillants, arrivées d'eau...) et d'injection (terrain lâche, ouvert...).

Si la réparation intervient après la rupture partielle de l'ouvrage, il appartient au géotechnicien d'adapter le contenu de la campagne défini ci-dessus en tenant compte des contraintes d'exécution des sondages (emprises disponibles, accès sécurisé...), des contraintes de délais pour la remise en service de l'ouvrage effondré, des informations géotechniques déjà connues. L'objectif de la campagne de reconnaissances reste bien évidemment l'obtention des données nécessaires au dimensionnement de la réparation. Dans ce contexte, il peut être intéressant de prévoir la réalisation d'essais de traction préalables de clou (essais à la rupture).

2. Dimensionnement de la réparation par clouage

2.1. Généralités

La réparation par clouage, dérivée de la technique de soutènement par clouage des sols en place, consiste à introduire de nouvelles armatures subhorizontales dans le remblai. Ces dernières se substituent intégralement aux armatures initiales défectueuses.

Pour la réalisation de soutènement, on distingue deux grandes familles de clous :

- les clous battus, foncés, vibrofoncés, lancés... ;
- les clous forés et scellés dans un coulis de ciment.

Seule cette dernière famille paraît bien adaptée à la réparation des remblais renforcés.

La liaison clou/parement peut être conçue de différentes façons. On retient généralement l'un des deux procédés suivants, le premier étant plus couramment rencontré que le second :

- le clouage est réalisé écaille par écaille avec la mise en œuvre au centre de chaque écaille d'un clou (**photo 34**). La liaison clou/parement est alors assurée par une plaque d'appui spéciale ;
- la tête du clou et sa plaque d'appui classique métallique en forme d'un carré sont noyées dans un voile en béton armé réalisé contre le parement du remblai renforcé (**photo 35**).

Le clouage écaille par écaille est plus facile à mettre en œuvre et plus économique que le clouage avec voile en béton armé. L'un des avantages de ce dernier réside toutefois dans le fait que le maillage des clous n'est pas guidé par la position des écailles et que les têtes de clous ne dépassent pas du parement.

Le concepteur de la réparation optera pour l'une ou l'autre des solutions en fonction des critères suivants :

- intensité des efforts à reprendre en tête des clous : si elle n'est pas compatible avec la résistance des écailles, l'option « voile en béton armé » s'impose ;
- rendu architectural souhaité ;
- degré de détérioration des écailles. Un clouage écaille par écaille suppose que ces dernières soient en bon état.



Photo 34. Renforcement par clouage écaille par écaille

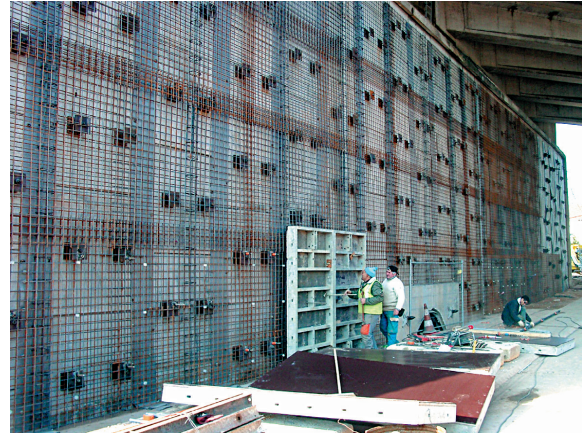


Photo 35. Renforcement avec voile en béton armé

2.2. Principe de fonctionnement

Le principe de fonctionnement de la réparation par clouage repose sur les interactions qui se développent entre le sol en place et les éléments rigides de renforcement :

- le frottement latéral que le sol exerce le long du clou : la mobilisation du frottement latéral ne nécessite qu'un très faible déplacement relatif du clou par rapport au sol, de l'ordre de quelques millimètres. Dans le cas de réparation de remblais renforcés, il est généralement obtenu par une mise en tension des clous ;
- la butée du sol le long du clou lors du déplacement latéral de ce dernier (ce qui suppose un changement de l'orientation des clous au droit de la surface de rupture). Cette réaction du sol génère des moments fléchissants et des efforts tranchants dans les clous. Il se développe une zone de cisaillement dans le massif cloué (**figure 25**).

Pour la réparation des sols renforcés constitués de matériaux frottants dilatants, on admet que l'interaction principale guidant le comportement des clous est le frottement latéral.

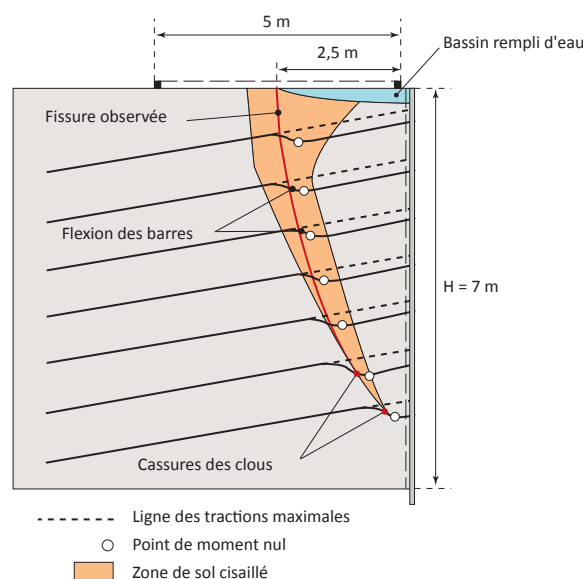
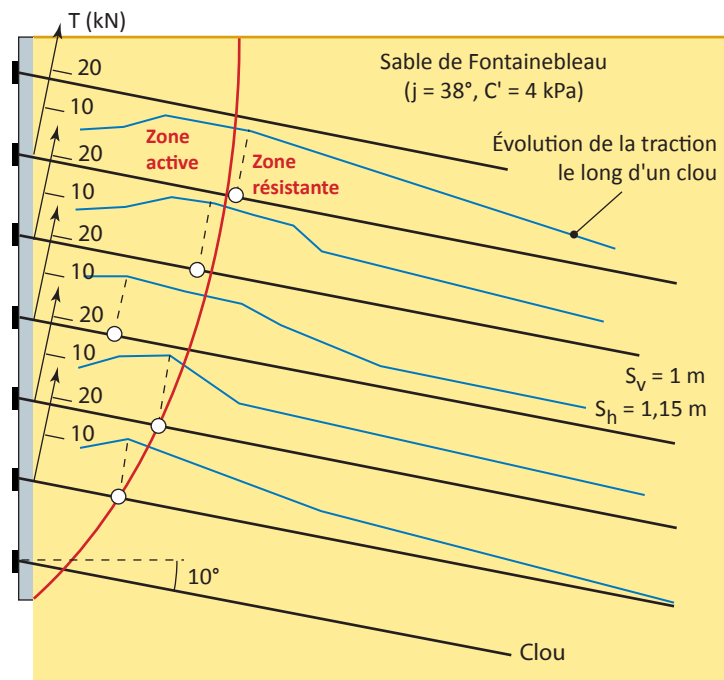


Figure 25. Zone de cisaillement du sol (extrait Clouterre 91(2))

L'observation et l'instrumentation des ouvrages de soutènement en sol cloué réalisés en déblai ont mis en évidence les points suivants, s'appliquant également aux réparations par clouage des remblais renforcés :

- l'effort de traction varie le long de chaque clou et atteint généralement sa valeur maximale au sein du massif ;
- le lieu géométrique des points de traction maximale T_{\max} permet de séparer le massif soutenu en deux zones (**figure 26**) :
 - une zone active, située derrière le parement, où les contraintes de frottement latéral exercées par le sol sur les clous sont dirigées vers l'extérieur ;
 - une zone résistante où les contraintes de frottement latéral sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent ainsi au déplacement latéral de la zone active.



S_v : espacement vertical
 S_h : espacement horizontal
 ○ : lieux des tractions maximales dans les armatures

Figure 26. Schématisation de la zone active et de la zone résistante (d'après les recommandations Clouterre 91 (2))

2.3. Dimensionnement de la réparation

Les clous sont dimensionnés en considérant que les armatures du remblai renforcé ne jouent plus aucun rôle et en considérant, le plus souvent une durée d'utilisation de projet identique à celle que l'on exige pour un ouvrage neuf : 75 ans pour un mur de soutènement, 100 ans pour une culée d'ouvrage.

Le dimensionnement, en ce qui concerne les interactions sols/structure, relève des compétences d'un bureau d'étude géotechnique. Sur la base des résultats de la campagne de reconnaissance, ce dernier doit définir la densité des clous à mettre en œuvre (à noter que cette densité peut être influencée par le type de parement en place, on retiendra par exemple souvent le principe d'un clou par écaille pour les murs du procédé Terre Armée® présentant ce type parement), leur longueur, le diamètre de forage, le diamètre de la barre... On rappelle que des essais de traction doivent être programmés pour définir la valeur du frottement latéral sol/clou (voir paragraphe 5.). Dans l'attente des résultats d'essais, les valeurs de frottement latéral peuvent être déduites des abaques des recommandations Clouterre 91 (2) à partir des valeurs pressiométriques.

La définition et le dimensionnement de la réparation doivent être menés en s'appuyant sur le référentiel technique suivant :

- Recommandations Clouterre 1991, et son additif 2002, pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols (2) ;
- NF P 94-210 de mai 1992 : renforcement des sols – Généralités et terminologie (3) ;
- XP P 94-240 d'août 1998 : renforcement des sols – Soutènements et talus en sols en place renforcés par des clous – Justification du dimensionnement (4) ;
- Norme NF P 94-270 de juillet 2009 : Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblai renforcé et massif en sol cloué (5).

Les calculs sont menés aux Etats Limites Ultimes en étudiant l'équilibre de parties du massif limitées par une surface de rupture potentielle sous l'effet des actions extérieures et des efforts mobilisés dans le sol et les clous. De façon pratique, on utilise des méthodes du type de celles utilisées pour les études de stabilité de talus : méthode des « tranches » (Fellenius, Bishop) ou des perturbations (Raulin et al., 1974). La stabilité est définie par rapport à la surface de rupture potentielle la plus critique. Le maillage et la longueur des clous devront permettre de garantir la stabilité interne et externe du massif réparé (**figure 27**). Il faut donc étudier un nombre suffisant de surfaces de rupture potentielle, recoupant ou non les clous.

Les calculs de stabilité doivent être menés conformément à la norme NF P 94-270 de juillet 2009 en pondérant les actions, en adoptant des coefficients de sécurité partiels sur les caractéristiques des matériaux et sur les interactions sol-clou et en prenant en compte un coefficient partiel de sécurité de modèle.

La norme NF P 94-270 de juillet 2009 définit l'ensemble de ces coefficients partiels. Elle lie le coefficient partiel de sécurité de modèle, visant à adapter le niveau de mobilisation de la résistance au cisaillement des terrains, à la sensibilité de l'ouvrage aux déformations.

L'ouvrage réparé doit être justifié en situation d'exploitation et en situation accidentelle (séisme, conditions hydrauliques exceptionnelles...).

L'étude de dimensionnement servira de base pour établir le Dossier de Consultation des Entreprises (DCE) relatif aux travaux de réparation. Le Cahier des Clauses Techniques

Particulière (CCTP) abordera au minimum les points suivants :

- les prescriptions générales et la description des ouvrages ;
- l'organisation du chantier, la maîtrise de la qualité ;
- les matériaux, composants et équipements (voir § 3.) ;
- l'exécution des travaux (voir § 4.) y compris les contrôles (cf. § 5. et annexe 2. « Exemple d'un plan de contrôle »).

3. Matériaux

On ne traite ici que des matériaux spécifiques aux clous.

3.1. Armature en acier pour clous

Les clous réalisés sont généralement du type « ancrages passifs scellés au moyen d'un coulis de ciment ». La mise en tension du clou, généralement au 1/5^e de sa tension de service (pour garantir la mobilisation du frottement latéral sur la longueur scellée), nécessite l'aménagement d'une longueur libre de l'ordre de 1 m (photo 36).

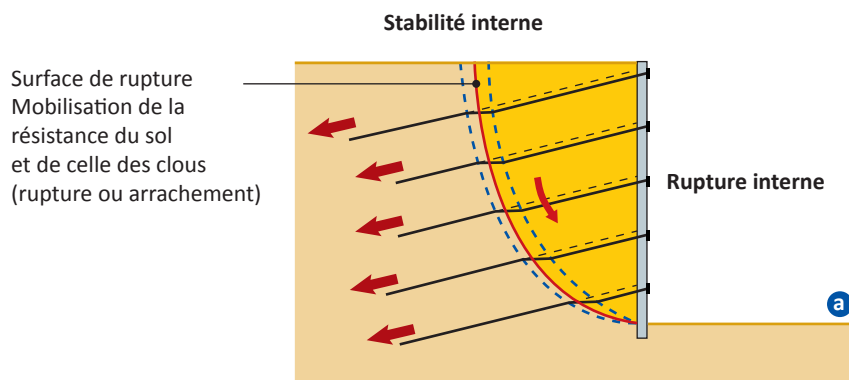


Figure 27a. Cercle de rupture interne

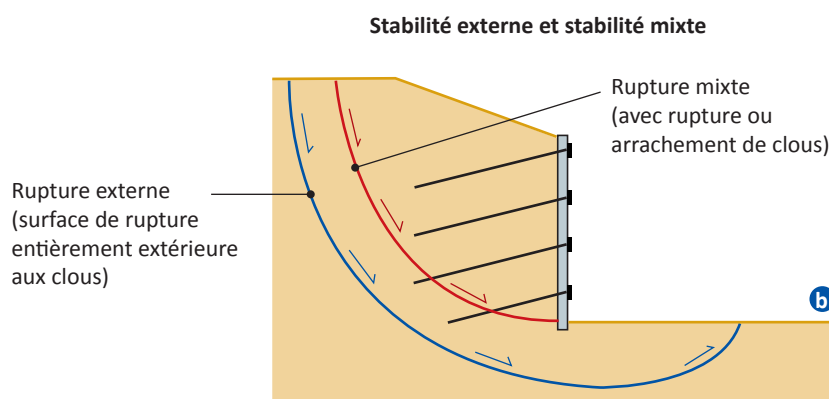


Figure 27b. Cercles de rupture mixte et externe



Photo 36. Exemple de stockage sur site de clous préfabriqués en usine.

Les barres sont du type haute adhérence en acier de nuance inférieure ou égale à B 500 (EN 10080). Elles doivent présenter un diamètre minimum de 25 mm.

Les mesures de protection des barres doivent être prises en fonction de l'agressivité des remblais constituant le sol renforcé. Plusieurs systèmes de protection peuvent être mis en œuvre :

- protection par gaine plastique ;
- épaisseur sacrifiée à la corrosion ;
- galvanisation.

Dans le cas d'une réparation d'un remblai renforcé consécutive à une corrosion importante des armatures ou si l'ouvrage à réparer se situe dans une zone où l'emploi des sels de déverglaçage est fréquent, le recours à la protection par gaine plastique est considéré comme obligatoire.

Seulement en cas d'impossibilité technique de mise en œuvre d'une gaine plastique (par exemple, emprise disponible insuffisante devant le mur pour mettre en œuvre les clous en pleine longueur) et en fonction de l'agressivité des sols, la protection par épaisseur sacrifiée à la corrosion ou par galvanisation sera tolérée par défaut. Cette contrainte d'emprise nécessite l'utilisation de barres manchonnées entre elles. Les barres peuvent être galvanisées en section courante, mais la question de la protection au droit des manchons se pose : le recours à une gaine thermo-rétractable peut être envisagé.

↳ Protection par gaine plastique (photo 37)

Ce système consiste à mettre en place une gaine plastique ondulée continue (polypropylène, polyéthylène ou équivalent). L'espace annulaire entre la barre et la gaine est rempli de

coulis de ciment ou de tout autre produit de scellement non agressif vis à vis de l'acier et de la gaine. La gaine doit être parfaitement étanche et obturée aux extrémités du clou. Elle doit être capable de résister aux efforts auxquels elle sera soumise.

Au sens des recommandations TA95 (6) cette protection correspond à une protection de type P2.

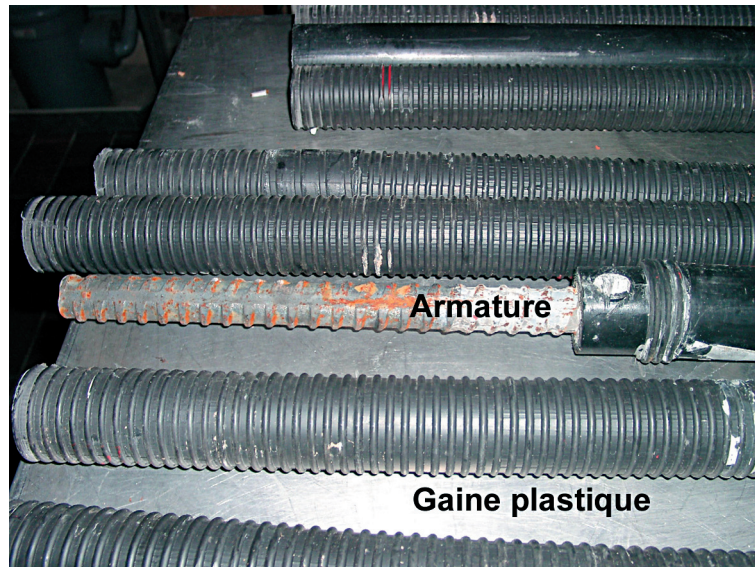


Photo 37

↳ Épaisseur sacrifiée à la corrosion

À défaut de la protection par gaine plastique (cf. paragraphe précédent), ce type de protection peut être utilisé pour des clous en contact avec des sols considérés comme peu ou moyennement corrosifs au sens des recommandations Clouterre 91.

Dans ce cas, il sera pris en compte une épaisseur sacrifiée à la corrosion de 8 mm (valeur supérieure à celle proposée par les recommandations Clouterre 91 pour des sols peu corrosifs).

Dans les sols corrosifs et fortement corrosifs, la protection par épaisseur sacrifiée à la corrosion n'est pas autorisée. Il faut avoir recours à une gaine plastique (cf. paragraphe précédent).

↳ Galvanisation

Le recours à la galvanisation impose l'utilisation d'un même type de métal pour l'ensemble du système, notamment au niveau des têtes d'ancrage et des manchons de raccordement éventuels (filetage). Le revêtement de zinc doit être conforme à la norme NF EN ISO 1461 de juillet 2009 (7) « *Revêtements par galvanisation à chaud sur produits finis en fonte et en acier – Spécifications et méthodes d'essai* ».

3.2. Dispositifs de tête de clous

Les dispositifs de tête de clous dépendent du type de clouage retenu.

↳ Pour un clouage écaille par écaille

La transmission et la répartition de l'effort de traction en tête des clous sont assurées par des plaques d'appui spéciales placées directement contre les écailles. Le procédé mis en œuvre doit éviter toute liaison mécanique entre le dispositif « plaque d'appui-inclusion » et la partie centrale de l'écaille. Il convient alors :

- de reporter les efforts à une certaine distance du centre de l'écaille à l'aide, par exemple, de plaques munies de branches, celles-ci étant dotées à leurs extrémités de patins d'épaisseur suffisante (de l'ordre de 10 à 15 mm) ;
- d'isoler mécaniquement l'inclusion de l'écaille (pas de liaison rigide).

Le guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement des ouvrages en Terre Armée® de 1994 (1) propose l'utilisation de plaques cruciformes en fonte de dimension D comprises entre 400 et 500 mm (figure 31) et d'épaisseur comprise entre 18 et 26 mm. Elles sont en fonte moulée de type graphite sphéroïdal de qualité EN-JS 1040 (selon norme NF EN 1563 (8).

Il faut noter qu'elles font l'objet d'un brevet européen (Office européen des brevets) dont les références sont les suivantes : Numéro de publication : 0 377 541 B1, date de publication du fascicule de brevet : 23.06.93 Bulletin 93/25.

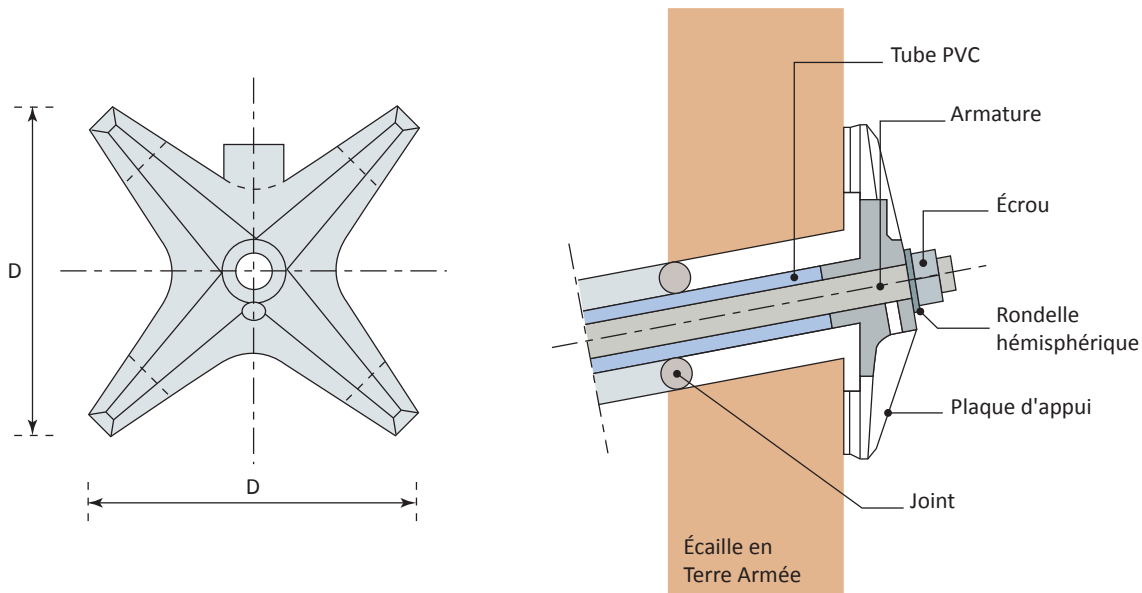


Figure 27. Plaque d'appui métallique cruciforme, schéma extrait du guide de Sétra de 1994 « Surveillance spécialisée et renforcement des ouvrages en Terre Armée® »

Des plaques d'appui d'un type différent peuvent être utilisées sous réserve qu'elles répondent aux exigences définies précédemment.

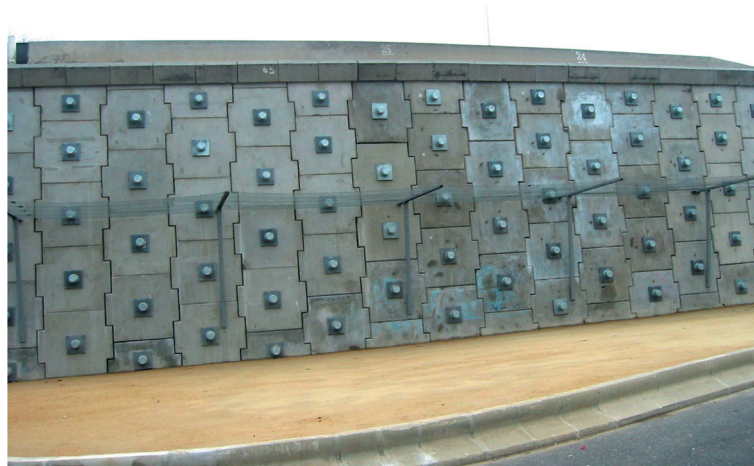


Photo 38. Exemple de plaque d'appui de forme carrée

Les têtes de clous doivent être protégées contre la corrosion. Il peut être mis en œuvre un capot injecté de coulis de graisse ou de cire pétrolière (**photo 39**). Lorsque le parement est proche de voie de circulation, il convient de s'interroger sur l'agressivité que représenterait, vis à vis des usagers, des têtes de clous proéminentes et d'en tenir compte dans la conception de la réparation (mise en place de dispositifs de retenue, choix d'une solution avec voile en béton armé...).



Photo 39. Capot de protection des têtes de clous

↳ Pour un clouage avec voile en béton armé

La répartition de l'effort en tête des clous au parement est assurée par des plaques d'appui noyées dans le voile en béton armé. Il s'agit de plaques métalliques de forme carrée de dimensions généralement comprises entre 15 cm x 15 cm et 20 cm x 20 cm.

Le dispositif de tête comprend tous les tubes de remplissage et événements nécessaires à la mise en place du coulis de ciment. Il doit être proposé par l'Entrepreneur à l'acceptation du Maître d'œuvre dans la procédure d'exécution du clouage.

Vis-à-vis de la durabilité des têtes de clous, il convient d'appliquer les recommandations Clouterre 91.

3.3. Produits de scellement pour clous

Le scellement des clous est effectué au moyen d'un coulis de ciment. Le coulis de ciment utilisé pour les clous doit être conforme aux indications de :

- l'article 7.1.3 des « Recommandations Clouterre 91 » ;
- l'article 3.2 des « Recommandations TA95 ».

Les dispositions de ces articles sont complétées par les stipulations suivantes.

↳ Caractères spécifiés

Les caractères spécifiés du coulis de ciment des clous sont :

- un rapport C/E voisin de 2 ;
- une densité de 1,80 (+ ou - 0,02) mesurée à la balance Baroïd ;
- une viscosité de 50 secondes +/- 5 secondes, mesurée au cône de Marsch normal, ajustage 4,76 mm ;
- une résistance en compression simple au minimum de 30 MPa à 28 jours. En ce qui concerne le cas particulier des clous d'essai, le coulis devra présenter une résistance d'au moins 25 MPa pour l'exécution de l'essai.

Les valeurs de densité et de viscosité fournies ci-dessus sont des valeurs courantes, elles peuvent être modifiées (augmentées) si le remblai constituant le massif renforcé est très ouvert.

Ces données sont à valider lors de la réalisation des clous d'essai (cf. § 5).

↳ Composition et fabrication

Le ciment utilisé doit être compatible avec l'agressivité chimique du matériau de remblai constituant l'ouvrage à réparer et compatible avec l'obtention des résistances à la compression visées.

Le Maître d'œuvre accepte la formule nominale proposée par l'Entrepreneur si l'épreuve de convenue est satisfaisante.

L'utilisation de produits de scellement prêts à l'emploi est soumise à l'agrément du Maître d'œuvre et à la fourniture de fiches techniques établies par le fabricant définissant de manière précise : la nature, la composition, les conditions de mise en œuvre et les performances des produits concernés. Le recours à de tels produits ne dispense pas de l'épreuve de convenue.

Généralement le coulis est exclusivement fabriqué sur le chantier. Le matériel de fabrication doit fournir un coulis de consistance homogène en dispersant et défloculant complètement le ciment.

4. Mise en œuvre – Exécution

4.1. Généralités - Hypothèses

Les ancrages passifs mis en œuvre lors de la réparation assurent intégralement la stabilité de l'ouvrage et les armatures d'origine du remblai renforcé sont supposées ne plus jouer aucun rôle dans cette stabilité (ce qui n'est évidemment pas le cas en réalité).

Les caractéristiques particulières des ancrages sont définies au § 3.

Les travaux doivent être réalisés conformément aux PAQ et procédures d'exécution établis par l'entreprise et préalablement visés par le Maître d'œuvre.

4.2. Forages

↳ Traversée des écailles

Des dispositions particulières doivent être prises pour ne pas endommager l'écaille lors de la réalisation du forage. En cas de clouage écaille par écaille, il faudra obligatoirement réaliser un carottage des écailles, de diamètre supérieur à celui du forage des clous dans le remblai, en tenant compte de l'épaisseur de l'écaille et de l'inclinaison des clous.

↳ Forage dans le remblai

Le choix de la technique de forage doit être fait en fonction de la nature géologique des remblais et de leur état de compacité. Elle doit permettre d'assurer la stabilité du forage pendant l'exécution du clou.

En cas de terrains non bouillants, un simple forage à la tarière ou un forage destructif à l'eau peuvent être utilisés.

En cas de terrains bouillants, les clous peuvent être forés par une technique de forage destructif avec fluide de forage (boue bentonitique, mousse...) ou par une technique avec tubage à l'avancement (type ODEX ou similaire). Le fluide de forage utilisé doit être compatible avec la nature géologique des remblais.

Il est souvent proposé de réaliser des clous autoforeurs. L'armature du clou sert de tige de forage. Elle est équipée d'un outil de forage perdu. Dans ce cas la tige doit être équipée de centreurs pour garantir le bon centrage de l'armature dans le forage. Le fluide de foration utilisé est généralement le coulis de scellement. Cette méthode est bien adaptée aux terrains bouillants, par contre elle présente un certain nombre d'inconvénients : mise en œuvre d'une protection P2 à l'aide d'un tube protecteur non envisageable, contrôle du volume de coulis mis en œuvre pour le scellement de la barre impossible, réalisation d'une partie libre non compatible avec la méthode d'exécution.

L'inclinaison des forages est généralement fixée à 10 ° sur l'horizontal, le point haut du clou étant au parement.

Les essais de conformité doivent permettre de valider la procédure d'exécution du forage.

↳ Diamètre et longueur de forage

Le diamètre et la longueur de forage, les longueurs de scellement, la densité et l'inclinaison des clous sont à définir. Ces informations doivent figurer sur les plans d'exécution contractuels et être justifiés dans la note de calculs.

Le diamètre de forage est habituellement compris entre 80 et 120 mm.

4.3. Mise en œuvre des armatures et scellement

Concernant ces phases d'exécution, on note les points suivants :

- a) Une note justificative doit indiquer la charge des clous et les précharges éventuelles ;
- b) Les clous doivent être mis en œuvre conformément aux procédures d'exécution et plan d'exécution préalablement validés par Maître d'œuvre ;
- c) Pour chaque clou, il doit être réalisé une fiche d'exécution (cf. § 7.6) ;
- d) Les armatures doivent être stockées à l'abri des intempéries ; elles doivent être débarrassées avant la pose de toute trace d'huile ou de graisse et doivent être exemptes de rouille ;
- e) Les clous doivent être scellés sur l'intégralité de l'espace annulaire et sur la longueur définie au dimensionnement. La longueur libre doit être réalisée suivant un procédé agréé par le Maître d'œuvre. Les barres doivent être équipées de centreurs afin de garantir leur bon positionnement dans le forage.

Les clous sont généralement scellés gravitairement.

Le coulis est mis en place depuis le fond du forage au moyen d'un tube rigide ou d'un tube souple fixé le long de l'armature et descendu en même temps que celle-ci.

Des variantes de mise en œuvre du coulis, pour les clous du type « autoforeurs » notamment, par l'outil de forage en fond de trou avec refoulement du fluide de perforation par le coulis, doivent être soumises à l'agrément du Maître d'œuvre.

L'ordre d'exécution des forages doit être défini en accord avec le Maître d'œuvre.

Le coulis doit faire l'objet de mesures de densité, de viscosité, de temps de prise et de résistance à la compression (voir § 3. « *Caractéristiques attendues du coulis* » et § 5. « *Contrôle des travaux* »).

4.4. Mise en pré-tension des clous

La mise en pré-tension des clous doit être réalisée lorsque la résistance en compression simple du coulis de scellement atteint 25 MPa.

La pré-tension retenue est généralement égale à environ 1/5^e de la tension de service.

5. Contrôle des travaux

Ce chapitre est illustré en annexe 2 par un exemple de plan de contrôle.

5.1. Définitions - rappels

Le contrôle intérieur est effectué à la diligence et aux frais de l'entrepreneur.

Le contrôle extérieur est effectué par le Maître d'œuvre et /ou le Maître d'ouvrage, les opérations de contrôle extérieur confiées à un laboratoire ou un organisme de contrôle sont généralement effectuées à la diligence du Maître d'œuvre et à la charge du Maître de l'ouvrage.

Un point critique est un point de l'exécution qui nécessite une matérialisation du contrôle intérieur sur un document de suivi et une information préalable du Maître d'œuvre pour qu'il puisse, s'il le juge utile, effectuer son contrôle.

Un point d'arrêt est un point critique pour lequel un accord formel du maître d'œuvre est nécessaire à la poursuite de l'exécution.

Un délai de préavis est la période de temps minimale d'information du Maître d'œuvre par l'entrepreneur avant le début de l'exécution d'une tâche ou partie d'ouvrage devant faire l'objet d'un contrôle intérieur ou extérieur ; un délai de préavis correspond soit à un point critique, soit à un point d'arrêt.

Un délai de levée ou délai de réponse, est la période maximale correspondant à un point d'arrêt, consécutive à la fin d'exécution d'une tâche ou partie d'ouvrage et pendant laquelle le Maître d'œuvre doit donner son accord formel sur la poursuite de l'exécution ou transmettre ses observations.

Les essais de conformité en début de chantier: ces essais visent à vérifier la validité des hypothèses prises sur le frottement latéral unitaire sol / clou au niveau du projet (Clouterre 91).

5.2. Points sensibles de l'exécution

↳ Points critiques

Les points critiques et leurs délais de préavis sont à définir pour chaque chantier de réparation. Ils sont proposés par l'entreprise dans son Plan d'Assurance Qualité (PAQ). Ils peuvent concerner les points suivants (liste non exhaustive) :

- la réception et l'identification des armatures, des ciments, des plaques... ;
- la conformité des forages ;
- la fabrication du coulis ;
- l'injection des clous ;
- la mise en place de la barre dans le forage (centrage, longueur...) ;
- la mise en tension des clous ;
- la conformité du système de liaison parement / tête de clous mis en place.

Les résultats du contrôle intérieur portant sur un point critique doivent être remis au Maître d'œuvre au fur et à mesure de leur obtention.

Dans le cas où une non conformité est constatée, l'entrepreneur en rend compte immédiatement au Maître d'œuvre. L'entrepreneur ouvre une fiche de non conformité et applique les mesures conservatoires prévues au PAQ. Si les mesures correspondantes ne figurent pas au PAQ, il soumet sans retard à l'acceptation du Maître d'œuvre les dispositions qu'il compte prendre pour remédier à la non conformité.

Le Maître d'œuvre fait connaître son acceptation ou ses observations sur les dispositions proposées.

↳ Points d'arrêt

Les points d'arrêt peuvent concerner les points suivants (liste non exhaustive) :

- Visa des notes de calculs et procédures d'exécution ;
- Autorisation de réaliser puis acceptation des épreuves de convenance du coulis de ciment ;
- Autorisation de réaliser des essais de conformité de clous ;
- Acceptation des résultats des essais de conformité des clous ;
- Acceptation des résultats des essais de contrôle des clous.

Les délais de préavis et de levée des points d'arrêt doivent être définis pour chaque chantier. La liste des points d'arrêt et leurs délais de préavis et de levées figurent dans le CCTP et dans le CCAP ; ils peuvent être modifiés en cours de chantier, en particulier dans le cas de non respect par l'entrepreneur de ses obligations en matière de contrôle intérieur.

Si une non conformité est constatée, le Maître d'œuvre en avise immédiatement l'entrepreneur. La non conformité est ensuite traitée comme dans le cas d'un point critique. *Nota pratique concernant les épreuves de convenance du coulis : la performance du coulis est jugée entre autres au travers de sa résistance à la compression simple à 48 heures, 14 et 28 jours. En pratique, il est rare d'attendre les résultats de résistance à 28 jours pour débiter les travaux. Dans la plupart des cas, l'exécution des clous débute au regard des résultats à 7 ou 14 jours. Il faut donc spécifier au CCTP les résistances minimales à 7 jours ou à 14 jours (25 MPa par exemple).*

On note que dans les travaux de clouage, les tâches sont répétitives (par exemple : procédure d'exécution d'un clou répétée x fois). De ce fait les points d'arrêt sont surtout levés en début de chantier. Ceci confère une importance toute particulière aux contrôles d'exécution intérieur et extérieur, en cours de chantier.

5.3. Contrôle intérieur

L'entreprise doit soumettre au visa du Maître d'œuvre son Plan d'Assurance Qualité (PAQ) et ses procédures d'exécution. Au minima, on doit disposer d'une première procédure relative à l'exécution des clous et d'une seconde relative à l'exécution des essais de traction.

Les procédures doivent aborder les points suivants :

- implantation des clous ;
- conformité des fournitures ;
- exécution des forages et carottages ;
- fabrication et mise en œuvre du coulis de scellement ;
- mise en place des barres et de leur protection ;
- exécution de la longueur libre des clous ;
- mise en place des plaques d'appuis et pré-tension des clous ;
- exécution d'un éventuel voile béton armé ;
- réalisation des clous d'essai et des essais.

Les contrôles intérieurs doivent être matérialisés sur des fiches de suivi d'exécution. Ces dernières doivent être consultables sur le chantier et transmises au maître d'œuvre selon les conditions du CCTP.

La suite de ce paragraphe s'intéresse plus précisément aux contrôles portant sur la galvanisation le cas échéant, les plaques d'appui, le coulis de scellement et l'exécution des clous.

5.3.1 Contrôle portant sur la galvanisation

Toutes les pièces métalliques ayant fait l'objet d'une protection anti-corrosion par galvanisation, doivent faire l'objet d'un contrôle d'épaisseur du revêtement de zinc. Ce dernier est effectué conformément à un mode opératoire préalablement agréé par la Maître d'œuvre et sur un échantillon conforme au tableau 1 de la norme NF EN ISO 1461.

5.3.2 Contrôle des plaques d'appui

L'entrepreneur doit justifier les dispositions qu'il prend en matière de contrôle de qualité structurelle des plaques d'appui.

Des essais de contrôle doivent être effectués sur des plaques choisies par le Maître d'œuvre. Les analyses à la charge de l'entrepreneur comprennent : la caractérisation de la nuance de fonte, les caractéristiques mécaniques, la compacité, les dimensions des plaques.

5.3.3 Contrôle à réaliser sur le coulis de scellement

Les épreuves suivantes sont réalisées à la charge de l'entrepreneur :

- les épreuves de convenance du coulis ;
- les épreuves de contrôle ;
- les prélèvements nécessaires aux épreuves incombant au Maître d'œuvre ;
- les épreuves de contrôles supplémentaires décidées par le Maître d'œuvre lui incombent.

↳ Épreuve de convenance (point d'arrêt)

De façon pratique l'épreuve de convenance sur coulis est réalisée en même temps que les clous d'essai de conformité. Elle consiste à :

- réaliser un prélèvement conservatoire sur le ciment ;
- fabriquer du coulis selon la formule nominale proposée par l'Entrepreneur sur le chantier avec le matériel utilisé pour la réalisation des travaux ;
- faire des mesures de densité et de viscosité du coulis ;
- mesurer le temps de prise ; prélever des éprouvettes de coulis de façon à mesurer la résistance en compression simple par série de 3 éprouvettes à 48 heures, 7, 14 et 28 jours.

Les tolérances sur les dosages des constituants doivent être définies dans les procédures d'exécution et validées à l'issue des épreuves de convenance. Il faut exiger le dosage pondéral des constituants en acceptant une éventuelle dérogation sur l'eau (dosage volumétrique).

Le scellement des clous d'essai de conformité, n'est autorisé qu'après analyse des résultats des mesures de densité et de viscosité par le Maître d'œuvre ou son représentant. Si la

formule nominale proposée par l'entrepreneur ne permet pas d'atteindre les performances souhaitées, le coulis fabriqué ne doit pas être mis en œuvre et une nouvelle gâchée doit être réalisée avec une formulation de coulis adaptée en conséquence.

Il est recommandé de réaliser de nouvelles épreuves de convenance à chaque livraison de nouveaux lots de ciment. À cette occasion il est également conseillé de réaliser de nouveaux prélèvements conservatoires.

Il est usuel de ne pas attendre les résultats de résistance en compression simple à 28 jours pour débiter l'exécution des clous de renforcement. Les résultats des essais à 7 jours ou à 14 jours permettent en général d'appréhender la qualité du coulis.

↳ Épreuves de contrôle

L'épreuve de contrôle consiste à :

- mesurer à chaque gâchée de coulis :
 - la viscosité du coulis ;
 - la densité du coulis.
- prélever à chaque ligne de clous :
 - des éprouvettes de coulis pour réaliser des mesures de résistance à la compression simple. Chaque mesure de résistance à la compression simple du coulis est réalisée par série de 3 éprouvettes cylindriques d'élancement 2 (éventuellement prismatique 4 x 4 x 16).

Les modes opératoires de mesures de la densité, de la viscosité et de la résistance en compression simple du coulis doivent être réalisés conformément aux indications de l'article 1.3.3.2 des « *Recommandations Clouterre 91* ». Les compléments nécessaires sont proposés par l'Entrepreneur à l'acceptation du Maître d'œuvre.

Les clous, pour lesquels les essais de contrôle du coulis correspondant ne sont pas satisfaisants, doivent faire l'objet d'une fiche de non conformité. Ils pourront être remplacés à la demande du Maître d'œuvre.

5.3.4 Contrôle relatif à la réalisation des clous

Les contrôles doivent porter sur le diamètre de forage, son inclinaison, la longueur du forage, les caractéristiques de l'armature, les procédés mis en œuvre pour réaliser la longueur libre des clous, la qualité du coulis de scellement, le dispositif de protection contre la corrosion mis en œuvre, la réalisation du scellement et la mise en œuvre du dispositif des têtes de clou.

La mise en œuvre de chaque clou s'accompagne de l'établissement d'une fiche de suivi d'exécution fournissant les éléments suivants :

- date, responsable des équipes ;
- zone d'implantation, numéro de clou ;
- diamètre, inclinaison et longueur du forage ;
- fluide de forage ;
- enregistrement des paramètres de forage ;
- nature des terrains rencontrés ;
- longueur, type et diamètre des armatures ;
- dispositif de centrage des armatures, nombre et positionnement des centreurs ;
- dispositif de protection contre la corrosion ;
- nature du coulis de scellement ;
- délai de mise en place après l'excavation ;
- consommation du coulis de scellement et pression d'injection ;
- mode de réalisation, le cas échéant, de la longueur libre du clou ;
- description du dispositif de la tête de clou ;
- relevés d'incidents : venues d'eau, perte de fluide de forage, perte de coulis de scellement, difficulté d'équipement du forage...

5.3.5 Essais de clous (point d'arrêt)

Conformément aux recommandations Clouterre 91, il est demandé la réalisation de plusieurs types d'essais :

- des essais de conformité en début de chantier :
 - essais de traction à effort contrôlé, avec paliers de fluage ;
 - essais à vitesse contrôlée.
- des essais de contrôle en cours de chantier.

L'entreprise doit soumettre à l'agrément du Maître d'œuvre la procédure de réalisation des clous faisant l'objet d'essais et la procédure de réalisation des essais.

Elle doit en particulier fournir la justification du massif de réaction nécessaire à la mise en traction des clous d'essai. La réalisation de l'essai ne doit pas conduire à la détérioration des écaillés du parement. Les procédures d'exécution doivent être conformes aux Recommandations Clouterre 91.

Les essais à vitesse contrôlée sont à réaliser en conformité avec la norme NFP 94-242-1 (9) – renforcement des sols – Essai statique d'arrachement de clou soumis à un effort axial de traction – Essai à vitesse de déplacement constante (9).

↳ Clous de conformité

En ce qui concerne le nombre d'essais de conformité, le guide du Sétra de 1994 (1) relatif à la surveillance spécialisée et le renforcement des ouvrages en Terre Armée® indique :

« Les Recommandations Clouterre prévoient un minimum de 6 essais par nature différente de sol rencontré. Pour les ouvrages en Terre Armée®, il paraît possible de diminuer ce chiffre, compte tenu notamment de la taille souvent modeste des ouvrages et de la nature des terrains concernés. Toutefois il est difficile d'envisager une interprétation valable sur un nombre d'essais inférieur à 3, par zone homogène. »

L'implantation des clous faisant l'objet d'essais de conformité doit être soumise à l'agrément du Maître d'œuvre. Elle doit tenir compte des résultats de la reconnaissance géotechnique et des différentes natures de terrains rencontrés.

Si l'entreprise propose une technologie d'exécution des clous non usuelle, le Maître d'œuvre peut demander la réalisation d'essais préalables, à la charge de l'entreprise.

Les essais de conformité sont à réaliser impérativement en début de chantier. Les clous testés doivent être réalisés selon une méthode en tout point identique à celle retenue pour exécuter les clous de réparation. L'entreprise doit fournir le compte-rendu des essais de conformité, ainsi que leur interprétation et l'analyse des résultats. Si les résultats des essais de conformité s'avèrent insuffisants et si la technique de scellement peut être mise en cause, le Maître d'œuvre peut demander à l'entreprise la réalisation d'essais complémentaires réalisés selon une autre méthodologie.

L'exécution des clous de réparation ne doit débiter qu'après réception des résultats des essais de conformité, sans que l'entreprise puisse demander un quelconque dédommagement pour l'immobilisation du matériel ou du personnel.

D'une manière pratique, les essais de conformité sont réalisés durant la période de préparation des travaux.

↳ Clous de contrôle

En ce qui concerne le nombre d'essais de contrôle, le guide du Sétra cité précédemment indique : *« Comme pour les essais de conformité, il paraît possible d'alléger le programme d'essais de contrôle préconisé par Clouterre compte tenu de la nature particulière des ouvrages visés ici. Ainsi, il semble raisonnable de prévoir dans un premier temps un essai de contrôle pour 20 inclusions réalisées avec un minimum de 3 essais par zone considérée comme homogène. »*

L'implantation des essais de contrôle en cours de chantier est à définir par le Maître d'œuvre. Selon les recommandations Clouterre 91, les essais de conformité et les essais de contrôle sont réalisés sur des clous ne participant pas au renforcement de la structure. Ils peuvent en effet conduire à la destruction du clou.

5.4. Contrôle extérieur

Le contrôle extérieur est fait pour le compte du Maître d'ouvrage par le Maître d'œuvre ou un tiers mandaté par lui. Il a pour but de vérifier la bonne application des Plans d'Assurance Qualité et des procédures d'exécution de l'entreprise, de surveiller le bon déroulement du contrôle intérieur, d'exécuter des essais spécifiques de contrôle souvent liés à un point critique ou point d'arrêt, d'aider à la gestion des anomalies et à la réception des travaux.

Le chargé de contrôle extérieur porte à la connaissance des parties intéressées son plan de contrôle. Il peut réaliser les mêmes type d'essais que le contrôle intérieur (essais contradictoires ou complémentaires) et / ou peut également suivre l'exécution des essais réalisés dans le cadre du contrôle intérieur.

Les contrôles portent particulièrement sur :

- l'application des PAQ et procédures d'exécution ;
- le suivi des épreuves de convenance et essais de conformité ;
- les épreuves de contrôle du coulis de scellement ;
- le contrôle des plaques d'appuis et notamment leur protection ;
- le contrôle des clous et notamment leur protection ;
- le suivi des essais de traction sur les clous (essais de contrôle) ;
- le traitement des anomalies et non conformité ;
- la constitution du dossier de récolement des travaux.

5.5. Contrôle de la durabilité des clous

L'Entrepreneur doit mettre en œuvre des témoins de durabilité se situant dans les zones les plus exposées aux sels de déverglaçage.

Ces témoins seront réalisés conformément aux Recommandations Clouterre 91, § 4.2.3.4. Les dispositifs de suivi sont également précisés dans l'article 3.5 du guide technique LCPC « *Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois clouées* » de juillet 2003 (10).

6. Réception

En fin d'intervention, l'entrepreneur doit remettre au Maître d'ouvrage l'ensemble des plans de récolement des travaux à conserver (plan d'implantation des clous, coupes en travers...). Il convient également que le Maître d'ouvrage conserve tous les documents susceptibles d'être utiles au diagnostic ultérieur de l'ouvrage en cas de désordre. On peut citer entre autres les documents suivants : reconnaissance de sol, analyses chimiques des matériaux de remblai, fiches techniques des matériaux mis en œuvre, notes de calculs, résultats d'essai de clou, fiches d'exécution des clous...

Lors de la réception de l'ouvrage, en cas de réparation par clouage écaille par écaille, le Maître d'œuvre s'attachera à vérifier que les travaux n'ont pas conduit à endommager les écailles.

Il doit être programmé une inspection détaillée initiale de l'ouvrage dès la fin de sa réparation.

Bibliographie

(1) « *Les ouvrages en Terre Armée® : guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement* », Sétra, décembre 1994.

(2) « *Recommandations Clouterre 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols et son additif* », 2002, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

(3) Norme NF P 94-210, *Renforcement des sols – Généralités et terminologie*, mai 1992.

(4) Norme XP P 94-240, *Renforcement des sols – Soutènements et talus en sols en place renforcés par des clous – Justification du dimensionnement*, août 1998.

(5) Norme NF P 94-270, *Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblai renforcé et massif en sol cloué*, juillet 2009.

(6) « *Tirants d'ancrage - Recommandation concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle – Recommandations T.A. 95* », Comité Français de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations.

(7) Norme NF EN ISO 1461, *Revêtements par galvanisation à chaud sur produits finis en fonte et en acier – Spécifications et méthodes d'essai*, juillet 2009.

(8) Norme NF EN 1563, *Fonderie – Fonte à graphite sphéroïdal*.

(9) Norme NFP 94-242-1, *Renforcement des sols – Essai statique d'arrachement de clou soumis à un effort axial de traction – Essai à vitesse de déplacement constante*.

(10) « *Ouvrage de soutènement – Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois clouées* », LCPC, juillet 2003.

Annexe 1

**Retour d'expérience
d'investigations sur ouvrages
relevant du procédé
Terre Armée®**

À la demande du Sétra et du LCPC, le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées a r ealis e une synthèse des résultats disponibles sur l'état des armatures des ouvrages en remblai renforcé par éléments métalliques issus des investigations effectuées sur ces ouvrages. La synthèse présentée ci-après concerne soixantaine-cinq ouvrages routiers ou autoroutiers, qui sont des murs de soutènement ou des culées porteuses ou mixtes.

Ouvrages auscult es

Sur les soixantaine-cinq ouvrages ayant fait l'objet d'investigations, vingt-six sont des ouvrages construits avec des armatures lisses galvanisées de 3 mm d'épaisseur, et trente-neuf ont des armatures dites à haute adhérence en acier doux galvanisé, de 5 mm d'épaisseur. La figure 28 donne la répartition du type d'armature en fonction de la date de l'ouvrage.

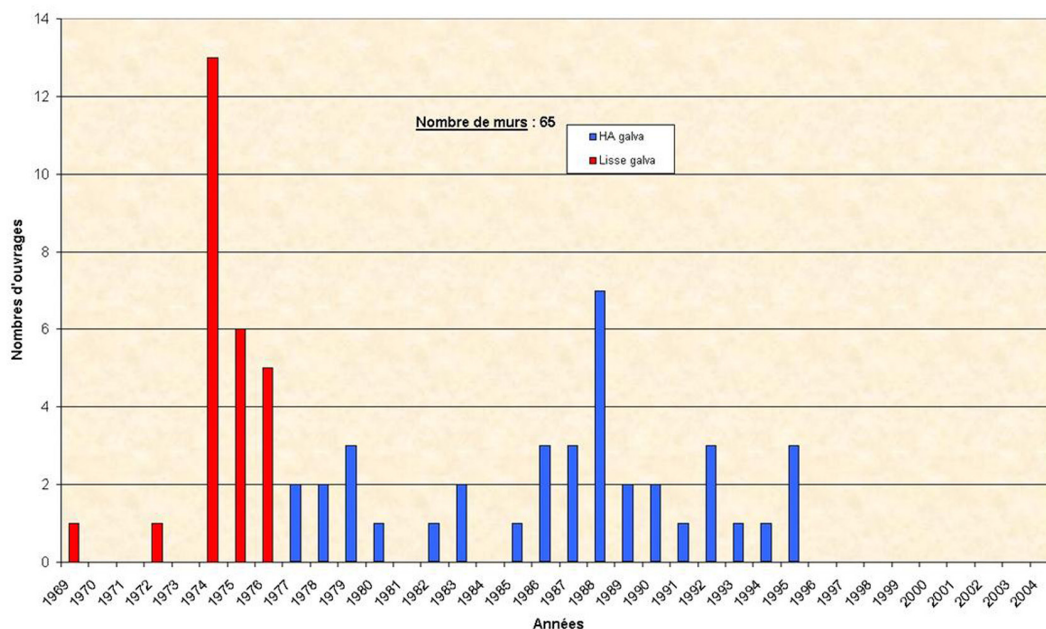


Figure 28. Distribution des 65 ouvrages auscult es par année de construction et par type d'armature

Principaux résultats de l'analyse des données

Les données recueillies permettent de disposer de plus de 300 échantillons de remblais et d'armatures en acier galvanisé.

↪ Corrosion

Le graphique de la figure 29 indique les pertes d'épaisseur moyennes mesurées sur les échantillons d'armatures pr elev es, en fonction du type d'armature et de l'âge de l'ouvrage. Ainsi, il apparaît assez nettement que les armatures de 3 mm d'épaisseur,

dont l'épaisseur de galvanisation est d'environ 30 microns, présentent globalement une perte d'épaisseur moyenne très sensiblement supérieure à celle des armatures de 5 mm, dont l'épaisseur de galvanisation est de 70 microns.

La ligne oblique tracée en rouge sur ce graphique représente la perte moyenne d'épaisseur de métal (acier et revêtement de zinc) par face en fonction du temps, prise en considération aujourd'hui dans les justifications techniques. Pour les ouvrages hors d'eau, ce qui est le cas ici, elle a pour expression $P = 25.T^{0,65}$.

On notera par ailleurs, que pour les armatures à haute adhérence (HA), environ 30 % des échantillons ne présentaient pas de perte d'épaisseur quantifiable. Enfin, on constate la grande dispersion des échantillons essentiellement liée à la différence d'agressivité des sols de remblai.

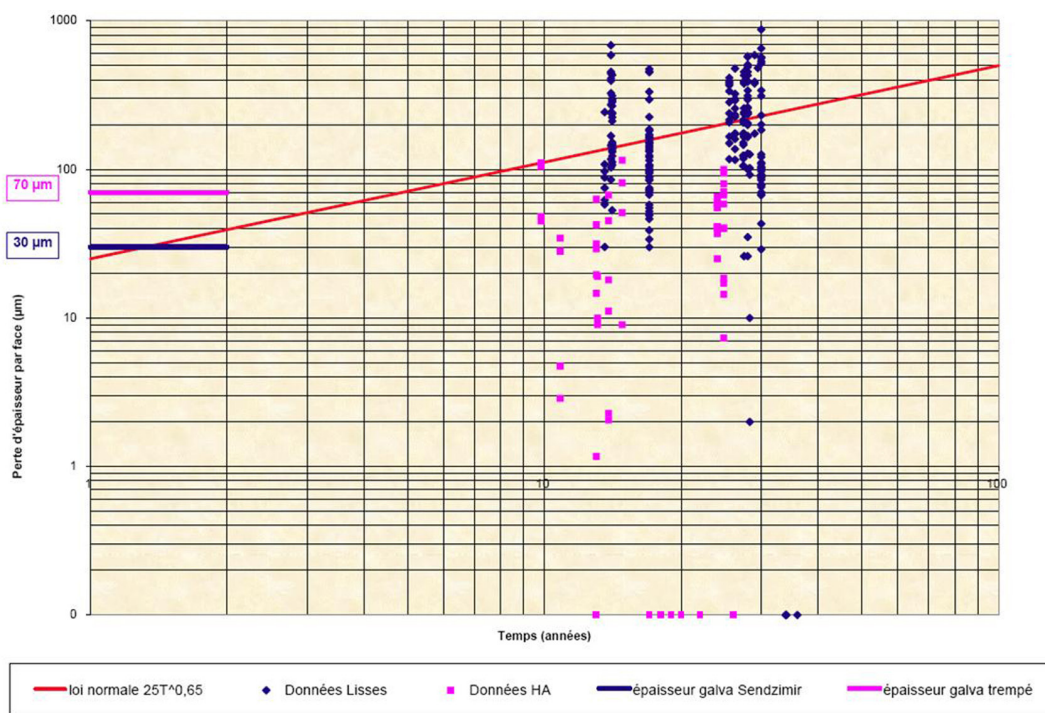


Figure 29. Perte d'épaisseur moyenne d'acier mesurée sur les échantillons d'armatures en fonction de leur âge et de leur constitution

↳ Perte de résistance

Pour les armatures lisses (3 mm d'épaisseur), la perte relative de résistance de l'armature peut être liée à sa perte relative d'épaisseur (cf. **figure 30**¹) par la relation :

$$\frac{\Delta R}{R_0} = K \cdot \frac{\Delta e}{e_0}$$

1. Sur cette figure, les valeurs des résistances initiales R_0 ont été recalées de façon à ce que la régression linéaire reliant la perte relative de résistance à la perte relative d'épaisseur passe par l'origine. Ceci traduit le fait que la résistance réelle à rupture de l'acier est supérieure à la résistance à rupture garantie.

Ce rapport K entre perte relative de résistance et perte relative d'épaisseur traduit essentiellement le fait que la corrosion n'est pas uniforme et que des concentrations de contraintes existent (**figure 30**). Il est ici de l'ordre de 1,8 lorsque la perte relative d'épaisseur ($\Delta e/e_0$) se situe entre 10 et 20 %. On constate également sur ce graphique que la perte de résistance de l'armature peut être pratiquement totale (résistance résiduelle quasi nulle) lorsque cette perte d'épaisseur relative ($\Delta e/e_0$) atteint 30 % environ.

Pour les armatures haute adhérence, une telle exploitation n'est pas possible du fait des faibles corrosions constatées.

Ces constats sont cohérents avec les dispositions prises en compte dans la norme NF P 94-270 pour évaluer les effets de la corrosion sur la résistance des armatures de renforcement.

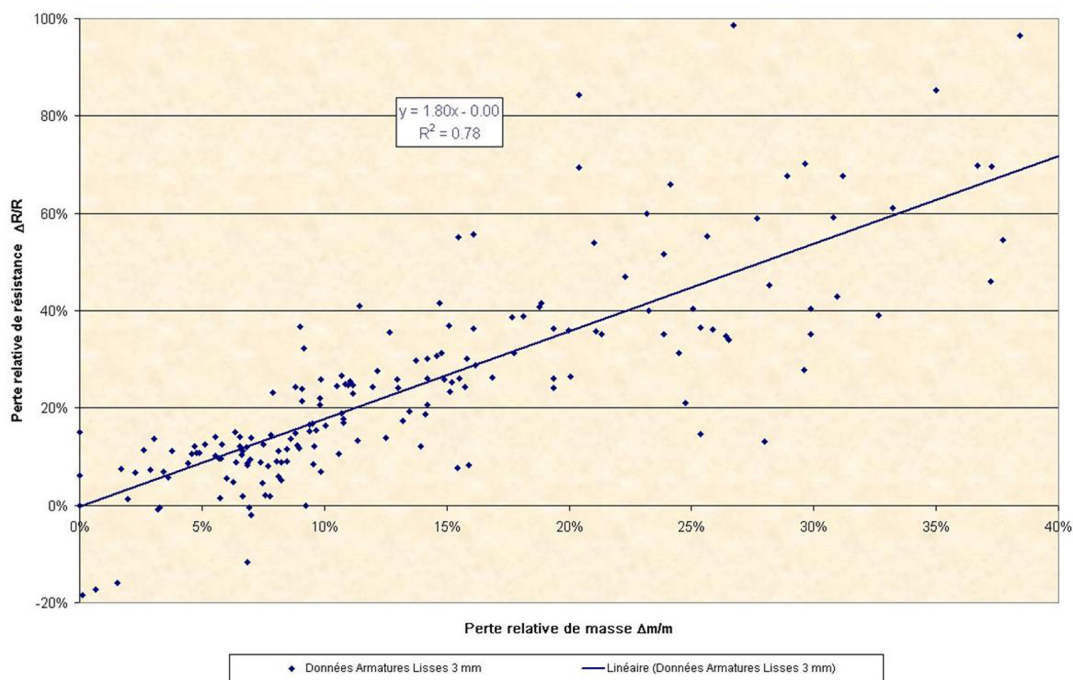


Figure 30. Perte d'épaisseur moyenne d'acier mesurée sur les échantillons d'armatures en fonction de leur âge et de leur constitution

On notera que la différence de comportement entre les armatures lisses et les armatures à haute adhérence est plus accentuée encore lorsque l'on considère la perte relative de résistance des armatures $\Delta R/R_0$ (**figure 31**). En effet, pour une perte d'épaisseur Δe donnée, la perte relative de résistance est d'autant plus importante que l'épaisseur d'origine de l'armature e_0 est faible.

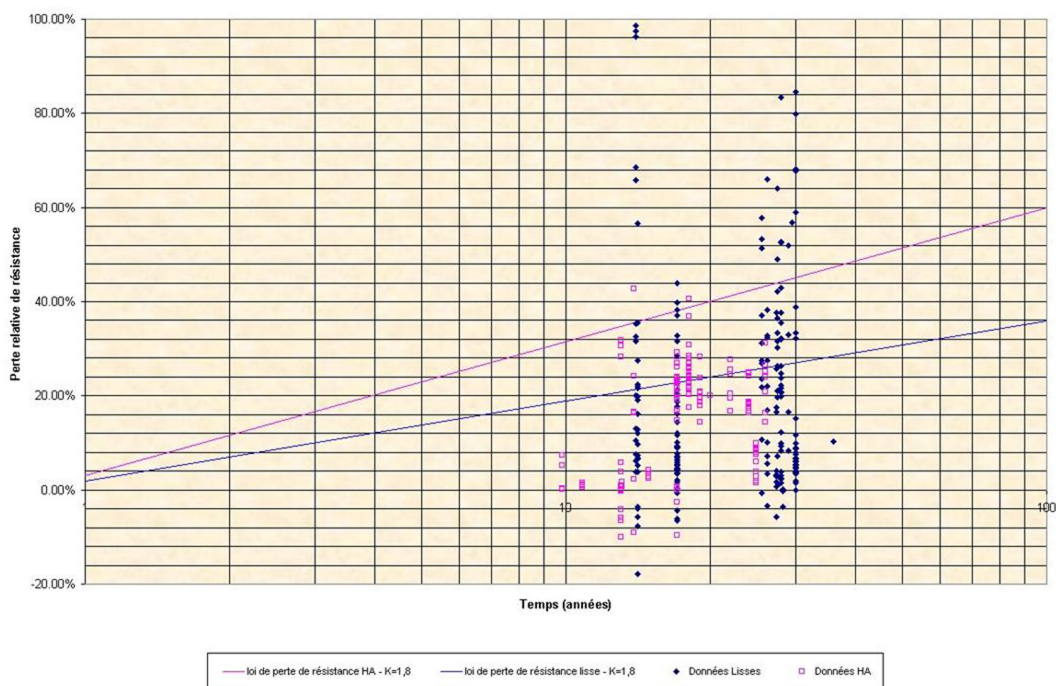


Figure 31. Perte relative de résistance mesurée sur les échantillons prélevés en fonction du temps et comparaison à la perte relative de résistance théorique

Outre les différences technologiques fondamentales entre les deux types d'armatures évoqués ici, il convient de souligner également que les améliorations dans la conception et la construction des ouvrages peuvent être une cause des différences de comportement observées. Ainsi, l'une des causes les plus fréquentes d'une corrosion excessive des armatures est l'évolution de l'agressivité des remblais par infiltration d'eaux chargées d'agents agressifs en provenance de la plate-forme soutenue, et cela en raison bien souvent d'une insuffisance ou d'une défaillance des dispositifs de collecte et d'évacuation des eaux de ruissellement ou encore de l'absence de dispositif particulier d'étanchement (géomembrane). Or ces points sont aujourd'hui parfaitement décrits au niveau des dispositions constructives. La grande dispersion est aussi liée à la différence d'environnement entre les ouvrages et à des comportements de remblai variables vis à vis des chlorures (certains sols retiennent les chlorures et le lessivage des chlorures du remblai est plus lent (cf. référence (11) du chapitre 3).

Les résultats d'investigations présentés ont été confirmés par la confrontation à d'autres sources de données (référence (7) du chapitre 3).



Annexe 2

Monographies d'ouvrages

Monographie A : Renforcement d'une rampe d'accès à un pont par clouage traversant

Descriptif de l'ouvrage	
Type de mur	Murs de soutènement parallèles qui constituent les rampes d'accès à un pont – Procédé Terre Armé®
Année de construction	1973 – 1974
Caractéristiques principales du mur	- longueur des murs : \approx 78 m - hauteur : \approx de 1,3 à 5,4 m
Type d'armature	- armatures lisses en acier doux galvanisées (procédé Sendzimir) - épaisseur nominale : 3 mm
Parement	Écailles
Remblai	Sablon avec des caractéristiques conformes aux prescriptions
Site d'exposition	Murs de soutènement d'une route nationale dans une zone de salage peu fréquent en milieu urbain



Désordres	
1987	Investigations à l'aide de fouilles manuelles ⇒ constat d'une corrosion importante des armatures
1999	Investigation à l'aide de fouilles manuelles ⇒ Aggravation de la corrosion, perforation d'armatures
<u>Conclusion</u> : il est préconisé une réparation des murs ⇒ confortement réalisé en 2004.	
Réparations	
Consistance	Confortement par tirants passifs en nappes horizontales traversant le massif et constitution de voiles en béton armé devant les écailles. Principe de réparation adapté à des murs parallèles peu espacés, ici espacement de 10,6 m.
<u>Principales difficultés</u>	Horizontalité des forages et non déviation en plan, non détérioration des écailles du parement. Procédure de mise en œuvre en conséquence : carottage des écailles du mur depuis lequel débute les forages mais carottage préalable des écailles du mur sur lequel se terminent les forages impossible en raison des déviations, même minimales, du train tige. Le passage du tricône à travers l'écaille est à l'origine de dégradations.
<u>Réalisation des carottages à l'eau</u> Diamètre 150 mm. Carottage des écailles du parement à partir duquel est débutée la foration (point d'impact des forages)	 

Réalisation des forages

Forage des tirants réalisé au travers des écailles carottées à l'aide d'un tricône diamètre 126 mm à l'air comprimé. Forage tubé à l'avancement pour maintenir le remblai. Le train de tige sert de tubage. Ce tubage joue le rôle de tube de réservation pour les tirants.

Longueur des tubes mis en œuvre : 12 m. Tubes ajustés à la largeur de la rampe après leur mise en œuvre.



Tricône débouchant du côté de la rampe opposé au point d'impact des forages, noter la dégradation de l'écaille

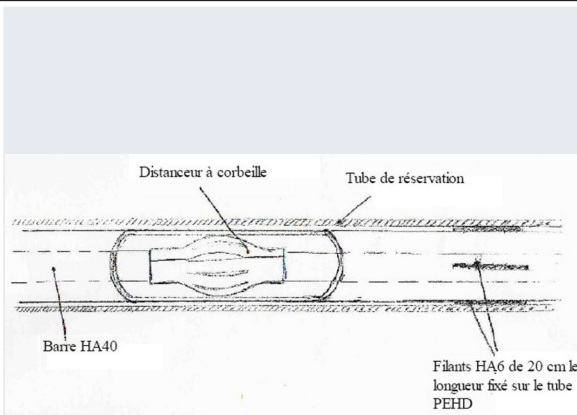


Tube de réservation débouchant du côté opposé au point d'impact du forage

Mise en place des tirants et des plaques de répartition

Armature des tirants constituée d'une barre HA40 enfilée dans une gaine PEHD de diamètre 90 mm. HA 40 centré dans la gaine à l'aide de « distanceurs » à corbeilles,

Ensemble gaine PEHD/ HA40 mis en œuvre dans le tube de réservation, des filants HA6 assurent son centrage dans le tube. Tube de réservation laissé en place, son retrait pourrait être à l'origine d'éboulements ou de désordres dans le remblai sableux.



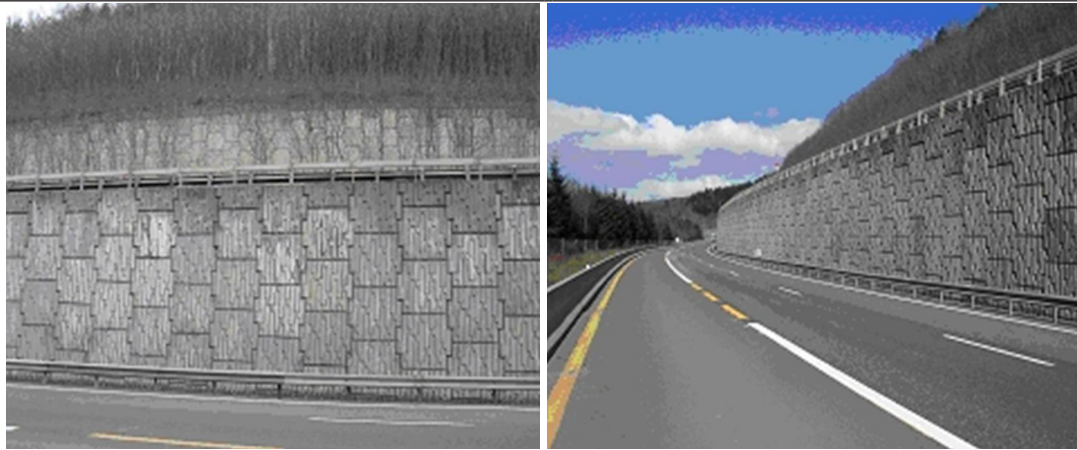
Réalisation de l'injection

Injection basse pression du coulis réalisée depuis un côté de la rampe, critère d'arrêt de l'injection : constat de refoulement du coulis de l'autre côté de la rampe.



<p>Tubes de réservation équipés des tirants et plaques de répartition avec évent.</p>	
<p><u>Réalisation d'un voile en béton recouvrant les écailles et les têtes de tirant</u></p> <p>Ferrailage constitué d'un treillis soudé ST25C.</p> <p>Le voile permet de reprendre les efforts en tête de tirants et il pallie aux détériorations des écailles provoquées par le passage du tricône coté opposé au point d'impact des forages.</p>	
<p>Coffrage avant la phase de bétonnage</p>	
<p>Quantités</p>	<p>62 tirants passifs de 10,6 m de longueur pour un linéaire d'ouvrage de 210 m</p>
<p>Durée des travaux</p>	<p>4 mois</p>

Monographie B : réparation d'un massif en sol renforcé par clouage

Descriptif de l'ouvrage	
Type de mur	Mur de soutènement qui assure la dénivellation entre deux sens de circulation – Procédé Terre Armée®
Année de construction	1974 - 1975
Caractéristiques principales du mur	Longueur totale du mur : ≈ 1660 m Hauteur maximale : $\approx 18,10$ m Surface : ≈ 19000 m ²
Type d'armature	Armatures lisses galvanisées (procédé Sendzimir) Épaisseur nominale : 3 mm
Parement	Écailles béton architecturé
Remblai	Sable gréseux
Site d'exposition	Mur de soutènement d'une autoroute dans une zone de salage très fréquent
	
Désordres	
1989	Extractions de témoins de corrosion \Rightarrow constat d'un processus de corrosion (mis en œuvre après la construction du mur).
1990	Réalisation de 3 fouilles à partir de la chaussée \Rightarrow mise en évidence d'une pollution importante du remblai par les sels de déverglaçage et d'une corrosion avancée des armatures des lits supérieurs
<p>Conclusion : il est préconisé un confortement partiel du mur \Rightarrow confortement réalisé en 1991.</p>	

2001 / 2002
 Nouvelles investigations par fouille à partir de la chaussée à proximité des premières fouilles mais sur des profondeurs plus importantes de l'ordre de 6 m ⇒ évolution importante de la corrosion caractérisée par la perforation et la rupture de plusieurs armatures du fait de la pollution progressive du remblai par les sels de déverglaçage.

Conclusion : confortement urgent de l'ensemble du mur ⇒ confortement étendu à l'ensemble du mur en 2004.



Réparations

Réparation partielle en 1991

Consistance	- Confortement par clouage : technique classique avec forage avant mise en place et injection du clou avec protection type P2 - Confortement des trois premiers lits sur 958 m de long.
-------------	--

Type de clou	- barres HA20 et HA25 de type Fe E400.
--------------	--

Diamètre de forage	130 mm
--------------------	--------

Quantités	1396 clous pour un linéaire de 9055 m
-----------	---------------------------------------

Durée des travaux	4,5 mois
-------------------	----------

Réparation totale en 2004

Consistance	- Confortement par clouage : technique classique avec forage avant mise en place et injection du clou avec protection type P2 - Confortement sur une surface de 6040 m ² - L'emprise du chantier étant de 6 m environ (neutralisation d'une voie de circulation), la mise en œuvre des clous de plus de 6 m nécessite l'adoption d'un dispositif particulier de manchonnage.
-------------	---

Réalisation des carottages avec couronne diamantée

Diamètre / 140 mm.

Inclinaison : 10° sur l'horizontale.

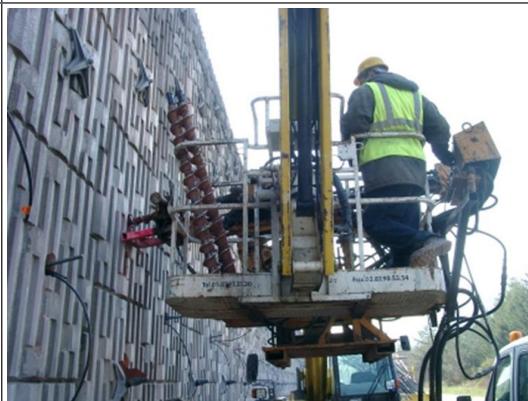
Profondeur : 18 à 22 cm



Réalisation des forages à la tarière

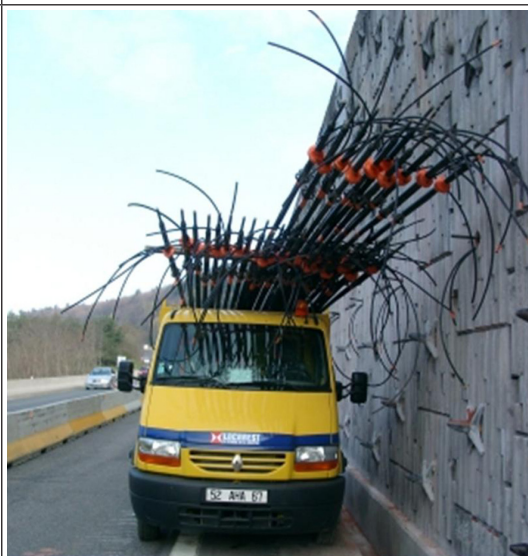
Diamètre / 130 mm.


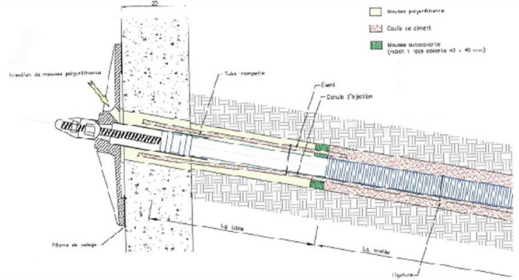

Longueur variable de 3 à 8 m avec surlongueur de 0,20 cm



Préparation et mise en place des clous

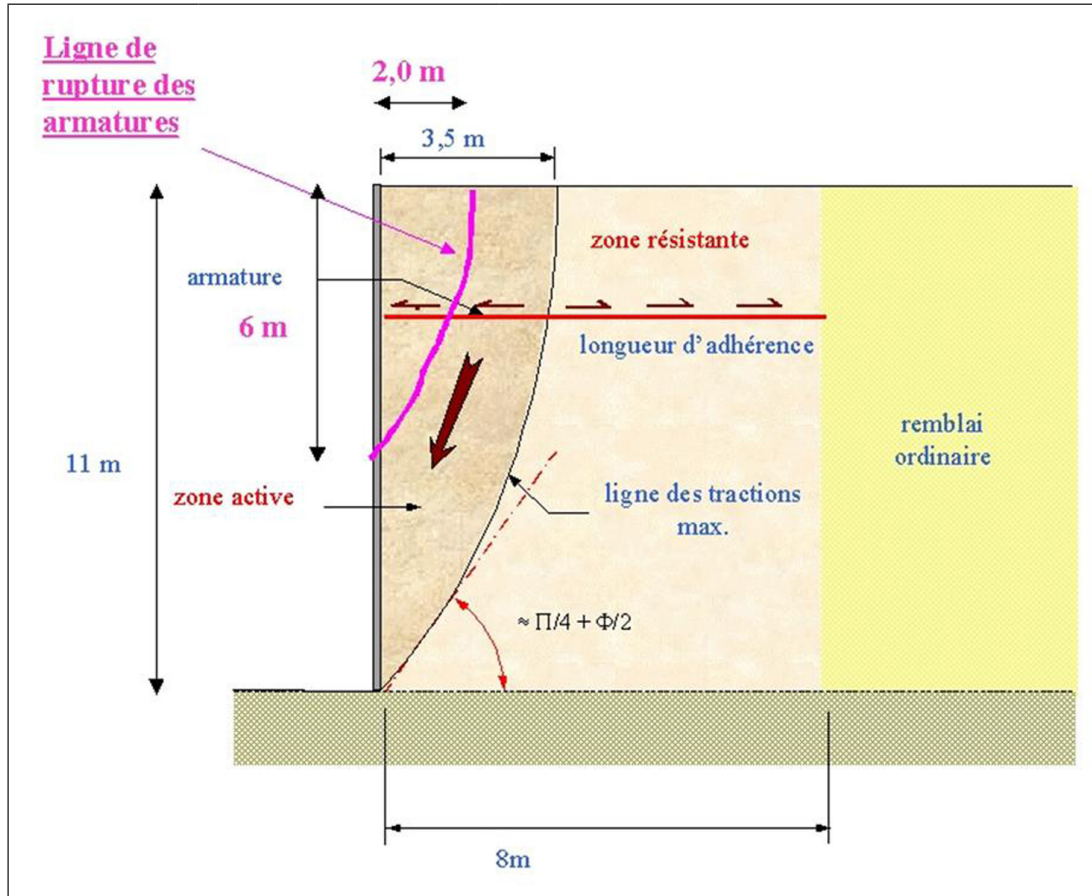
Les clous de diamètre 20 mm et 25 mm en acier type FeE 500 sont équipés de distanceurs, de canules d'injection, d'évents et de bouchons. Les clous sont mis en place manuellement.



<p><u>Manchonnage</u></p> <p>Les barres d’ancrage de longueur égale à 8 m sont constituées par 2 éléments assemblés par manchon : 1 élément de 6 m et 1 élément de 2 m. Le manchon est situé à la limite entre la longueur scellée et la longueur libre. Après assemblage des barres par manchon, la partie nue (zone du manchon) est enduite de cire pétrolière puis coiffée par un tube appelé « gaine de manchon ».</p>	
<p><u>Longueur libre</u></p> <p>La longueur libre est réalisée en usine, elle est fonction de la longueur des clous et de sa position par rapport au pied du mur. Elle varie de 0,50 à 2 m.</p>	
<p><u>Injection</u></p> <p>Injection du coulis de scellement via la canule d’injection qui va jusqu’au pied du clou. Arrêt de l’injection lorsque le coulis sort par l’évent.</p> <p>Rapport C/E = 2</p> <p>avec CEM V/A (S-V) 32,5 N PM-ES-CP1</p>	
<p><u>Pose des plaques d’appui</u></p> <p>Plaques d’appui cruciformes de 400 x 400 mm en fonte protégée par galvanisation.</p>	<p>Plaques d’appui cruciformes de 400 x 400 mm en fonte protégée par galvanisation.</p>

Monographie C : réparation d'un massif en sol renforcé après effondrement partiel

Descriptif de l'ouvrage	
Type de mur	Mur de soutènement qui soutient une voie de circulation autoroutière – Procédé Terre Armée®
Année de construction	1974
Caractéristiques principales du mur	Hauteur maximale : ≈ 13,50 m
Type d'armature	Armatures lisses galvanisées (procédé Sendzimir) Épaisseur nominale : 3 mm
Parement	Écailles béton architecturé
Remblai	Sable gréseux
Site d'exposition	Mur de soutènement d'une autoroute dans une zone de salage très fréquent
Désordres	
1990	réalisation de fouilles à partir de la chaussée ⇒ mise en évidence d'une corrosion des armatures des lits supérieurs
2001 / 2002	nouvelles investigations par fouille à partir de la chaussée et par carottages ⇒ évolution importante de la corrosion caractérisée par la perforation et la rupture de plusieurs armatures du fait de la pollution progressive du remblai par les sels de déverglaçage
<u>Conclusion</u> : réparation urgente à programmer	
2003	Effondrement partiel (27 écailles) du mur suite à un violent orage consécutif à une période de sécheresse ⇒ rupture à proximité d'un regard de collecte des eaux
	



Réparations

Réparation de la zone effondrée

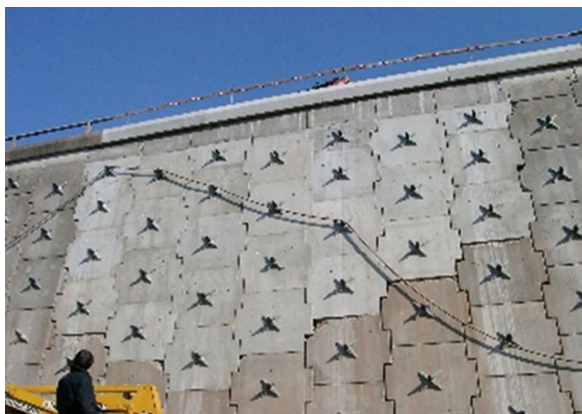
Confortement provisoire

- curage de la zone effondrée
- mise en place d'un géotextile sur le remblai TA
- application d'un béton projeté



Réparations spécifiques à la zone effondrée

- mise en place des nouvelles écailles ;
- carottage de l'écaille de diamètre 140 mm ;
- mise en place de géotextile à l'arrière des écailles sur toute la surface ;
- dégagement au droit du forage du béton projeté avec perceuse et burineur ;
- mise en place d'un tuyau PVC sur toute la zone libre du futur tirant ;
- réalisation des clous ;
- mise en place d'un remblai ;
- reconstruction de la partie supérieure du mur.



Réparation de l'ensemble du mur

Réparation de type 1 : confortement par clouage : technique classique avec forage avant mise en place et injection du clou avec protection type P2.

Choix de la technique de réparation

Absence de contrainte particulière, recours à la solution la plus classique permettant d'assurer la meilleure durabilité aux clous.

Réalisation des carottages avec couronne diamantée

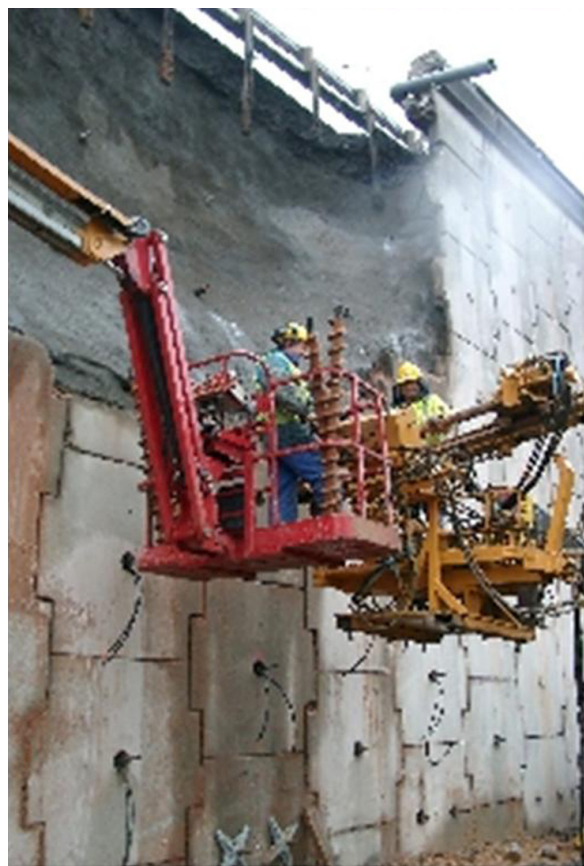
Diamètre 140 mm.



Réalisation des forages à la tarière

Diamètre 130 mm.

Longueur variable de 3 à 8 m avec surlongueur de 0,20 cm.



Préparation et mise en place des clous

Clous : barre d'acier haute adhérence diamètre 20 mm et 25 mm de type GEWI avec protection P2.



Injection

Rapport C/E = 2



Pose des plaques d'appui

Plaques d'appui cruciformes de 400 x 400 mm en fonte protégée par galvanisation.



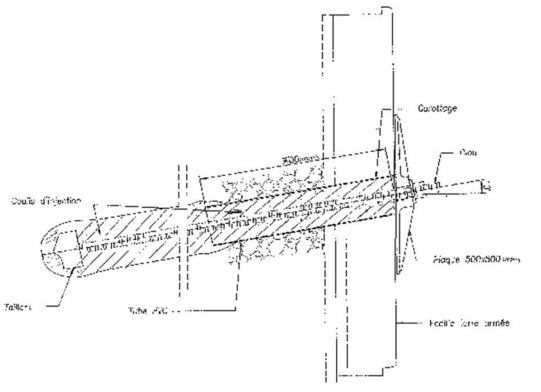

Réparation de type 2 : Confortement des murs par clouage avec ancrages autoforés manchonnés.

Choix de la technique de réparation

Contrainte particulière liée à la proximité des voies SNCF avec circulation des trains (impossibilité de mettre en place des clous de longueur supérieure à 3 m et travail de nuit).

Réalisation des carottages avec couronne diamantée

Diamètre 160 et 110 mm (inclinaison à 10° sous l'horizontale)


<p><u>Préparation des ancrages</u></p> <p>Type : boulons d'ancrage à injection active TITAN constitués :</p> <ul style="list-style-type: none"> - d'une barre creuse fileté sur toute la longueur de la barre ; - d'un taillant perdu, vissé sur la 1^e barre de forage. <p>Les barres d'acier à haute adhérence, les manchons et les écrous sont protégés de la corrosion par une galvanisation à chaud de 500 g/m² minimale.</p>	
<p><u>Réalisation des ancrages</u></p>	<p>Foration par rotation et percussion,</p> <ul style="list-style-type: none"> - lorsque la 1^e longueur est forée, la barre suivante est manchonnée, la foration peut reprendre ; - pendant toute la phase de foration, le coulis de foration C/E = 2 est injecté via le train de barre avec résurgence de celui-ci en tête de forage.
<p><u>Matériel de forage</u></p> <p>Engin de foration sur chenilles, camions ou pelles mécaniques équipés d'une glissière réglable en orientation et en inclinaison.</p>	
<p><u>Matériel de fabrication et d'injection du coulis</u></p>	<p>2 centrales de type HANY équipées d'un malaxeur, d'un bac agitateur et d'une pompe d'injection.</p> <p>Composition des gâchées de coulis : 50 kg de ciment et 25 litres d'eau.</p> <p>C/E = 2 avec un ciment CEM V/A 32,5 CE PM ES CP 1 NF.</p>

Mise en place des plaques d'appui

Mise en place des plaques d'appui définitives cruciformes :
500 x 500 mm en fonte avec protection par galvanisation



Monographie D : Réparation par clouage d'un mur en remblai renforcé par éléments métalliques en acier inoxydable

Descriptif de l'ouvrage	
Type de mur	Mur de soutènement qui soutient une voie de circulation autoroutière - Procédé Terre Armée®
Année de construction	1975
Caractéristiques principales du mur	Longueur : 77 m Hauteur variable de 0,50 à 6,00 m
Type d'armature	Armature lisse en acier inoxydable, épaisseur nominale : 1,5 mm
Parement	Écailles béton
Remblai	Sable gréseux
Site d'exposition	Mur de soutènement d'une autoroute dans une zone de salage intensif
	
Désordres	
Investigations en 1986 à partir de la chaussée	
<p>Des investigations ont été réalisées en 1986 suite à des désordres constatés sur des ouvrages du procédé Terre Armée® construits entre 1973 et 1975 avec des armatures inoxydables. L'ouvrage a donc fait l'objet d'investigations :</p> <ul style="list-style-type: none"> - examen visuel du mur ; - examen des armatures dans les fouilles ; - essais sur prélèvements de remblai. <p>Deux fouilles ont été réalisées avec prélèvements d'armatures et de remblais pour essais.</p>	

Résultats des essais sur remblai

- fouille Nord : résistivité 7 400 Ωcm

- fouille Sud : résistivité 30 000 Ωcm

soit des résistivités mesurées supérieures aux prescriptions de la norme A 05-252 (résistivité > 1 000 Ωcm)

pH : compris entre 7,3 et 8,7 (selon la norme, il doit être compris entre 5 et 10)

Teneurs en chlorures : entre 4,6 mg/kg et 33 mg/kg soit < 200 mg/kg selon norme

Résultats des observations sur les armatures

Les armatures ont été examinées visuellement et notées suivant les recommandations du guide LCPC - Sétra de 1979. 14 armatures ont été observées.

L'ensemble des armatures présente : des amorces de piqûres, de la corrosion localisée, localement des perforations.



Photos des fouilles et détails de la corrosion des armatures

Conclusion : nécessité d'une réparation

Réparations

Réparations en 1995

Consistance	Renforcement par clouage de l'ensemble du mur
Type de clou	- Clous autoforés de 6 m en partie supérieure ; - Clous tubés de 6 m injectés avec coulis en partie inférieure.
Caractéristiques des clous	Diamètre : 32 mm, longueur : 6 m

Protection des clous	- Longueur libre : épaisseur sacrifiée à la corrosion de 6 mm pour une barre creuse de diamètre extérieur 38 mm intérieur 14 mm - Longueur scellée : coulis injecté
Quantités	1 clou par écaille \approx 300 clous
Durée des travaux	3 mois

Surveillance après réparations

Investigations 2005

2005 : Investigations spécifiques suite à la réalisation d'un écran anti-bruit : fouille et carottage pour évaluer la corrosion des armatures et contrôler la protection des clous de renforcement.

Investigations sur les clous

4 clous ont été dégagés sur une longueur de 1,5 m environ : 2 par fouille et 2 par carottage.

Observations : injection de coulis ne présentant pas de désordres



Photos des fouilles et des carottages

Résultats des essais sur remblai prélevé à proximité des clous :

Sols conformes aux prescriptions de la norme A 05-252

- résistivité $> 1\ 000\ \Omega.cm$
- pH compris entre 5 et 10
- teneur en chlorures : $(Cl^-) < 200\ mg/Kg$

Investigations sur les armatures inoxydables

Réalisation de 2 petites fouilles



Vue de la fouille en cours de réalisation

Dégagement de deux armatures pour analyse et essais avec prélèvements de remblai.

↳ Résultats obtenus sur armatures

Examen visuel et notation suivant le guide du Sétra de décembre 1994. Les degrés de corrosion relevés sont caractérisés par la lettre E. Ils traduisent de petites piqûres localisées.

Essais de résistance : les résistances résiduelles obtenues sont inférieures à la résistance garantie de l'ordre de 20 %. Les lanières présentent toutefois une résistance résiduelle de l'ordre de 40 000 N.



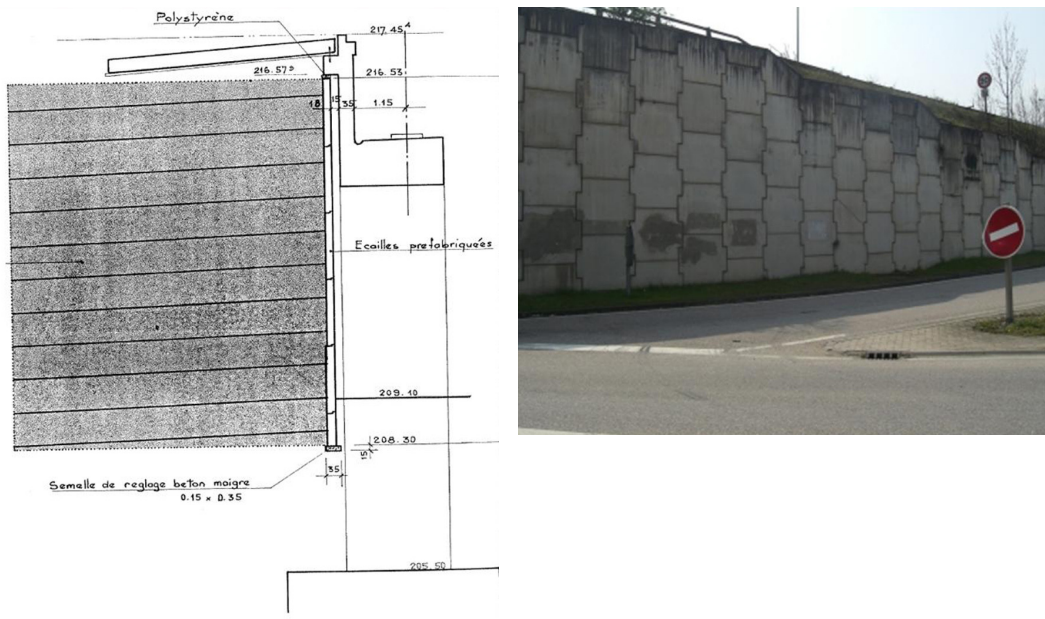
Armatures prélevées

Résultats obtenus sur remblais :

Sols conformes aux prescriptions de la norme A 05-252

- résistivité > 1 000 Ω .cm
- pH compris entre 5 et 10
- teneur en chlorures : (Cl⁻) < 200 mg/Kg

Monographie E : Désordres liés à des défauts de mise en œuvre du remblai

Descriptif de l'ouvrage	
Type de mur	Mur de front de culée mixte et mur en aile construits en élargissement d'une culée mixte existante (procédé Terre Armée®)
Année de construction	1983-1984
Caractéristiques principales du mur	- longueur du mur : ≈ 77 m - hauteur : $\approx 8,2$ m sous ouvrage
Type d'armature	- armatures haute adhérence en acier galvanisé - épaisseur nominale : 5 mm
Parement	Écailles béton
Remblai	Calcaire, B3 selon RTR 1976(25)
Contexte géotechnique	Pont fondé sur semelle superficielle sur des graves alluvionnaires. Massif en sol renforcé fondé sur une couche de limon plus ou moins argileux 3 m plus haut environ que la semelle.
Site d'exposition	Mur de soutènement d'une autoroute dans une zone de salage très fréquent
	

Désordres

1985 (avant mise en service et réalisation des travaux de finition)

Pénétration d'eau au niveau du TPC entre ouvrages. Déformation du mur se traduisant par des déplacements des écailles (espace entre mur et chevêtre de culée de 3 à 4 cm au lieu de 15 cm sur plan d'exécution).

Tassement du sol du massif ayant entraîné :

- un vide sous la dalle de transition à l'arrière du chevêtre ;
- une fracture des corniches et contre-corniches au droit du corbeau, ces éléments étant solidaires de la dalle de transition **(photo 42)**.

A priori, pas de désordre constaté sur les armatures, en tout cas pas d'investigations spécifiques pour les déterminer.



Photo 39. Vide sous la dalle de transition



Photo 40. Détail du vide sous la dalle de transition

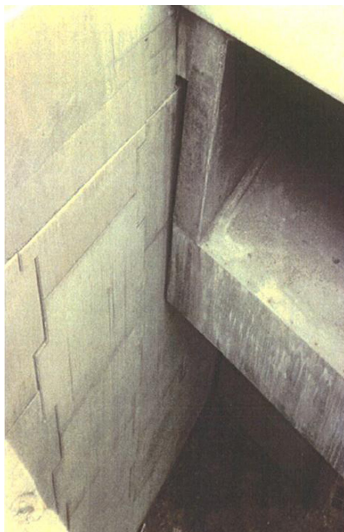


Photo 41. Bombement du mur de front



Photo 42. Fracture de la longrine support de BN4

<p><u>Diagnostic et préconisations établis en 1985</u></p>	<p>Cause évoquée : accumulation d'eau dans le massif Travaux réalisés :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ comblement du vide sous la dalle de transition par un béton fluidifié ; ➤ remplacement des corniches cassées ; ➤ réparation des contre-corniches et barrières de sécurité ; ➤ amélioration des dispositifs de collecte et d'évacuation des eaux et de l'étanchéité.
<p><u>Observations et investigations réalisées en 1990-1991</u></p>	<p>Observation d'une déformation du mur en aile avec déplacements d'écailles. Réalisation d'une fouille faisant apparaître 4 lits d'armatures :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ absence de corrosion ; ➤ lit 1 : pas de désordre ; ➤ lit 2 : armature très tendue ; ➤ lits 3 et 4 : armatures rompues avec décalage vertical entre l'armature et l'amorce (8 cm pour le lit 3, 10 cm pour le lit 4). <p>Prélèvement de sol :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ angle de frottement interne 44° ; ➤ sol non agressif vis-à-vis du phénomène de corrosion ; ➤ masses volumiques en place comprises entre 74 et 78 % de la densité optimale. <p>Prélèvement d'armatures :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ très faibles pertes d'épaisseur de galvanisation ; ➤ résistance résiduelle à rupture supérieure à la résistance garantie. <p>Examen du faciès de rupture :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ rupture au niveau des percements avec striction de la partie la plus étroite (trou non centré) et déchirure de la partie la plus large. <p>Évaluation de l'emprise des zones de rupture :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ réalisation de mesures de résistance électrique depuis les amorces des écailles atteintes par percements depuis le parement.

Diagnostic de 1991 : les ruptures détectées sont dues à un excès de traction. Ces ruptures ont pour origine la phase de mise en œuvre (anomalie de compactage du sol à la mise en œuvre).



Photo 43. Fouille mettant en évidence les ruptures d'armature



Photo 44. Décalage vertical entre armatures et amorces



Photo 45. Rupture ductile des armatures au droit des percements

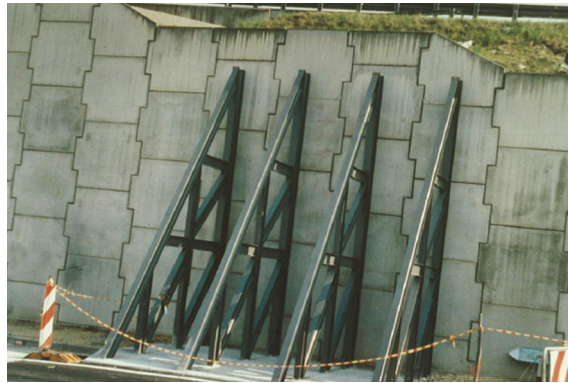


Photo 46. Confortement provisoire du mur

Monographie F : désordres liés à des déformations du sol de fondation

Descriptif de l'ouvrage	
Type de mur	Culée porteuse procédé Terre Armée®
Année de construction	1979
Caractéristiques principales du mur	- hauteur : $\approx 8,9$ m
Type d'armature	- armatures haute adhérence en acier galvanisé - épaisseur nominale : 5 mm
Parement	Écailles béton
Remblai	/
Contexte géotechnique	Massif en sol renforcé fondé sur une couche d'argile de consistance molle sur 5 m environ puis marne
Site d'exposition	Mur de soutènement d'une autoroute dans une zone de salage très fréquent

Désordres

Observations visuelles

Les inspections détaillées de l'ouvrage font apparaître une mise en butée des tabliers sur les murs garde-grèves des culées, une mise en contact des corniches, une distorsion prononcée des appareils d'appui et des hiatus des joints de chaussée fermés.



Contact des corniches avec épaufrures



Distorsion des appareils d'appui



Contact tablier / mur garde-grève



Lèvres des joints en contact

<u>Suivi topométrique</u>	<p>Le nivellement de l'ouvrage fait apparaître un déplacement vertical :</p> <ul style="list-style-type: none"> - amplitude de l'ordre de 5 cm depuis l'initialisation des mesures (1981) et 2005 - amplitude de 16 cm selon nivellement NGF de 1979 et NGF de 2009 - déplacement non stabilisé
<u>Investigations sur les armatures</u>	<p>Les investigations réalisées en 2003 font apparaître un bon état de conservation des armatures avec une couche de zinc encore présente. La vitesse de corrosion constatée est inférieure à la loi de corrosion normale prise en compte dans la justification des ouvrages. Concernant les caractéristiques chimiques et électrochimiques du sol, certains échantillons font apparaître des teneurs en sulfates dépassant les limites de la norme 05-252 et des teneurs en chlorures proches des limites. Ces constats amènent à être vigilant sur l'évolution future des phénomènes de corrosion.</p>
<u>Recalcul de l'ouvrage en stabilité interne</u>	<p>Les recalculs montrent que la résistance des armatures est assurée à court terme, la résistance d'interaction sol / armature est vérifiée sans marge sur les deux lits supérieurs.</p>
Campagne d'essais géotechniques	<p>Des investigations complémentaires ont montré l'absence de purge des couches de sols compressibles sous le massif en sol renforcé et la consolidation partielle de ces sols malgré les 30 ans de service de l'ouvrage.</p>
<u>Diagnostic</u>	<p>La cause des désordres apparaît être un déplacement horizontal de fluage significatif du sol de fondation lié à un tassement important de celui ci depuis la construction de l'ouvrage.</p>

Annexe 3

Évaluation de l'état des murs

Annexe 3.1. Évolution des règlements de calcul

L'objet de la présente annexe est d'établir un comparatif succinct des différents textes utilisés pour la justification des ouvrages en remblai renforcé. La comparaison est axée sur la stabilité interne de l'ouvrage. Nous ne nous intéresserons qu'aux seules situations de projet durables.

✧ *Chronologie de règles de calcul*

Les premiers ouvrages en remblai renforcé ont vu le jour au milieu des années 1960 et il a fallu attendre 1979 pour voir apparaître le premier document publié sous l'égide du ministère des transports traitant de la justification de ces ouvrages.

On distingue essentiellement trois documents traitant de la justification des ouvrages en remblai renforcé. Ces documents sont par ordre chronologique :

- « *Les ouvrages en Terre Armée® – Recommandations, règles de l'art* », de Septembre 1979, document diffusé par le LCPC et le Sétra ;
- la norme française NF P 94-220 (éditions de juillet 1992 puis de juin 1998) ;
- la norme NF P 94-270 de juillet 2009, norme d'application de l'Eurocode 7.

✧ *Comparaison de règlements*

La comparaison des documents est faite sur la base d'un mur de soutènement à parement vertical portant une plate-forme horizontale et possédant des lits de renforcement en bande de longueur constante sur la hauteur du mur.

✧ *Classification des ouvrages*

Les recommandations de 1979 classifient les ouvrages suivant :

- leur durée de service
 - ouvrages provisoires ;
 - ouvrages temporaires ;
 - ouvrages permanents (70 ans pour les murs et 100 ans pour les culées de ponts).

- leur site d'implantation
 - ouvrages hors d'eau ;
 - ouvrages en eau douce ;
 - ouvrages en site maritime.
- leur niveau de sécurité
 - ouvrages ordinaires (les murs de soutènement en général) ;
 - ouvrages à haut niveau de sécurité (les culées de pont notamment).

En terme de dimensionnement, ces classes influent essentiellement sur les épaisseurs sacrifiées à la corrosion et sur les facteurs partiels de sécurité portant sur la résistance des renforts.

La norme NF P 94-220 reprend sensiblement les mêmes classifications en apportant quelques nuances :

- pour la durée de service : elle reprend les mêmes classes mais pour les ouvrages permanents, tous les ouvrages dits « sensibles » doivent avoir une durée de service de 100 ans (notamment les murs de plus de 10 m de haut et les culées de pont) ;
- pour le niveau de sécurité, elle distingue trois classes :
 - ouvrages simples (mur de moins de 3 m de haut) ;
 - ouvrages courants (mur entre 3 et 10 m de haut) ;
 - ouvrages sensibles (mur de plus de 10 m de haut et culée de pont).

La norme NF P 94-270 définit des catégories géotechniques qui sont fonction des conditions de site (simples ou complexes) et des conséquences de la ruine de l'ouvrage (classes de conséquence). Les murs et les culées de pont sont en général de la catégorie géotechnique 2. Cette catégorie géotechnique n'a pas d'influence sur le dimensionnement des armatures. La norme définit la notion de durée d'utilisation qui est de 75 ans pour les murs de soutènement et de 100 ans pour les culées de pont. La norme ne définit pas explicitement de classification suivant le site d'implantation (hors d'eau, en eau douce ou en site maritime), toutefois cette donnée est nécessaire pour déterminer les lois de corrosion à prendre en compte pour estimer les pertes d'épaisseur de métal.

En synthèse, l'évolution des règlements sur ce point ne modifie pas significativement la classification des ouvrages.

✧ **Actions et combinaisons d'actions**

Concernant les actions permanentes (poids et poussée du massif, descentes de charge des tabliers dans le cas de culées), les différents textes n'introduisent pas de différence majeure. Concernant les charges d'exploitation, les textes renvoient aux règlements de charge. Des évolutions portant sur l'intensité des charges à considérer sont donc possibles (la prise en compte des charges routières de l'Eurocode peut entraîner une augmentation de l'intensité de la surcharge appliquée au massif).

Pour tous les textes, les justifications des armatures vis-à-vis de la traction sont réalisées à l'état limite ultime.

En général, la combinaison d'action qui dimensionne vis-à-vis de la rupture des armatures dans le massif est la combinaison où :

- le poids propre du massif est considéré comme défavorable (donc majoré) ;
- la poussée du remblai est considérée comme défavorable ;
- la surcharge variable sur ouvrage est considérée comme défavorable.

Les recommandations de 1979 intègrent une combinaison d'actions où les charges permanentes (poids et poussée du sol) sont majorées par 1,35 et les actions variables (surcharges routières sans caractère particulier) sont majorées par 1,60.

Aucun coefficient de sécurité n'est appliqué à la source sur les paramètres du sol. Le coefficient de sécurité sur la résistance des armatures (appliqué sur la contrainte à rupture) est de 1,50 pour les ouvrages courants et de 1,65 pour les ouvrages à haut niveau de sécurité.

La norme NF P 94-220 propose deux combinaisons d'actions fondamentales à l'état limite ultime. C'est en général la combinaison dite A qui est prépondérante pour la vérification des armatures. Dans cette combinaison, les actions permanentes (poids et poussée du sol) sont majorées par $1,2 \times 1,125 = 1,35$ et les actions variables (surcharges) sont majorées par $1,33 \times 1,125 = 1,50$.

Aucune sécurité n'est appliquée à la source sur les paramètres du sol.

Le coefficient de sécurité sur la résistance des armatures (appliqué sur la contrainte à rupture) est de 1,50 pour les ouvrages courants et de 1,65 pour les ouvrages de grande importance.

La norme NF P 94-270 précise que la justification en stabilité interne relève d'un état limite ultime de type structurel (STR) et recommande l'approche 2. La définition de cette approche précise les facteurs partiels de sécurité à appliquer, à savoir :

- 1,35 sur les charges permanentes défavorables ;
- 1,5 sur les surcharges défavorables ;
- 1 sur les paramètres du sol.

Les facteurs partiels appliqués sur la résistance des renforcements sont de :

- 1 pour la limite élastique ;
- 1,25 pour la rupture en traction.

En synthèse, les pondérations appliquées sur les actions sont très proches pour les trois textes.

Pour ce qui concerne la pondération des paramètres de sols, les Eurocodes ne doivent pas introduire de différence notable (pondération à la source).

Concernant les pondérations sur les résistances, la comparaison avec la norme NF P 94-270 ne peut être faite que sur la base des seuls coefficients partiels de sécurité car les méthodes de calcul sont différentes. Nous aborderons ce point à l'afin de l'annexe.

✧ *Détermination du diagramme de poussée à l'arrière des massifs*

Le diagramme de poussée est déterminé par l'inclinaison de la poussée sur l'horizontale et par le coefficient de poussée.

Pour un mur sans talus en tête, les recommandations de 1979 donnent une poussée horizontale avec un coefficient de poussée déterminé par la formule :

$$K = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_2}{2} \right)$$

La norme NF P 94-220-0 retient la formulation suivante pour l'inclinaison de la poussée :

$$\delta = \min \left\{ 0,8 \cdot \left(1 - 0,7 \frac{L_m}{H_e} \right) \cdot \varphi_1 ; \frac{2}{3} \varphi_2 \right\}$$

La norme NF P94-270 retient la formulation suivante pour l'inclinaison de la poussée :

$$\delta = 0,8 \cdot \left(1 - 0,7 \frac{L_m}{H_e} \right) \cdot \varphi_1$$

Pour le coefficient de poussée, les deux normes retiennent une formulation similaire :

$$K = \frac{\frac{[\cos(\varphi_2)]^2}{\cos(\delta)}}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2)}{\cos(\delta)}}\right]^2}$$

avec

φ_1 : angle de frottement interne du massif

φ_2 : angle de frottement interne du remblai à l'arrière du massif

L_m : longueur des armatures

H_e : Hauteur du mur

Si l'on considère un mur de 15 m de haut, de 12 m de large, avec un angle de frottement du matériau du massif de 36° et un matériau à l'arrière du massif ayant un angle de frottement de 30°, on obtient :

↳ pour les recommandations de 1979, $d = 0$ et $K = 0,333$

↳ pour les deux normes $d = 12,67^\circ$ et $K = 0,304$

Les recommandations de 1979 seraient donc plus pénalisantes que les normes actuelles. On notera toutefois les latitudes offertes par les règlements pour la détermination de ces poussées.

✧ **Détermination de la hauteur mécanique**

Pour un mur de soutènement à plate-forme horizontale, les trois textes donnent des résultats identiques.

✧ **Détermination de la ligne de traction maximale**

Les normes donnent le même tracé de la ligne de traction maximale. Les recommandations de 1979 donnent une ligne de traction plus éloignée du parement notamment en partie inférieure du massif. La détermination de l'état de contrainte verticale au sein du massif étant basée sur la contrainte équivalente de Meyerhof, cette différence ne doit pas introduire de grande modification pour le dimensionnement en traction des armatures. Par contre, cela modifie les efforts mobilisables en frottement, la longueur de mobilisation étant plus grande d'après les deux normes.

✧ **Détermination du coefficient de poussée $K(z)$**

Ce coefficient dépend de la profondeur. Les formulations proposées dans les deux normes sont similaires, avec toutefois un paramètre d'ajustement, Ω_1 , qui peut être adapté plus librement dans la norme NF P 94-270.

$$\text{si } z \leq z_0 = 6 \text{ m} \quad K(z) = \Omega_1 \cdot K_a \cdot \left[1,6 \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right]$$

$$\text{si } z > z_0 \quad K(z) = \Omega_1 \cdot K_a$$

La formulation est très légèrement différente dans les recommandations de 1979 mais conduit à des résultats similaires :

$$\text{si } z \leq z_0 = 6 \text{ m} \quad K(z) = K_0 \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + K_a \frac{z}{z_0}$$

$$\text{si } z > z_0 \quad K(z) = K_a$$

avec

Ω_1 : coefficient lié au type de renforcement (égal à 1 pour les renforcements en

bande) K_a : coefficient de poussée active du sol du massif $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2}\right)$

K_0 : coefficient de poussée au repos du sol du massif $K_0 = 1 - \sin \varphi_1$

❖ Détermination du coefficient d'interaction sol / renforcement

Ce coefficient dépend de la profondeur. Il est noté $\mu^*(z)$ dans les deux normes et $f^*(z)$ dans les recommandations de 1979.

Les formulations proposées dans les deux normes sont identiques :

$$\text{si } z \leq z_0 = 6 \text{ m} \quad \mu^*(z) = \mu_0^* \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \mu_1^* \frac{z}{z_0}$$

$$\text{si } z > z_0 \quad \mu^*(z) = \mu_1^*$$

La formulation est différente dans les recommandations de 1979 :

$$\text{si } z \leq z_0 = 6 \text{ m} \quad f^*(z) = f_0^* \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \tan(\varphi_1) \frac{z}{z_0}$$

$$\text{si } z > z_0 \quad f^*(z) = \tan(\varphi_1)$$

Les coefficients μ_0^* , μ_1^* et f_0^* sont déterminés sur la base d'essais.

Pour les recommandations de 1979, il est proposé :

- ↳ pour les armatures haute adhérence : $f_0^* = 1,2 + \log C_u$ avec $C_u = D60/D10$
- ↳ pour les armatures lisses : $f^* = 0,40$ dans tout le massif

La norme NF P 94-220-0 ne donne pas de formule et renvoie à la norme d'essai NF P 94-222.

La norme NF P94-270 donne un tableau permettant d'évaluer μ_0^* , μ_1^* en fonction de la nature du sol et du type de renforcement.

Classe Matériau	Type de remblai (suivant NF EN 14475, Annexe A)			
	1	2	3	
	drainant	granulaire	intermédiaire	
Bandes métalliques à haute adhérence et bandes géosynthétiques ⁽¹⁾⁽²⁾				
	$h_0(m)$	6,0	6,0	6,0
μ_0^*	$C_u \leq 2$	1,2	1,2	1,2 ($\tan \varphi_{1K} / \tan 36^\circ$)
	$2 < C_u \leq 10$	1,5	1,5	1,5 ($\tan \varphi_{1K} / \tan 36^\circ$)
	$10 < C_u \leq 20$	2,2	2,2	
	$C_u > 20$	2,5	2,5	
	μ_1^*	Mini ($\tan \varphi_{1K}; 0,8$)	Mini ($\tan \varphi_{1K}; 0,8$)	$\tan \varphi_{1K}$
Bandes métalliques lisses				
	$\mu_{(Z)}^*$	0,4	0,4	

avec : φ_{1K} : valeur caractéristique de l'angle de frottement interne du massif

✧ Détermination de la contrainte verticale totale

Cette contrainte est déterminée selon la méthode de Meyerhof pour les trois textes.

✧ Prise en compte de la corrosion

Les recommandations de 1979 fixent une épaisseur sacrifiée à la corrosion fonction du site d'implantation, de la durée de vie de projet et du type de protection, soit par exemple 1 mm sacrifié pour un ouvrage hors d'eau de durée de vie de 70 ans ayant des armatures en acier protégées par galvanisation à chaud. Cette épaisseur sacrifiée

est ôtée de l'épaisseur nominale de l'armature pour déterminer l'épaisseur de calcul, elle correspond donc à la perte totale du métal de base sans tenir compte de la protection des armatures. Cette épaisseur sacrifiée correspond à une perte maximale directement assimilable à une perte de résistance.

La norme NF P 94-220-0 renvoie à la norme A 05-252 qui reprend le tableau des recommandations de 1979.

La norme NF P 94-270 définit des lois de corrosion fonction de l'environnement et du type de protection des armatures. Par exemple, pour un ouvrage hors d'eau avec des armatures en acier galvanisé, la loi donnant la perte de métal P par face en fonction du temps T est du type $P(\mu\text{m})=25.T^{0,65}$, soit une épaisseur par face de $396 \mu\text{m}$ pour 70 ans, épaisseur à laquelle on doit retrancher l'épaisseur de galvanisation soit $70 \mu\text{m}$. L'épaisseur totale sacrifiée est alors de $652 \mu\text{m}$. Cette épaisseur est à considérer comme une perte d'épaisseur moyenne, elle est affectée d'un facteur K qui est égal à 2 pour les armatures galvanisées et d'un coefficient partiel de sécurité sur K qui vaut 1,25. Enfin, la norme NF P 94-270 limite la perte maximale de section à 50 %.

❖ *Évaluation de la résistance des renforcements*

L'une des principales différences entre la norme NF P 94-270 et les autres textes (qui sont équivalents) réside dans l'évaluation de la résistance de calcul des armatures. La comparaison des différents textes n'est pas immédiate car l'évaluation de la résistance dépend notamment du type d'armature et de la durée de service envisagée pour l'ouvrage. Pour illustrer ces différences, nous considérons deux types d'armature en bande qui seraient dans un ouvrage hors d'eau d'une durée de service de 70 ans.

Cas 1 :

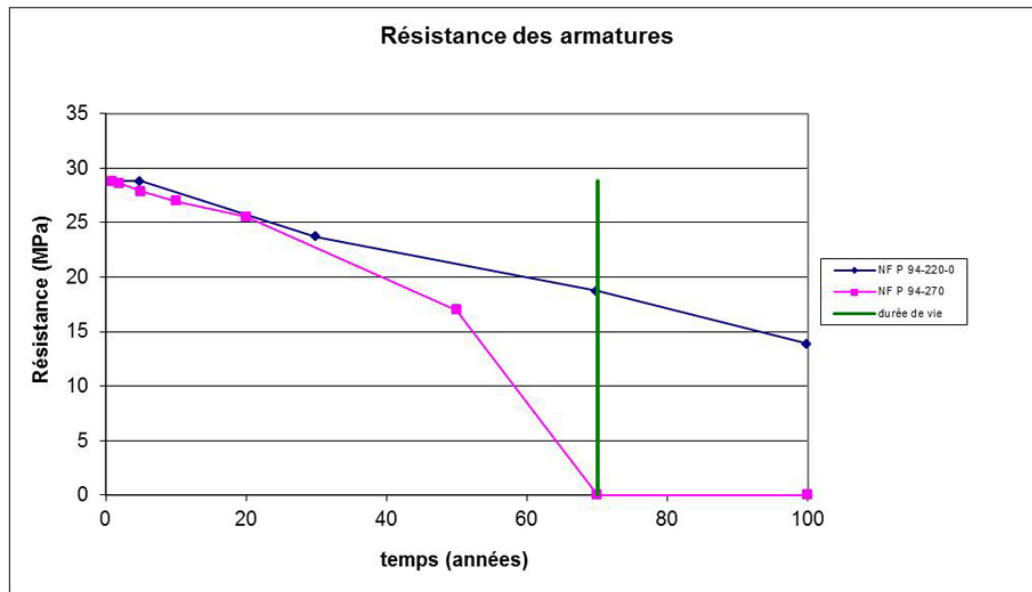
Géométrie de l'armature

<i>Épaisseur de zinc</i>	e_{z_0}	30	μm
<i>Épaisseur d'acier</i>	e_{a_0}	3	mm
<i>largeur de l'armature</i>	B	40	mm
<i>section de l'armature</i>	S_0	120	mm^2

Résistance de l'armature

<i>contrainte à rupture</i>	f_u	360	MPa
<i>limite élastique</i>	f_y	240	MPa

La comparaison au cours du temps des résistances de calcul données par les différents règlements permet d'établir le graphique suivant :



On constate qu'à la fin de la durée de service, la résistance de calcul donnée par la norme NF P 94-270 est nettement inférieure à celle donnée par les autres textes. Dans l'exemple, cette résistance est même nulle. Cette norme ne raisonne pas uniquement en perte d'épaisseur moyenne mais également en perte d'épaisseur maximale par introduction d'un coefficient K , qui a pour valeur 2. La perte relative maximale d'épaisseur est limitée à 50 % (la perte d'épaisseur moyenne est limitée à 25 %) ; au-delà, la corrosion est supposée suffisamment avancée pour que l'on considère que la probabilité que le renforcement soit rompu est très élevée. Ceci condamne l'utilisation d'épaisseurs faibles (3 mm ici) pour des ouvrages définitifs.

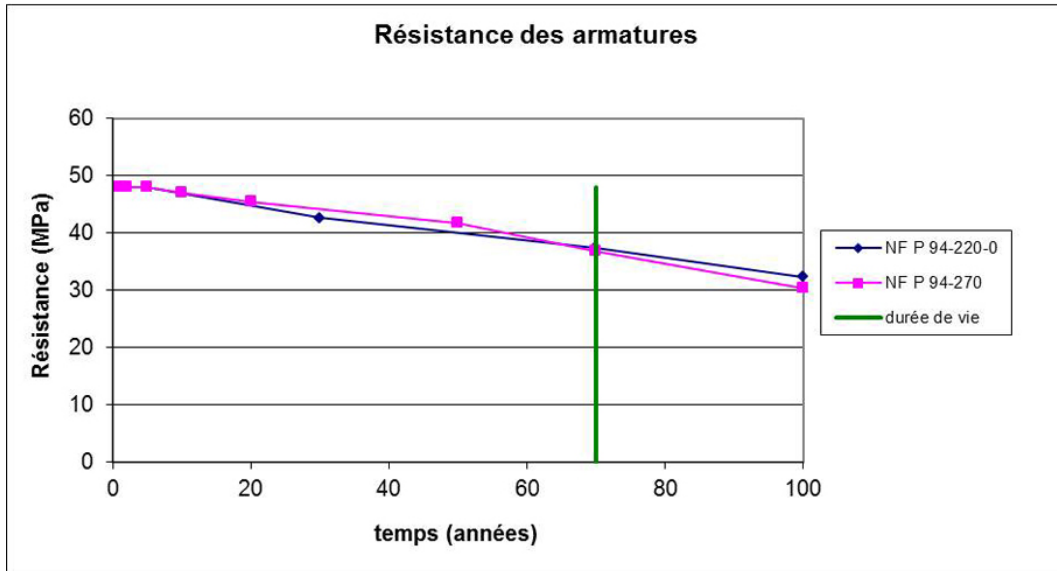
Cas 2 :

Géométrie de l'armature

<i>Épaisseur de zinc</i>	e_{z_0}	70	μm
<i>Épaisseur d'acier</i>	e_{a_0}	5	mm
<i>largeur de l'armature</i>	B	40	mm
<i>section de l'armature</i>	S_0	200	mm^2

Résistance de l'armature

<i>contrainte à rupture</i>	f_u	360	MPa
<i>limite élastique</i>	f_y	240	MPa



On constate qu'à la fin de la durée de service la résistance de calcul donnée par la norme NF P 94-270 est sensiblement égale à celle donnée par les autres textes. Dans ce cas, les dimensions de l'armature (sa section) sont suffisamment grandes devant la perte d'épaisseur pour que l'effet d'hétérogénéité de la corrosion ne soit pas pénalisant.

Annexe 3.2. Évaluation du coefficient K^2 et établissement de lois caractérisant l'évolution de la corrosion d'une armature en acier galvanisé pour le pronostic d'un ouvrage

Données issues des investigations sur une armature

À partir d'un échantillon d'armature prélevé sur ouvrage, il est possible de connaître :

- la résistance résiduelle à rupture de l'armature R_{res} sur la base d'un essai de traction directe ;
- la section d'acier résiduelle moyenne S_{res} ; cette perte peut être estimée, après décapage chimique de la galvanisation, par pesage ou par caractérisation de la géométrie de l'armature.

À partir de ces données, on détermine :

- la perte relative de résistance :
$$\frac{\Delta R}{R_0} = \frac{R_0 - R_{res}}{R_0}$$

R_0 est la résistance initiale sans considération de coefficient partiel, $R_0 = S_0 \cdot f_u$

avec

S_0 : section initiale de l'armature

f_u : contrainte de rupture

- la perte relative de section de l'armature :
$$\frac{\Delta S}{S_0} = \frac{S_0 - S_{res}}{S_0}$$

✧ *Détermination du coefficient K*

Le coefficient K caractérise l'hétérogénéité du phénomène de corrosion affectant une armature, il est défini par :

² Le coefficient K , introduit explicitement par la norme NF P 94-270, n'est pas nommé par cette norme. Ce coefficient est introduit avec la perte moyenne de section ΔS de l'armature, le produit $K \cdot \Delta S$ représentant la perte maximale de section de l'armature.

$$K = \frac{\frac{\Delta R}{R_0}}{\frac{\Delta S}{S_0}}$$

Le coefficient K est en général compris entre 1 et 2, une valeur de 2 étant atteinte pour une corrosion très avancée. Si l'on réalise une extrapolation de l'état d'un mur à une date T_1 à partir des résultats d'investigations réalisées à la date T_0 , on peut envisager de se projeter dans le temps en retenant le coefficient K issu des investigations si les dates T_1 et T_0 sont assez proches (de l'ordre de 10 à 15 ans maximum), sinon il est plus prudent de retenir une valeur de K de 2 conformément au calcul de dimensionnement des murs.

❖ **Établissement de loi de corrosion pour le pronostic des ouvrages**

Les lois de corrosion à considérer lors de l'établissement du pronostic d'évolution de l'état d'un mur sont basées sur les résultats des investigations déjà réalisées sur l'ouvrage.

Les résultats de ces investigations peuvent être :

- la perte moyenne d'épaisseur d'acier déterminé à un âge donné de l'ouvrage ;
- l'historique des vitesses de corrosion déterminées par méthodes électrochimiques.

❖ **À partir de la connaissance de la perte moyenne d'épaisseur :**

Cette perte moyenne d'acier est déterminée le plus souvent par pesage d'un témoin ou d'un élément de renforcement prélevé.

Si l'on connaît la perte moyenne d'épaisseur à un instant T_1 , on peut recalculer le coefficient A de la loi A.Tⁿ en supposant n connu (0,65 pour des armatures galvanisées).

Pour des armatures en bande (section rectangulaire) de section initiale $S(T_0)$, on a ainsi :

$$A = \frac{\frac{S(T_0) - S(T_1)}{2b} + e_z}{T_1^n}$$

où $\frac{S(T_0) - S(T_1)}{2b}$ représente la perte moyenne d'acier par face à la date T_1

et e_z l'épaisseur de galvanisation à l'origine.

Pour des barres circulaires :

$$A = \frac{\frac{\Phi_0}{2} - \sqrt{\frac{S(T_1)}{\pi}} + e_z}{T_1^n}$$

avec

Φ_0 : diamètre initial de l'armature

On peut ensuite déterminer la perte moyenne d'épaisseur par face à une date $T_2 > T_1$ par application de la loi de corrosion ainsi recalée.

Exemple

Soit une armature de largeur initiale $b = 60$ mm, d'épaisseur initiale $ea_0 = 5$ mm, protégée par une épaisseur de galvanisation égale à $e_z = 70$ μm .

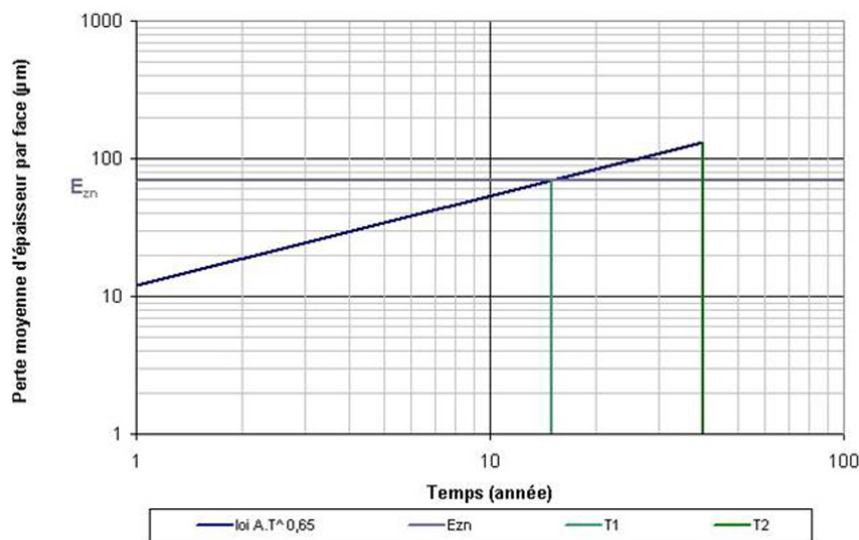
Des investigations réalisées à $T_1 = 15$ ans font apparaître une perte moyenne par face sur les armatures de 70 μm correspondant à la perte de galvanisation.

Le coefficient A de la loi de corrosion du type $P = A.T^n$ permettant de retrouver une perte P_1 de 70 μm à 15 ans avec un coefficient d'amortissement de $0,65$ est :

$$A = \frac{70}{15^{0,65}} = 12 \mu\text{m}^3$$

On souhaite maintenant se projeter à une date $T_2 = 40$ ans. On fait l'hypothèse d'une corrosion suivant une loi du type $P = 12 T^{0,65}$, la perte P_2 à 40 ans est donc égale à : $P_2 = 12 \cdot 40^{0,65} = 132$ μm

Le graphique ci-dessous illustre le principe de détermination de la perte moyenne d'épaisseur à la date T_2 .



³ Dans la loi de corrosion, le temps T doit être exprimé en année, le terme $T^{0,65}$ est alors considéré comme n'ayant pas d'unité, l'unité de la perte d'épaisseur est donnée par le coefficient A .

Si l'on n'a pas de renseignement sur la perte relative de résistance à l'âge T_1 , on applique le coefficient K donné par la norme NF P 94-270, à savoir 2, assorti d'un coefficient de sécurité de 1,25 pour déterminer la perte relative de résistance.

Dans le cas de l'exemple, on aurait, en considérant la perte P_2 de 132 μm à 40 ans :

$$\frac{\Delta R}{R_0} = K \cdot \gamma_r \cdot \frac{\Delta S}{S_0} \cdot 2.1,25 \cdot \frac{2.0,132}{5} = 13,2 \% \text{ à } 40 \text{ ans}$$

Le coefficient K peut également être déterminé à partir des résultats d'investigations à l'âge T_1 . On prendra alors garde à la dispersion sur la résistance « initiale » des renforcements pour évaluer le coefficient K , l'idéal étant de pouvoir évaluer la résistance initiale sur des échantillons d'armatures relativement sains.

✧ *À partir de l'intégration des vitesses de corrosion*

Les méthodes de suivi électrochimiques (mesure de potentiel et mesure de résistance de polarisation) peuvent théoriquement donner accès à la vitesse de corrosion exprimée en $\mu\text{m}/\text{an}$. Ces méthodes ne sont cependant pas à l'heure actuelle utilisées en France car on estime qu'elles ne sont pas suffisamment fiables. Nous présentons néanmoins ci-après la démarche qu'il serait possible d'adopter.

À une date T_1 , la surveillance d'un ouvrage par cette méthode peut fournir la perte moyenne d'épaisseur par face depuis l'origine (par intégration des vitesses mesurées au cours du temps) et la vitesse de corrosion à la date T_1 .

Pour déterminer les pertes d'épaisseur à une date T_2 , on peut :

➤ soit supposer que la vitesse de corrosion est constante entre T_1 et T_2 et prise égale à la vitesse $V(T_1)$, on a alors :

$$P(T_2) = P(T_1) + V(T_1) \cdot (T_2 - T_1)$$

avec $P(T)$ perte d'épaisseur par face en μm au temps T en années
 $V(T)$ vitesse de corrosion au temps T en $\mu\text{m}/\text{an}$

➤ soit supposer que la vitesse de corrosion est la dérivée de la perte d'épaisseur moyenne par face ((6)), on a alors :

$$V(T) = n \cdot A \cdot T^{n-1}$$

On peut ensuite déterminer A en supposant n connu (par exemple $n = 0,65$).

Exemple

On reprend le cas de l'armature de l'exemple précédent qui présente une perte moyenne d'épaisseur par face, déterminé par méthodes électrochimiques, de $70\mu\text{m}$ à $T_1 = 15$ ans. La vitesse de corrosion estimée à 15 ans est $V(T_1) = 3\mu\text{m/an}$ par face. On souhaite comme précédemment se projeter à une date $T_2 = 40$ ans.

On fait d'abord l'hypothèse d'une vitesse de corrosion constante entre T_1 et T_2 . La perte à la date T_2 est égale à :

$$P(T_2) = 70 + 3 \cdot (40 - 15) = 145\mu\text{m}$$

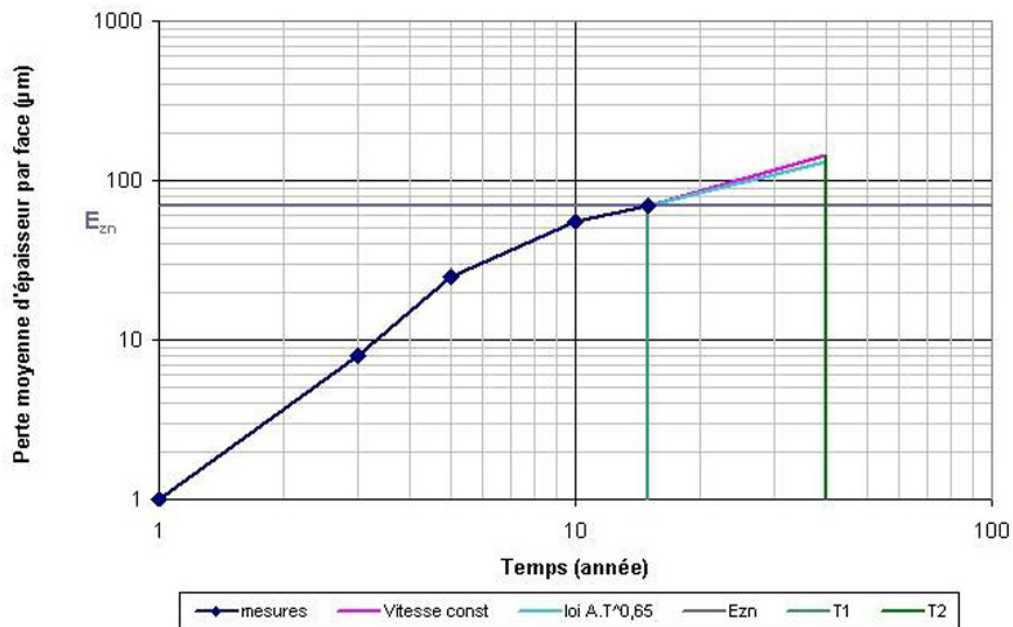
On fait ensuite l'hypothèse d'une loi de corrosion du type $A T^{0,65}$ jusqu'à la date T_1 , on a :

$$A = \frac{3}{0,65} \cdot \frac{1}{15^{(0,65-1)}} = 12\mu\text{m}$$

On se projette ensuite à la date T_2 avec une loi du type $P = 12 T^{0,65}$, on trouve :

$$P(T_2) = 12 \cdot 40^{0,65} = 132\mu\text{m}$$

Le graphique ci-dessous illustre le principe de la démarche :



La perte relative de résistance peut être déterminée selon les principes évoqués au paragraphe précédent.

Synthèse

En conclusion, l'établissement du pronostic d'évolution de l'état d'un ouvrage nécessite aujourd'hui la connaissance de la perte moyenne d'épaisseur des armatures issue de pesages sur éléments exhumés du massif en sol renforcé.

Annexe 3.3. Exemple de diagnostic et de pronostic de l'état d'un mur

Préambule

Les calculs présentés dans cette annexe ont été réalisés à l'aide du logiciel DIPTERA-LCPC diffusé par le LCPC.

➤ Données du calcul

Description de l'ouvrage

L'ouvrage considéré est un mur de soutènement en remblai renforcé dont les éléments de renfort sont des bandes horizontales métalliques peu extensibles. Le parement du mur est vertical et tous les éléments de renforcement ont la même longueur. Ce parement est constitué d'écailles en béton. L'ouvrage est en « site terrestre hors d'eau ».

Les dimensions principales du mur sont :

Hauteur : $H = 13,5 \text{ m}$
 Longueur des armatures : $L_{\text{arm}} = 12 \text{ m}$

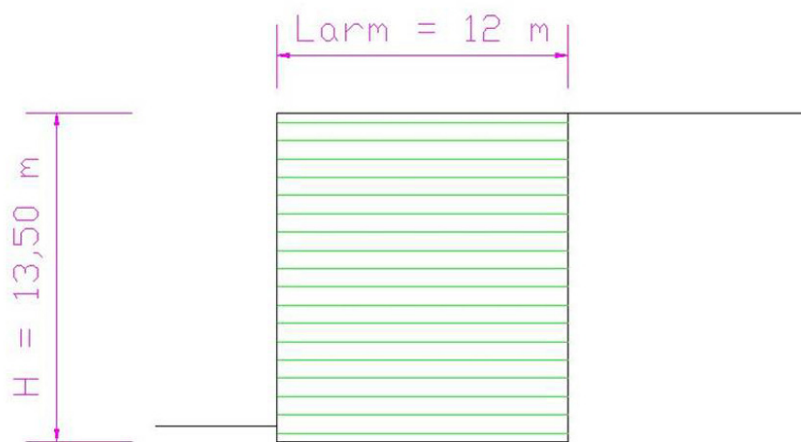


Figure 32. Géométrie extérieure du mur

Le mur soutient une plate-forme horizontale et le sol à l'Aval est aussi horizontal.

Choix d'un règlement de calcul

L'ouvrage a été construit en 1974. Pour le recalcul, on choisit de retenir les principes du guide « *Les ouvrages en Terre Armée® – Recommandations, Règles de l'Art* » édité par le LCPC et le Sétra en 1979 dans l'établissement du diagnostic pour ce qui concerne la pondération des actions et des résistances et la position de la ligne de traction maximale. Nous choisissons ce format de vérification car l'objectif est de vérifier le dimensionnement correct de l'ouvrage par rapport au règlement en vigueur à sa construction.

On suppose alors que l'ouvrage a été construit pour une durée de service de 70 ans et qu'il peut être rangé dans la classe des ouvrages ordinaires.

Les principes de la norme NF P 94-270 seront toutefois appliqués pour la détermination du diagramme de poussée et du coefficient de poussée. Cette norme est également utilisée comme référence pour établir le pronostic d'évolution de l'état de l'ouvrage.

Caractéristiques des matériaux à l'origine

↳ Remblais

Les caractéristiques retenues sont :

Massif armé :

Poids volumique caractéristique $\gamma_{1,k} = 20 \text{ kN/m}^3$

Angle de frottement interne caractéristique $\Phi_{1,k} = 36^\circ$

Coefficient d'uniformité de Hazen $C_u = D_{60}/D_{10} = 2,5$

Remblai derrière le massif :

Poids volumique caractéristique $\gamma_{2,k} = 20 \text{ kN/m}^3$

Angle de frottement interne caractéristique $\Phi_{2,k} = 32^\circ$

↳ Armatures

Les armatures sont en acier et de type lisse en bande. L'ouvrage possède 18 lits de renforcement dans sa hauteur. Le tableau ci-dessous en rappelle les caractéristiques géométriques d'origine :

Lit N° /haut	Profondeur / surface (m)	Largeur de l'armature section courante (mm)	Épaisseur de l'armature section courante (mm)	Largeur de l'armature section attache (mm)	Épaisseur de l'armature section attache (mm)	N Nombre d'armature par mètre longitudinal
1	0.4	60	3	60	3	1.333
2	1.15	60	3	60	3	1.333
3	1.9	60	3	60	3	1.333
4	2.65	60	3	60	3	1.333
5	3.4	60	3	60	3	1.333
6	4.15	60	3	60	3	1.333
7	4.9	60	3	60	3	2.000
8	5.65	60	3	60	3	2.000
9	6.4	60	3	60	3	2.000
10	7.15	60	3	60	3	2.000
11	7.9	60	3	60	3	2.000
12	8.65	80	3	80	3	2.000
13	9.4	80	3	80	3	2.000
14	10.15	80	3	80	3	2.000
15	10.9	80	3	80	3	2.667
16	11.65	80	3	80	3	2.667
17	12.4	80	3	80	3	2.667
18	13.15	80	3	80	3	2.667

Nota : on retient des épaisseurs nominales sans tenir compte des tolérances de laminage.

À l'attache au parement, les armatures présentent un trou circulaire de 13 mm de diamètre.

Les caractéristiques mécaniques des armatures sont les suivantes :

➤ $f_y = 240 \text{ Mpa}$;

$f_u = 360 \text{ Mpa}$.

Les armatures sont protégées par galvanisation. L'épaisseur de galvanisation à l'origine est estimée à $e_z = 30 \mu\text{m}$.

Enfin, on considère qu'une épaisseur sacrifiée à la corrosion de 1 mm a été prise en compte à l'origine. Compte tenu de la présence de la galvanisation, on retient une perte totale du métal de base $e_s = 0,94 \text{ mm}$.

↳ Parement

On considère un coefficient de souplesse du parement a_0 de 0,85.

Prise en compte des résultats d'investigations

Une grande fouille a été réalisée sur l'ouvrage après 30 ans de service. Cette grande fouille permet de caractériser les résistances et la corrosion des armatures de la façon suivante :

Lit n° /haut	R_{ori} (kN)	R_{res} (kN)	$\Delta R/R$ (%)	$\Delta a/ea_0$ (%)	K
1	64.80	35.00	45.99	30.0	1.53
2	64.80	36.00	44.44	28.0	1.59
3	64.80	42.00	35.19	25.0	1.41
4	64.80	50.00	22.84	15.0	1.52
5	64.80	55.00	15.12	10.0	1.51
6	64.80	57.00	12.04	9.0	1.34
7	64.80	58.00	10.49	8.0	1.31
8	64.80	60.00	7.41	7.0	1.06
9	64.80	61.00	5.86	5.0	1.17
10	64.80	63.00	2.78	2.5	1.11
11	64.80	64.00	1.23	1.1	1.12
12	86.40	86.00	0.46	0.4	1.16
13	86.40	86.00	0.46	0.4	1.16
14	86.40	86.00	0.46	0.4	1.16
15	86.40	86.00	0.46	0.4	1.16
16	86.40	86.00	0.46	0.4	1.16
17	86.40	86.00	0.46	0.4	1.16
18	86.40	86.00	0.46	0.4	1.16

Avec :

R_{ori} : Effort résistant d'origine d'une armature

R_{res} : Effort résistant résiduel d'une armature

$\Delta R/R$: la perte relative de résistance

$\Delta a/ea_0$: perte d'épaisseur d'acier totale sur l'épaisseur d'acier d'origine

K : facteur reliant la perte relative de résistance à la perte relative d'épaisseur

$$K = \frac{\frac{\Delta R}{R}}{\frac{\Delta a}{ea_0}}$$

Actions

↳ Actions pondérales des sols

Poids du massif : en l'absence de nappe phréatique, le poids volumique du sol est le même pour tout le massif.

↳ Actions de poussée des sols

L'action de poussée du sol s'applique sur la face arrière du massif sur la hauteur H. L'inclinaison et le coefficient de poussée pris en compte sont calculés dans la suite du document.

↳ Surcharges sur terre-plein

Surcharge q1 sur le massif

On considère une surcharge de 10 kN/m^2 appliquée sur la surface du massif jusqu'à la verticale de l'extrémité des lanières de renforcement qui délimite la face arrière du massif. La longueur d'application de la surcharge est donc de 12 m. Cette surcharge induit une action de pesanteur.

Surcharge q2 à l'arrière du massif

On considère une surcharge semi-infinie de 10 kN/m^2 appliquée sur le remblai à l'arrière du massif. Cette surcharge a une action de poussée transmise par le sol sur la hauteur H du massif.

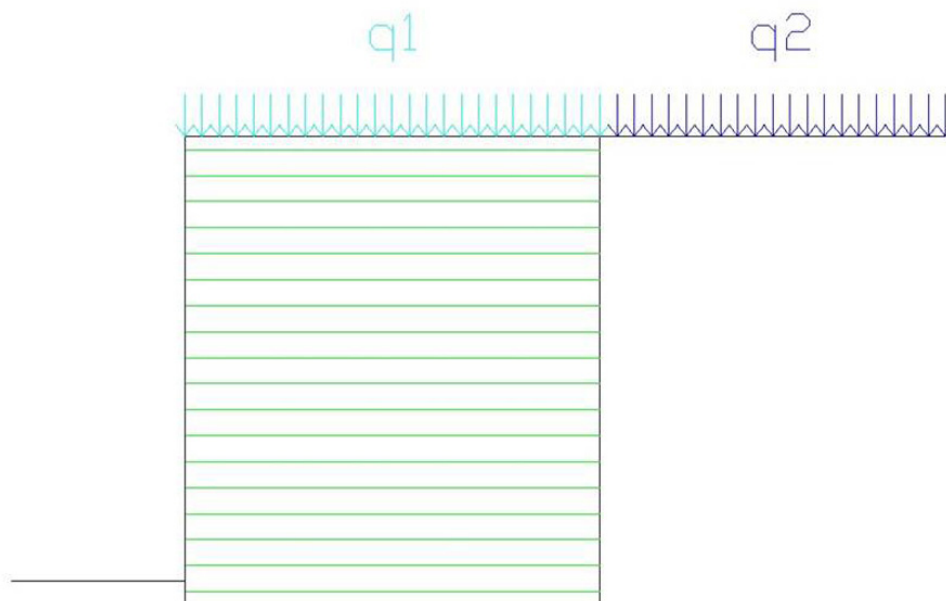


Figure 33. Surcharges sur le massif

Combinaisons d'actions

↳ Situations de projet

Seule la situation de projet durable correspondant à l'exploitation de l'ouvrage est envisagée.

↳ Définition des combinaisons d'actions

Le recalcul est effectué à l'ELU pour ce qui concerne la stabilité interne. On ne s'intéresse qu'à la résistance des armatures de renforcement, on exclut donc les vérifications portant sur l'interaction sol / armature.

Nous considérerons une seule combinaison d'actions aux ELU :

- la combinaison où les actions pondérales et de poussée seront considérées comme défavorables ; c'est la combinaison qui entraîne les efforts sollicitants les plus grands dans les armatures.

↳ Facteurs partiels

Les différents coefficients partiels de sécurité envisagés sont donnés ci-après :

➤ Actions

Action		Symbole	Facteur partiel
Permanente	Défavorable	γ_{Gsup}	1,35
	Favorable	γ_{Ginf}	1,0
Variable	Défavorable	γ_{Qsup}	1,60
	Favorable	γ_{Qinf}	0

➤ Paramètres du sol

Paramètres du sol	Symbole	Facteur partiel
Angle de frottement interne	γ_{ϕ}	1,0
Poids volumique	γ_{γ}	1,0

➤ Paramètres des éléments de renforcement

Propriétés	Symbole	Facteur partiel
rupture en traction f_u	γ_{M2}	1,50

➤ Détermination des sollicitations dans les armatures

Calculs préalables

↳ Détermination de la hauteur mécanique du massif

La hauteur mécanique du massif est sa hauteur $H = 13,50$ m.

↳ Poussée du terrain (on retient ici les principes de la norme NF P 94-270)

L'inclinaison des efforts de poussée sur le massif est donnée par la formule :

$$\delta = 0,8 \cdot \left(1 - 0,7 \frac{L_{arm}}{H} \right) \cdot \varphi_1 \quad \text{soit} \quad \delta = 10,88^\circ$$

Le coefficient de poussée est déterminé par la formule suivante :

$$K_a = \frac{\frac{\cos^2(\varphi_2)}{\cos(\delta)}}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin(\varphi_2)}{\cos(\delta)}} \right]^2} \quad \text{soit} \quad K_a = 0,284$$

La butée du sol à l'avant du massif est négligée.

↳ Poussée des surcharges

La poussée due à la surcharge q_2 sur le massif est déterminée à partir de la même inclinaison et du même coefficient de poussée.

↳ Définition des lignes de traction maximale

La ligne de traction maximale est donnée par la figure ci-dessous :

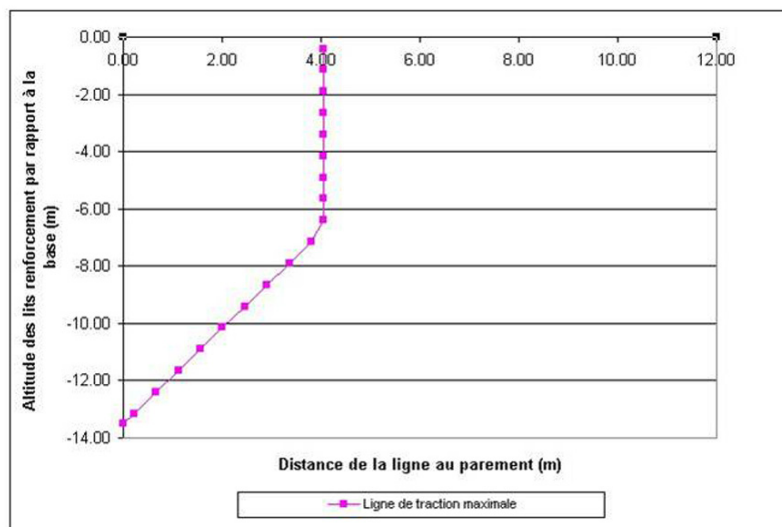


Figure 34. Lignes de traction maximale

↳ **Détermination du coefficient $K(z)$ et du coefficient $\alpha(z)$ (on retient ici les principes de la norme NF P 94-270)**

Le coefficient $K(z)$ permet de relier la contrainte verticale à un niveau z donné, à la contrainte horizontale au niveau de la ligne de traction maximale.

$$\text{si } z \leq z_0 = 6 \text{ m} \quad K(z) = \Omega_1 \cdot K_a \left[1,6 \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right]$$

$$\text{si } z > z_0 \quad K(z) = \Omega_1 \cdot K_a$$

avec

Ω_1 : coefficient lié au type de renforcement (égal à 1 pour les renforcements en bande)

$$K_a : \text{coefficient de poussée active du sol du massif} \quad K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right) = 0,260$$

Le coefficient $\alpha(z)$ permet de déterminer la contrainte horizontale au parement.

$$\text{si } z \leq 0,6.H \quad \alpha(z) = \alpha_0$$

$$\text{si } 0,6.H < z \leq H \quad \alpha(z) = \frac{1 - \alpha_0}{0,4.H} \cdot z + \frac{\alpha_0 - 0,6}{0,4}$$

L'origine des z est repérée par rapport à la surface supérieure du massif. Le tableau ci-dessous donne les valeurs des coefficients pour chaque lit :

n° lit	Profondeur (m)/haut	$K(z)$	$\alpha(z)$
1	0.4	0.405	0.85
2	1.15	0.386	0.85
3	1.9	0.366	0.85
4	2.65	0.347	0.85
5	3.4	0.327	0.85
6	4.15	0.308	0.85
7	4.9	0.288	0.85
8	5.65	0.269	0.85
9	6.4	0.260	0.85
10	7.15	0.260	0.85
11	7.9	0.260	0.85
12	8.65	0.260	0.87
13	9.4	0.260	0.89
14	10.15	0.260	0.91
15	10.9	0.260	0.93
16	11.65	0.260	0.95
17	12.4	0.260	0.97
18	13.15	0.260	0.99

➤ Détermination des efforts sollicitants

La valeur de calcul de l'effort de traction maximale par mètre de parement à un niveau considéré est égale à :

$$T_{\max,d} = \sigma_{h,d} \cdot sv$$

où $\sigma_{h,d}$ est la contrainte horizontale totale au niveau considéré, déterminée par l'expression :

$$\sigma_{hd} = K \sigma_{v,d} + \sigma_{hq,d}$$

avec

$\sigma_{v,d}$: contrainte verticale totale au niveau considéré, déterminée selon le modèle de Meyerhof.

K : coefficient de proportionnalité évoqué ci-avant.

$\sigma_{hq,d}$: contrainte horizontale de calcul provenant des actions appliquées en partie supérieure du massif, nulle dans notre cas.

et sv : espacement vertical des éléments de renfort

On détermine selon les mêmes principes la valeur de calcul des efforts de traction au parement par l'introduction du coefficient d'atténuation α :

$$T_{\text{par},d} = (K \cdot \alpha \cdot \sigma_{v,d} + \sigma_{hq,d}) \cdot sv$$

Le tableau ci-dessous donne les efforts obtenus :

n° lit	Profondeur (m)/haut	$T_{\max,d}$	$T_{\text{par},d}(z)$
		kN/m	kN/m
1	0.4	8	7
2	1.15	14	12
3	1.9	19	16
4	2.65	23	19
5	3.4	27	23
6	4.15	30	25
7	4.9	33	28
8	5.65	35	30
9	6.4	38	32
10	7.15	42	36
11	7.9	47	40
12	8.65	51	44
13	9.4	56	50
14	10.15	61	55
15	10.9	66	61
16	11.65	71	67
17	12.4	76	74
18	13.15	79	78

➤ Détermination des valeurs de calcul des résistances ultimes de traction des armatures à l'origine

Détermination des résistances

Les valeurs de calcul des résistances ultimes de traction à considérer sont définies par :

$$R_{td} = \frac{R_{tk}}{\gamma_M}$$

avec

R_{tk} : résistance en traction caractéristique
 γ_M : facteur partiel sur la résistance = 1,50

La résistance en traction caractéristique est déterminée en prenant en compte l'épaisseur sacrifiée à la corrosion :

$$R_{tk} = N.b.(ea_0 - eS).f_u$$

avec

N : nombre d'armatures par mètre de parement

b : largeur des armatures

ea_0 : épaisseur d'acier à l'origine

eS : épaisseur sacrifiée à la corrosion

f_u : contrainte à rupture de l'armature

Le tableau ci-dessous donne les résultats obtenus :

n° lit	Profondeur (m)/haut	Section courante	Section d'attache
		R_{tcd} (kN/m)	R_{tad} (kN/m)
1	0.4	40	31
2	1.15	40	31
3	1.9	40	31
4	2.65	40	31
5	3.4	40	31
6	4.15	40	31
7	4.9	59	46
8	5.65	59	46
9	6.4	59	46
10	7.15	59	46
11	7.9	59	46
12	8.65	79	66
13	9.4	79	66

14	10.15	79	66
15	10.9	105	88
16	11.65	105	88
17	12.4	105	88
18	13.15	105	88

Nota : Les variations de résistance correspondent soit à un changement du nombre d'armatures par mètre linéaire de parement soit au changement de section des armatures.

Vérification du dimensionnement à l'origine du mur

On compare l'effort sollicitant de calcul à l'effort résistant de calcul. On obtient les facteurs de surdimensionnement suivants (rapport résistance / sollicitation) :

n° lit	Profondeur (m)/ haut	Section courante	Parement
		Facteur de surdimensionnement Γ	Facteur de surdimensionnement Γ
1	0.4	4.69	4.32
2	1.15	2.89	2.66
3	1.9	2.13	1.96
4	2.65	1.72	1.59
5	3.4	1.48	1.36
6	4.15	1.32	1.22
7	4.9	1.82	1.67
8	5.65	1.70	1.57
9	6.4	1.57	1.44
10	7.15	1.40	1.29
11	7.9	1.27	1.17
12	8.65	1.54	1.49
13	9.4	1.41	1.34
14	10.15	1.30	1.20
15	10.9	1.60	1.45
16	11.65	1.49	1.31
17	12.4	1.39	1.20
18	13.15	1.34	1.13

On constate que le dimensionnement d'origine est correct si l'on se réfère aux recommandations du guide Sétra de 1979. Les lits supérieurs, qui sont dimensionnés par l'interaction sol /armatures, présentent une réserve de résistance plus importante.

Le lit qui présente la plus petite réserve à l'origine est le lit le plus en bas du mur.

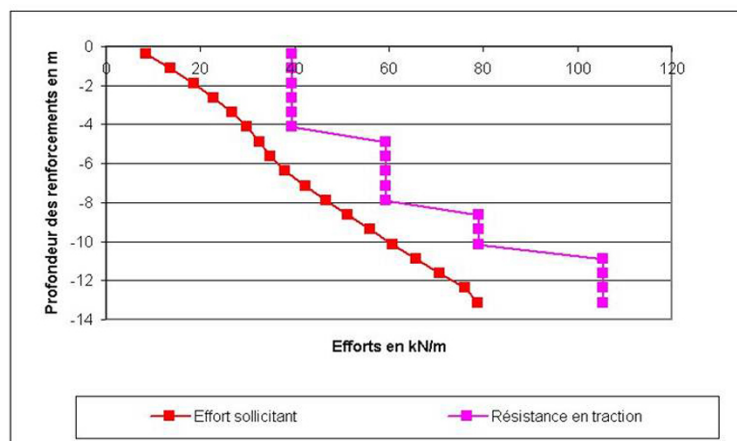


Figure 35. Comparaison des efforts sollicitants et résistants en section courante

➤ Diagnostic de l'état du mur et pronostic d'évolution

Diagnostic de l'état du mur au moment des investigations

On compare la résistance résiduelle mesurée sur des armatures prélevées à 30 ans d'âge de l'ouvrage, avec l'effort sollicitant pour chaque lit de renforcement.

n° lit	Profondeur (m)/ hau	R_{res} (kN)	T_{maxd} / N^1 (kN)	Rapport
1	0.4	35	6	5.53
2	1.15	36	10	3.51
3	1.9	42	14	3.01
4	2.65	50	17	2.91
5	3.4	55	20	2.75
6	4.15	57	22	2.54
7	4.9	58	16	3.55
8	5.65	60	17	3.45
9	6.4	61	19	3.22
10	7.15	63	21	2.98
11	7.9	64	23	2.74
12	8.65	86	26	3.35
13	9.4	86	28	3.07
14	10.15	86	30	2.83
15	10.9	86	25	3.49
16	11.65	86	27	3.24
17	12.4	86	29	3.01
18	13.15	86	30	2.91

On peut considérer que l'ouvrage est encore « réglementaire », si le rapport sollicitation / résistance est supérieur à 1,5 (facteur partiel sur la résistance). C'est le cas ici ; le lit qui présente la plus petite réserve de résistance est le 6^e en partant du haut.

Nota : Pour les armatures des lits 13 à 18, on fait l'hypothèse d'une résistance résiduelle égale à celle des armatures du lit 12.

Pronostic d'évolution de l'état du mur

Le pronostic d'évolution peut être fait en considérant deux formats de lois de corrosion dont les paramètres sont fixés par les résultats d'investigations sur ouvrages.

Loi 1 : loi de perte par face = T^n

avec n calculé pour chaque lit sur la base d'échantillons prélevés dans l'ouvrage.

Loi 2 : loi de perte par face = $A.T^{0,65}$

avec A calculé pour chaque lit sur la base d'échantillons prélevés dans l'ouvrage

Nota : La loi 1 peut s'avérer extrêmement sévère et l'on recommande dans le cas général de considérer la loi 2 dans la démarche de pronostic de l'évolution de l'état d'un ouvrage.

Nous avons illustré dans le graphique ci-après le principe de ces lois de corrosion.

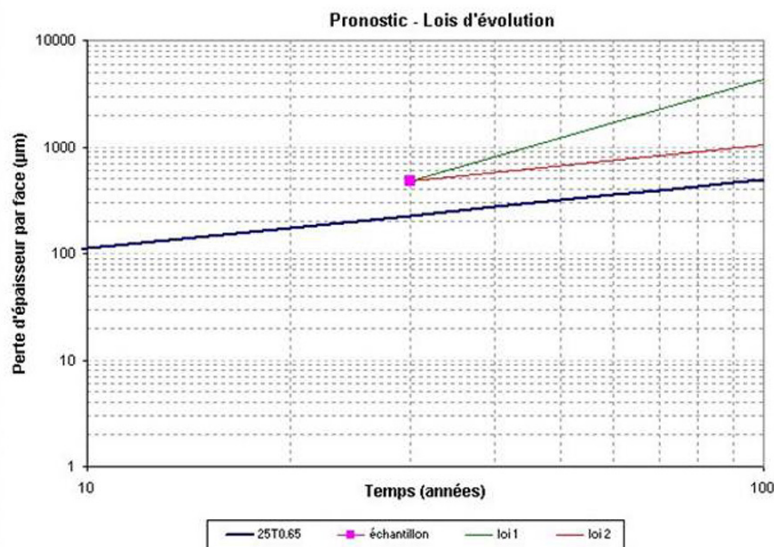


Figure 36. Comparaison des lois d'évolution envisagée pour le pronostic

Les lois de corrosion permettent de prédire la section résiduelle des armatures dans le temps. Pour passer des sections résiduelles aux résistances résiduelles, nous adoptons les modèles de la norme NF P94-270.

La résistance de calcul est ainsi donnée par la formule : $R_{idr} = \rho_{deg,r} \frac{S_0 \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$

avec :
$$\rho_{deg,r} = 1 - \gamma_r \cdot K \frac{\Delta S}{S_0}$$

ΔS : perte de section moyenne déterminée pour chaque lit lors des investigations ;

S_0 : section initiale de l'armature ;

K : coefficient de concentration de contrainte déterminé pour chaque lit lors des investigations ;

γ_r : coefficient partiel couvrant les incertitudes sur la perte maximale $K\Delta S$;

f_u : contrainte de rupture ;

γ_{M2} : coefficient partiel sur la résistance ;

On choisit de fixer la valeur du coefficient γ_r à 1, car le paramètre K a été estimé sur la base de prélèvements. Le coefficient γ_{M2} est fixé à 1,25.

En outre, la norme NF P 94-270 considère qu'une armature est rompue dès que le terme $K\Delta S/S_0$ atteint 0,5, compte tenu de l'hétérogénéité des phénomènes de corrosion.

On choisit de réaliser un pronostic à 3 ans, c'est-à-dire à 33 ans d'âge de l'ouvrage.

Le tableau ci-après présente les résistances résiduelles à 3 ans pour les 2 lois retenues :

n°lit	Profondeur (m)/ haut	Loi 1 : P = T ⁿ		loi 2 : A T ^{0.65}	
		n	Rtdrc(z) (kN)	A	Rtdrc(z) (kN)
1	0.4	1.82	0	53	22
2	1.15	1.80	0	49	23
3	1.9	1.77	25	44	27
4	2.65	1.63	31	28	33
5	3.4	1.53	35	20	36
6	4.15	1.50	37	18	38
7	4.9	1.47	38	16	38
8	5.65	1.44	39	15	40
9	6.4	1.37	40	12	40
10	7.15	1.24	42	7	42
11	7.9	1.13	42	5	43
12	8.65	1.05	57	4	57
13	9.4	1.05	57	4	57
14	10.15	1.05	57	4	57
15	10.9	1.05	57	4	57
16	11.65	1.05	57	4	57
17	12.4	1.05	57	4	57
18	13.15	1.05	57	4	57

Nota : On constate qu'avec la loi 1 où $P = T^n$, on trouve des valeurs de n qui sont supérieures à 1, cela signifie que le phénomène de corrosion s'accélère avec le temps. Il convient de confronter ce résultat avec les observations de corrosion faites sur prélèvements.

Le tableau peut être illustré par le graphique ci-dessous :

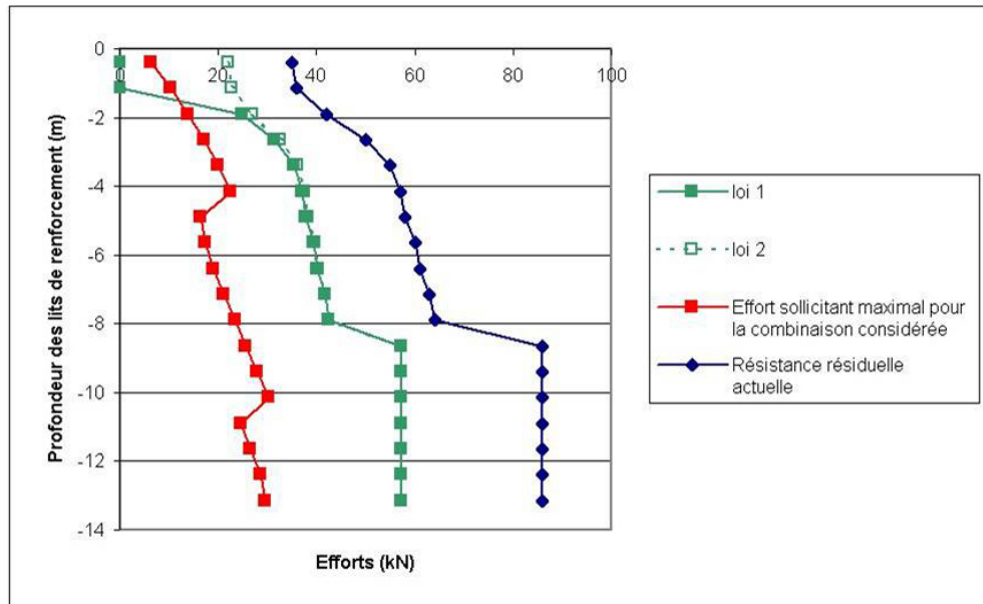


Figure 37. Pronostic d'évolution de la résistance et comparaison à la sollicitation

On constate qu'avec la loi 1, les deux premiers lits sont rompus. Ceci est lié au fait que le terme $K\Delta S/S_0$ atteint 0,5. Selon la norme NF P 94-270, en phase projet, le facteur K pour un ouvrage hors d'eau doit être pris égal à 2. Le rapport $\Delta S/S_0$ est donc à limiter à 0,25, c'est-à-dire qu'il faut garantir une perte d'épaisseur moyenne des armatures au cours de la vie de l'ouvrage inférieure à 25 %. Toujours selon cette norme, la loi de corrosion pour des armatures en acier galvanisé situées dans un remblai conforme hors d'eau est du type :

$$\text{Perte par face} = 25 \cdot T^{0.65}$$

Pour un ouvrage de durée de service de 70 ans, la perte par face attendue est de 396 μm soit une perte d'épaisseur totale de 792 μm = 0,79 mm. L'épaisseur minimale d'une armature en bande doit donc être de $\frac{1}{0,25} \cdot 0,79 = 3,16$ mm si l'on ne tient pas compte de l'épaisseur de galvanisation.

D'après les résultats d'investigations, le rapport $\Delta a/ea_0$ a déjà atteint ou dépassé 25 % pour les trois premiers lits, le facteur K est quant à lui situé autour de 1,5. Il est donc assez logique d'aboutir à des ruptures d'armatures à brèves échéances.

On notera que ce critère de rupture potentielle d'armature au-delà d'une perte d'épaisseur moyenne de l'ordre de 25 % peut être confronté aux observations faites lors de la réalisation d'une grande fouille.

Estimation de la durée de vie résiduelle de l'ouvrage

À partir de l'expression de la résistance de calcul donnée par la norme NF P94-270, on peut déterminer la durée de service T_s correspondant à l'âge de l'ouvrage où les conditions de vérification réglementaire de l'ouvrage cesseront d'être satisfaites :

$$T_s = \left[\frac{e_0}{2\gamma_r KA} \left(1 - \frac{T_d}{R_{d,0}} \right) + \frac{e_z}{A} \right]^{\frac{1}{n}} \quad (\text{cf } \S 5.3)$$

avec

e_0 : épaisseur nominale initiale de l'armature

K : coefficient prenant en compte l'hétérogénéité de la corrosion et déterminé par investigations

γ_r : facteur partiel couvrant les incertitudes sur la perte maximale $K \Delta S$ pris égal à 1

A : ordonnée à l'origine de la loi de corrosion recalée par investigations

n : coefficient d'amortissement de la loi de corrosion

e_z : épaisseur initiale de galvanisation sur l'armature

T_d : effort de traction sollicitant de calcul

$R_{d,0}$: Résistance de calcul à l'origine de l'armature $R_{d,0} = \frac{S_0 f_u}{\gamma_{M2}}$

S_0 : section initiale de l'armature

f_u : contrainte de rupture

γ_{M2} = coefficient partiel sur la résistance = 1,25

On peut également déterminer l'âge de l'ouvrage T'_s où la condition $K\Delta S/S_0 < 0,5$ cesse d'être vérifiée :

$$T'_s = \left[\frac{1}{A} \left(\frac{0,25 \cdot e_0}{K} + e_z \right) \right]^{\frac{1}{n}} \quad (\text{cf } \S 5.3)$$

Le tableau ci-dessous donne lit par lit, l'âge de l'ouvrage correspondant à l'atteinte des deux critères :

n° du lit	résistance à l'origine (kN)	paramètre A (μm)	coefficient K	T _s (années)	T' _s (années)
1	51,84	53	1,53	77	34
2	51,84	49	1,59	71	36
3	51,84	44	1,41	87	50
4	51,84	28	1,52	138	90
5	51,84	20	1,51	210	156
6	51,84	18	1,34	256	213
7	51,84	16	1,31	404	254
8	51,84	15	1,06	625	410
9	51,84	12	1,17	737	519
10	51,84	7	1,11	1424	1108
11	51,84	5	1,12	2226	1937
12	69,12	4	1,16	3853	2745
13	69,12	4	1,16	3549	2745
14	69,12	4	1,16	3246	2745
15	69,12	4	1,16	3984	2745
16	69,12	4	1,16	3732	2745
17	69,12	4	1,16	3477	2745
18	69,12	4	1,16	3346	2745

On voit que le second critère est prépondérant et que pour les 3 premiers lits en partant du haut, la durée de service de 70 ans ne peut être atteinte. Un renforcement de l'ouvrage est donc nécessaire à très brève échéance.

Annexe 3.4. Exemple d'utilisation des éléments finis pour la prévision de l'évolution de l'état d'un mur en remblai renforcé par éléments métalliques

Le but de cette note est de présenter les résultats d'évaluation d'un massif en sol renforcé obtenus à l'aide d'un modèle aux éléments finis pour analyser l'état d'un mur sur lequel on dispose de mesures caractérisant l'état des armatures après trente années de service. On reprend l'exemple traité dans l'annexe 3.3 « *Exemple de diagnostic et de pronostic de l'état du mur* » qui propose une approche plus classique de recalcul, incluant un diagnostic et une prévision d'évolution.

1. Principe de la modélisation multiphasique

Les murs en remblai renforcé par éléments métalliques sont des structures difficiles à modéliser à l'aide de calculs par éléments finis, en raison du grand nombre d'armatures mises en place et des petites dimensions de leurs sections par rapport à la surface globale du mur. La nécessité de décrire le frottement entre les armatures et le sol et le caractère tridimensionnel du réseau d'armatures conduisent à des calculs difficiles à mener dans de bonnes conditions.

L'approche alternative proposée ici consiste à tirer parti du nombre d'armatures placées dans le mur, et de leur disposition spatiale régulière, pour représenter le comportement global de la zone renforcée par un matériau « homogène » équivalent. Cette démarche a été développée en plusieurs étapes par une équipe de l'ENPC qui a étudié le comportement des ouvrages renforcés par des inclusions. La première étape a consisté à étudier les propriétés de résistance à l'échelle macroscopique du milieu renforcé (de Buhan, 1986), réinterprétées ensuite comme un critère de plasticité (Greuell, 1993). Dans une deuxième étape, une modélisation mécanique élastoplastique complète a été élaborée (Sudret, 1999, de Buhan et Sudret, 2000, Bennis, 2002).

Dans cette approche, le matériau hétérogène constitué par le sol et les inclusions est considéré comme un milieu homogène formé par la superposition de deux milieux continus, animés de cinématiques distinctes, et dans lesquels règnent des champs

d'efforts intérieurs régis par des lois de comportement indépendantes : c'est ce qui justifie la terminologie de « modèle multiphasique ». Géométriquement, les inclusions ne sont plus localisées, mais « diluées » dans le domaine occupé par le sol renforcé. Admettant que les inclusions travaillent essentiellement en traction, on attribue au milieu continu représentant les inclusions, un comportement élastoplastique unidimensionnel : les efforts intérieurs sont représentés par un scalaire.

Le comportement du sol est modélisé de façon tout à fait classique par une loi de comportement élastoplastique. La partie élastique du comportement est linéaire et isotrope. Le comportement de l'armature est celui d'une barre élastique parfaitement plastique. Le comportement d'interface entre le sol et les armatures est aussi un comportement élastique parfaitement plastique. La variable cinématique caractérisant cette interface est la différence de déplacement horizontal entre sol et armature.

On obtient une simplification significative du modèle en supposant que les deux milieux ont en fait la même cinématique (c'est-à-dire que l'on néglige le glissement du sol autour des armatures) mais en conservant deux descriptions distinctes des efforts intérieurs : le modèle correspondant présente l'inconvénient de conduire à des efforts non nuls aux extrémités des armatures. Pour cette raison, on a utilisé la version complète du modèle, qui permet de mieux prendre en compte le transfert des efforts entre le sol et l'inclusion : elle permet, d'une part, de prendre en compte un paramètre de raideur appelé « coefficient d'interaction » qui traduit un effet d'échelle entre le diamètre des inclusions et leur espacement dans la structure, et, d'autre part, d'imposer une limite au frottement transmis par unité de longueur, moyennant une description appropriée de l'interaction sol-renforcement.

La mise en œuvre du modèle peut se faire par voie analytique pour des configurations simples. Dans le cas des murs en remblai renforcé par éléments métalliques, la complexité du comportement des matériaux et des interfaces, la géométrie de la structure et le phasage de construction ont conduit à utiliser un outil de calcul numérique par éléments finis, le code CESAR-LCPC, dans lequel le modèle multiphasique a été introduit progressivement au cours des dernières années.

2. Présentation de l'exemple étudié

2.1 Généralités

Les données du calcul sont tirées de l'annexe 3.3 « *Exemple de diagnostic et de pronostic de l'état du mur* » concernant le diagnostic d'un mur sur lequel des investigations ont été conduites après trente ans de service pour évaluer son état et sa durée de vie résiduelle.

Des simulations ont été mises en œuvre aux éléments finis, en tenant compte des paramètres géométriques et de renforcement de cet ouvrage. Nous les rappelons ici : il s'agit d'un mur « site terrestre hors d'eau », avec un parement vertical, de hauteur $H = 13,5$ m. Les armatures ont une longueur égale à $L_{arm} = 12$ m.

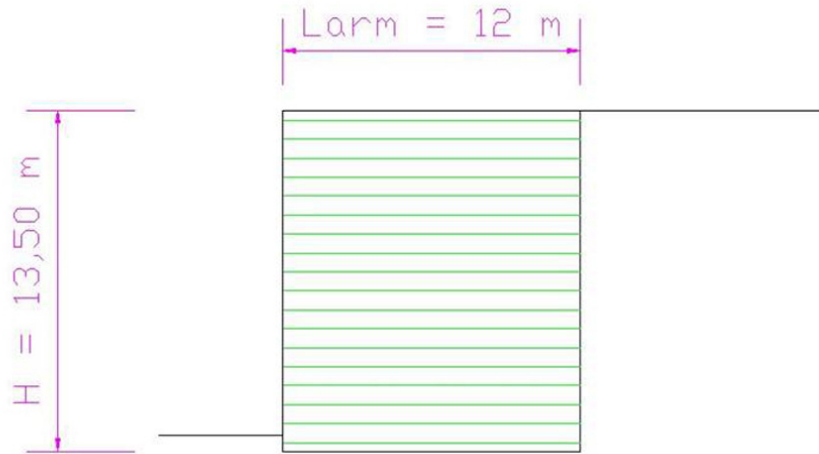


Figure 38. Géométrie de l'ouvrage

L'ouvrage est soumis à son poids propre et à une surcharge uniforme de 10 kN/m^2 appliquée en surface, sur la zone renforcée et sur le remblai arrière.

2.2 Maillage et modélisation

Le maillage utilisé est représenté sur la figure 39. Il comporte 15 000 nœuds et 5 000 éléments. On a associé dans un seul groupe d'éléments la zone renforcée située derrière chaque écaïlle : ce choix permet de simplifier la constitution des données, mais oblige à attribuer les mêmes caractéristiques à deux lits successifs dans la direction verticale, ce qui tend à exagérer le contraste entre les vitesses de corrosion des lits successifs dans la direction verticale. Des calculs plus précis pourraient cependant être conduits.

La construction du mur est simulée en 9 étapes correspondant chacune à une hauteur de 1,5 m.

Les caractéristiques mécaniques des différentes parties du modèle sont détaillées dans la section suivante. On notera en particulier que le recalcul classique qui fait l'objet de l'annexe 3.3 « Exemple de diagnostic et de pronostic de l'état du mur » sur laquelle on s'est appuyé, ne nécessite pas la connaissance des caractéristiques élastiques ou de la valeur de l'angle de dilatance des différentes parties du remblai. On a donc adopté des valeurs forfaitaires.

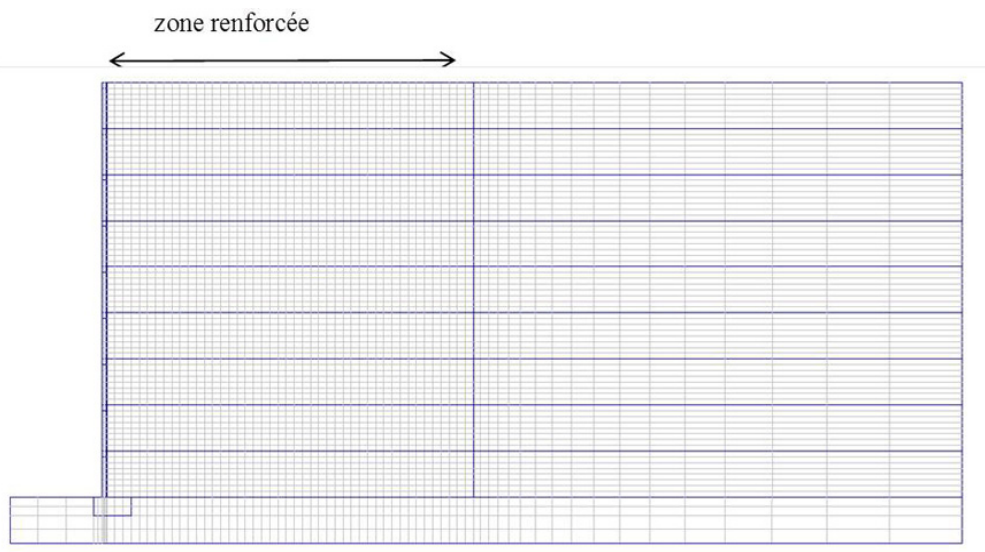


Figure 39. Maillage utilisé

Après avoir simulé la construction du mur, on se propose de calculer l'évolution des tractions dans les armatures dans les différents lits au cours du temps, et de calculer les déformations qui en résultent. Dans ce contexte, et compte tenu du caractère fortement non linéaire du problème posé, il est naturel de prendre en compte dans le calcul des valeurs caractéristiques pour toutes les grandeurs.

2.3 Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques prises en compte dans le calcul sont tirées du calcul présenté dans l'annexe 3.3, à plusieurs différences près :

- pour le calcul de stabilité interne, les caractéristiques de résistance (cohésion et angle de frottement) sont suffisantes ; pour le calcul des déformations du mur, il est nécessaire d'avoir en plus des données sur les modules du sol et sur l'angle de dilatance. Des valeurs plus ou moins forfaitaires ont été prises, faute d'éléments précis. Par ailleurs, le comportement du sol est modélisé avec le critère de Drucker Prager (on aurait pu également utiliser le modèle de Mohr Coulomb) ;
- le calcul de l'annexe 3.3 prend en compte une cohésion nulle. Pour les calculs numériques par éléments finis et pour le calcul des ouvrages, il est généralement préférable de prendre en compte une cohésion non nulle. On a pris ici une valeur de 10 kPa. Pour cette valeur, l'essentiel du remblai a subi à la fin de la construction des déformations plastiques faibles mais non nulles. De manière plus précise, on a adopté les valeurs du tableau suivant :

	Remblai renforcé	Remblai arrière non renforcé	Sol support
poids volumique γ (kN/m ³)	20	20	20
module d'Young E (MPa)	100	100	2500
coefficient de Poisson ν	0,3	0,3	0,3
cohésion c (kPa)	10	10	250
angle de frottement φ (degrés)	36	32	36
angle de dilatance Ψ (degrés)	6	2	6

Tableau 12. Caractéristiques mécaniques des différentes couches de sol

Une éventuelle dépendance des modules avec la profondeur n'est pas prise en compte, bien que le sol situé en bas du mur soit soumis à une contrainte verticale relativement importante. Au pied du mur, on a placé une zone élastique raide de module 10 000 MPa (pour éviter le poinçonnement du sol de fondation par le mur).

Il est d'usage de numéroter les lits d'armatures en partant du haut du mur, de 1 à 18. Dans le calcul par éléments finis, les groupes d'éléments renforcés correspondent chacun à une hauteur de 1,5 m, donc à deux lits d'armatures. Par ailleurs, ils sont numérotés de 1 à 9 en partant du bas (dans l'ordre d'apparition dans la simulation de la construction du mur) : le groupe 1 correspond donc aux lits 17 et 18, le groupe 9 aux lits 1 et 2.

Les bandes de renforcements sont des armatures galvanisées lisses, dont les caractéristiques initiales sont les suivantes : épaisseur initiale $e_0 = 3$ mm, épaisseur de galvanisation 30 microns, limite élastique 240 MPa et contrainte de rupture 360 MPa. La largeur de section est égale à 60 mm jusqu'au lit 11 et à 80 mm du lit 12 au lit 18. Dans le calcul tel qu'on l'a préparé, il n'est pas possible de changer la largeur des armatures entre les lits 11 et 12 (il aurait fallu subdiviser le groupe d'éléments correspondant) : la largeur des armatures du lit 12 prise en compte dans le calcul est ainsi de 60 mm au lieu de 80 mm. Par ailleurs, le nombre d'armatures par écaille augmente avec la profondeur. Le tableau récapitule les données prises en compte, et le calcul de la fraction volumique des armatures (obtenue en divisant la somme des aires des sections des armatures accrochées à une écaille par sa surface $S = 2,25$ m²) :

Groupe	Lits	Nombre d'armatures par écaïlle N	Largeur d'une armature b (mm)	Fraction volumique (initiale) $N \times b \cdot 10^{-3} \times 0,003 / 2,25 \text{ m}^2$
9	1-2	4	60	0,00032
8	3-4	4	60	0,00032
7	5-6	4	60	0,00032
6	7-8	6	60	0,00048
5	9-10	6	60	0,00048
4	11-12	6	60	0,00048
3	13-14	6	80	0,00064
2	15-16	8	80	0,00085
1	17-18	8	80	0,00085

Tableau 13. Caractéristiques mécaniques des armatures des différents lits

Le coefficient d'interaction élastique entre remblai et renforcement du modèle multiphasique est difficile à identifier. Il a été pris égal à 40 MPa/m dans l'ensemble de l'ouvrage (on pourrait envisager d'étudier l'influence d'une variation de ce coefficient dans la hauteur du mur).

Le dernier paramètre à définir est la valeur maximale de la force d'interaction I_{\max} entre le remblai et les renforcements. La formule suivante est adoptée :

$$I_{\max} = 2 b N f^* \sigma_v / S$$

où b est la largeur d'une armature, N le nombre d'armatures par écaïlle, σ_v la contrainte verticale, f^* un coefficient de frottement, et S l'aire d'une écaïlle.

Groupe	Lits	b(m)	N	f^*	Profondeur z (m)	σ_v	S	I_{\max}
9	1-2	0,06	4	0,4	0,75	0,015	2,25	0,00128
8	3-4	0,06	4	0,4	2,25	0,045	2,25	0,00384
7	5-6	0,06	4	0,4	3,75	0,075	2,25	0,0064
6	7-8	0,06	6	0,4	5,25	0,105	2,25	0,0134
5	9-10	0,06	6	0,4	6,75	0,135	2,25	0,0173
4	11-12	0,06	6	0,4	8,25	0,165	2,25	0,0211
3	13-14	0,08	6	0,4	9,75	0,195	2,25	0,0333
2	15-16	0,08	8	0,4	11,25	0,225	2,25	0,0512
1	17-18	0,08	8	0,4	12,75	0,255	2,25	0,0580

Tableau 14. Calcul de la force volumique d'interaction maximale du modèle multiphasique

3. Recalcul de l'évolution du mur

3.1 Notes sur le déroulement

Le principe du calcul mis en œuvre consiste à enchaîner des calculs au cours desquels on compare la résistance des lits (qui diminue au cours du temps en raison du phénomène de corrosion) avec les efforts calculés à l'étape précédente.

Pour rendre compte de la corrosion, on adopte une loi décrivant la diminution Δe_a de l'épaisseur des armatures au cours du temps :

$$\Delta e_a = \text{Max} (2 (A t^{0,65} - e_z), 0)$$

où t est le temps en années, et e_z l'épaisseur de galvanisation. Avec cette formule, la perte d'épaisseur est pilotée par le coefficient A , qui peut se relier simplement à la perte d'épaisseur par face au bout d'une année.

La valeur de ce coefficient est tirée d'investigations réalisées sur l'ouvrage étudié, après trente ans de service.

(NB : Dans le calcul, les groupes d'éléments renforcés correspondent chacun à deux lits d'armatures. Les lits d'armatures sont numérotés de haut en bas tandis que les groupes sont numérotés de bas en haut).

Lits	A (annexe 3.3 « Exemple de diagnostic et de pronostic de l'état du mur »)	Groupes d'éléments dans le maillage	A (calcul éléments finis)
1	53	9	51
2	49		
3	44	8	36
4	28		
5	20	7	19
6	18		
7	16	6	15
8	15		
9	12	5	9
10	7		
11	5	4	4
12	4		
13 à 18	4	1, 2 et 3	4

Tableau 15. Valeur du paramètre de corrosion A (en microns)

Par ailleurs, on estime que la résistance résiduelle des armatures R varie comme la perte d'épaisseur suivante :

$$R = R_0 (1 - K \Delta e_a / e_0)$$

Dans l'annexe 3.3, on prend en compte une valeur de K déduite des essais sur l'ouvrage étudié : elle varie selon les lits de 1 en bas du mur à 1,6 environ en haut du mur. Pour les calculs par éléments finis, on a retenu la valeur $K = 1,9$ légèrement inférieure à ce que préconise la norme NF P 94-270 (qui prévoit $K = 2$). Cette valeur (1,9) est supérieure aux valeurs découlant des investigations citées dans l'annexe 3.3, et donc plus pénalisante.

Avec ces hypothèses, après la construction, un certain nombre d'années se suivent au cours desquelles le mur ne bouge pas. Selon les hypothèses faites, on peut avoir une succession de phases pendant lesquelles le mur reste immobile, et de phases au cours desquelles les armatures situées à une certaine profondeur s'allongent plastiquement sous l'effet de la corrosion. On a choisi de rechercher par essais successifs le début et la fin de chacune de ces phases, ce qui a conduit à calculer les situations chaque année entre $t = 65$ ans et 71 ans après la fin de la construction, puis à $t = 101, 102, 105, 110, 115, 120$ ans, puis à $t = 195, 196, 200, 205, 210, 215, 220, 250, 280, 300, 325$ et 350 ans.

3.2 Résultats

↳ *Efforts de traction dans les armatures à la fin de la construction*

La valeur maximale de la force de traction dans les armatures de chacun des lits est fournie par le calcul. Les valeurs obtenues avec celles données dans l'annexe 3.3 figurent au tableau 11. Le calcul de dimensionnement donne une valeur plus élevée que la force obtenue par éléments finis, avec un facteur à peu près constant de l'ordre de 2 (sauf pour le lit 18, où le calcul par éléments finis donne une valeur faible, imputable au frettage dû au frottement de la base de l'ouvrage sur le sol de fondation et aussi sans doute en raison de la modélisation adoptée pour le pied du mur, plus ou moins encasté dans une base rigide).

La différence entre les deux estimations des efforts peut être expliquée par plusieurs facteurs :

- le calcul de dimensionnement intègre un certain nombre de facteurs partiels (en particulier sur les actions) ;
- d'autre part, le calcul par éléments finis prend en compte différents effets (comme celui du phasage de la construction du mur) qu'il est difficile d'introduire dans l'analyse statique du calcul de dimensionnement ;

➤ en dernier lieu, les modules élastiques du sol ont été choisis de manière forfaitaire : on pourrait obtenir un meilleur accord en ajustant ces paramètres.

Cela dit, les deux calculs donnent une évolution similaire des tractions maximales en fonction de la profondeur où l'on se place, ce qui peut être considéré comme le signe d'une bonne cohérence entre les deux approches, bien qu'elles reposent sur des bases complètement différentes.

n° lit	Valeur 1 : dimensionnement kN/m	Valeur 2 : calcul par éléments finis	Rapport valeur 1/ valeur 2
1	8	4,8	1,7
2	14	4,6	3,0
3	19	8,7	2,2
4	23	8,5	2,7
5	27	11,6	2,3
6	30	13,0	2,3
7	33	14,9	2,2
8	35	15,9	2,2
9	38	18,5	2,1
10	42	20	2,1
11	47	23	2,0
12	51	23,8	2,1
13	56	31,7	1,8
14	61	31,4	1,9
15	66	30,2	2,2
16	71	30,7	2,3
17	76	39,2	1,9
18	79	12,3	6,4

Tableau 16. Effort de traction dans les renforcements à la fin de la construction (par mètre linéaire de mur)

↳ *Simulation de l'effet de la corrosion*

Le tableau suivant montre l'évolution du déplacement maximal horizontal du mur en fonction des années. Le mur ne bouge pas avant 65 ans.

Suit une période où le mur bouge, entre 66 et 71 ans, qui correspond à la corrosion complète (c'est-à-dire que la résistance résiduelle est nulle compte tenu du facteur K de 1,9) des armatures des deux premiers lits (on rappelle qu'on a pris ici, pour simplifier le maillage, les mêmes caractéristiques pour les deux lits du haut). Au cours

de cette phase, le mouvement du mur s'accélère progressivement, mais la vitesse maximale atteinte, avant que le mur ne se stabilise, est très faible, de l'ordre de 0,3 mm/an.

Une fois les deux premiers lits entièrement corrodés, les mouvements du mur s'arrêtent. Ils reprennent lorsque les efforts dans les deux lits situés derrière la deuxième écaille en partant du haut deviennent supérieurs à la résistance résiduelle des armatures correspondantes : le mur recommence à se déplacer entre la 102^e et la 120^e année suivant la construction. Au cours de cette phase, la vitesse maximale est du même ordre que lors de la première « crise » : le calcul donne 0,4 mm/an.

La crise suivante commence 196 ans après la fin de la construction, mais dure beaucoup plus longtemps, compte tenu de la valeur de A, beaucoup plus faible que dans les deux groupes correspondant aux deux écailles les plus hautes. Le déplacement calculé passe de 3,3 mm au bout de 196 ans à 4,3 mm à 250 ans. On a ensuite une franche accélération : on a un déplacement maximum de l'ordre de 20 mm à 280 ans, 40 mm à 300 ans, 75 mm à 325 ans et 100 mm à 350 ans. On prendra garde au fait que les intervalles de temps sont ici plus larges : la vitesse de déplacement reste petite, de l'ordre de 1 mm par an. Enfin, les extrapolations à 200 ans permises par le modèle doivent être prises avec prudence ; notamment, la valeur de A estimée à 30 ans devrait être réévaluée au cours d'inspections régulières du mur.

Temps (années)	Déplacement horizontal maximum (mm)
65	0
66	0,0063
70	0,48
71	0,48
102	0,481
105	0,54
110	0,82
115	1,27
120	3,3
195	3,3
200	3,33
220	3,5
250	4,33
280	21,3
300	42,8
325	75
350	98

Tableau 17. Déplacement horizontal maximal calculé en fonction du temps

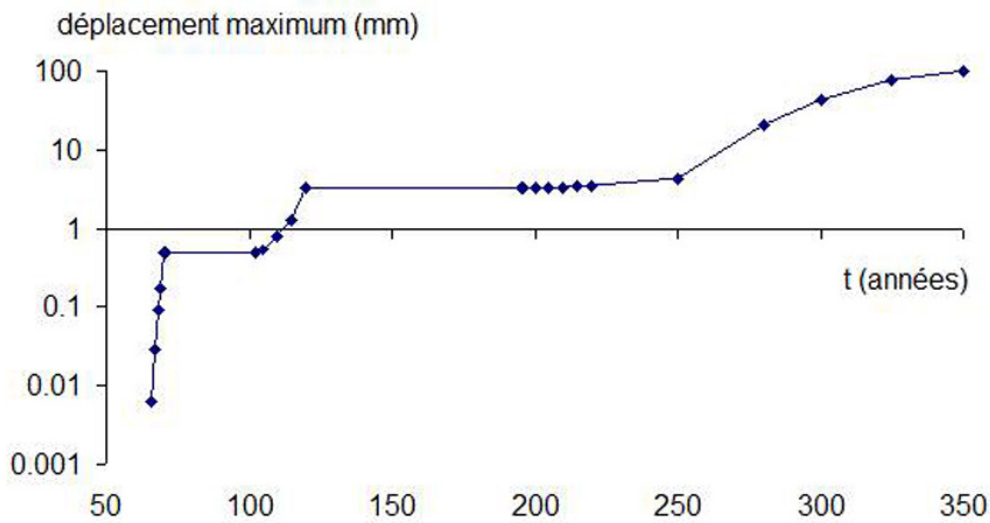


Figure 40. Évolution du déplacement horizontal maximum en fonction du temps

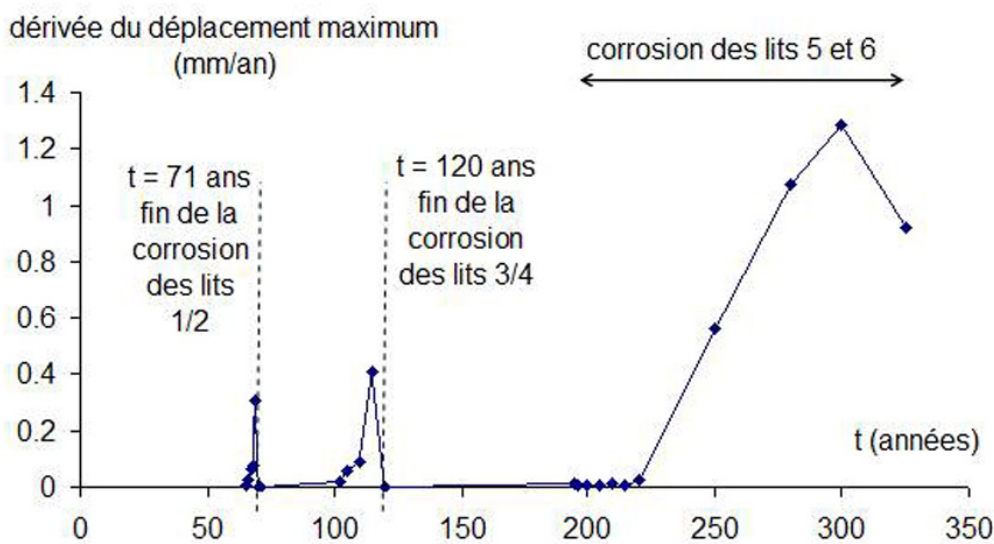


Figure 41. Vitesse maximum de déplacement (horizontal).

Compte tenu du contraste important entre les valeurs du coefficient A prises en compte pour les différents lits, il apparaît une succession de « crises » séparées dans le temps par des intervalles de plusieurs dizaines d'années.

Le calcul reflète les hypothèses faites : il restitue les intervalles de temps pour lesquels les armatures de chaque écaïlle commencent à subir une corrosion. Il est intéressant de souligner que, une fois le scénario de corrosion fixé, il est possible de calculer la date à laquelle les armatures correspondant à une écaïlle donnée sont entièrement corrodées : on peut donc situer dans le temps la fin de chaque « crise » sans même faire de simulation. La formule ci-dessous donne l'expression de cette date de fin de crise correspondant à la corrosion complète d'une armature dont la corrosion est caractérisée par le coefficient A.

$$t_{\text{fin de crise}} = \left[\frac{(e_0 / 2K) + e_z}{A} \right]^{1/0.6}$$

En revanche la simulation permet de préciser le début de chaque crise.

La modélisation de la corrosion utilisée présente donc une caractéristique bien particulière : pour une valeur de A et une épaisseur donnée des armatures, la corrosion complète des armatures intervient à une date fixée, indépendante du nombre d'armatures par écaïlle par exemple. Les simulations permettent de quantifier le report d'efforts d'un lit d'armatures sur ceux qui sont situés au-dessous et de montrer qu'il reste modéré. La figure 42 montre, à titre d'exemple, la force de traction dans une armature du lit 5 (situé à 3,4 m de profondeur) à la fin de la construction, après 71 ans (corrosion complète des deux premiers lits) et après 120 ans (corrosion complète des quatre premiers lits). La valeur maximale passe de 9 à 13 kN environ soit une augmentation de 50 %. On peut vérifier que l'impact est plus faible sur les lits situés plus bas (voir pour le lit 7, situé à 4,9 m de profondeur, les résultats portés sur la figure 49 : la valeur maximale n'augmente que de 13 %). Les éventuels désordres du haut du mur ont donc une influence limitée sur le bas, au sens où ils ne risquent pas de déclencher une rupture catastrophique par report d'efforts excessifs sur les armatures des lits inférieurs.

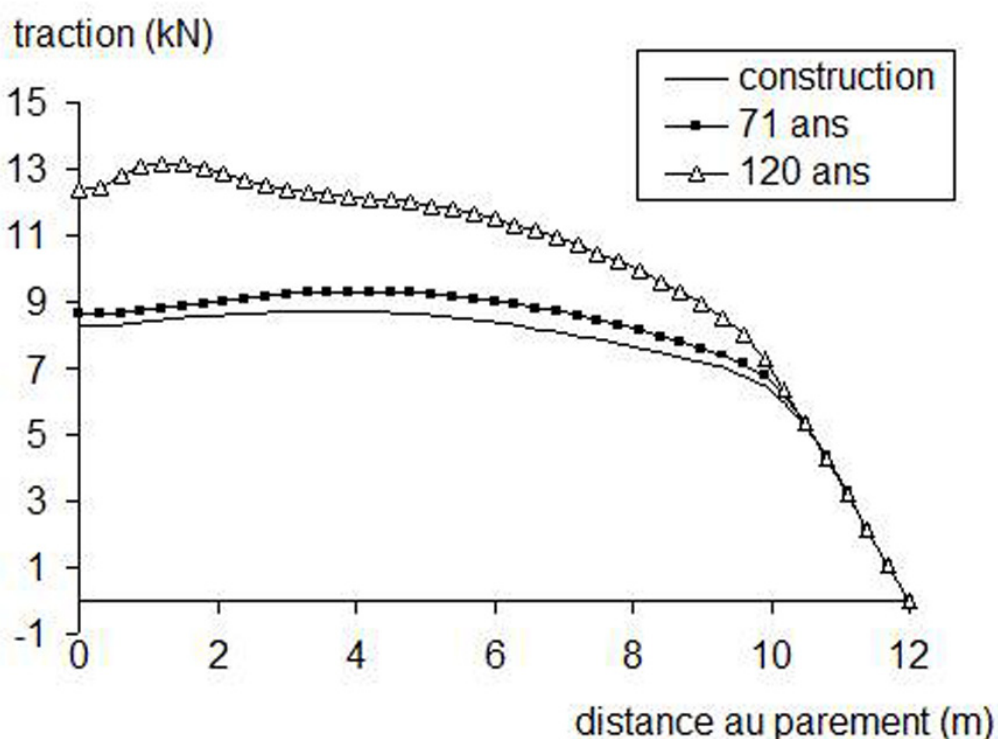


Figure 42. Force de traction dans les armatures du lit 5 à la fin de la construction, après 71 ans et après 120 ans.

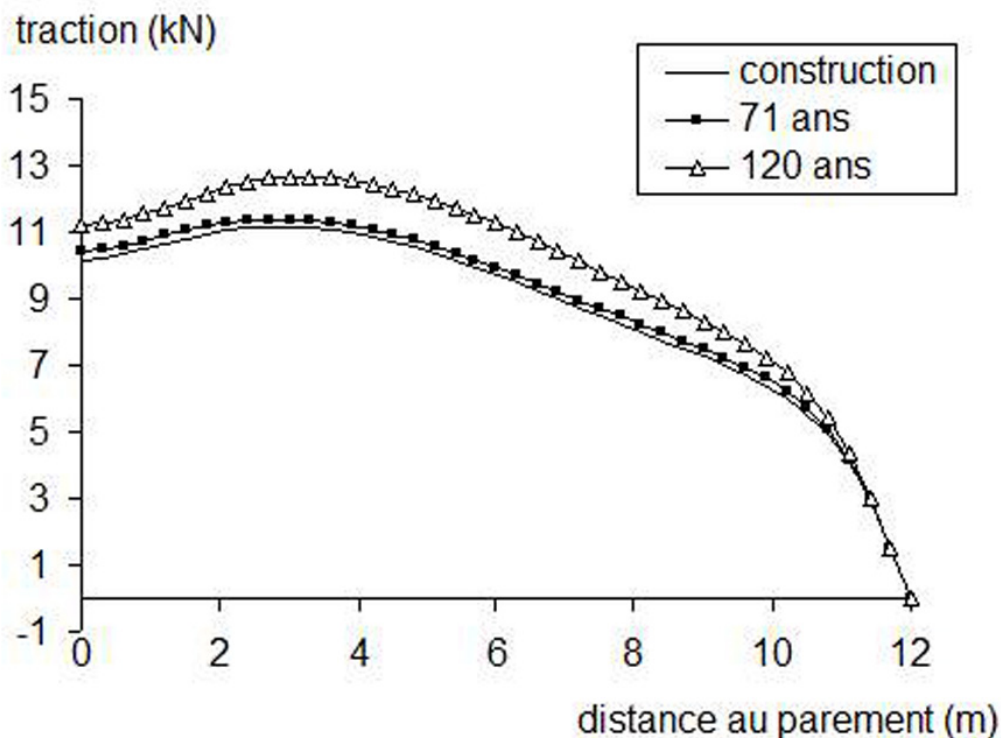


Figure 43. Force de traction dans les armatures du lit 7 à la fin de la construction, après 71 ans et après 120 ans.

D'un point de vue qualitatif, le calcul prévoit que l'ouvrage commence à bouger après 66 ans, soit un premier évènement significatif qui se produit plus tôt que ne le prévoit l'annexe 3.3. On voit ici l'influence du choix du coefficient K dans la loi de réduction de la résistance et de l'évènement significatif retenu : première rupture d'armature (annexe 3.3) ou première déformation de l'ouvrage. Pour les calculs par éléments finis, on a retenu la valeur $K = 1,9$ alors que l'annexe précédente prend en compte des valeurs variant d'un lit à l'autre, tirées des investigations faites sur l'ouvrage après 30 ans : ces valeurs se situent selon les lits entre 1 et 1,6, ce qui conduit à estimer que les premiers lits sont entièrement corrodés après 71 à 77 ans. Il n'y aurait pas de difficulté particulière pour faire le calcul par éléments finis avec une valeur de K qui dépend de la profondeur.

Malgré des hypothèses un peu différentes pour le calcul avec l'approche classique et pour le calcul par éléments finis (valeur unique de A pour les deux premiers lits, valeur de K un peu différente), les ordres de grandeurs des âges trouvés sont proches. Toutefois, c'est une coïncidence numérique si l'âge de 71 ans correspond à la fois à la première rupture dans le calcul classique et à la fin de la première crise dans le calcul aux éléments finis.

Sur le plan quantitatif, on voit que lors des deux premières « crises », le mur bouge, mais les déplacements restent très petits : les résultats du calcul ne permettent sans doute pas de parler de « désordres sur l'ouvrage ».

Les simulations tendent à indiquer que le fonctionnement du bas du mur est relativement peu affecté par la dégradation subie par le haut. On peut donc penser que lorsque les armatures des quatre premiers lits sont endommagées, la partie basse du mur présente encore une résistance suffisante pour supporter des travaux de réparation de la partie haute du mur. Cette conclusion est fortement tributaire de la diminution assez brutale du coefficient A dans la profondeur.

4. Conclusion

Cette petite étude montre d'abord qu'il n'y a pas de difficulté particulière pour mettre en œuvre la démarche de modélisation proposée pour un ouvrage différent de celui qui a servi de référence dans le travail de thèse de Chau (2010).

D'autre part, les calculs montrent clairement les conséquences des hypothèses faites pour la modélisation, concernant l'évolution dans le temps de l'épaisseur et de la résistance des armatures : en particulier, le nombre d'années au bout duquel un lit d'armatures est considéré comme entièrement corrodé est le même dans les deux approches. Cette propriété du modèle de corrosion assure une cohérence forte entre l'approche de l'annexe 3.3 et celle présentée ici. Il y a cependant une différence de philosophie entre les approches, parce que la vérification à l'ELU inclut un certain nombre de coefficients partiels de sécurité, alors que la simulation par éléments finis a été conduite avec des valeurs caractéristiques. De manière plus précise, on peut souligner les deux points suivants :

- la norme NF P 94-270 introduit un deuxième critère qui porte sur la diminution relative d'épaisseur qui s'avère très restrictif : on n'a pas introduit ici cette vérification (mais on pourrait réfléchir aux moyens de représenter les zones dans lesquelles cette condition n'est plus satisfaite) ;
- le calcul présenté ici donne une idée des déplacements du mur. Il montre en particulier un changement d'ordre de grandeur se produit selon l'échelle concernée : les déplacements sont d'abord autour de 0,5 mm, ensuite autour de 5 mm et atteignent enfin des valeurs décimétriques.

Du point de vue de la pratique du diagnostic et du suivi des ouvrages, les vitesses auxquelles l'ouvrage se déforme semblent indiquer qu'il sera nécessaire de mettre en place des instrumentations extrêmement sensibles, d'une part, et présentant une dérive faible, d'autre part. Une approche consiste à extraire certaines armatures pour évaluer la vitesse de la corrosion à laquelle elles ont été soumises depuis la construction.

5. Bibliographie

AFNOR Norme NF P94-270 (2009), *Calcul Géotechnique, Ouvrages de soutènement, Remblais renforcés et massifs en sol cloué*.

Bennis M., « *Un modèle multiphasique pour le calcul des ouvrages renforcés par inclusions, avec prise en compte de l'interaction matrice/inclusions* », thèse de l'ENPC, 2002.

de Buhan P., « *Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages renforcés* », thèse d'État, Université de Paris 6, 1986.

de Buhan P., Sudret B., « *Micropolar multiphase model for materials reinforced by linear inclusions* ». Eur. J. Mech. A Solids 19, 2000, pp. 669–687.

Chau T.L., « *Effet de la corrosion des armatures sur le comportement des murs en remblai renforcé par des éléments métalliques* », thèse de l'ENPC, 2010.

Greuell E., « *Étude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation* », thèse de l'École Polytechnique, 1993.

Sudret B., « *Modélisation multiphasique des ouvrages renforcés par inclusions* », thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 1999, 364 p.

Annexe 4

**Plan de contrôle de réparation par
clouage d'un mur**

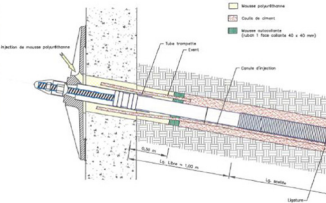
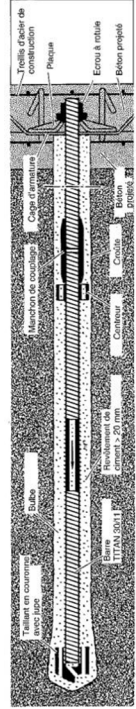
Ce document propose un exemple de contrôles pouvant être effectués en cours de chantier en contrôle intérieur ou extérieur. Il peut servir à bâtir le plan de contrôle du chantier et à déterminer les points critiques et d'arrêt en s'aidant des recommandations du chapitre 7 (paragraphe 5, « Contrôle des travaux »).

Remblai renforcé par éléments métalliques - Réparation par clouage

**1/ Technique classique : forage avant mise en place et injection
du clou avec protection P2**


2/ Technique par clous auto-forants

AVANT DÉMARRAGE DES TRAVAUX

	<p><u>Principe - Coupe des procédés</u></p>	<p>Clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)</p>	<p>Clouage par clous auto-forants</p>
		 <p>Schéma de principe : clou avec protection P2</p> <p>Principe : clous de type « ancrage passif avec une protection de type P2 » (gaine plastique ondulée dont l'espace annulaire entre la gaine et l'armature est rempli de coulis de ciment), scellés dans un forage au moyen d'un coulis de ciment.</p>	 <p>Principe : clous de type ancrage passif constitué d'une barre creuse en acier galvanisé, mis en œuvre par forage en roto-percussion avec un taillant. Le scellement du clou par coulis de scellement est effectué en même temps que le forage.</p> <p>Schéma de principe : clou auto-forant</p>
<p>Un projet de réparation doit comporter les phases suivantes :</p>		<ul style="list-style-type: none"> - Réalisation d'une campagne de reconnaissance géotechnique. - Dimensionnement de la réparation. 	
<p>Essais de conformité</p>		<ul style="list-style-type: none"> - Rédaction d'un cahier des charges avec définition des matériaux à utiliser et consignes de mise en œuvre des clous. <p><i>Nota : L'étude de dimensionnement sert de base pour établir le dossier de consultation des entreprises (DCE). Le cahier des clauses techniques particulières (CCTP) abordera au minimum :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - les prescriptions générales et la description des ouvrages ; - l'organisation du chantier ; - la maîtrise de la qualité ; - les matériaux, composants et équipements ; l'exécution des travaux. <p>L'exécution des clous de réparation ne doit débuter qu'après réception des résultats probants des essais de conformité.</p>	








Photos 47 et 47bis. Essais de conformité




PENDANT LES TRAVAUX	Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
	- Mise en œuvre de la plate-forme de travail	- Accès au site.	 <p>Photo 48. Carottage</p>
		- Terrassement éventuel.	
		- Débroussaillage et nivellement du terrain (prévoir les chemins d'accès pour les machines).	
	Implantation des axes des clous	- Vérifier le degré de précision de l'implantation des clous (± 2 cm par exemple).	
	Carottage des écailles (en rotation)	- Le diamètre des carottages est fonction du diamètre des clous (vérifier la compatibilité du diamètre des carottages, du diamètre des clous et de l'inclinaison des clous).	
		- Vérifier l'inclinaison du carottage (en général de l'ordre de 10° sur l'horizontale).	
		- Vérifier la qualité du taillant de l'outil de carottage afin de ne pas endommager les écailles.	
	- Accès au site.		

PENDANT LES TRAVAUX

Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
- Contrôle de la conformité des fournitures		
- par rapport au CCTP	- Clous (longueur), nuance d'acier.	- Clous (nuance de l'acier, limite élastique).
- par rapport au PAQ	- Protection contre la corrosion (qualité de la protection).	- Filetage des clous réalisés par écrouissage.
- par rapport aux recommandations Clouterre	- Longueur libre (variable).	- Contrôle du type de boulons d'ancrage.
		- Clous (longueur), qualité de l'acier (traction garantie).
		- Contrôle de la qualité des taillants (tête de forage).
		- Longueur libre : vérifier la longueur des tubes en PVC.
		- Protection contre la corrosion (qualité de la protection, galvanisation à chaud) - Clouterre TA95.
	- Plaque d'appui (caractéristique dimensionnelle et protection par galvanisation) (épaisseur moyenne de zinc : 70 microns, épaisseur minimale : 60 microns).	
Traçabilité	- Marquage : n° de lot à porter sur fiche de suivi, bon de livraison.	
Transport	- Contrôle de la manutention.	
Contrôle des conditions de stockage	- Clous et plaques d'appuis déposés sur palettes et protégés des intempéries.	
	- Clous non altérés par le transport (fissuration, épaufrures, cassures).	

PENDANT LES TRAVAUX	Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
	Contrôle des conditions de stockage (suite)	 <p>Photo 49. Clous entreposés sur une aire aménagée et posés sur madrier en bois.</p>  <p>Photo 50. Stockage des plaques d'appui dans des caisses</p>	 <p>Photo 51. Stockage sur tréteaux</p>
- Contrôle des moyens en matériels			
- de mise en œuvre	- Carotteuse à rotation (vérification des diamètres des outils).		
- de mesures	- Foreuse (à pneu, à chenille, accès).		
	- Thermomètre étalonné pour mesure des températures.		
	- Centrale de fabrication et d'injection du coulis (malaxeur, compteur d'eau, manomètre de pression).		
	- Balance Baroïd.		
	- Cône de Marsch.		
- Contrôle des matériaux			
- clous	- Prélèvement de clous : pour essais ou à titre conservatoire.		

Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
<p>- Contrôle des matériaux (suite)</p>	<p>Essais mécaniques de traction sur barres après dégagement de la protection.</p>	<p>- Essais mécaniques de traction sur barres.</p>
		<p>Photo 52. Essais de traction sur barre</p>
<p>- plaques d'appuis</p>	<p>- Contrôle de la protection P2 ... compacité et bon remplissage de la gaine.</p> <p>La protection P2 des clous est réalisée en usine. Des contrôles peuvent être effectués en usine sur le coulis de protection.</p>  <p>Photo 53. Contrôle de la protection P2</p>	<p>- Contrôle de la protection par galvanisation ... mesure d'épaisseur de galvanisation.</p>
	<p>- Prélèvement pour essais ou à titre conservatoire de plaques d'appuis.</p> <p>... contrôles de l'épaisseur de galvanisation.</p>	

PENDANT LES TRAVAUX	Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
	- plaques d'appuis (suite)	<p>.. de la compacité et qualité de la fonte</p> <p>.. des caractéristiques dimensionnelles</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <p>Photo 54. Essais pour déterminer la compacité de la fonte</p> <p>Photo 55. Mesure de l'épaisseur de galvanisation</p>	
- ciment (coulis)		- Prélèvement de ciment pour essais ou à titre conservatoire.	
- barres, manchons, écrous		- Contrôle du matériau et de la protection.	
<i>Nota : Dans un clou auto-forant, l'armature est tubulaire et équipée d'un taillant perdu.</i>			
- Préparation des clous		<p>- Contrôle des fiches techniques.</p> <p>- Vérifier le stockage des ancrages (sur chevrons ou palettes).</p>  <p>Photo 56. Préparation des barres, taillants et manchons</p>	

- Préparation des clous (suite)

Déroulement des tâches

... réparés par clouage
(technique classique :
forage avant mise en place
et injection du clou avec
protection P2)

... réparés par clous
auto-forants

- Vérifier la longueur libre qui peut être réalisée en usine ou sur chantier.

- Vérifier les pièces nécessaires à la réalisation des ancrages (manchons de couplage, taillants, barres, écrous...).

- Mise en place du taillant.

- Réception et stockage
(vérifier la manutention et
le stockage).

- Le taillant est vissé sur
la 1^e barre.

Les centreurs ou distanceurs permettent de maintenir la position de la barre dans le forage afin d'assurer un enrobage régulier du coulis autour du clou.

Mise en place des distanceurs (ou centreurs)

- Vérifier l'espacement en partie courante et par rapport aux extrémités.

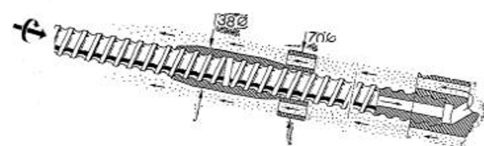


Photo 57. Bouchons, évents et distanceurs

Mise en place des centreurs










Centreur






Couplage avec manchon et centreur

PENDANT LES TRAVAUX	Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants	
	<ul style="list-style-type: none"> - Vérifier la longueur totale des ancrages (nombre de barres conforme au plan). - Contrôle des longueurs. - Vérifier le nombre de centreurs et leur positionnement (1 centreur avant chaque manchon de couplage). 			
	- Préparation des clous (suite)			
	Mise en place des canules d'injection	- Vérifier la longueur et la position des canules. La canule doit être mise en place sur toute la longueur du clou.		
	Mise en place des événements	- Les événements et canules doivent sortir de l'écaille.		
		- Vérifier le positionnement des événements.		
	Mise en place d'un bouchon	- Vérifier la qualité du bouchon (mousse ou liège) (le bouchon en mousse permet d'arrêter l'injection à 30 cm derrière l'écaille pour éviter la formation d'un point dur.		
	Manchonnage des clous	Assemblage des 2 barres avec un manchon	- Les clous dont la longueur est élevée peuvent être constitués par deux éléments de barres assemblés par manchon.	Mise en place des manchons de couplage
		<p><i>Nota : la partie manchonnée n'est pas protégée par un coulis de ciment mais par un manchon rempli de cire.</i></p>		<ul style="list-style-type: none"> - Les manchons sont fixés sur les barres. - Les manchons doivent être également protégés contre la corrosion par galvanisation.

Déroutement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
Manchonnage des clous (suite)	Mise en place d'un tube appelé gaine de manchon	 <p>Photo 58. Manchon de couplage</p>
	<p>- Vérifier que les éléments (barre et manchon) sont enduits de cire pétrolière.</p>  <p>Photo 59. Clous manchonnés</p>	 <p>Photo XXX. Couplage avec manchon et centreur</p>
- Forage	<ul style="list-style-type: none"> - Vérifier le diamètre de forage (compatibilité avec les clous). - Vérifier la longueur des forages (plan de calepinage). - Vérifier les fiches individuelles. 	<p>Amenée et mise en place de la foreuse au droit du forage : Vérifier l'inclinaison et l'orientation des forages (plan d'exécution).</p> <p>Inclinaison : angle par rapport au plan horizontal + angle dans le plan vertical.</p> <p>Orientation : angle formé avec la perpendiculaire du mur dans le plan horizontal</p>
		

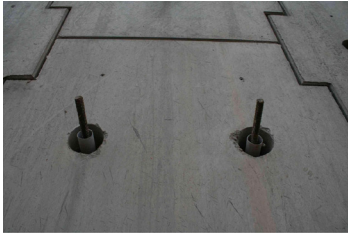
PENDANT LES TRAVAUX	Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants	
	- Forage (suite)		- Contrôle avant chaque forage du nombre de tiges - Prévoir 20 cm de surlongueur).	Dans le cas des clous auto-forants, cette étape est réalisée en même temps que l'injection. - Vérifier le nombre d'éléments du clou. - Vérifier le positionnement de la foreuse. - Vérifier la mise en place et l'état du taillant.
			- Vérifier les fiches de forage (paramètres de forage, nature des sols, vitesse d'avancement, pression, etc.).	- Vérifier le positionnement du taillant dans le carottage. 
			Retrait de l'outil de forage - Vérifier les éboulements de terrain après retrait de l'outil de forage.	- Vérifier la qualité du coulis avant la foration.
			- Vérifier les différents manchonnages. 	



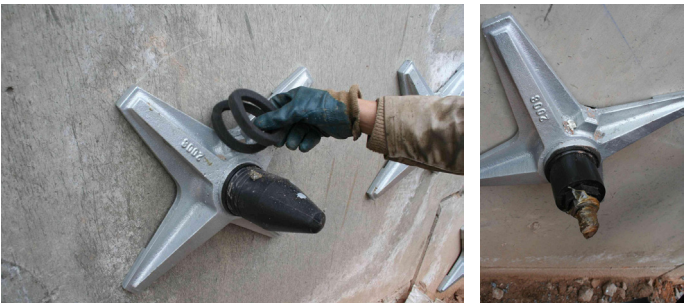
Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
- Forage et injection		<p>- Vérifier la quantité de coulis injecté pendant la foration.</p>   <p>Photos 63. Foration</p>
		<p>- Vérifier la résurgence du coulis pendant la foration.</p> <p>- Vérifier la résurgence du coulis en fin de foration.</p>
- Mise en place des clous	- Les clous sont mis en place dans les forages (manuellement ou avec un engin de manutention).	
	- Vérifier la compatibilité géométrique entre les forages et les clous (longueur).	
	- Vérifier les dispositifs de fixation lors de la manutention (le clou doit rester droit – éviter les courbures, les pliures, qui risquent d'endommager la protection).	
	- Vérifier que les canules et les bouchons ne soient pas arrachés ou déplacés lors de la manutention.	



	Dérroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
PENDANT LES TRAVAUX	- Mise en place des clous (suite)		<p>Photos 64. Clous équipés, prêts à être posés</p>
	<p>- Injection</p> <p>Contrôle de la composition et de la fabrication du coulis</p>	<p>Généralement, injection gravitaire (pression d'injection de l'ordre de 1 à 2 bars). Le coulis est mis en place depuis le fond du forage.</p> <p>Conditions météorologiques : vérifier les conditions de températures (les précautions par temps froid ou temps chaud et la température mini/maxi d'injection).</p> <p>Coulis :</p> <ul style="list-style-type: none"> - vérifier le respect des fiches techniques : rapport C/E = 2, qualité du ciment. - vérifier l'homogénéité du mélange (malaxage). <p>Matériel d'injection : vérifier le matériel d'injection. Centrale en général composée :</p> <ul style="list-style-type: none"> - d'un malaxeur (vérifier le temps de malaxage) ; - d'un bac agitateur pour le stock tampon ; - d'une presse d'injection ; - d'un compteur d'eau (vérifier le dosage avec un seau gradué). 	<p>Cette étape est réalisée en même temps que la foration.</p> <p>Dans ce cas, le coulis de foration et le coulis de scellement avec un rapport C/E = 2 sont les mêmes.</p>



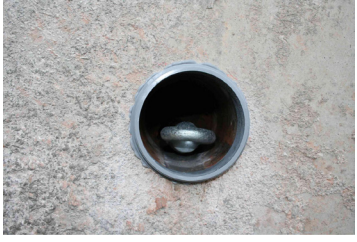

Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
- Injection (suite)	 <p>Photo 65. Matériel d'injection</p>	 <p>Photo 67. Compteur d'eau</p>
	 <p>Photo 66. Injection d'un clou P2</p>	
	<p>Vérifier la fin de l'injection : le coulis doit ressortir par l'évent.</p> <p>- Vérifier les quantités injectées.</p>	
<p><u>Contrôle des caractéristiques du coulis</u></p> <p>Viscosité</p>	<p>- Mesure de la viscosité du coulis (de l'ordre de 50 secondes \pm 5 secondes) au moyen d'un cône d'écoulement (cône de Marsh diamètre 4,76 mm).</p> <p>Contrôle effectué à chaque début de poste d'injection.</p>  <p>Photo 68. Mesure de fluidité au cône de Marsh</p>	
Densité	<p>- Mesure de la densité du coulis (de l'ordre de 1,80 \pm 0,02) au moyen d'une balance Baroïd. Contrôle réalisé à chaque début de poste d'injection.</p>	

PENDANT LES TRAVAUX	Dérroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants	
	Densité (suite)		<p>Photos 69. Balance Baroïd</p>	
	Résistance	<p>- Réalisation de 6 éprouvettes cylindriques (diamètre 40 mm, hauteur 80 mm) ou prismatiques (4 x 4 x 16 cm) pour essais de compression à 7 jours et 28 jours.</p> <p>Environ 25 MPa à 7 jours et 30 MPa à 28 jours.</p> <p>La fréquence de contrôle est à définir.</p> <p>Possibilité de réaliser des éprouvettes d'information si l'on veut mettre le clou en tension rapidement.</p>		<p>Photo 70. Éprouvettes prismatiques</p>
	- Aménagement de la longueur libre	<p>La longueur libre est réalisée au moyen d'un tube PVC enfilé sur la gaine de protection nervurée P2.</p> <p>Cette opération peut être effectuée en usine ou sur chantier.</p>		<p>- Longueur libre réalisée au moyen d'un tube PVC enfilé sur la dernière barre après foration.</p> <p>Cette opération doit être réalisée en fin d'injection.</p>

Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
<p>- Mise en place des plaques d'appui définitives</p>		parement de l'écaille avec du coulis ou du mortier.
	<p>- Mise en place d'un tube trompette</p>  <p>Photo 71. Tubes trompettes</p> <p>- Vérifier que le tube trompette coiffe bien le clou sur la longueur non protégée.</p>	
	<p>- Les plaques d'appui sont mises en place.</p>	
	<p>- Vérifier les plaques d'appui avant mise en place (endommagement de la plaque ou du revêtement de protection).</p>	
	<p>- Mise en place de la plaque d'appui</p> <p>- Vérifier le bon positionnement de la plaque d'appui sur l'écaille.</p>	
Mise en pré-tension des clous.	<p>- Mise en pré-tension des clous lorsque la résistance en compression simple du coulis de scellement atteint 25 MPa.</p>	
	<p>- Serrage au moyen d'une clé dynamométrique (contrôler le réglage et l'étalonnage de la clé).</p>	
	<p>- Vérifier que la valeur indiquée par le serrage soit conforme.</p>	

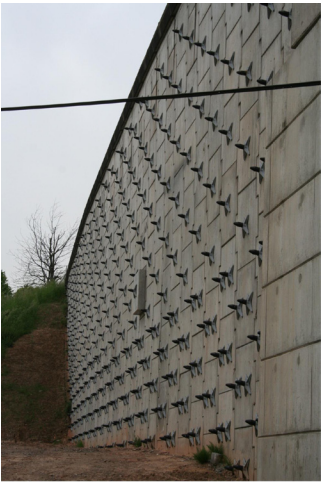


PENDANT LES TRAVAUX	Déroutement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
	Mise en pré-tension des clous (suite)	 <p>Photo 72. Serrage à la clé de dynamométrique</p>	 <p>Photo 73. Clé dynamométrique</p> <p><i>Nota : La pré-tension retenue est généralement égale à environ 1/5^e de la tension de service.</i></p>
	Mise en place des capots de protection	<p>- Vérifier la mise en place du capot (joint d'étanchéité).</p>  <p>Photo 74. Capot de protection</p> <p>- Vérifier le remplissage par de la cire pétrolière. - Vérifier la qualité du produit anti-corrosion utilisé (voir TA 95).</p>	
	Remplissage du volume intérieur défini sur le tube trompette et le capot.	- Vérifier le bon remplissage de la partie libre du clou, jusqu'au ras de l'écaille.	- Vérifier le bon remplissage de la partie libre du clou, jusqu'au ras de l'écaille (mortier).

Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
Remplissage du volume intérieur défini sur le tube trompette et le capot (suite)		- L'extrémité de la barre et l'écrou sont recouverts d'une couche de peinture au zinc (vérifier la mise en œuvre).
- Essais de contrôle sur clous		- Essais à vitesse contrôlée.
		- Vérification de l'implantation, définie par le maître d'œuvre, des clous d'essais.
		- Vérification du nombre d'essais (conforme aux recommandations Clouterre et/ou au CCTP).
Entreprise chargée des essais		- Agrément de l'entreprise. - Références.
		- Qualification de l'entreprise, du personnel et du matériel.
Procédure		- Agrément de la procédure d'exécution.
		Essais (sur chantier) - Vérification de l'étalonnage du matériel de mesure (cadencemètre, capteur de pression, capteur de déplacement, capteur de tassement, réglet).
		- Vérification du positionnement.
		- Vérification du dimensionnement de la plaque d'appui pour éviter la fissuration de l'écaille.
		
<p>Photo 75. Plaque et répartition des efforts</p>		

PENDANT LES TRAVAUX	Déroutement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
	Procédure (suite)	 <ul style="list-style-type: none"> - Vérification de la vitesse d'essai. - Vérification des paliers. - Vérification du relâchement. - Vérification des mesures. - Analyse des résultats. 	
Témoins de durabilité.	<ul style="list-style-type: none"> - Positionnement dans les zones les plus exposées aux sels de déverglaçage et facilement accessibles. Conformément aux recommandations Clouterre 91 et du présent guide.  <p>Photo 76. Témoins de la durabilité</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Mise en place de témoins de mesure de potentiel pour les murs situés à proximité de voies SNCF.  <p>Photo 77. Témoins de la durabilité. Témoins de mesure de potentiel</p>	

À LA RÉCEPTION DES TRAVAUX

Déroulement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants																																																																																																																								
- Réception	- Inspection des écailles (fissuration, épaufrures, etc.).																																																																																																																									
Aspect général de l'écaille.	- Inspection de la plaque d'appui, de l'étanchéité.																																																																																																																									
Aspect général de la tête d'ancrage.	- Les fiches de suivi d'exécution et le dossier de récolement des réparations doivent être remis au maître d'œuvre pour contrôle et classés dans le dossier d'ouvrage.																																																																																																																									
Vérification que les fiches de suivi ont été correctement renseignées.	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="5" style="text-align: center;">FICHE DE SUIVI D'EXECUTION</th> </tr> <tr> <th colspan="5" style="text-align: center;">CHANTIER</th> </tr> <tr> <th colspan="5" style="text-align: center;">ANCRAGES PASSIFS Protection P2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="5">Date <input style="width: 100px;" type="text"/></td> </tr> <tr> <td colspan="5"><u>Conditions météorologiques</u></td> </tr> <tr> <td colspan="3">Température négative : <input type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non</td> <td colspan="2">Pluie : <input type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non</td> </tr> <tr> <td colspan="5"><u>Ligne de clous</u></td> </tr> <tr> <td colspan="2">Ligne n° : <input style="width: 50px;" type="text"/></td> <td colspan="1">De <input style="width: 50px;" type="text"/></td> <td colspan="1">à <input style="width: 50px;" type="text"/></td> <td colspan="1"></td> </tr> <tr> <td colspan="5">Niveau : <input style="width: 100px;" type="text"/></td> </tr> <tr> <th style="width: 10%;">Clou n°</th> <th style="width: 20%;">Longueur</th> <th style="width: 10%;">Ø Ancrage</th> <th style="width: 10%;">Vol. coulis</th> <th style="width: 50%;">Observations</th> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr> <td colspan="2"><u>Terrain rencontré</u></td> <td colspan="3"><u>Essais sur coulis</u></td> </tr> <tr> <td colspan="2"><input style="width: 150px;" type="text"/></td> <td colspan="1">D = <input style="width: 40px;" type="text"/></td> <td colspan="2">V = <input style="width: 40px;" type="text"/></td> </tr> <tr> <td colspan="5"><u>Observations</u></td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;"><i>ENTREPRISE</i> <small>(Date, nom et signature)</small></td> <td colspan="2" style="text-align: center;"><i>MAITRE D'OEUVRE</i> <small>(Date, nom et signature)</small></td> </tr> </tbody> </table>		FICHE DE SUIVI D'EXECUTION					CHANTIER					ANCRAGES PASSIFS Protection P2					Date <input style="width: 100px;" type="text"/>					<u>Conditions météorologiques</u>					Température négative : <input type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non			Pluie : <input type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non		<u>Ligne de clous</u>					Ligne n° : <input style="width: 50px;" type="text"/>		De <input style="width: 50px;" type="text"/>	à <input style="width: 50px;" type="text"/>		Niveau : <input style="width: 100px;" type="text"/>					Clou n°	Longueur	Ø Ancrage	Vol. coulis	Observations																																																			<u>Terrain rencontré</u>		<u>Essais sur coulis</u>			<input style="width: 150px;" type="text"/>		D = <input style="width: 40px;" type="text"/>	V = <input style="width: 40px;" type="text"/>		<u>Observations</u>					<i>ENTREPRISE</i> <small>(Date, nom et signature)</small>			<i>MAITRE D'OEUVRE</i> <small>(Date, nom et signature)</small>	
	FICHE DE SUIVI D'EXECUTION																																																																																																																									
	CHANTIER																																																																																																																									
	ANCRAGES PASSIFS Protection P2																																																																																																																									
Date <input style="width: 100px;" type="text"/>																																																																																																																										
<u>Conditions météorologiques</u>																																																																																																																										
Température négative : <input type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non			Pluie : <input type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non																																																																																																																							
<u>Ligne de clous</u>																																																																																																																										
Ligne n° : <input style="width: 50px;" type="text"/>		De <input style="width: 50px;" type="text"/>	à <input style="width: 50px;" type="text"/>																																																																																																																							
Niveau : <input style="width: 100px;" type="text"/>																																																																																																																										
Clou n°	Longueur	Ø Ancrage	Vol. coulis	Observations																																																																																																																						
<u>Terrain rencontré</u>		<u>Essais sur coulis</u>																																																																																																																								
<input style="width: 150px;" type="text"/>		D = <input style="width: 40px;" type="text"/>	V = <input style="width: 40px;" type="text"/>																																																																																																																							
<u>Observations</u>																																																																																																																										
<i>ENTREPRISE</i> <small>(Date, nom et signature)</small>			<i>MAITRE D'OEUVRE</i> <small>(Date, nom et signature)</small>																																																																																																																							
Vérification des arrivées d'eau éventuelles.																																																																																																																										
Vérification des dispositifs d'évacuation des eaux en partie supérieure et en partie inférieure du mur.																																																																																																																										

	Déroutement des tâches	... réparés par clouage (technique classique : forage avant mise en place et injection du clou avec protection P2)	... réparés par clous auto-forants
<p>À LA RÉCEPTION DES TRAVAUX</p>	<p>Vérification que les fiches de suivi ont été correctement renseignées (suite).</p>	<p>Vérification de la remise en état des lieux et du nettoyage final.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">    </div> <p>Réparation terminée Prévoir une inspection détaillée initiale.</p>	

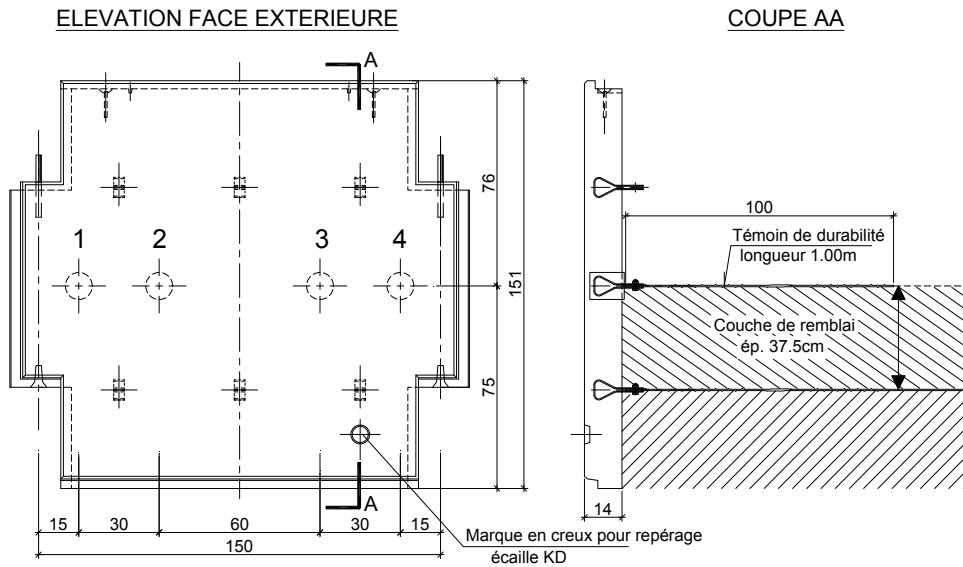
Annexe 5

Fiches descriptives des témoins de durabilité

Annexe 5.1. Témoins de durabilité Terre Armée®



TEMOINS DE DURABILITE : MISE EN PLACE



Notes :

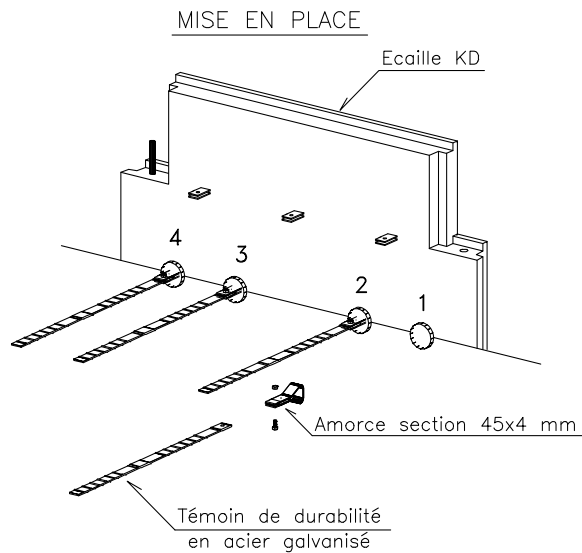
1. Toutes les cotes sont en cm.
1 - 2 - 3 - 4 : ordre de mise en place des éléments.

2. Repérage des témoins :

L'emplacement définitif de chacune des écaïlles KD sera repéré sur le plan de repérage de l'ouvrage (T.A.F 804) et la position de chaque témoin sera enregistrée suivant les recommandations détaillées sur le compte rendu de pose. On notera en même temps le poids initial, donné au milligramme près.

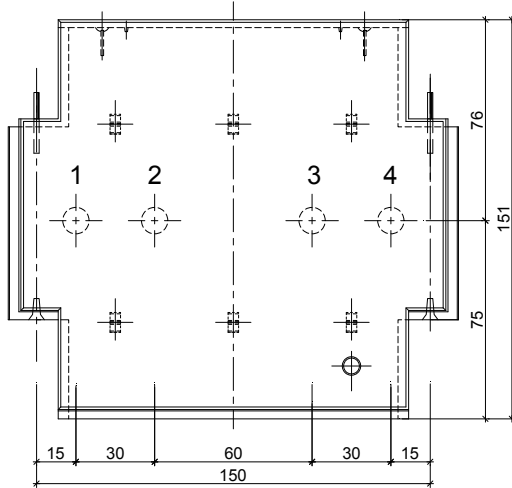
3. Recommandations pour la mise en place des témoins :

Veiller au centrage de l'amorce dans le fourreau, le boulon (vis + écrou) étant positionné à la limite et hors de ce dernier.
Bien entendu, l'ensemble témoin/amorce ne doit être mis en place qu'après le compactage de la couche de remblai au niveau du fourreau dans l'écaïlle.



TEMOINS DE DURABILITE : EXTRACTION

ELEVATION FACE EXTERIEURE



Notes :

1. Toutes les cotes sont en cm.

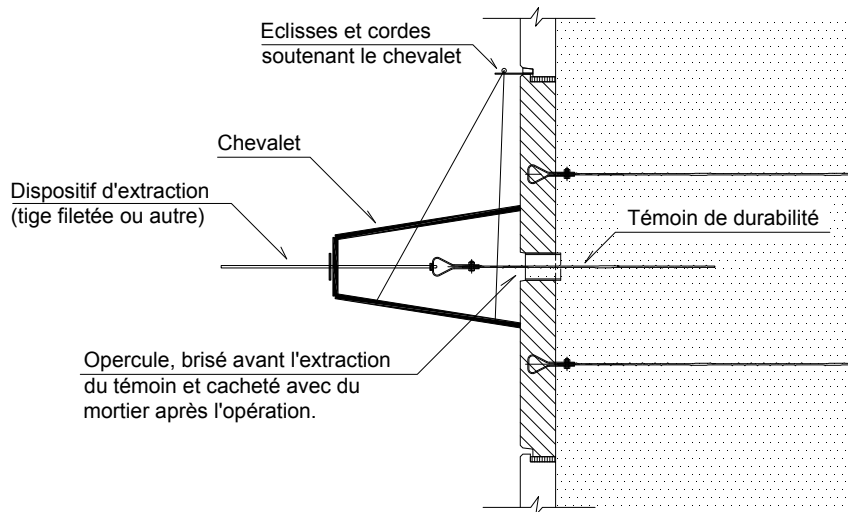
2. Echelonnement des extractions :

On extraira deux témoins à chaque contrôle. Les deux premiers témoins seront extraits dans la dixième année suivant la construction de l'ouvrage. Ensuite les contrôles se feront normalement tous les 20 ans.

3. Analyse des témoins :

Se reporter à l'annexe A2 du Guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement - Les ouvrages en Terre Armée du SETRA (Paris, décembre 1994) pour le mode opératoire détaillé.

EXTRACTION D'UN TEMOIN





TEMOINS DE DURABILITE : COMPTE-RENDU DE POSE

AFFAIRE N° :

NOM :

OUVRAGE :

PLAN N° :

DATE ET MISE EN PLACE	EMPLACEMENT	TEMOINS	RESERVATION N°			
			1	2	3	4
	I	Numéro				
		Poids (g)				
		Epaisseur Zn (μm)				
		$R_T^{(1)}$ (KN)				
	II	Numéro				
		Poids (g)				
		Epaisseur Zn (μm)				
		$R_T^{(1)}$ (KN)				
	III	Numéro				
		Poids (g)				
		Epaisseur Zn (μm)				
		$R_T^{(1)}$ (KN)				
	IV	Numéro				
		Poids (g)				
		Epaisseur Zn (μm)				
		$R_T^{(1)}$ (KN)				

(1) Effort à la rupture d'un échantillon prélevé dans la même barre que le témoin

Date : _____

Entreprise : _____

Responsable du chantier : _____

Signature : _____

Annexe 5.2. Témoins de durabilité du procédé RENFOTER



Environnement • Travaux publics

VIVATER Merlons antibruit

RENFOTER Murs de soutènement

PROCÉDÉS RENFOTER

Notice de maintenance

Vivalp S.A.
13, avenue Einstein
69100 Villeurbanne
France

Tél : 04 78 17 22 13 / Fax : 04 72 82 04 46
Email : info@vivalp.com / Site internet : www.vivalp.com
Capital 80.000 euros / n° SIREN 430 000 026 RCS LYON

Notice de maintenance : procédés RENFOTER

□ Préambule

Les ouvrages de soutènement doivent, suivant les prescriptions de la Direction des routes, prévoir, dès la conception, les moyens d'une surveillance et d'un entretien régulier.

Pour ce qui concerne les ouvrages en sol renforcé, cette surveillance porte notamment sur les éléments de renforcement noyés dans le sol.

C'est pourquoi, il est prescrit d'installer dans le remblai des éléments témoins, représentatifs des éléments de renforcement, avec le respect d'un certain nombre d'exigences permettant leur auscultation durant la vie de l'ouvrage.

□ Objet

Cette notice a pour l'objet de définir les éléments témoins de durabilité et le mode d'installation.

□ Définition du témoin

Chaque témoin de durabilité est constitué d'une barre longitudinale de longueur 40 cm sur laquelle est soudée une barre transversale de longueur 10 cm. Les témoins sont galvanisés et leurs barres constitutives sont de mêmes diamètres que ceux des renforts servant au renforcement.

Les différents éléments intervenant dans la mise en place du témoin de durabilité sont définis dans le plan ci-joint Réf *Not Maint-1-RF-06*.

Il s'agit de :

1. Une barre d'extraction de diamètre 12 mm de longueur 40 cm avec une boucle à l'extrémité permettant l'extraction du témoin de durabilité ;
2. Le témoin de durabilité : une barre longitudinale de longueur 40 cm sur laquelle est soudée une barre transversale de longueur 10 cm. Les diamètres des barres sont identiques à ceux des renforts pour le projet à réaliser ;
3. Un Fer plat 130*40 mm d'épaisseur 4 mm soudé sur la barre d'extraction ;
4. Un Fer plat 130*40 mm d'épaisseur 4 mm soudé sur le témoin de durabilité ;
5. Un boulon + écrou permettant la connexion du témoin de durabilité à la barre d'extraction.

Lieu d'installation

La localisation des témoins est repérée sur les plans d'exécution de l'ouvrage. La définition sera faite en concertation avec l'Entreprise de pose et le Maître d'œuvre, suivant les critères d'accessibilité ou d'autres.

Mode d'installation

Voir le plan Réf *Not Maint-2-RF-06*.

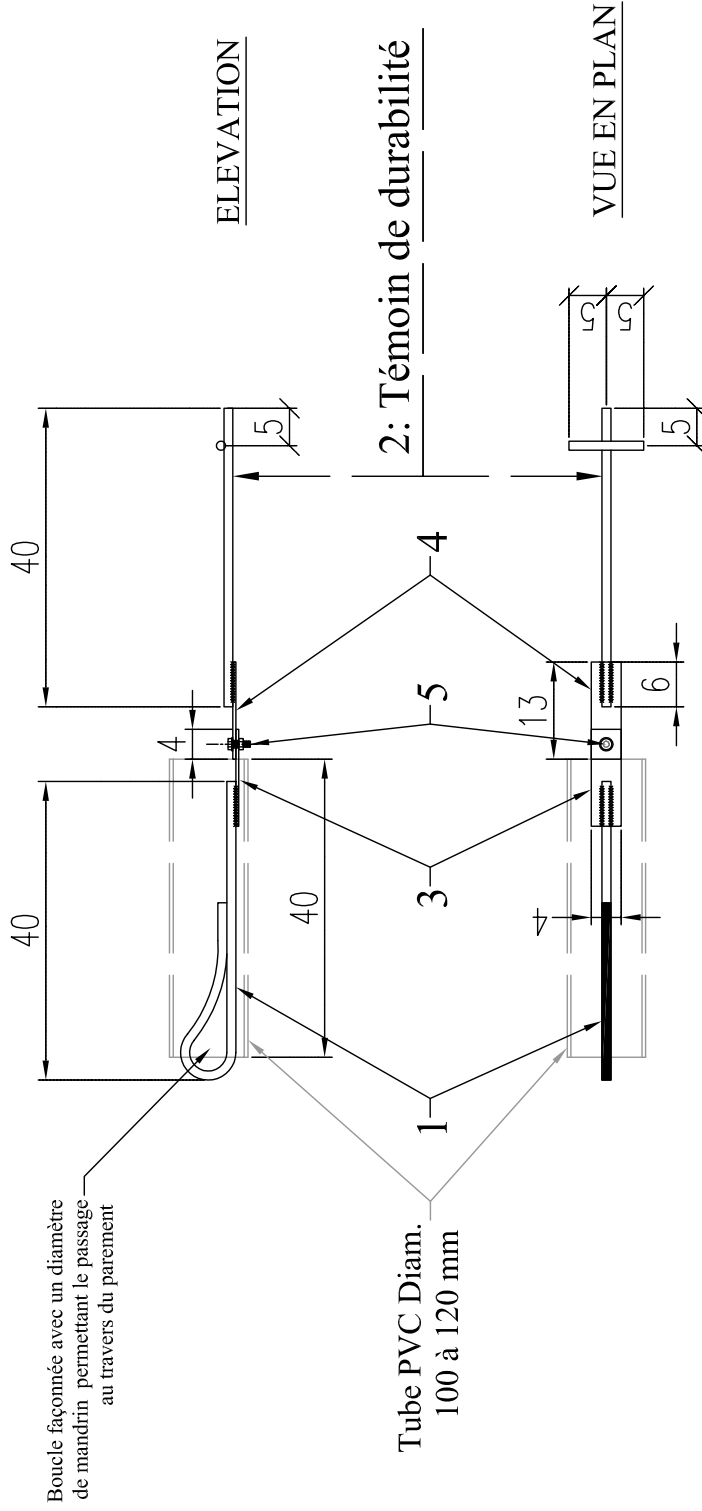
La barre d'extraction, munie d'une boucle à son extrémité côté parement, est logée dans un tube en PVC de diamètre 100 à 120 mm. Ce dispositif doit permettre, le moment venu, d'extraire le témoin en tirant sur la barre d'extraction.

Surveillance de la durabilité

Les témoins étant barres pesées avec précision (poids des témoins en grammes indiqués par VIVALP et contrôlés par le client le cas échéant) ; ils permettent, après extraction d'examiner visuellement l'état des armatures, de mesurer les pertes de poids, et éventuellement de procéder à des essais mécaniques.

L'annexe n° 1.7 du document du Sétra détaille les essais à réaliser après extraction des témoins de durabilité.

DESCRIPTION DES DIFFERENTS ELEMENTS INTERVENANT DANS LA MISE EN PLACE DES TEMOINS DE DURABILITE

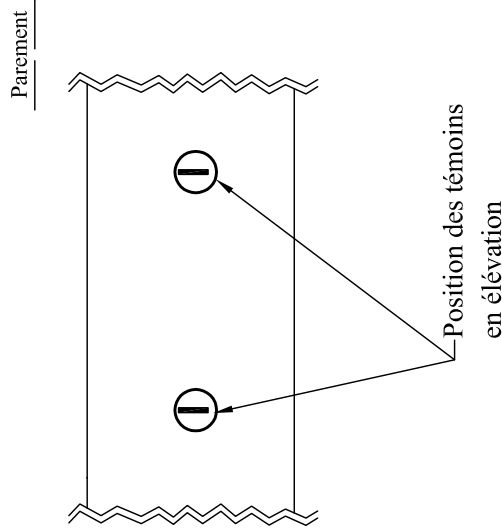


ce plan est propriété exclusive de VIVALP S.A. toute divulgation est strictement interdite

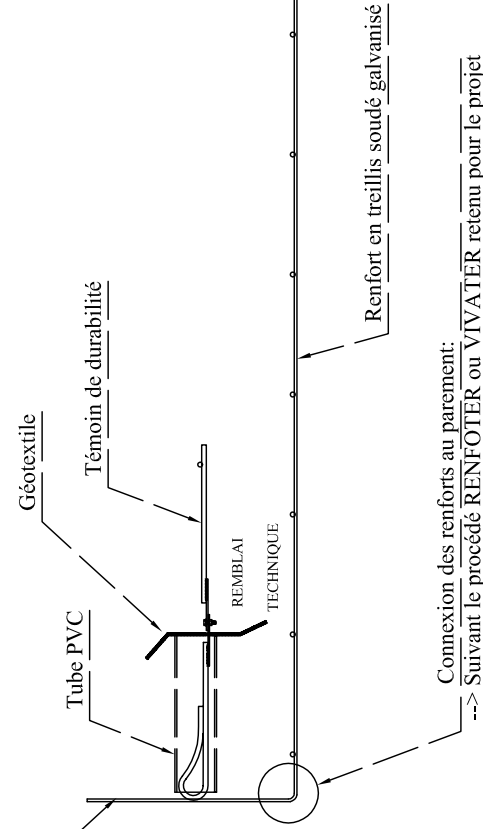
Vivalp Environnement - Travaux publics 13 Avenue Einstein 69100 Villeurbanne tel: 04-78-17-23-13 fax: 04-72-53-04-46	Notice de Maintenance		VERSION	DATE
	MURS EN SOL RENFORCE		6	18-01-2008
	PROCEDE: RENFORTER & VIVATER		TYPE:	PLAN PRODUIT
	PRODUIT: RENFORT TEMON		FORMAT:A4	ECHELLE:voir dessin
			FICHIER: Not Maint-1-RF-06	

PROCEDES RENFOTER & VIVATER: MISE EN PLACE DES TEMOINS DE DURABILITE

ELEVATION




COUPE TRANSVERSALE



NOTA: Le nombre et la position des témoins de durabilité figurent sur le plan d'élévation du dossier d'exécution

ce plan est propriété exclusive de VIVALP S.A. toute divulgation est strictement interdite

 Environnement - Travaux publics 13 Avenue Einstein 69100 Villeurbanne tel: 04-78-17-22-13 fax: 04-72-82-04-46	Notice de Maintenance VERSION 6 DATE 18-01-2006	
	MURS EN SOL RENFORCE PROCEDE: RENFOTER & VIVATER TYPE: DETAIL FORMAT:A4 ECHELLE:voir dessin	
PRODUIT: RENFORT TEMOIN		FICHER: Not Maint-2-RF-06

Document publié par l'Ifsttar sous le numéro C15025
Conception et réalisation Agnès Beauquel
Infographie Ifsttar, Philippe Caquelard
Impression Seven
Dépôt légal 4^e trimestre 2011



Le principal désordre affectant les murs en remblai renforcé par éléments métalliques est la corrosion anormale des éléments de renforcement. Ce phénomène de corrosion a essentiellement été recensé sur les ouvrages construits avant 1977 et trouve son origine principale dans la technologie des armatures utilisées avant cette date. Il est aggravé par un environnement agressif (salage de la route, ambiance marine) et un défaut d'entretien des dispositifs de collecte et d'évacuation des eaux. Le présent guide constitue un retour d'expérience sur les pathologies recensées sur les murs en remblai renforcé par éléments métalliques du réseau routier national français. Il aborde les méthodes d'investigations permettant d'évaluer l'état de corrosion des renforcements métalliques et propose également une méthodologie de diagnostic et de pronostic de l'état de ces murs basée sur les principes de la norme de dimensionnement NF P 94-270 (norme d'application de l'Eurocode 7) récemment parue. Il établit des recommandations à introduire dans les prescriptions des cahiers des charges relatifs à la construction de ces murs afin de limiter les risques de corrosion et de faciliter la surveillance et l'établissement du diagnostic pendant la vie de l'ouvrage. Enfin, le guide introduit des recommandations sur les études de réparation par clouage de ces ouvrages et sur les spécifications à introduire dans les cahiers des charges de ces travaux.

The main disorder affecting mechanically stabilized earth walls is the abnormal corrosion of the steel reinforcements. This phenomenon of corrosion was essentially noticed on the works built before 1977 and finds its main origin in the technology of the reinforcements used before this date. It is worsened by an aggressive environment (salting of the road, marine environment) and a defective maintenance of the devices of drainage. The present guide exposes an experience feedback on pathologies listed on mechanically stabilized earth walls with steel reinforcements of the French national road network. It approaches the methods of investigations to evaluate the state of corrosion of these walls and also proposes a methodology of diagnosis and forecast of the state of these walls based on the principles of the design standard NF P 94-270 (application standard of Eurocode 7) recently appeared. It establishes recommendations to be introduced into the specifications relating to the construction of these walls in order to limit the risks of corrosion and to facilitate the monitoring and the establishment of the diagnosis during the life of the work. Lastly, the guide introduces recommendations on the studies of repair by nailing of these works and also on the specifications relative to this repair.



ISSN 1151-1516

ISBN 978-2-7208-2590-3

Réf : REMBMET

Prix : 110 euros HT



Système de
management de la qualité
certifié sous le n° 9915173
pour les sites
de Paris et de Nantes