HAL
open science

Ouvrages en terre renforcés par géosynthétiques, sollicités localement en tête : expérimentation et méthode de calculs

Elisabeth Haza

To cite this version:

Elisabeth Haza. Ouvrages en terre renforcés par géosynthétiques, sollicités localement en tête : expérimentation et méthode de calculs. Mécanique [physics.med-ph]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 1997. Français. NNT : . tel-00785909

HAL Id: tel-00785909

https://theses.hal.science/tel-00785909

Submitted on 7 Feb 2013

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

GEOLOGIE GRENOBLE UJF
D 050 035811 8

THESE

présentée par

Elisabeth Haza

pour obtenir le titre de DOCTEUR de

L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

(Arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Géomécanique

Ouvrages en terre renforcés par géosynthétiques, sollicités localement en tête : expérimentation et méthode de calculs

---

Date de soutenance : le 22 octobre 1997

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr

19 AOUT 2003

Composition du jury :

M. Gielly J.	Rapporteur et Président
M. Levacher D.	Rapporteur
M. Gourc J.P.	Directeur de thèse
M. Gotteland Ph.	Codirecteur de thèse
M. Dubreucq T.	Examinateur
M. Allagnat D.	Invité

Thèse préparée au sein du Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique (L.i.r.i.g.m.)

THESE

présentée par

Elisabeth Haza

pour obtenir le titre de DOCTEUR de

L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

(Arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Géomécanique

Ouvrages en terre renforcés par géosynthétiques, sollicités localement en tête : expérimentation et méthode de calculs

---

Date de soutenance : le 22 octobre 1997

Composition du jury :

M. Gielly J.	Rapporteur et Président
M. Levacher D.	Rapporteur
M. Gourc J.P.	Directeur de thèse
M. Gotteland Ph.	Codirecteur de thèse
M. Dubreucq T.	Examinateur
M. Allagnat D.	Invité

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr

Thèse préparée au sein du Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique (L.i.r.i.g.m.)

1019 1781

Remerciements

Le travail présenté dans ce mémoire a été effectué au L.i.r.i.g.m., sous la direction de M. Jean-Pierre Gourc, professeur à l'université Joseph Fourier de Grenoble, directeur du laboratoire, en codirection avec M. Philippe Gotteland, maître de conférences à l'université Joseph Fourier. Je les remercie de m'avoir permis d'effectuer ce travail au sein de l'équipe Recherche Géotechnique, Géotextile, Géomembrane (R3G) dont J.P. Gourc est directeur.

J'exprime mes sincères remerciements à Messieurs les membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce mémoire de thèse :

- *M. Jacques Gielly, professeur à l'université de Lyon,*
- *M. Daniel Levacher, professeur à l'université du Havre,*
- *M. Thierry Dubreucq, ingénieur de recherche au L.C.P.C. de Nantes,*
- *M. Dominique Allagnat, ingénieur chez Scétauroute, à Grenoble.*

Je tiens à remercier amicalement tous les membres de l'équipée expérimentale *que nous formions sur le terrain, par tous les temps, les bottes aux pieds et la pelle à la main ! en particulier Michel Montaut et Gracien Vinceslas, pour leur compétence professionnelle bien sûr, et surtout pour les nombreux bons moments passés ensemble.*

Un grand merci aux membres du laboratoire, à l'équipe technique et aux étudiants-chercheurs qui m'ont entourée lors des différentes phases de mon travail de recherche; et tout particulièrement à Emmanuelle, Catherine, Benoît et Patrick, qui étaient là aussi lors d'activités extra-laboratoire ! à Sara qui a toujours un mot gentil pour vous mettre du baume au cœur.

Je serai toujours reconnaissante au Dr. Pauget de m'avoir suivie après l'accident qui a ponctué ma vie d'étudiant-chercheur et de rester disponible après cette épreuve.

Je désire très sincèrement remercier Mireille et Yves pour leur affection, leur soutien et leur présence, durant les périodes fastes comme les moments difficiles de cette étape de ma vie.

Pour finir par la cerise sur le gâteau, je tiens à embrasser très affectueusement et remercier du fond du cœur mes parents dont la présence, même lointaine géographiquement, et les nombreux conseils, m'ont réellement permis d'achever ce travail, malgré des moments de doute et de découragements profonds.

Je dois, à tous ceux qui m'ont aidé durant ces quatre dernières années, l'immense satisfaction d'arriver au terme de ce travail de recherche.

Je peux t'apporter une faible contribution pour étendre tes connaissances au monde de la géomécanique et plus précisément à celui du renforcement d'un talus de sable par des nappes de tissu, sur lequel on prétend pouvoir poser un pont !

Elisabeth

Sommaire

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr
19 AOUT 2003

	page
Abréviations	I
Nomenclature générale	II
Nomenclature - Partie A	V
Nomenclature - Partie B	VII
Nomenclature - Partie C	VIII
INTRODUCTION GENERALE	1

Partie A

Présentation des méthodes de calcul de massifs en terre renforcés
Adaptation de la méthode Double-Blocs au cas d'un chargement local

I. INTRODUCTION	3
II. QUELQUES OUVRAGES EXPERIMENTAUX EN SOL RENFORCES, CHARGES LOCALEMENT EN TETE - ETAT INITIAL DES CONNAISSANCES	5
II.1. Mur en limon marneux, renforcé par des géotextiles	5
II.2. Massif expérimental renforcé par géogrilles, à parement enveloppé	7
II.3. Deux massifs expérimentaux renforcés par des géotextiles différents	10

II.4. Etats de rupture de différents massifs 12
II.4.1. Ouvrage expérimental (a) : parement en géosynthétique incliné 13
II.4.2. Ouvrage expérimental (b) : parement préfabriqué vertical 14
II.4.3. Ouvrage expérimental (c) : parement cellulaire incliné 14

II.5. Position de la ligne de rupture 14

II.6. Expérimentation en vraie grandeur B.A.St. - L.C.P.C. 17
II.6.1. Expérimentation en vraie grandeur BASt - LCPC 17
II.6.1.1. Comportement du mur test BASt - LCPC 18
(1) Au cours du chargement 19
(2) Mode de rupture observé 20
II.6.1.2. Evolution des contraintes dans le mur test BASt - LCPC 21
(1) Diffusion des contraintes verticales 21
(2) Pression horizontale au parement 21
II.6.1.3. Déformation des renforcements pendant le chargement 22
II.6.2. Modélisation en centrifugeuse 22
II.6.2.1. Caractéristiques mécaniques du modèle centrifugé 23
II.6.2.2. Comportement du modèle réduit jusqu'à la rupture 23
II.6.2.3. Proposition de mécanisme de rupture du modèle centrifugé 24

II.7. Bilan : mécanismes de rupture observés dans les expérimentations 25

III. LES MÉTHODES DE CALCUL À L'ÉQUILIBRE LIMITE 26

III.1. Etude de la stabilité externe 28
III.1.1. Méthode traditionnelle (sans charge localisée en tête) 28
III.1.2. Méthode « type Stabilité des pentes » 29
III.1.3. Normes Européennes 29

III.2. Stabilité interne : calcul à l'équilibre limite 31
III.2.1. Définition de la sécurité 31
III.2.2. Méthode des tranches 32
III.2.3. Action des renforcements 34

IV. MÉTHODE DOUBLE - BLOCS (NOTÉE DB) 38

IV.1. Equations d'équilibre 38
IV.1.1. Principe du calcul de l'équilibre du double - blocs 40
IV.1.2. Equations d'équilibre - Détermination de la poussée résultante P 42

IV.1.2. Equations d'équilibre - Détermination de la poussée résultante P 42
(1) Equilibre du bloc (a) seul 44
(2) Equilibre du bloc (b) seul 45

IV.2. Evaluation de la tension maximale mobilisable dans les renforcements 46
IV.2.1. Résistance à la rupture en traction 46
IV.2.2. Diffusion du chargement local dans le massif 46
IV.2.3. Comportement en ancrage 50
IV.2.4. Obtention de la tension mobilisable dans les renforcements 52
IV.2.5. Définition de la tension intrinsèque 53

IV.3. Adaptation de la méthode Double - Blocs aux massifs UNIFORMEMENT chargés 53
IV.3.1. Caractéristiques du complexe sol renforcé par des armatures planes 54
IV.3.2. Méthode DB : Equilibre GLOBAL 59
IV.3.2.1. Condition d'équilibre global 59
IV.3.2.2. Dimensionnement à partir de l'équilibre global 60
IV.3.3. Méthode DB : Equilibre LOCAL « u » 61
IV.3.3.1. Bibliographie : Equilibre local d'un renforcement 63
IV.3.3.2. Dimensionnement par la méthode DB LOCAL « u » 68
IV.3.4. Prise en compte du caractère déformable des géosynthétiques : Composante tangentielle de la tension (Tcr) 72
IV.3.4.1. Déplacement vertical du géosynthétique déformé en membrane δvj 72
IV.3.4.2. Effet transversal de renforcement dans la méthode DB 73

IV.4. Méthode DB : prise en compte du chargement local en tête 76
IV.4.1. Conditions géométriques du double - blocs 76
IV.4.2. Prise en compte du chargement local dans différentes méthodes de dimensionnement 79
IV.4.3. Méthode DB : calcul LOCAL 80
IV.4.3.1. Calcul des tensions locales dues au poids propre du sol (Tγj) 83
IV.4.3.2. Calcul des tensions locales dues à la charge localisée (T_Qj) 85

IV.5. Choix et position de la ligne de glissement 90
IV.5.1. Critère du choix de la ligne de glissement dans un massif NON localement chargé 90
IV.5.2. Ligne de glissement dans un massif surchargé localement 91
IV.5.2.1. Critère de choix de la ligne de glissement 91
IV.5.2.2. Position de la ligne de glissement 95

IV.6. Etudes paramétriques 98
IV.6.1. Définition de deux massifs types 98
IV.6.2. Position de la ligne inter - blocs 99
IV.6.3. Position du point d'émergence au parement de la ligne de glissement 100
IV.6.4. Effet transversal de renforcement (calcul GLOBAL) 101
IV.6.4.1. Principe de calcul 102
IV.6.4.2. Sollicitation minimale des renforcements 105
(1) Coin de poinçonnement symétrique (massif 1) 105
(2) Ligne de glissement critique (massif 2) 107
IV.6.4.3. Conclusion sur l'effet transversal de renforcement 111
IV.6.5. Calcul LOCAL (chargement localisé en surface) 112
IV.6.5.1. Distribution des tensions dans les renforcements 112
IV.6.5.2. Influence de l'angle de diffusion a du chargement dans le massif sur la distribution des tensions 114
IV.6.6. Conclusions des études paramétriques 115

Partie B

Programme Expérimental

I. INTRODUCTION 117

I.1. Objectifs du programme expérimental 118

I.2. Mise en place du projet GARDEN 122
I.2.1. Les intervenants 122
I.2.2. Site expérimental 122

II. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DEUX OUVRAGES EXPÉRIMENTAUX 123

II.1. Principe de calcul de prédimensionnement 124
II.1.1.1. Approche 1 : les tensions mobilisables dans les renforcements sont imposées 124
II.1.1.2. Approche 2 : le coefficient de sécurité est imposé 124

II.2. Phase 1 : définition des profils 127
II.2.1. Données géométriques initiales 127
II.2.2. Données mécaniques initiales 128
II.2.3. Stabilité externe 128
II.2.4. Stabilité interne 129
II.2.4.1. Influence du nombre de lits de renforcement 129
II.2.4.2. Etude des profils définitifs 133
II.2.4.3. Constitution définitive des profils 140

II.3. Phase 2 : charge de rupture probable 142
II.3.1. 1ère étape : les caractéristiques mécaniques du sol restent approximatives 142
II.3.2. 2ème étape : les caractéristiques mécaniques du sol sont précisées 143

II.4. Analyse du mécanisme de rupture « externe » des deux massifs expérimentaux 145

II.5. Charge de rupture attendue - Calcul Local 148

II.6. Charge de rupture attendue 149

III. DÉROULEMENT DES EXPÉRIMENTATIONS 151

III.1. Description des ouvrages 151
III.1.1. Les géotextiles 151
III.1.2. Le sol de remblai 152
III.1.3. Distribution des renforcements dans les massifs 154
III.1.4. Le parement 154

III.2. Instrumentation des ouvrages GARDEN 155
III.2.1. Mesures des déplacements des remblais et des renforcements 155
III.2.2. Instrumentation du parement 158
III.2.3. Mesure des déplacements des dalles de chargement 160
III.2.4. Mesures dans le terrain environnant les massifs 160

III.3. Application du chargement 161

III.4. Relevé des mesures expérimentales 166

III.5. Observations rapides pendant les essais 167
III.5.1. Fissurations de la surface du remblai 167
III.5.2. Fissuration du parement 168
III.5.3. Poutre de chargement 169
III.5.4. Déflexions du remblai 170
III.5.5. Aspect extérieur des ouvrages 171

III.6. Observations lors du démontage des massifs 171

IV. DÉPOUILLEMENT ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS 173

IV.1. Gestion des données expérimentales 173
IV.1.1. Méthode d'exploitation des mesures des déplacements des points-câbles 173
IV.1.2. Méthode d'exploitation des mesures d'efforts sur les parements 175
IV.1.2.1. Sollicitation horizontale derrière le parement 175
IV.1.2.2. Contrainte verticale dans le parement 176
IV.1.2.3. Contrainte expérimentale sur le parement 176

IV.2. Comportement des ouvrages pendant la construction 177
IV.2.1. Déplacement du parement pendant la construction 177
IV.2.2. Poussée derrière le parement 177
IV.2.3. Pression verticale sous le massif 180
IV.2.4. Sollicitation des renforcements pendant la construction 180
IV.2.5. Bilan : état des massifs en fin de construction 185

IV.3. Comportement des ouvrages 187
IV.3.1. Comportement global (tassement des dalles en fonction du chargement) 187
IV.3.2. Déformation des parements 190
IV.3.2.1. Comportement des premiers points-câbles en phase 1 de chargement 197
IV.3.2.2. Comportement des premiers points-câbles en phase 2 de chargement 198
IV.3.2.3. Conclusion sur le déplacement des parements 198
IV.3.3. Mouvement des dalles de chargement 199
IV.3.4. Action sur le sol support 200
IV.3.4.1. Contrainte verticale sous les massifs 201
IV.3.4.2. Tassement sous les ouvrages 203
IV.3.5. Déformations internes des remblais - déformées des inclinomètres 203
IV.3.6. Sollicitations des renforcements pendant les essais 204
IV.3.6.1. Déplacement des renforcements 204
IV.3.6.2. Conclusion sur le mouvement des renforcements pendant les essais 211
IV.3.6.3. Déformations des renforcements 212
IV.3.6.4. Etat de déformation des renforcements en phase 1 de chargement 220
IV.3.6.5. Etat de déformation des renforcements en phase 2 de chargement 224
IV.3.6.6. Bilan sur les déformations des renforcements pendant les essais 225
IV.3.6.7. Localisation de la rupture 227
IV.3.6.8. Tensions dans les renforcements 230
IV.3.6.9. Tensions dans les renforcements en phase 1 de chargement 230
IV.3.6.10. Tensions dans les renforcements en phase 2 de chargement 235
IV.3.6.11. Conclusion sur les tensions mobilisées dans les renforcements 239
IV.3.6.12. Modification de résistance en traction des renforcements après essai 241
IV.3.7. Sollicitation des parements 242

IV.3.7.1. Interaction parement / renforcement 242
IV.3.7.2. Comparaison F_{pg}(NT ou T_i) / T_1(NT ou T_i) (tension dans les renforcements à l'arrière du parement) 245
IV.3.7.3. Contraintes au parement 247
(1) Contraintes horizontales derrière le parement 247
(2) Comparaison de l'effort horizontal F_H exercé contre le parement avec l'effort de traction F_{pg} 249
(3) Sollicitations verticales dans le parement 252
(4) Contraintes expérimentales 255

IV.4. Bilan de l'expérimentation 261
IV.4.1. Récapitulatif des observations expérimentales 261
IV.4.2. Interprétation des mécanismes de rupture 265
IV.4.2.1. Déformée des massifs 265
IV.4.2.2. Sollicitation du parement 266
IV.4.2.3. Sollicitation des renforcements et du sol de remblai 267
(1) Massif NT 268
(2) Massif T 268

Partie C

Validation de la méthode Double-Blocs sur les résultats expérimentaux

I. ANALYSE INVERSE - MÉTHODE GLOBALE 271

I.1. Procédure de l'analyse inverse 272

I.2. Résultats 273
I.2.1. Calcul « à la rupture » (Q_{rupt} = 230 kN/m) 273
I.2.2. Calcul « à l'état critique » (Q_{crit}NT = 140 kN/m, Q_{crit}T = 123 kN/m) 275
I.2.2.1. Approche (G1) : Coefficient de sécurité F_{sr} déduit des tensions expérimentales T_{exp} 277
I.2.2.2. Approche (G2) : T_{mobj} déduites du coefficient de sécurité F_{sr} sur le cisaillement du sol 277

I.3. Effet d'une inclinaison des tensions 280
I.3.1. Action symétrique le long des faces du coin sous la dalle 280
I.3.2. Effet transversal de renforcement sur la face inter - blocs 285

I.4. Liaison avec le déplacement vertical du bloc amont observé 287

I.5. Conclusion méthode globale 290

II. ANALYSE INVERSE - MÉTHODE LOCALE (ÉQUILIBRE LOCAL) 292

II.1. Calculs « à la rupture » (Q_{rupt} = 230 kN/m) 292

II.2. Calcul à l'état « critique » (Q_{crit}NT = 140 kN/m, Q_{crit}T = 123 kN/m) 295

II.3. Conclusion du Calcul LOCAL 298

III. CONCLUSIONS DES VALIDATIONS EXPÉRIMENTALES : UN PROJET DE MÉTHODE DE PRÉDIMENSIONNEMENT 299

CONCLUSION GENERALE **305**

Références bibliographiques 309

Abréviations

L.i.r.i.g.m. :	Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique
L.C.P.C. :	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
L.R.P.C. :	Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées
B.A.St. :	Bundesanstalt für Strassenwesen (Institut Fédéral de Recherche Routière de Bergisch Gladbach, en Allemagne)
S.A.N.E.F. :	Société des Autoroutes du Nord et de l'Est de la France
C.E.R. :	Centre d'Expérimentation Routière
D.B. :	Double-Blocs
P.E.H.D. :	Polyéthylène Haute Densité

Nomenclature générale

Zj (m) :	Position de l'armature j dans l'ouvrage
Lj (m) :	Longueur du renforcement j
$L_a j^P$ (m) :	Longueur d'ancrage du renforcement j en zone passive
$L_a j^A$ (m) :	Longueur d'ancrage du renforcement j en zone active
$\delta_v j$ (m) :	Déplacement vertical de la nappe j
$\sigma_z j$ (kPa) :	Contrainte verticale exercée sur le renforcement j
$\sigma_x j$ (kPa) :	Contrainte horizontale exercée au niveau du renforcement j en son intersection avec la ligne de glissement
σ_{Qz} (kPa) :	Contrainte verticale exercée sur une facette horizontale située à l'ordonnée Z du fait d'un chargement localisé en surface
q_z (kPa) :	Contrainte appliquée sur une facette parallèle à la surface (quand celle - ci n'est pas horizontale)
H (m) :	Hauteur de l'ouvrage
ΔH (m) :	Espacement vertical entre les nappes
N :	Nombre total de nappes
B (m) :	Largeur de la semelle
d (m) :	distance horizontale de la face aval de la semelle au parement
$T_m j$ (kN/m) :	Tension maximale horizontale mobilisée dans l'armature j
$T_{mob} j$ (kN/m) :	Tension horizontale mobilisable (en dimensionnement) et mobilisée (en vérification a postériori) dans l'armature j
$T_{Loc} j$ (kN/m) :	Tension horizontale mobilisable dans l'armature j définie en calcul LOCAL
Tj (kN/m) :	Tension mobilisable (ou mobilisée) dans l'armature j ($\beta j \geq 0$)
$T_h j$ (kN/m) :	Tension horizontale mobilisée dans l'armature j
T_{adm} (kN/m) :	Force de traction admissible, horizontale (tension mobilisée dans la méthode Double - Blocs si elle reste inférieure à T_A)
β (°) :	Inclinaison par rapport à l'horizontale de la tension Tj (ou T_{arm})
βj (°) :	Inclinaison par rapport à l'horizontale de la tension Tj (ou T_{arm}) dans l'armature j

Tcr (kN/m) :	Projection de la tension mobilisée dans l'armature sur la ligne de glissement
Tcr_h (kN/m) :	Projection horizontale de Tcr
$Tcr_{inter\text{-}blocs}$ (kN/m) :	Composante, sur la ligne inter-blocs, de la tension mobilisée par le renforcement à son intersection avec cette ligne
$Tcr_{LG\ sup}$ (kN/m) :	Projection de la tension mobilisée dans l'armature sur la partie supérieure de la ligne de glissement (ligne amont du bloc situé sous la dalle de chargement)
Tcrj (kN/m) :	Projection de la tension dans l'armature j sur la ligne de glissement
$Tcr_h j$ (kN/m) :	Projection horizontale de Tcrj
$T_h j$ (kN/m) :	Tension horizontale mobilisée dans l'armature j
$T_v j$ (kN/m) :	Tension verticale mobilisée dans l'armature j
Tr (kN/m) :	Traction maximale (rupture en traction)
Trj (kN/m) :	Traction maximale (rupture en traction) de la j ^{ème} armature
T_I (kN/m) :	Tension intrinsèque
$T_I j$ (kN/m) :	Tension intrinsèque de la j ^{ème} armature
TA (kN/m) :	Traction maximale (rupture en ancrage)
TAj (kN/m) :	Traction maximale (rupture en ancrage) de la j ^{ème} armature
γ (kN/m^3) :	Poids volumique du sol
γd, γh (kN/m^3) :	Poids volumique du sol sécurité, humide
ϕ_s (°), C_s (kPa) :	Caractéristiques du sol
ϕ_{sc} (°), C_{sc} (kPa) :	Caractéristiques critiques du sol
ϕ_g (°) :	Angle de frottement au contact géotextile / géotextile
ϕ_{sg} (°), C_{sg} (kPa) :	Caractéristiques du contact sol / géotextile
ϕ_{sgc} (°), C_{sgc} (kPa) :	Caractéristiques critiques du contact sol / géotextile
F_s :	Coefficient de sécurité au cisaillement du sol
F_{sr} :	Coefficient de sécurité au cisaillement du sol (en présence de renforcement)
F_T :	Coefficient de sécurité vis à vis de la résistance en traction Tr
Q (kN/m) :	Pression verticale exercée sur la crête du massif
P (kN) :	Effort vertical exercé sur la crête du massif
q (kPa) :	Pression verticale exercée sur une facette horizontale du massif

h (m) :	Hauteur verticale entre une facette horizontale et la crête du massif
α (°) :	Angle de diffusion de la surcharge localisée en surface libre
δ (°) :	Inclinaison de l'effort à l'interface des deux blocs de la zone active par rapport à sa perpendiculaire
K :	Coefficient de poussée

Nomenclature - Partie A

γ_1 (kN/m^3) :	Poids volumique du sol amont au massif renforcé
γ_2 (kN/m^3) :	Poids volumique du sol du massif renforcé
ϕs_1 (°) :	Angle de frottement du sol amont au massif renforcé
ϕs_2 (°) :	Angle de frottement du sol du massif renforcé
ϕsc_1 (°) :	Angle de frottement critique du sol amont au massif renforcé
ϕsc_2 (°) :	Angle de frottement critique du sol du massif renforcé
ϕg_1 (°) :	Angle de frottement géotextile / sol amont au massif renforcé
ϕg_2 (°) :	Angle de frottement géotextile / sol du massif renforcé
ϕgc_1 (°) :	Angle de frottement critique géotextile / sol amont au massif renforcé
ϕgc_2 (°) :	Angle de frottement critique géotextile / sol du massif renforcé
Cs_1 (kPa) :	Cohésion du sol amont au massif renforcé
Cs_2 (kPa) :	Cohésion du sol du massif renforcé
Csc_1 (kPa) :	Cohésion critique du sol amont au massif renforcé
Csc_2 (kPa) :	Cohésion critique du sol du massif renforcé
Cg_1 (kPa) :	Cohésion au contact sol amont au massif renforcé / géosynthétique
Cg_2 (kPa) :	Cohésion au contact sol du massif renforcé / géosynthétique
Cgc_1 (kPa) :	Cohésion critique au contact sol amont au massif renforcé / géosynthétique
Cgc_2 (kPa) :	Cohésion critique au contact sol du massif renforcé / géosynthétique
Ω (°) :	Inclinaison de l'interface des deux blocs par rapport à la verticale, positive vers l'aval
F :	Point de rupture de la ligne bilinéaire de glissement
Cs_a (kPa) :	Cohésion du sol sur l'interface du bloc amont et de la zone passive
Cs_b (kPa) :	Cohésion du sol sur l'interface du bloc aval et de la zone passive
ϕ_a (°) :	Inclinaison de l'action de la zone passive sur le bloc amont
ϕ_b (°) :	Inclinaison de l'action de la zone passive sur le bloc aval
ϕ_{ab} (°) :	Angle de frottement du sol sur l'interface des deux blocs
Cs_{ab} (kPa) :	Cohésion du sol sur l'interface des deux blocs formant la zone active

ϕs_a (°) :	Angle de frottement du sol sur l'interface du bloc amont et de la zone passive
ϕs_b (°) :	Angle de frottement du sol sur l'interface du bloc aval et de la zone passive
ϕs_{ab} (°) :	Angle de frottement critique du sol sur l'interface des deux blocs formant la zone active
ϕsc_a (°) :	Angle de frottement critique du sol sur l'interface du bloc amont et de la zone passive
L_a (m) :	Longueur de l'interface bloc amont / zone passive
L_b (m) :	Longueur de l'interface bloc aval / zone passive
L_{ab} (m) :	Longueur de l'inter - blocs
P (kN/m) :	Poussée horizontale assurant l'équilibre du double - blocs, exercée sur sa face aval
P_γ (kN/m):	Poussée horizontale assurant l'équilibre du double - blocs (supposé sans chargement en surface)
P_Q (kN/m):	Poussée horizontale assurant l'équilibre du double - blocs (le sol est supposé non pesant)
$T_\gamma j$ (kN/m):	Tension horizontale mobilisable dans l'armature j pour équilibrer le double - blocs soumis à son propre poids (pas de chargement)
$T_Q j$ (kN/m):	Tension horizontale mobilisable dans l'armature j pour équilibrer le double - blocs soumis au chargement localisé en surface (sol non pesant)
ΔPj (kN/m):	Poussée locale horizontale que doit équilibrer le renforcement j
$\Delta P_\gamma j$ (kN/m):	Poussée locale horizontale que doit équilibrer le renforcement j sous l'action du poids des terres
$\Delta P_Q j$ (kN/m):	Poussée locale horizontale que doit équilibrer le renforcement j sous l'action du chargement localisé (sol non pesant)
$\sigma_{\gamma x} j$ (kPa) :	Contrainte locale horizontale exercée au niveau du renforcement j en son intersection avec la ligne de glissement, due au poids des terres
$\sigma_{Qx} j$ (kPa) :	Contrainte locale horizontale exercée au niveau du renforcement j en son intersection avec la ligne de glissement, due au chargement localisé en surface
$\sigma_{Qz} j$ (kPa) :	Contrainte verticale exercée sur le niveau de la nappe j du fait d'un chargement localisé en surface (sol non pesant)
K_γ :	Coefficient de poussée des terres (sol non surchargé)
K_Q :	Coefficient de poussée des terres (sol surchargé, non pesant)
Δq :	Contrainte normale au plan local du géosynthétique

Nomenclature - Partie B

Massif NT :	Massif expérimental avec les renforcements souples, non tissés
Massif T :	Massif expérimental avec les renforcements rigides, tissés
1 à 10 :	Numérotation des nappes à partir du bas
nappe T_j :	j ème nappe dans le massif T
nappe NT_j :	j ème renforcement dans le massif NT
***T ou *NT** :	Suffixe indiquant que l'ouvrage renforcé par des géotextiles tissés ou non tissés est concerné
$DG_j(NT_i)$ (m) :	Déplacement du point-câble (j) de la nappe (i)
$\varepsilon_j(NT_i$ ou $T_i)$:	Déformation de la nappe i, entre les points-câbles (j) et (j+1)
F_{pg} (kN) :	Effort de traction parement / renforcement
$F_{pg}(NT_i$ ou $T_i)$ (kN) :	Effort de traction parement / renforcement au niveau du renforcement (i)
σVp (kPa) :	Contrainte verticale sur une pierre du parement exercée par les deux pierres qui la surmontent
F_H (kN) :	Effort horizontal appliqué contre le parement par le remblai, autour d'un renforcement
σH (kPa) :	Contrainte horizontale appliquée contre le parement par le remblai
σ_p^{exp} (kPa) :	Contrainte expérimentale sur le parement déduite des efforts verticaux dans le parement et des poussées mesurées derrière le parement
Δz (m) :	Enfoncement vertical des dalles centrales de chargement
T_{exp} (kN) :	Tension expérimentale des renforcements en fin de construction (y est inclus l'accroissement de tension produit durant l'expérimentation)
$T_j(NT_i$ ou $T_i)$ (kN/m) :	Accroissement de tension dans le renforcement (i), entre les points-câbles (j) et (j+1) durant l'expérimentation
Q (kN/m) :	Chargement sur les dalles centrales
Q_{crit} (kN/m) :	Chargement sur les dalles centrales aux « coudes » des courbes Δz en fonction du chargement
Q_{rupt} (kN/m) :	Chargement sur les dalles centrales en fin d'expérimentation
σV (kPa) :	Contrainte verticale exercée sous le massif renforcé

Nomenclature - Partie C

T_{essai} : Accroissement de tension produit pendant les essais (mise à zéro en fin de construction)

Introduction Générale

Les ouvrages en terre renforcés par des géosynthétiques sont de plus en plus souvent mis en oeuvre dans des structures de Génie Civil, de petite ou de grande taille.

En France, dans la construction de culée de pont (massif sur lequel repose le tablier du pont), le remblai en sol renforcé sert, jusqu'à présent, uniquement d'habillage autour des structures en béton qui reprennent tous les efforts locaux que le tablier du pont transmet. Il serait intéressant d'utiliser le remblai renforcé comme appui unique du pont. Sa mise en oeuvre est rapide et économique.

Par l'étude de plusieurs ouvrages expérimentaux, le comportement d'un massif en sol renforcé par des géosynthétiques, et surchargé très localement en tête, est approché. Un programme expérimental de grande ampleur, auquel le L.i.r.i.g.m. a participé activement, est décrit en détail dans ce mémoire.

Il est encore difficile de mettre en oeuvre des méthodes de calcul adaptées au dimensionnement de telles structures. Les méthodes numériques permettent de visualiser des comportements particuliers mais sont contraignantes d'utilisation. Nous focalisons notre travail sur la détermination d'une méthode simple et rapide d'utilisation en vue du prédimensionnement de ces ouvrages.

Le mémoire se décompose en trois parties :

Dans la partie A, nous récapitulons les différents types de méthode de calcul d'ouvrages en sol renforcé. Nous présentons essentiellement la méthode Double - Blocs (DB) qui a retenu toute notre attention. C'est une méthode de calcul à l'équilibre limite de deux blocs juxtaposés, constituant la zone active en mouvement du massif à la rupture. Notre étude porte exclusivement sur la modélisation des massifs surchargés localement en tête. Nous tentons d'adapter l'approche conventionnelle, dite « globale », pour tenir compte du caractère déformable des renforcements : les efforts mobilisés s'inclinent avec la déformation « en membrane » des renforcements dans la zone de cisaillement maximale.

Nous présentons une nouvelle approche, dite « locale », où les sollicitations du chargement sont réparties différemment dans les renforcements afin de mieux

correspondre aux observations expérimentales. Une étude de l'approche locale sur deux ouvrages types permet de déterminer les paramètres influençant particulièrement cette nouvelle approche.

Dans la partie B, nous présentons de façon complète les résultats d'un programme expérimental de recherche, qui vise à mieux appréhender le comportement des ouvrages en terre renforcés par géosynthétiques, et surchargés localement en tête : deux massifs de 4,35 m de hauteur, renforcés par des armatures différentes, sont chargés localement jusqu'à la rupture. De nombreux paramètres sont enregistrés durant les expérimentations. Nous présentons le dépouillement et l'interprétation des données expérimentales pour tenter de définir les mécanismes de fonctionnement de telles structures. Les zones de déformation des renforcements et des remblais ont pu être atteintes à tous les stades du chargement. Une instrumentation dense du parement, constituée de cellules creuses en béton, permet d'approcher l'action d'un chargement local sur la structure que constitue un parement cellulaire.

Dans la partie C, nous tentons de valider la méthode Double - Blocs, exposée en détail dans la partie A, sur les ouvrages de l'expérimentation.

Partie A

- Présentation des méthodes de calcul de massifs en terre renforcés
- Adaptation de la méthode Double - Blocs au cas d'un chargement local

I. Introduction

Il existe actuellement de nombreuses méthodes d'analyse de la stabilité des ouvrages en terre renforcés. Elles peuvent se répartir en trois catégories.

La première catégorie rassemble les approches s'inspirant des méthodes d'équilibre limite, développées pour l'étude des ouvrages non renforcés. Ces approches se différencient entre elles par les hypothèses prises en compte pour modéliser les efforts apportés par les nappes de renforcement.

Lorsque le chargement est localisé sur une faible surface d'application, le mécanisme de rupture de l'ouvrage est différent de celui observé pour un massif non chargé ou chargé uniformément. La méthode Double - Blocs apparaît alors bien indiquée pour ce type d'étude, les mécanismes observés s'approchant de ceux intégrés dans la méthode.

Séparer en deux blocs la zone active en mouvement lors de la rupture permet effectivement d'isoler un coin de sol sous la fondation qui poinçonne le massif renforcé, comme une fondation isolée ou linéaire poinçonne le sol qui le supporte. En effet, au cours d'essais sur modèles réduits en centrifugeuse et lors d'expérimentations

en vraie grandeur (A. Séré, 1995 [1]), il a été mis en évidence l'existence d'un coin de sol qui se forme sous la fondation lors du chargement.

La deuxième catégorie de méthodes d'analyse de stabilité de massifs renforcés fait référence aux approches numériques (type éléments finis ou différences finies) dont l'essor est important ces dernières années. Mais les lois de comportement des matériaux utilisées nécessitent la connaissance de nombreux paramètres parfois difficiles à déterminer précisément dans le domaine du Génie Civil. Les temps de calcul restent encore longs. Ces méthodes sont peu usitées en dimensionnement d'ouvrage, mais constituent un outil performant pour la compréhension de mécanismes ou l'étude de l'influence des paramètres.

Une troisième catégorie de méthodes d'analyse de stabilité traite le problème à partir de la théorie du calcul à la rupture. On peut distinguer deux approches : l'une utilisant une modélisation séparée du sol et des inclusions (A. Antoine, 1990 [2]), l'autre utilise l'homogénéisation du sol composite considéré comme un milieu homogène et anisotrope (A. Sawicki et D. Lesniewska, 1987 [3], 1988 [4]).

Actuellement, les méthodes à l'équilibre limite sont les plus utilisées car les mieux adaptées à l'étude du dimensionnement des ouvrages. De nombreux auteurs contribuent à leur évolution. Notre travail se situe dans ce cadre; nous ne nous pencherons pas davantage sur les deux autres catégories de méthodes.

Nous avons tenté d'apporter des adaptations à la méthode Double - Blocs afin de proposer une méthode de prédimensionnement d'un massif en sol renforcé par des nappes de géosynthétiques et fortement surchargé localement en tête.

II. Quelques ouvrages expérimentaux en sol renforcés, chargés localement en tête - Etat initial des connaissances

II.1. MUR EN LIMON MARNEUX, RENFORCE PAR DES GEOTEXTILES

En 1986, L. Wichter (L. Wichter et al. [5]) s'intéresse au comportement d'un massif en limon marneux, renforcé par des géosynthétiques Stabilenka 200 (de tension maximale à la rupture Tr = 210 kN/m, de déformation maximale à la rupture εr = 9%, Figure A - 1), chargé localement en tête. L'ouvrage expérimental (Figure A - 2), de 4,50 m de hauteur, est renforcé par cinq géosynthétiques s'étendant à l'intérieur du massif jusqu'à 3,25 m depuis le pied du parement. Une dalle de largeur B = 1,20 m, posée sur la zone renforcée du mur est surmontée par un vérin. Elle sollicite localement le massif par 10 paliers successifs jusqu'à 500 kN/m.

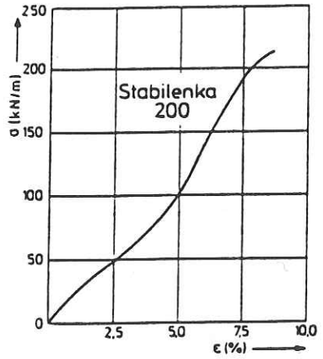


Figure A - 1 : Courbe effort de traction / déformation du géosynthétique Stabilenka 200

Lors du chargement, la partie sommitale du massif s'est beaucoup déplacée horizontalement après un chargement valant 55% du chargement maximal appliqué (un déplacement maximal de 33 cm est relevé en fin d'essai), alors que le reste du parement se déplace régulièrement (la base de l'ouvrage se déplace très faiblement).

La déformation des renforcements est mesurée par des jauges de déformation de 10 cm de longueur, espacées de 50 cm le long du profil transversal des nappes. Comme

cela est présenté sur la Figure A - 2, où les lignes d'iso - déformations dans le corps du massif sont tracées, les nappes supérieures sont les plus sollicitées.

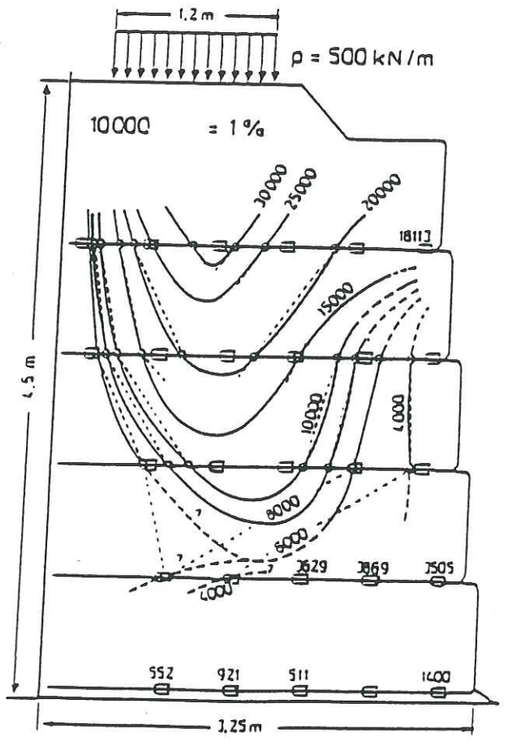


Figure A - 2 : Champ de déformation dans un massif en limon marneux renforcé par géosynthétiques, chargé localement en tête (d'après L. Wichter, et al., 1986 [5])

Il semble apparaître un coin de déformation maximale développé sous la dalle, dont la pointe inférieure se dirigerait vers le parement.

L'essai est arrêté lorsque les déplacements horizontaux de la tête de l'ouvrage sont trop importants et lorsque l'enfoncement de la dalle ne se stabilise plus.

Les déformations maximales relevées pendant l'essai n'atteignent pas la valeur de déformation maximale à la rupture des géosynthétiques ($\varepsilon_{max} \approx 3\% < \varepsilon r = 9\%$).

II.2. MASSIF EXPERIMENTAL RENFORCE PAR GEOGRILLES, A PAREMENT ENVELOPPE

De nombreuses études sont menées pour approcher le comportement des massifs en terre renforcés par des géosynthétiques, à la B.A.St. (Bundesanstalt für Strassenwesen, Institut fédéral de recherche routière de Bergisch Gladbach, en Allemagne). Parmi celles menées par B.R. Thamm (et al., 1990 [6]), notons les comportements observés d'un massif en sable de 3,60 m de hauteur, incliné à 70°, à parement enveloppé, surchargé localement en tête, et renforcé par des géogrilles Tensar SR2 (de tension maximale à la traction Tr = 67 kN/m et de déformation maximale à la rupture $\varepsilon r = 11\%$) (Figure A - 3). Le comportement de cet ouvrage est suivi lors de sa construction, et de son chargement local en tête, jusqu'à sa rupture.

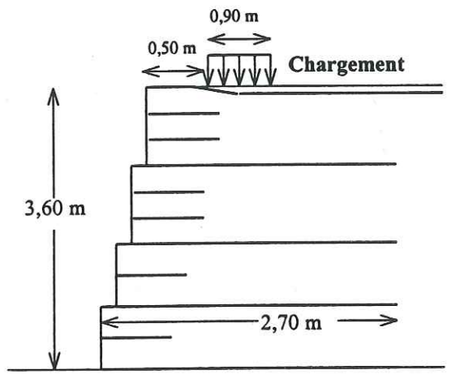


Figure A - 3 : Profil du massif en sable renforcé par des géogrilles Tensar SR2 , mené à la rupture par un chargement local en tête (B.R. Thamm et al., 1990 [6])

Des cellules de mesure de contrainte totale sont placées horizontalement et verticalement à différents niveaux du massif, derrière les nappes courtes inter-renforcements. Après la construction du massif, la pression appliquée sur la face arrière du parement est faible (entre 2 et 3 kPa).

La rupture du massif est visualisée par un déplacement horizontal important de la partie supérieure de l'ouvrage, et un bombement au niveau central du parement, pour un chargement de 493,5 kPa (le début de la rupture s'initialise pour une charge de 475 kPa car les déformations horizontales du massif deviennent alors importantes). La nappe supérieure, très proche du chargement, s'est déplacée vers l'aval, avec la dalle,

lors de la rupture. B.R. Thamm interprète ce comportement comme un mécanisme de rupture rotationnelle. La ligne de rupture émerge en surface le long de la face amont de la dalle de chargement, et au parement à un niveau supérieur du pied de l'ouvrage (Figure A - 4).

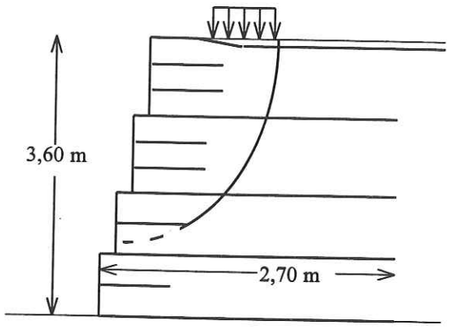


Figure A - 4 : Localisation de la ligne de rupture (massif en sable renforcés par des géogrilles Tensar SR2, B.R. Thamm et al., 1990 [6])

La pression exercée contre le parement, en partie haute du massif, est importante (jusqu'à 130 kPa en fin d'essai).

Sur la Figure A - 5 est tracée la distribution des déformations dans les renforcements longs instrumentés, durant l'expérimentation. Les renforcements supérieurs sont encore fortement sollicités, deux fois plus dans la moitié supérieure du massif que dans sa partie centrale.

A. Séré a également participé à cette expérimentation. Lors du démontage après l'expérimentation, un fort cisaillement de la dernière nappe, juste sous le coin amont de la dalle est observé, comme la déchirure de l'avant dernière nappe (A. Séré, 1995 [1]).

Sur la Figure A - 6 est représenté le tassement moyen de la dalle de chargement en fonction de l'effort vertical appliqué. Cette courbe reste linéaire jusqu'à de forts chargements, d'une pente « tassement / chargement » de 0,052 mm/kPa, maintenu pendant tout l'essai. Cette pente est faible (et très inférieure à celle relevée dans les deux massifs expérimentaux étudiés en détail dans ce rapport, cf. Partie B). Notons la faible extensibilité des renforcements ($\varepsilon r = 11\%$) et leur forte résistance à la traction ($Tr = 67$ kN/m). De plus, les caractéristiques mécaniques du sol de remblai sont très satisfaisantes. Il s'agit de sable de cohésion nulle, d'angle de frottement $\phi = 39°$ et de

poids volumique $\gamma = 19{,}5$ kN/m^3. Cela peut expliquer la faible pente « tassement / chargement ».

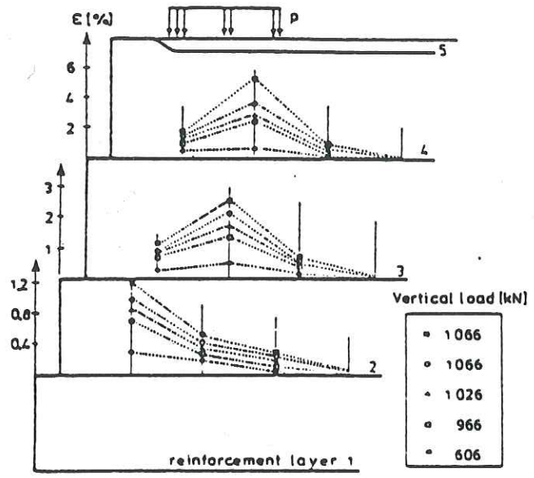


Figure A - 5 : Distribution des déformations dans les renforcements instrumentés (d'après B.R. Thamm et al., 1990 [6])

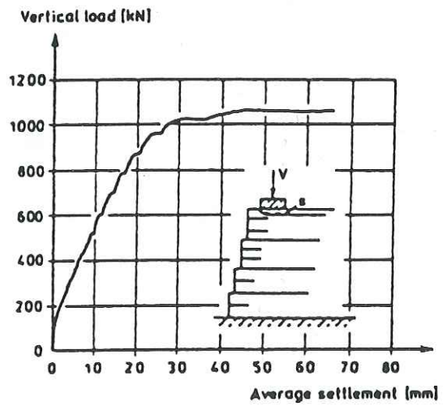


Figure A - 6 : Courbe tassement / chargement de la dalle de chargement (d'après B.R. Thamm, et al., 1990 [6])

II.3. DEUX MASSIFS EXPERIMENTAUX RENFORCES PAR DES GEOTEXTILES DIFFERENTS

M. Kharchafi et M. Disly (1994 [7]) ont réalisé deux massifs expérimentaux identiques, de 3,60 m de hauteur, en limon, renforcés l'un par un géotextile non tissé en polypropylène (de résistance à la traction Tr = 20 kN/m, de module sécant à 10% de déformation $J_{10\%}$ = 118 kN/m), l'autre par un géotextile tissé en polyester (Tr =200 kN/m, $J_{10\%}$ = 2000 kN/m) (Figure A - 7). Ces deux massifs sont constitués de six couches de sol, surmontés par une plaque mise en poussée verticale par un vérin. La répartition et la longueur des renforcements géosynthétiques sont identiques pour les deux ouvrages.

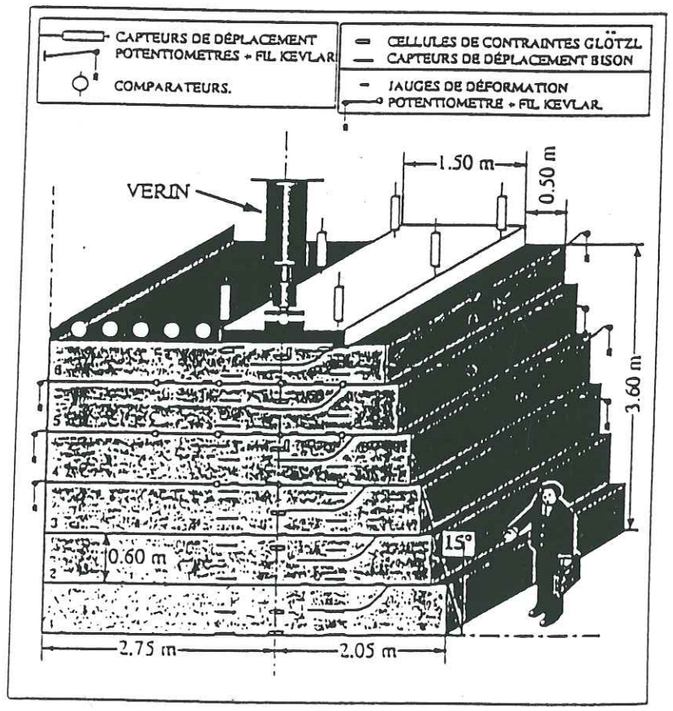


Figure A - 7 : Profil et instrumentation des deux massifs expérimentaux en vraie grandeur (M. Kharchafi et M. Dysli, 1994 [7])

La plus grande déformabilité des géotextiles non tissés a induit un plus grand déplacement du parement du massif par rapport au massif renforcé par les géotextiles tissés. La rupture du massif renforcé par les géotextiles non tissés s'est produite avec la formation d'un coin de sol symétrique sous la plaque, descendant jusqu'au milieu du massif. La ligne de glissement sort, en surface dans une fissure ouverte à l'arrière de la plaque, et au parement en son pied.

Les déformations des géotextiles sont mesurées par des jauges de déformation collées sur les cinq nappes supérieures. Le déplacement de plusieurs points des géotextiles est mesuré par l'intermédiaire de fils Kevlar fixés en ces points, reliés à l'arrière du massif à des potentiomètres de précision. Dans le massif renforcé par les géotextiles tissés, les déformations du sol et des renforcements sont assez diffuses alors que très localisées dans l'autre massif, entre la ligne de rupture et le parement. La partie centrale du massif renforcé par les géotextiles non tissés s'est fortement déformée. Le massif non tissé s'est déformé entre la verticale amont de la plaque et le parement, alors que le massif tissé s'est aussi déformé en amont de la plaque (sous fort chargement).

Les sollicitations des renforcements sont d'autant plus importantes que les renforcements sont près de la plaque; elles se localisent entre le centre de la plaque et sa face amont (c'est la position de la ligne de rupture).

Dans les deux massifs, la nappe supérieure s'est le plus déplacée pendant les essais.

Sur la Figure A - 8 est représenté le tassement de la plaque de chargement en fonction de la charge appliquée sur chacun des massifs. Le massif renforcé par les géotextiles tissés a un comportement plus linéaire que l'autre. Il n'a pas été rompu et la plaque qui le surcharge a beaucoup moins tassé que celle sur le massif renforcé par les géotextiles non tissés. Ceci semble logique compte tenu des raideurs et des résistances respectives des géosynthétiques.

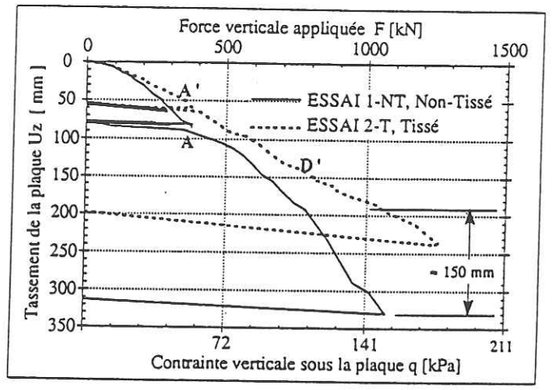


Figure A - 8 : Déplacement vertical moyen U_Z de la plaque de chargement en fonction de la force appliquée et de la contrainte verticale sous la plaque (d'après M. Kharchafi et M. Dysli, 1994 [8])

La pente « tassement / chargement » du massif renforcé par les géotextiles tissés vaut 1,324 mm/kPa alors que deux pentes successives peuvent être définies sur la courbe du massif non tissé, 1,664 mm/kPa et 3,247 mm/kPa (cette dernière valeur apparaît lorsqu'une fissure s'ouvre derrière la plaque, à environ 70% du chargement final).

Notons que la résistance à la traction du géotextile tissé est très supérieure à celle de la géogrille utilisée dans l'expérimentation précédemment étudiée, pour une déformation à la rupture équvalente ($\varepsilon r = 10\%$ pour $\varepsilon r = 11\%$ précédemment). Pourtant, la valeur de la pente « tassement / chargement » calculée ici est très supérieure à la précédente. Ceci peut être dû, en partie, à la qualité plus médiocre du sol de remblai : ce sol est cohérent ($C' \approx 15$ kPa), d'angle de frottement plus faible ($\phi' = 30° < 39°$), et plus lâche ($\gamma = 17{,}5$ kN/m^3 < 19,5 kN/m^3).

II.4. ETATS DE RUPTURE DE DIFFERENTS MASSIFS

A la B.A.St., plusieurs massifs, avec des types de construction différents ont été menés à la rupture par un chargement local en tête (D. Lesniewska et al. 1992 [9], A. Séré 1995 [1]). Nous retiendrons ici leur état à la rupture pour tenter de comparer leur

comportement à la rupture malgré leur différence de type de renforcement et de conception (Figure A - 9).

Le sol constitutif des remblais est un sable graveleux de poids volumique $\gamma = 19{,}8$ kN/m^3, de cohésion $C' = 7{,}5$ kPa et d'angle de frottement $\phi = 39°$).

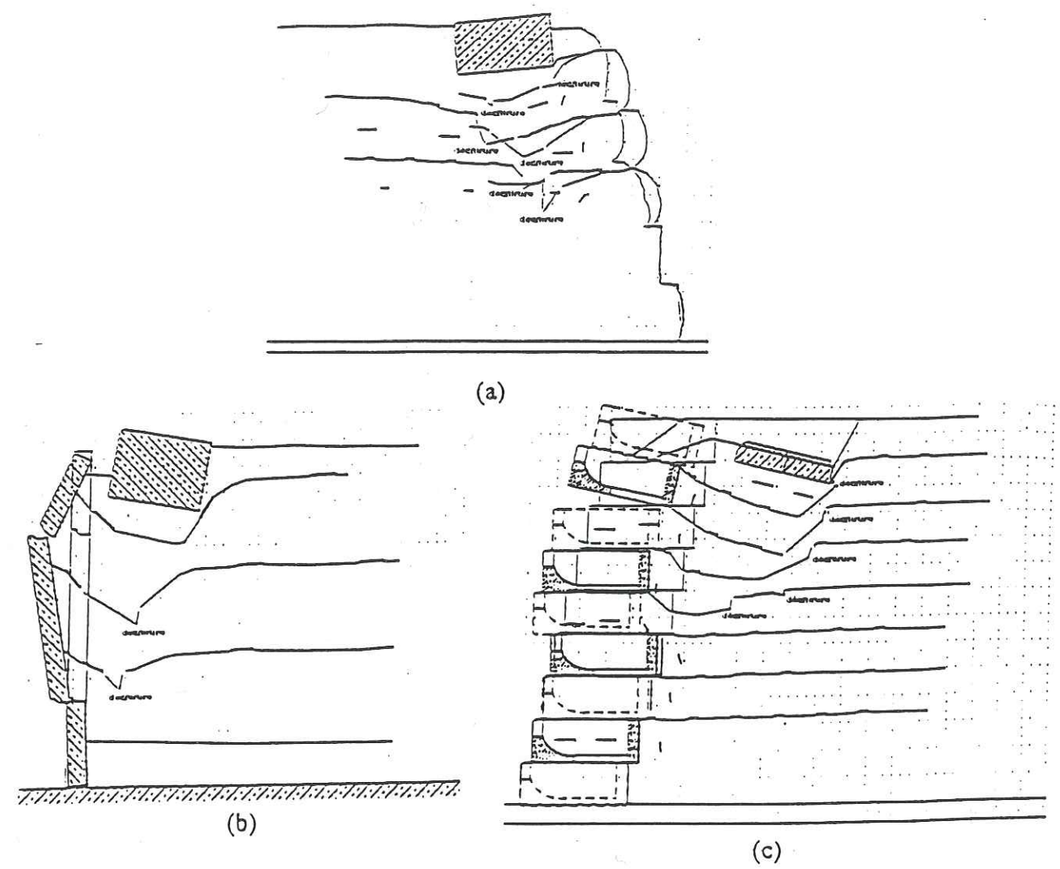


Figure A - 9 : Coupes de massifs en terre renforcés par des géotextiles, à l'état de rupture par chargement local en tête (A. Séré, 1995 [1])

II.4.1. Ouvrage expérimental (a) : parement en géosynthétique incliné

Cet ouvrage de 3,70 m de hauteur, incliné à 70° sur l'horizontale, à parement enveloppé, est composé de couches élémentaires de 0,60 m d'épaisseur. Il est renforcé par des nappes d'un géotextile tissé « Enka ». Les renforcements font 2,70 m de

longueur. La dalle de chargement est placée à 0,40 m du sommet du parement. Après la rupture, le démontage de l'ouvrage a mis en évidence deux déchirures de la nappe supérieure, au niveau des arêtes du coin d'enfoncement de la dalle (Figure A - 9 (a)). Il semble encore qu'un coin de poinçonnement se soit formé pendant le chargement.

II.4.2. Ouvrage expérimental (b) : parement préfabriqué vertical

Le massif (b) est renforcé par des bandes de renforcement en géotextile de 3 m de longueur (« Paraweb »), fixées à un parement vertical en éléments préfabriqués. Il est constitué de couches élémentaires de 0,75 m, pour atteindre une hauteur de 3,10 m. La dalle de chargement est encore à 0,40 m du sommet du parement. Seules les couches supérieures sont affectées par le processus de rupture (Figure A - 9 (b)). La nappe supérieure s'est fortement déformée alors que les deux nappes en milieu d'ouvrage se sont déchirées.

II.4.3. Ouvrage expérimental (c) : parement cellulaire incliné

Le massif (c) est un mur de 3,60 m de hauteur, à parement cellulaire (empilement de blocs préfabriqués), incliné à 70° sur l'horizontale. Des bandes de géotextiles tissés de 2,40 m de longueur sont attachées aux cellules du parement et espacées verticalement de 0,40 m. Le même type de chargement que précédemment est appliqué.

La rupture s'est produite par l'enfoncement d'un coin sous la dalle de chargement, qui a produit la déchirure des quatre nappes supérieures le long de sa face arrière. Les trois couches inférieures n'ont été que très légèrement affectées par le processus de rupture (Figure A - 9 (c)).

II.5. POSITION DE LA LIGNE DE RUPTURE

L'action du chargement local en surface sur la stabilité du parement a été étudiée sur des modèles réduits en rouleaux de Schneebeli, renforcés par des armatures métalliques. Ils ont mis en évidence deux modes de rupture, fonction de la distance d de la dalle de chargement par rapport au sommet du parement (N.T. Luong, G. Legeay, 1988 [10]) (Figure A - 10).

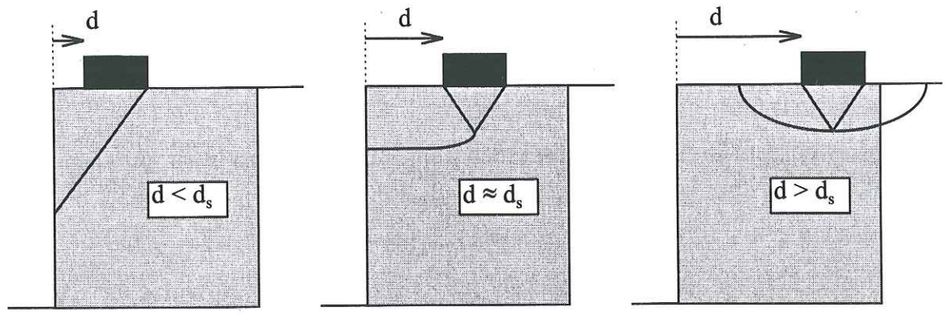


Figure A - 10 : Mécanismes de rupture observés sur modèles réduits en fonction de la position du chargement

Une distance seuil d_s délimite ces deux mécanismes :

- si $d < d_s$, la rupture s'amorce le long de la face amont de la dalle et se propage en coin jusqu'au parement,

- si $d > d_s$, la rupture est progressive et localisée sous la dalle (comme lors du poinçonnement d'une fondation).

- si $d \approx d_s$, et si la hauteur du mur est importante, le coin de poinçonnement se prolonge par une surface plane jusqu'au parement.

B.M. Das et al. (1996 [11]) ont montré, lors d'étude de modèles réduits (non centrifugés) en argile renforcée, que l'action du chargement sur le parement diminue alors qu'il s'en éloigne et que la capacité portante du massif en est ainsi accrue.

Les résultats d'un modèle numérique en éléments finis développé au L.i.r.i.g.m., sur un ouvrage de 4,5 m de hauteur, en sable légèrement cohérent, renforcé par des armatures planes (R. Arab, 1997 [12]) corroborent ces conclusions.

J. Garnier (1994 [13]) a remarqué, lors d'essai en centrifugeuse de modèles réduits de talus non renforcés, chargés localement en tête, que la surcharge n'a plus d'effet sur le parement du talus si $d / B > 6$ (avec B, largeur de la fondation et d, distance entre la crête du mur et la face aval de la fondation).

J.B. Kennedy et al. (1980 [14]) estiment que le chargement local n'a plus aucune action sur les armatures et sur le parement d'un ouvrage en Terre Armée s'il est hors du coin de rupture du massif non chargé.

Mais on peut penser que la présence d'une surcharge locale va jouer sur la position de la ligne de glissement dans le massif et sur son type de rupture.

Il a été également observé dans les massifs en Terre Armée que la ligne de glissement critique « suit » la dalle de chargement lorsque celle - ci s'éloigne du sommet du mur (DGTI, ministère des transports français [15]). Dans la méthode Double - Blocs, ce résultat est acquis (par le principe même de la méthode où un chargement en amont de la ligne de glissement produirait un accroissement de la résistance en ancrage des renforcements, sans beaucoup participer à la déstabilisation du double - blocs) (cf. A-§ II - 6).

Le point d'émergence de la ligne de glissement au parement n'est pas systématiquement le pied de l'ouvrage. Il a été observé lors d'expérimentation en vraie grandeur (A. Séré, 1995 [1], B.R. Thamm, 1990 [6]), que l'émergence de la ligne de glissement au parement ne se produit pas au pied du massif mais plus haut dans le parement. C'est également mis en évidence en simulation numérique par éléments finis.

E.M. Palmeira et R.C. Gomes (1996 [16]) ont mené une étude du comportement de modèles réduits renforcés par nappes (24 cm de hauteur, 15 cm de profondeur), chargés localement en tête. Suivant la position du chargement, leurs observations des mécanismes de rupture sont différents :

- si la fondation est proche du parement, la rupture se produit par un déversement vers l'aval de la partie haute du modèle. La ligne de glissement est circulaire quand les renforcements sont rigides.
- si la fondation s'éloigne du parement, la ligne de glissement s'enfonce verticalement dans le massif pour émerger au parement à proximité de son pied.

- et enfin, si la face amont de la fondation est à la verticale de la ligne formée par les extrémités aval des renforcements, le mécanisme de rupture dépend de la nature des armatures.

II.6. EXPERIMENTATION EN VRAIE GRANDEUR B.A.ST. - L.C.P.C.

Une expérience à grande échelle effectuée à la BASt, en collaboration avec le LCPC, et une étude paramétrique en centrifugeuse au LCPC de Nantes ont précédé les expérimentations du programme GARDEN que nous présentons dans la deuxième partie de ce rapport. L'expérimentation de la BASt est décrite en détail dans les références suivantes : A. Séré, 1995 [1], B.R. Thamm et al., 1990 [17] [6], E. Balzer et al., 1990 [18]. Cette expérimentation, associée à celles précédemment présentées, nous donna d'importantes informations quant à l'instrumentation à mettre en place dans les ouvrages expérimentaux, et sur le comportement de tels ouvrages.

II.6.1. Expérimentation en vraie grandeur BAST - LCPC

Le mur test en sol renforcé par géotextiles est présenté sur la Figure A - 11. Son mode de construction est le procédé français « Mur EBAL » : un coffrage mobile vertical permet la mise en place de chaque couche de sol : après le compactage d'une couche, le coffrage monte et libère ainsi vers l'aval la couche inférieure, ce qui induit une mise en prétension des nappes de renforcement. Cela permet de limiter les déformations du massif à la fin de la construction. Le compactage induit une forte augmentation des contraintes dans le massif renforcé.

Il a été observé que toutes les déformations des nappes sont quasiment mobilisées dès la fin de la construction.

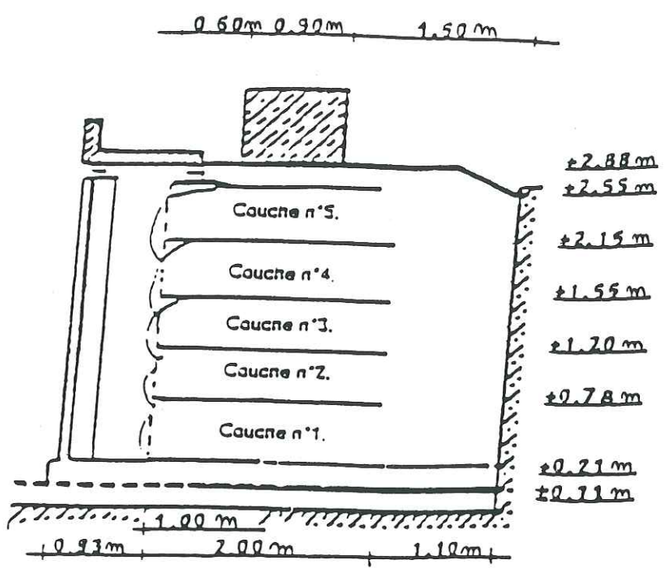


Figure A - 11 : Coupe du mur test BASt - LCPC

Le mur test mesure 2,88 m de hauteur, 3,93 m de largeur et 3,75 m de profondeur. Il est constitué de cinq couches de sol séparées par des nappes de 2 m de longueur. L'ouvrage est sollicité en tête par l'intermédiaire d'un vérin qui charge une dalle rigide de 0,90 m de largeur et 2,40 m de longueur. Le géotextile utilisé est un non - tissé aiguilleté, de résistance maximale à la traction Tr = 17,7 kN/m et de déformation maximale à la rupture $\varepsilon r = 51{,}6\%$. Le sol est un sable graveleux de poids volumique $\gamma = 19{,}8$ kN/m^3. La cohésion du sol compacté est estimée à C = 8 kPa et son angle de frottement à $\phi = 37°$.

II.6.1.1. Comportement du mur test BASt - LCPC

Après les phases de construction et de préchargement, la rupture du mur test est atteinte par incrément de chargement (100 kN puis 40 kN et 20 kN jusqu'à la ruine définitive). La rupture est dépassée sous 640 kN.

Nous présentons ci-après l'évolution du mur test pendant son chargement et le mode de rupture observé.

(1) Au cours du chargement

Au delà de l'application de 70 % de la charge de rupture, le comportement du mur test a cessé d'être linéaire.

Sur la Figure A - 12 (p 19) est représentée l'évolution du tassement de la dalle en fonction de la charge appliquée : elle présente une cassure nette pour un chargement de 550 kN. On peut y définir une « capacité portante » de l'ouvrage en considérant cette charge à la rupture de pente comme la charge à ne pas dépasser pour éviter de trop grands déplacements de la semelle en tête.

A partir de 70 % de la charge de rupture appliquée ($Q_{rupture}$ = 640 kN), des fissures éparses apparaissent à 3 ou 4 cm derrière les angles de la dalle de chargement ; les déformations s'accélèrent par rapport à l'augmentation de la valeur de chargement. Le sol s'est rompu et les géotextiles sont de plus en plus sollicités en zone active et en résistance en ancrage.

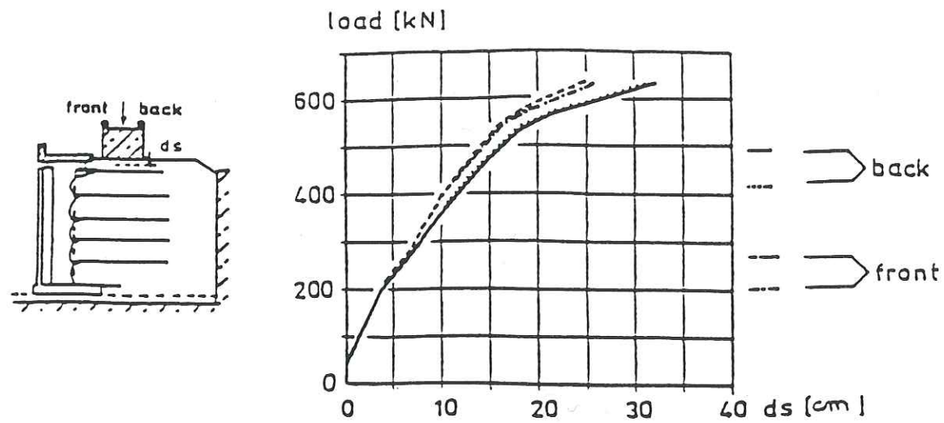


Figure A - 12 : Courbe tassement de la dalle en fonction de la charge appliquée

A 90 % de la charge de rupture, une fissure quasi - linéaire apparaît à 30 - 50 cm derrière toute la dalle, à la verticale de l'extrémité amont des renforcements.

La rupture s'accompagne d'un fort tassement et d'une rotation de la dalle, ainsi que d'une grande déformation des trois couches hautes qui semblent avoir glissé sur les deux couches basses (Figure A - 13).

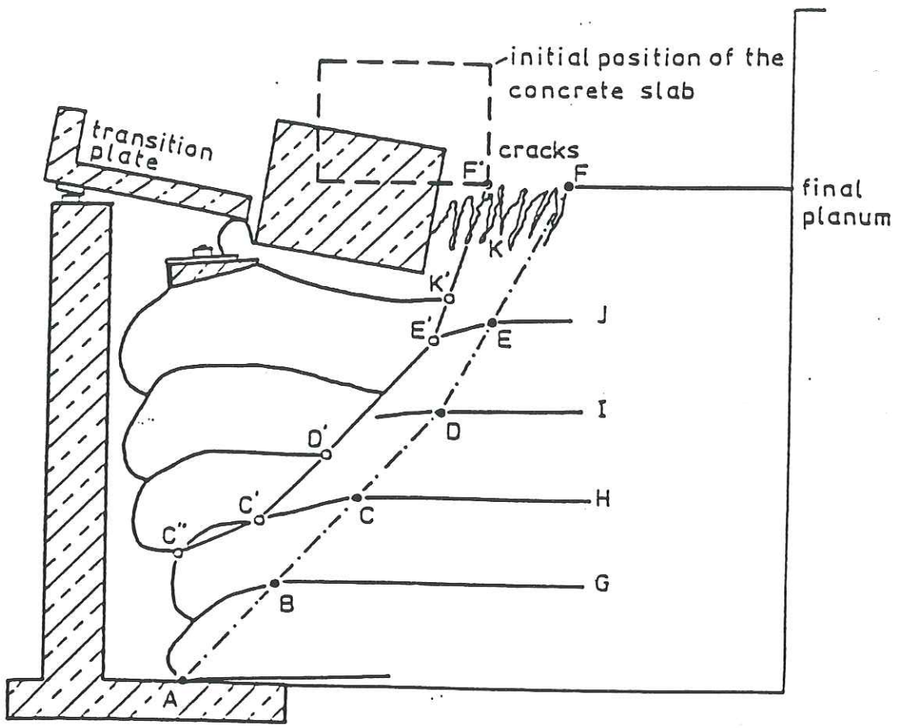


Figure A - 13 : Coupe du mur test BASt - LCPC après rupture

(2) Mode de rupture observé

Sur la Figure A - 13, la ligne AF sépare les zones active et passive. La ligne F'C'' peut définir une ligne de rupture interne à la zone active : les trois couches hautes auraient réagi indépendamment des deux basses.

La cinématique de rupture est délicate à déterminer. Un premier mécanisme engloberait toute la hauteur du mur (de l'arrière de la dalle au pied du mur) ; puis la rupture d'ancrage de la nappe haute (provoquée par le poinçonnement de la dalle) déclencherait une relocalisation des contraintes et provoquerait un deuxième mécanisme qui a induit la forte déformation, le glissement et le déversement vers l'aval des trois couches hautes.

Finalement, une rupture plus ou moins classique s'est développée dans les trois nappes supérieures ; mais le comportement des deux nappes inférieures est plus confus.

II.6.1.2. Evolution des contraintes dans le mur test BASt - LCPC

Des cellules de mesures de contrainte totale ont été réparties dans le sol du massif et à l'arrière du parement. La diffusion des contraintes verticales et l'intensité des poussées sur le parement ont été relevées.

(1) Diffusion des contraintes verticales

Dans la limite de la précision accessible par ce type d'instrumentation (les cellules ont pu largement se déplacer pendant la construction de l'ouvrage), il a été observé que la diffusion du chargement localisé en tête reste très verticale en haut du mur test (les cellules éloignées de l'axe vertical de la charge ne sont quasiment pas sollicitées). Dans les nappes inférieures, cette diffusion est plus large :

- Haut du mur test : 5,4 : 1 (5,4 horizontal, pour 1 vertical),
- Bas du mur test : 3,6 : 1

(2) Pression horizontale au parement

Les contraintes horizontales mesurées au parement sont trois fois inférieures à celles calculées théoriquement (le mouvement du parement est très important alors que les calculs théoriques le supposent faible).

La très grande déformabilité du parement en géotextile a permis son fort déplacement. Cela induit une relaxation des contraintes.

II.6.1.3. Déformation des renforcements pendant le chargement

Des extensomètres sont installés sur les cinq nappes du massif. Ils ont montré que les déformations maximales mesurées dans les géotextiles, depuis le début du chargement, sont de l'ordre de 3 % à 4 % (cf. Figure A - 14).

Ce taux de déformation est très faible. On en déduit des tensions dans les nappes de l'ordre de 3 kN/m.

Il faut noter que les extensomètres sont assez éloignés les uns des autres (60 cm) et peuvent s'être déplacés pendant la mise en place de l'ouvrage. Ils ne permettent pas de rendre compte d'un pic de déformation très local.

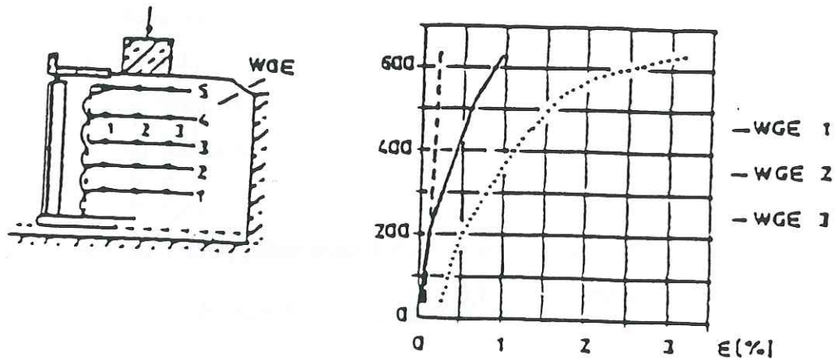


Figure A - 14 : Courbes de déformation des géotextiles en fonction de la charge appliquée

Il est important de remarquer que le mode de construction du mur test BASt - LCPC induit une prétension importante des renforcements qui n'est pas prise en compte dans les mesures de déformation exposées ci-dessus (elles sont initialisées à zéro en début d'essais de chargement).

II.6.2. Modélisation en centrifugeuse

Cinq modèles réduits ont été centrifugés au LCPC de Nantes pour simuler l'expérimentation décrite plus haut (échelle 1/5e). Un des modèles simule mieux les

observations de l'expérimentation en vraie grandeur. La rotation de la dalle de chargement est possible. Ses résultats sont présentés ici.

II.6.2.1. Caractéristiques mécaniques du modèle centrifugé

Les caractéristiques mécaniques du sol, des renforcements et du contact sol / renforcement utilisés dans le modèle centrifugé sont les suivantes :

- $\phi_s = 37°$ (angle de frottement du sol)
- $C'_s = 5$ kPa (cohésion du sol)
- $\gamma = 15{,}7$ kN/m^3 (poids volumique du sol)
- $\phi_{sg} = 31{,}5°$ (angle de frottement sol / géotextile)
- $\phi_g = 16°$ (angle de frottement géotextile / géotextile)
- Tr = 4,4 kN/m (tension à la rupture en traction du géotextile)

Centrifuger un modèle réduit permet d'atteindre un état de contrainte existant en vraie grandeur. Les caractéristiques comportementales des matériaux, leur fonctionnement aux interfaces entre matériaux sont très délicats à comparer entre ceux des modèles réduits et ceux des ouvrages réels.

II.6.2.2. Comportement du modèle réduit jusqu'à la rupture

Le modèle centrifugé a été chargé jusqu'à 350 kPa, par paliers successifs.

Jusqu'à un chargement de 210 kPa (valeur cohérente avec les résultats du massif de la BASt), le tassement augmente linéairement avec le chargement appliqué. Ensuite, les tassements en surface s'accélèrent lorsque le sol entre en grandes déformations. Les géotextiles sont alors très sollicités. Une fissure apparaît à l'arrière de la dalle mais aucune nappe ne se rompt.

Il est intéressant de noter qu'un coin de sol se forme sous la dalle (cisaillement du sol par poinçonnement). Comme observé sur le mur test BASt - LCPC, il y a eu

rotation vers l'amont de la dalle de chargement. La ligne de glissement estimée sur le modèle réduit passe juste derrière la dalle et ressort au parement au niveau de la base de la troisième couche.

Une coupe du modèle réduit après rupture est présentée sur la Figure A - 15 suivante :

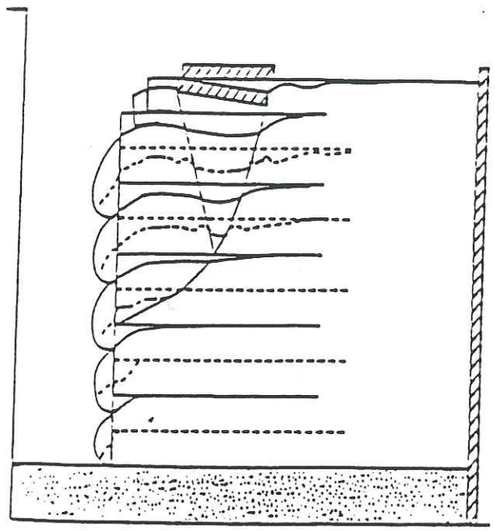


Figure A - 15 : Coupe du modèle réduit centrifugé après rupture

II.6.2.3. Proposition de mécanisme de rupture du modèle centrifugé

Comme pour l'expérimentation BASt - LCPC, un mécanisme de rupture est avancé :

le comportement des deux couches basses reste délicat à interpréter. Celles-ci ne semblent pas avoir beaucoup été sollicitées. La rupture s'est localisée dans les trois couches hautes : un coin de sol homogène s'est enfoncé avec la fondation en refoulant le sol alentour (phénomène observé par A. Sawicki et D. Lesniewska (1987) [3]). Comme le parement est libre, un fort déplacement horizontal de ces trois couches a été enregistré.

Finalement, une ligne de rupture a longé le côté amont du coin de sol développé sous la dalle et pour sortir, au parement, au niveau bas de la troisième couche de sol.

II.7. BILAN : MECANISMES DE RUPTURE OBSERVES DANS LES EXPERIMENTATIONS

Différents comportements peuvent être déduits de ces expérimentations. Un massif surchargé localement en surface localise sa rupture en partie supérieure d'ouvrage. Les renforcements supérieurs, près de la dalle, sont les plus sollicités. La ligne de glissement émerge au niveau de la face amont de la dalle de chargement, et peut émerger à un niveau supérieur du pied de l'ouvrage.

Un coin de poinçonnement semble se produire et s'incliner vers le parement, d'autant plus facilement que le parement est souple.

Lorsque le renforcement est raide et résistant, la courbe « tassement / chargement » de la semelle semble plus linéaire. La qualité du sol de remblai joue également un rôle sur la valeur de la pente de ces courbes.

Les déformations du sol de remblai semblent plus diffuses dans les massifs dont le renforcement est plus rigide. Le sol de fondation des ouvrages est toujours supposé parfaitement rigide et indéformable.

A partir des observations du mur test et des modèles centrifugés du même ouvrage (mur BASt-LCPC), un mécanisme de rupture générale d'une culée porteuse en sol renforcé par géotextiles (le parement étant simplement constitué du retournement des nappes de renforcement) peut être proposé.

Deux modes de ruptures semblent se superposer (P. Delmas et al., 1991 [19]) :

- le premier concerne toute la hauteur du massif et est mis en place dès la fin de la construction. Le procédé de construction doit avoir un effet sur sa localisation. La ligne de rupture initialisée émerge en surface à l'arrière de la dalle de chargement et sort au pied du mur.
- le deuxième est mis en place lors du poinçonnement de la dalle de chargement. Il masque le premier lorsque le sol entre en grandes déformations, ce qui localise la rupture en partie haute de l'ouvrage (dans les trois couches supérieures).

III. Les méthodes de calcul à l'équilibre limite

Dans les méthodes de calcul à l'équilibre limite, les ouvrages sont supposés travailler en déformations planes. Les calculs sont donc bidimensionnels. Le sol constitutif de la zone renforcée est supposé homogène, ainsi que celui disposé en amont de cette zone. Le sol de fondation est supposé parfaitement rigide.

L'étude de la stabilité d'un ouvrage renforcé nécessite d'aborder sa stabilité externe et sa stabilité interne.

En stabilité externe, le massif renforcé est assimilé à un mur de soutènement classique, monolithique, qui doit retenir le sol amont en équilibrant la poussée P^* qu'il exerce sur lui (Figure A - 16).

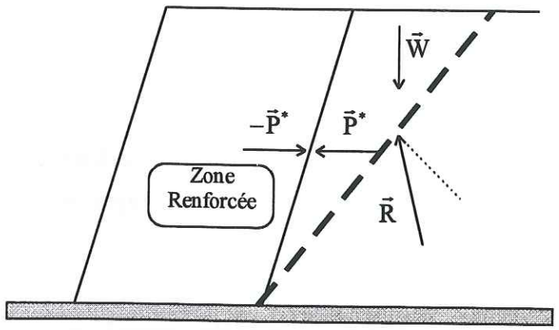


Figure A - 16 : Stabilité externe - Equilibre de la poussée amont

Pour la stabilité interne, les méthodes basées sur le principe de l'équilibre limite font l'hypothèse d'une ligne de glissement interne ou partiellement interne au massif de sol renforcé, qui est le lieu supposé des tensions maximales Tj mobilisées dans les armatures j de renforcement (F. Schlosser et Long, 1974 [20]).

Les contraintes tangentielles au contact sol / géosynthétique (Figure A - 17) changent de sens au niveau de la ligne de glissement, frontière cinématique.

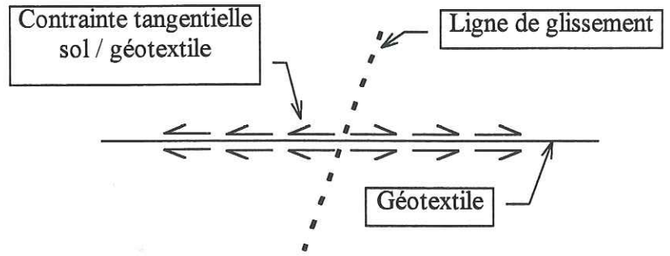


Figure A - 17 : Orientation des contraintes au contact sol / géotextile lors du cisaillement du complexe [sol + renforcement]

Les armatures géosynthétiques sont supposées sans rigidité à la flexion; elles mobilisent donc seulement un effort en traction. Le mouvement de la zone active engendre le fléchissement des renforcements au niveau de la zone de glissement.

La stabilité interne du massif en sol renforcé revient à considérer que les armatures ont à reprendre un effort global qui assure l'équilibre de la zone active en mouvement (Figure A - 15). Il s'agit alors de déterminer ces tensions.

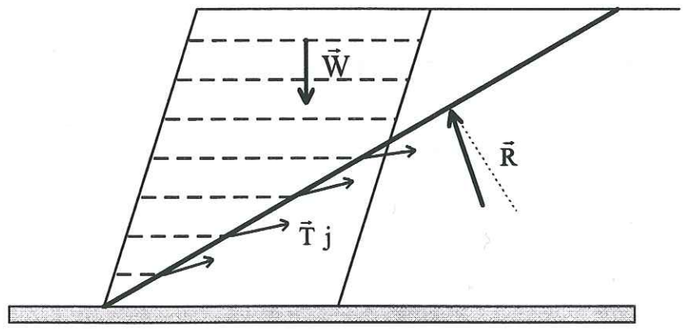


Figure A - 18 : Stabilité interne - Prise en compte du renforcement

La méthode Double - Blocs sera présentée en détail dans le chapitre suivant. Elle constitue en effet l'outil principal que nous avons tenté d'adapter au calcul de massif en sol renforcé et chargé localement en tête.

III.1. ETUDE DE LA STABILITE EXTERNE

III.1.1. Méthode traditionnelle (sans charge localisée en tête)

Dans la méthode traditionnelle le massif renforcé est étudié globalement, comme un mur de soutènement monolithique. La procédure consiste à calculer les différents coefficients de sécurité affectés à chaque mécanisme de ruine envisagé (Figure A - 19) :

- renversement, coefficient de sécurité F_r
- glissement, coefficient de sécurité F_g

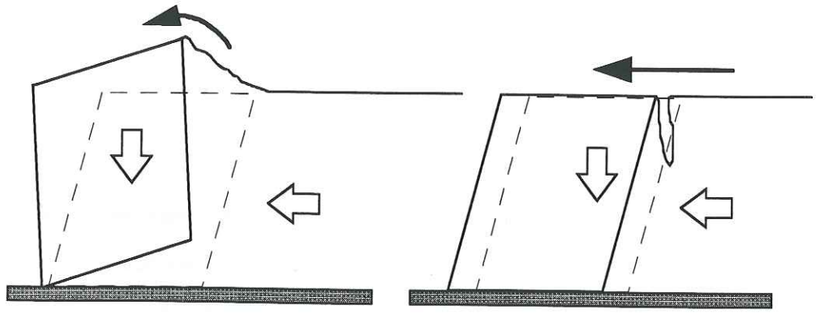


Figure A - 19 : Equilibre externe - Les deux mécanismes de ruine considérés

La stabilité au poinçonnement ainsi que celle vis à vis d'un glissement d'ensemble passant sous la fondation de l'ouvrage ne sont pas considérées.

Dans la méthode traditionnelle, les caractéristiques des armatures de renforcement n'interviennent pas, excepté à la base de l'ouvrage pour la vérification de la stabilité au glissement. Il est possible d'envisager comme angle de frottement à la base, pour cette condition d'interface, l'angle de frottement sol / sol (ϕ_s) ou un angle de frottement sol / géosynthétique (ϕ_{sg}).

Cette approche permet d'obtenir un prédimensionnement de l'ouvrage en déterminant la longueur L minimale des nappes à la base de l'ouvrage, pour une inclinaison du massif connue.

Les valeurs classiquement retenues en dimensionnement pour les coefficients de sécurité sont, dans le cas d'un ouvrage permanent :

- $F_g = 1,5$
- $F_r = 1,5$

Les prénormes en cours de validation au niveau européen proposent, outre une classification des ouvrages suivant les risques qu'ils présentent, l'application de coefficients de sécurité partiels sur les actions imposées à l'ouvrage et sur ses caractéristiques propres (cf. A-§ III.1.3, p 29).

III.1.2. Méthode « type Stabilité des pentes »

Une autre approche consiste à étudier la stabilité externe des massifs en considérant une ligne de glissement extérieure à la zone renforcée.

Le coefficient de sécurité F_s calculé est différent des coefficients F_g et F_r de la méthode traditionnelle. Il porte en effet sur les caractéristiques mécaniques des sols.

On définit ainsi les caractéristiques critiques des sols (ϕ_{sc} et C_{sc}) :

$$tg(\phi_{sc}) = \frac{tg(\phi_s)}{F_s} \quad \text{et} \quad C_{sc} = \frac{C_s}{F_s}$$

Cette approche donne une vision réaliste de la stabilité au glissement, mais pas de la stabilité au renversement. Toutefois, lorsque la condition au glissement est vérifiée ($F_g > 1,5$) celle au renversement l'est quasiment toujours ($F_r > 1,5$). Seuls les massifs à parement vertical ($\beta = 90°$) et de faible largeur peuvent présenter des risques d'instabilité au renversement lorsque le sol est peu frottant (A. Bordairon, 1986 [21]).

III.1.3. Normes Européennes

Un projet de normalisation européenne des études de stabilité d'ouvrages est en cours.

Trois prénormes ont vu le jour :

- la première encore assez généraliste (Eurocode 7, [22])

- les deux autres françaises, découlant de la première :
  - NF 94220 ([23]), pour les ouvrages en sol renforcés par des armatures peu extensibles
  - NF 38064 ([24]), pour les ouvrages en sol renforcés par des armatures extensibles

Chacune distingue deux ou trois « types » d'ouvrage (simple, courant, sensible). Pour le calcul de stabilité externe et interne de ces types d'ouvrages, différents coefficients partiels sont appliqués sur les valeurs des actions extérieures subies par l'ouvrage et sur les caractéristiques mécaniques du sol de remblai. Le but de ces coefficients est de limiter les déformations du sol.

Toute incertitude sur les valeurs des actions appliquées à l'ouvrage ou sur les caractéristiques mécaniques du sol est définie par d'autres coefficients (coefficients pondérateurs).

Des combinaisons de coefficients partiels sont déterminées par chaque prénorme.

Ainsi, la prénorme NF 38064, qui concerne les ouvrages en sol renforcé par des armatures extensibles, propose (dans l'étude de la stabilité externe) les coefficients partiels suivants (Tableaux A - 1) :

	Actions			
	poids du massif et surcharge permanente	surcharge variable sur le massif	poussée due au poids des terres	poussée due à la surcharge
Poinçonnement	1,2	1,33	1	1
Glissement	1	/	1	1

	Propriétés des Matériaux	
	ϕ_s	C_s
ouvrage courant	1,2	1,5
ouvrage sensible	1,3	1,65

Tableaux A - 1 : Coefficients partiels en stabilité externe (NF 38064)

Remarque : Dans la prénorme NF 38064, l'application de coefficients différents de 1 sur les caractéristiques du sol de remblai rejoint la méthode « type stabilité des pentes » et une des combinaisons fondamentales de l'Eurocode 7.

III.2. STABILITE INTERNE : CALCUL A L'EQUILIBRE LIMITE

Les méthodes de calcul à l'équilibre limite sont celles développées à l'origine pour le calcul de stabilité des talus non renforcés, non surchargé ou uniformément surchargé. La grande différence entre les méthodes est la forme de la ligne de glissement considérée qui est toujours une ligne polygonale convexe.

Le calcul classique à l'équilibre limite consiste à découper la zone active en " tranches " verticales (cas général) ou non (S.K. Sarma, 1979 [25], pour des massifs non renforcés).

Pour les lignes de glissement simples telles que la droite ou la ligne bilinéaire, des méthodes spécifiques ont été développées. Ainsi, dans la méthode Double - Blocs, qui a fait l'objet d'un travail approfondi de notre part, la zone active délimitée par une ligne bilinéaire est décomposée en deux blocs juxtaposés.

III.2.1. Définition de la sécurité

Nous définissons deux coefficients de sécurité, sans ou avec une prise en compte des renforcements : F_s et F_{sr} respectivement.

Le coefficient de sécurité F_s (ou F_{sr}) est défini comme le rapport des caractéristiques mécaniques limites du sol sur ses caractéristiques mécaniques critiques (mobilisées ou mobilisables) :

$$F_s \text{ (ou } F_{sr}) = \frac{tg(\phi_s)}{tg(\phi_{sc})} = \frac{C_s}{C_{sc}}$$

avec :
- ϕ_s : Angle de frottement du sol
- ϕ_{sc} : Angle de frottement critique du sol
- C_s : Cohésion du sol
- C_{sc} : Cohésion critique du sol

Il n'y a aucune différence de définition entre le coefficient F_s et F_{sr}. Cependant, dans les calculs, nous distinguons le cas où le renforcement participe à la stabilité (F_{sr}) de celui où il est absent (F_s).

III.2.2. Méthode des tranches

La zone active est découpée en m tranches verticales (m assez grand) (Figure A - 20, p 33). La ligne de glissement ainsi que la géométrie du massif sont assimilées à des lignes polygonales; une tranche est ainsi définie comme un trapèze. L'équilibre de chaque tranche (i) est effectif lorsque les efforts extérieurs qui lui sont appliqués se compensent et les moments extérieurs s'annulent. Il s'en déduit m systèmes de trois équations. Les conditions aux limites étant définies, le système est statiquement indéterminé si m > 2 (il est déterminé dans la méthode Double - Blocs). Si m > 2, plusieurs hypothèses complémentaires peuvent être introduites pour palier le manque de (m - 2) équations :

- hypothèses sur les efforts sur les lignes inter - tranches,
- hypothèses sur les efforts normaux à la base des tranches.

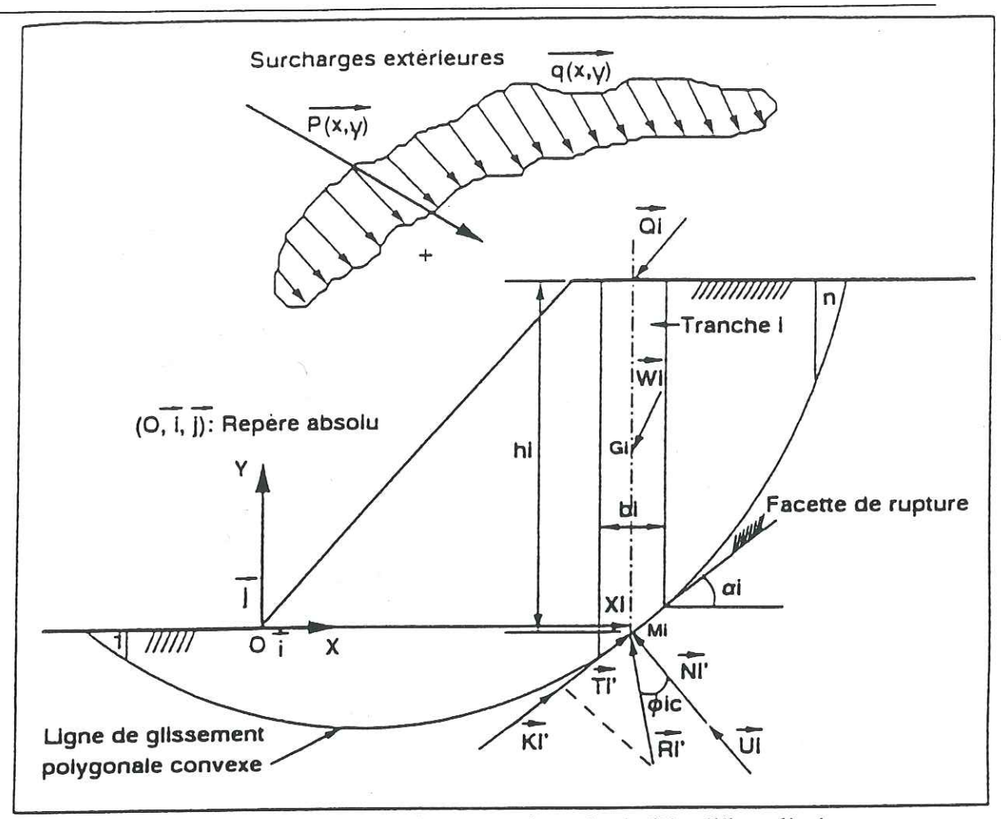


Figure A - 20 : Données générales pour le calcul d'équilibre limite par une méthode des tranches

Dans la méthode des perturbations (P. Raulin et al., 1974 [26]), les efforts à la base des tranches font l'objet des hypothèses suivantes :

Les efforts N_i normaux à la base des tranches (Figure A - 20) ne sont pas simplement fixés (ce qui fournit m équations supplémentaires sans nouvelle inconnue) mais définis comme une fonction de deux paramètres λ, μ à déterminer. Ainsi, on obtient m équations complémentaires pour deux inconnues supplémentaires :

$$N_i = N_{i0} \cdot f(\lambda,\mu)$$

avec :

- $f(\lambda,\mu)$, fonction bilinéaire en λ et μ, appelée fonction de perturbation. par exemple, $f(\lambda,\mu) = \lambda+\mu.tg\alpha_i$ ou $f(\lambda,\mu) = \lambda+\mu.tg^2\alpha_i$ (α_i, inclinaison de la tranche (i))
- N_{i0}, effort normal initial supposé appliqué sur la base de la tranche (i). N_{i0} est souvent égal à l'effort normal déterminé par la méthode de Felinius $N_{iFelinius} = W_i.\cos\alpha_i$ (W_i, poids de la tranche (i))

La résolution des systèmes d'équations fournit alors F_s, λ, μ.

Ces hypothèses complémentaires faites, le système devient isostatique et la méthode est alors dite exacte ou statiquement admissible : elle fournit autant d'équations qu'il y a d'inconnues à déterminer.

Il reste cependant à définir les actions des renforcements sur cette zone active dont on cherche l'équilibre.

III.2.3. Action des renforcements

Suivant les méthodes de calcul considérées, la prise en compte de la présence des renforcements est différente.

Dans les méthodes considérant l'équilibre d'un double - blocs, comme dans de nombreuses autres, les tensions mobilisées dans les renforcements restent souvent horizontales (méthode du double - blocs de R.A. Jewell et al., 1984 [27] ou méthode de H.R. Schneider et R.D. Holtz, 1986 [28]).

Mais une ligne de glissement n'est pas une discontinuité franche entre les zones passive et active du massif renforcé, mais constitue une zone intermédiaire de cisaillement du complexe sol / renforcement (Figure A - 21).

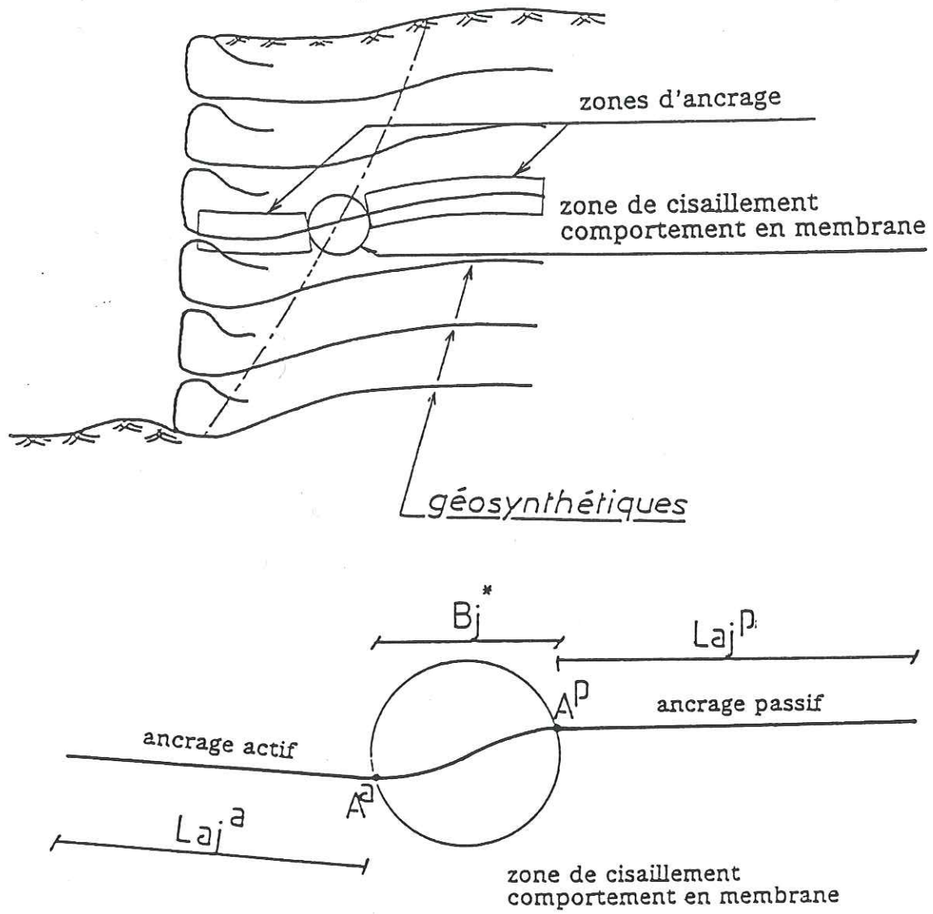


Figure A - 21 : Schématisation du comportement de l'inclusion géosynthétique pendant la rupture

Dans cette zone de cisaillement, à l'intersection du renforcement et de la ligne de glissement (Figure A - 21), le renforcement se déforme « en membrane » et ne travaille qu'en traction. Ce comportement est appelé « effet membrane » (J.P. Gourc, 1982 [29]).

La méthode en déplacements (J.P. Gourc et al., 1986 [30]) est la première méthode qui prend en compte le caractère déformable des géotextiles. Suivant le déplacement vertical δ_v d'un renforcement, dans la zone de cisaillement, la tension qu'il mobilise est calculée en considérant son équilibre local.

On ignore a priori comment se déforme la membrane dans un sol fortement confiné et cisaillé. Des études menées au L.i.r.i.g.m., deux hypothèses ont été retenues quant à la reprise de l'augmentation de contrainte Δq par la membrane (A. Ratel, 1986 [31], I. Galera, 1990 [32]) :

- l'augmentation de contrainte Δq est verticale. La déflexion de la membrane est alors hyperbolique.
- l'augmentation de contrainte Δq est normale au géosynthétique. La déflexion de la membrane est alors circulaire (Figure A - 22).

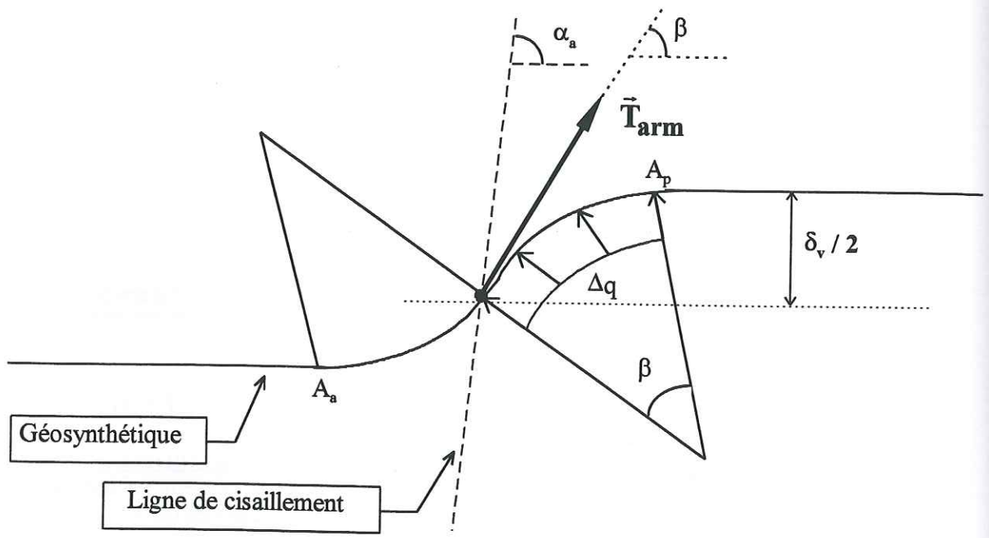


Figure A - 22 : Déformée « en membrane » d'un géosynthétique au voisinage d'une ligne de glissement

Les auteurs de cette étude ont montré que la déformée du géosynthétique au voisinage d'une ligne de cisaillement est proche de l'arc de cercle. L'hypothèse d'augmentation de contrainte Δq normale au géosynthétique a été retenue dans la méthode « en déplacement ».

Les tensions ainsi calculées localement sont introduites dans le calcul de l'équilibre de la zone active du massif par la méthode des tranches (méthode des perturbations, A-§ III.2.2)

Des problèmes apparaissent lors de l'étude d'un ouvrage chargé localement en tête : la présence d'un effort important appliqué sur quelques tranches peut induire une forte contrainte sur leur base. Or, ce phénomène reste qualitativement impossible (cf. A-§ IV.2.2, A-§ IV.2.3). Une redistribution sur toute la longueur de la ligne de glissement des efforts normaux appliqués permet de s'affranchir de ce problème.

Pour l'étude des massifs non chargé localement en tête, la « méthode en déplacements » est reprise dans différentes méthode de calcul.

Un code de calcul (« Membrane ») a été développé au L.i.r.i.g.m. d'après cette méthode (A. Ratel, 1986 [31], P. Gotteland, 1991 [33]). Mais la forme de la déformée des renforcements et la tension qu'ils mobilisent ne sont pas encore parfaitement quantifiées aussi bien expérimentalement que théoriquement en utilisant des modèles numériques (I. Galera, 1990 [32]).

Le programme CARTAGE du L.C.P.C. est également basé sur la méthode en déplacements (P. Demas et al., 1986 [34], J.P. Gourc, 1982 [29]). Des simplifications y sont apportées quant à la valeur de l'inclinaison β du renforcement à considérer :

- en grandes déformations, les tensions mobilisées dans les renforcements sont imposées parallèles à la ligne de glissement, car en se déformant, les nappes tendent à tangenter la ligne de rupture ($\beta \neq 0$).
- en petites déformations, les tensions mobilisées dans les renforcements restent horizontales ($\beta = 0$).

P. Lemonnier (1995 [35]) a montré mathématiquement (méthode variationnelle) qu'une déformée en spirale logarithmique, centrée sur la ligne de glissement, induisait une tension minimale dans la nappe, pour une sécurité fixée. La tension mobilisée au point d'intersection du renforcement et de la ligne de glissement reste tangente au renforcement.

Dans la suite de ce rapport, nous développerons cet aspect et présenterons comment nous avons tenté de modéliser, dans la méthode Double - Blocs, le caractère déformable des géosynthétiques.

IV. Méthode Double - Blocs (notée DB)

Dans un premier temps, nous présentons en détail le principe de calcul de la méthode Double - Blocs qui reprend celui du calcul à l'équilibre limite décrit précédemment (cf. A-§ III).

IV.1. EQUATIONS D'EQUILIBRE

La méthode des blocs est une méthode très répandue pour le dimensionnement des ouvrages à parement vertical ou subvertical en sol renforcé. De nombreuses variantes existent à travers le monde (M. Hamilton, 1984 [36], R.A. Jewell, 1984 [27]).

La stabilité de l'ouvrage est étudiée suivant le principe de l'équilibre limite.

La ligne de glissement est formée d'une ligne polygonale bilinéaire isolant une zone active scindée en deux blocs de géométrie simple, dont la face inter - blocs peut être inclinée (Figure A - 23, p 39).

La méthode Double - Blocs exposée dans ce rapport est une évolution de la méthode élaborée au L.i.r.i.g.m. (M. Bordairon, 1986 [21], P. Gotteland, 1991 [33]) où la ligne d'interface est verticale. En effet, l'inclinaison possible de cette interface est importante pour l'étude d'un massif chargé localement en tête qui est poinçonné par le chargement (cf. A-§ IV.4.1).

Les notations utilisées dans l'établissement des équations d'équilibre sont les suivantes (les caractéristiques mécaniques du sol de remblai sont nommées différemment sur chaque ligne qui compose le double - blocs) (Figure A - 23, Figure A - 24, p 42) :

- **ϕsc_a :** Angle de frottement critique du sol sur l'interface du bloc a et de la zone passive

- **ϕsc_{ab} :** Angle de frottement critique du sol sur l'interface des deux blocs formant la zone active
- **ϕ_b :** Angle de frottement sur l'interface du bloc b et de la zone passive (ϕ_{sc} ou ϕ_{gc})
- **Csc_a :** Cohésion critique du sol sur l'interface du bloc (a) et de la zone passive
- **Csc_{ab} :** Cohésion critique du sol sur l'interface des deux blocs formant la zone active
- **C_b :** Cohésion sur l'interface du bloc (b) et de la zone passive (C_{sc} ou C_{gc})

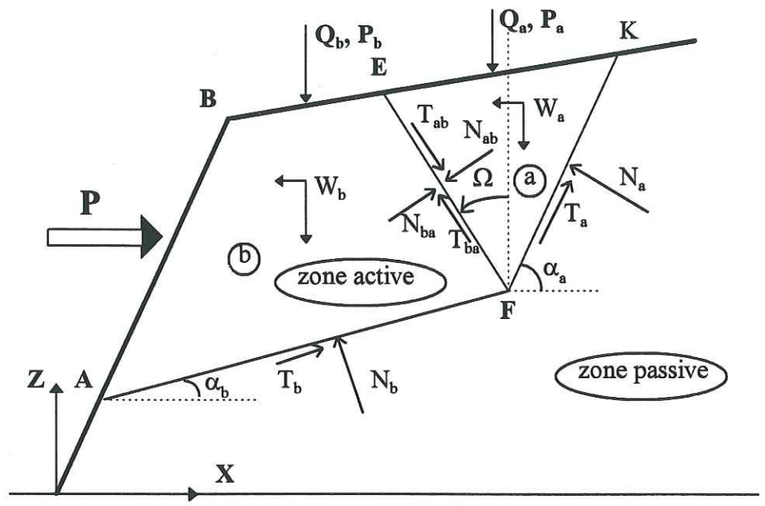


Figure A - 23 : Méthode Double - Blocs - Analyse de la stabilité

Les renforcements se déforment en membrane au niveau des lignes de cisaillement dans le massif. La présence d'une composante verticale des tensions mobilisées dans les renforcements, au niveau de ces lignes, est modélisée par l'introduction d'une cohésion fictive de renforcement Cr sur la longueur de ces lignes. Rappelons que nous travaillons en déformations planes. Ainsi, considérer une longueur dans le plan de travail revient à considérer une surface de longueur unité dans le sens perpendiculaire au plan de travail.

Les « cohésions de renforcement » sur les trois interfaces sont :

- **Cr_a** : « Cohésion de renforcement » le long de l'interface du bloc (a) et de la zone passive
- **Cr_b** : « Cohésion de renforcement » le long de l'interface du bloc (b) et de la zone passive
- **Cr_{ab}** : « Cohésion de renforcement » le long de l'interface des deux blocs formant la zone active

Pour alléger les expressions, notons : - $\mathbf{C_a = Csc_a + Cr_a}$

- $\mathbf{C_b = Csc_b + Cr_b}$

- Les modules des composantes normales et tangentes des efforts sur les trois lignes du double - blocs sont nommés :

- **N_a, T_a** : Modules des efforts normal et tangent sur l'interface du bloc (a) avec le sol amont de la zone active
- **N_b, T_b** : Modules des efforts normal et tangent sur l'interface du bloc (b) avec le sol amont de la zone active (ou le sol de fondation du massif si $\alpha_b = 0$)
- **N_{ab}, T_{ab}** : Modules des efforts normal et tangent sur l'interface des deux blocs de la zone active

L'inclinaison de ces efforts par rapport à la normale de la face sur laquelle ils s'appliquent est fixée à ϕsc_a et à ϕsc_b le long de la ligne de glissement (sur la base des deux blocs). Cette inclinaison est nommée δ sur l'interface des deux blocs de la zone active (valeur choisie par l'utilisateur).

IV.1.1. Principe du calcul de l'équilibre du double - blocs

Le problème ainsi défini est cinématiquement admissible (en petits déplacements). La convexité de la ligne de glissement est imposée.

Le coefficient de sécurité F_s (ou F_{sr}) souhaité est imposé au préalable et le calcul se fait à partir des caractéristiques mécaniques critiques du sol (ϕ_{sc} et C_{sc}). La

vérification de cette sécurité s'évalue à partir du calcul d'une résultante de poussée P horizontale équilibrant la zone active (Figure A - 23, p 39) :

- si la résultante de poussée P obtenue est égale à zéro ($P = 0$), la zone active définie par la ligne de glissement bilinéaire est en équilibre (le coefficient de sécurité est bien estimé).
- si la résultante de poussée P obtenue est supérieure à zéro ($P > 0$), la zone active n'est pas en équilibre (le coefficient de sécurité est surestimé).
- si la résultante de poussée P obtenue est inférieure à zéro ($P < 0$), la zone active est en équilibre surabondant (le coefficient de sécurité est sous - estimé).

L'utilisation courante de cette méthode consiste à vérifier, pour chacun des deux blocs (a) et (b), deux des trois équations de la statique (Figure A - 24, p 42) :

- l'équilibre vertical (projections sur Z)
- l'équilibre horizontal (projections sur X).

L'équilibre des moments n'est pas vérifié, la position des efforts sur les interfaces et celle des efforts résultants à la base de chacun des deux blocs ne sont pas précisées. D'un point de vue mécanique, cette méthode n'est donc pas statiquement admissible.

La résolution consiste en la détermination des quatre inconnues N_a, N_b, N_{ab} et P. On trouve ainsi la résultante horizontale P nécessaire à l'équilibre de la zone active (Figure A - 23, p 39).

Rappelons que, pour une utilisation en dimensionnement, F_s (ou F_{sr}) est fixé. Effectivement, dans cette optique, la mobilisation du cisaillement du sol est fixée préalablement (F_s ou F_{sr}) et le niveau de renforcement (P) capable de satisfaire cette condition est alors recherché.

Remarque : Lorsque l'inclinaison du bloc aval (b) est nulle ($\alpha_b = 0$), l'angle de frottement et la cohésion sur cette interface (notés ϕ_b et C_b angle de frottement et cohésion sur la base) sont définis comme suit :

- $\phi_b = \phi_{sc}$ et $C_b = C_{sc}$ lorsque la rupture se produit au contact sol / sol,
- $\phi_b = \phi_{sgc}$ et $C_b = C_{sgc}$ lorsque l'on estime que la rupture a lieu au contact sol / géosynthétique

Dans le cas général, les caractéristiques du contact sol / géosynthétique sont plus faibles que celles du contact sol / sol.

IV.1.2. Equations d'équilibre - Détermination de la poussée résultante P

Nous considérons la Figure A - 24 et écrivons les deux équations d'équilibre horizontal et vertical de chacun des deux blocs :

- de l'équilibre du bloc amont (a), nous tirons les expressions des efforts normaux sur les interfaces du bloc (a) avec le sol amont (N_a) et de l'inter - blocs (N_{ba}).
- de l'équilibre du bloc aval (b), nous tirons les expressions de l'effort normal sur l'interface du bloc (b) avec le sol amont (N_b) et de la résultante de poussée P.

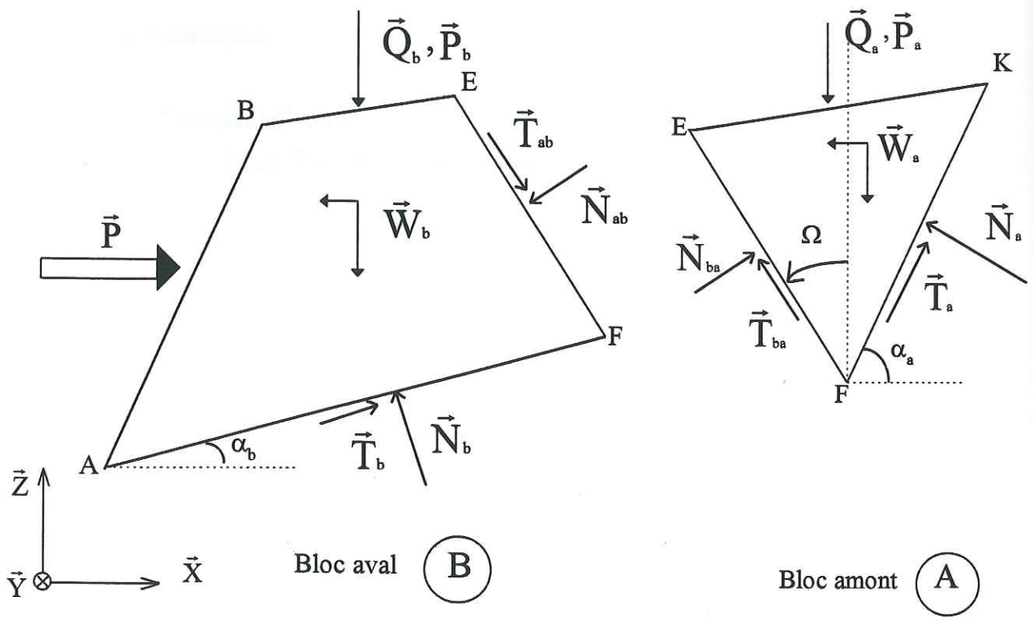


Figure A - 24 : Equilibre propre des deux blocs

Nous exprimons les composantes des différents vecteurs dans la repère global $(\vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z})$ (Figure A - 24). Leur composante sur l'axe Y est nulle car nous travaillons en contraintes planes :

- Résultantes des forces volumiques :

  $\vec{W}_a(-k.W_a \ , \ 0 \ , \ -W_a)$ avec k, coefficient sismique (méthode pseudo - statique

  $\vec{W}_b(-k.W_b \ , \ 0 \ , \ -W_b)$

- Résultantes des charges surfaciques appliquées sur chaque bloc :

  $\vec{Q}_a(0 \ , \ 0 \ , \ -Q_a)$

  $\vec{Q}_b(0 \ , \ 0 \ , \ -Q_b)$

- Résultantes des charges ponctuelles appliquées sur chaque bloc :

  $\vec{P}_a(0 \ , \ 0 \ , \ -P_a)$

  $\vec{P}_b(0 \ , \ 0 \ , \ -P_b)$

- Réactions normales à la base des blocs :

  $\vec{N}_a(-N_a \sin\alpha_a \ , \ 0 \ , \ N_a \cos\alpha_a)$

  $\vec{N}_b(-N_b \sin\alpha_b \ , \ 0 \ , \ N_b \cos\alpha_b)$

- Réactions tangentes à la base des blocs :

  $\vec{T}_a(T_a \cos\alpha_a \ , \ 0 \ , \ T_a \sin\alpha_a)$

  $\vec{T}_b(T_b \cos\alpha_b \ , \ 0 \ , \ T_b \sin\alpha_b)$

- Efforts d'interaction sur la face inter - blocs :

  $\vec{N}_{ab}(-N_{ab} \cos\Omega \ , \ 0 \ , \ -N_{ab} \sin\Omega)$ avec $N_{ab} = N_{ba}$, $T_{ab} = T_{ba}$

  $\vec{T}_{ab}(T_{ab} \sin\Omega \ , \ 0 \ , \ -T_{ab} \cos\Omega)$ et Ω en valeur algébrique

19 AOUT 2003
Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr

$\vec{N}_{ba}(N_{ba}\cos\Omega\ ,\ 0\ ,\ N_{ba}\sin\Omega)$

$\vec{T}_{ba}(-T_{ba}\sin\Omega\ ,\ 0\ ,\ T_{ba}\cos\Omega)$

- Inconnue :

$\vec{P}\ (P\ ,\ 0\ ,\ 0)$

Posons P, N_a, N_b, N_{ab}, N_{ba}, T_a, T_b, T_{ab}, T_{ba} positifs (modules).

Soient L_{IJ} la longueur dans le plan de travail entre les points I et J. La contrainte définie par une cohésion est appliquée sur une surface de longueur unité dans le plan perpendiculaire au plan de travail et de longueur L_{IJ} dans ce dernier. Elle peut alors être introduite dans les relations suivantes, entre les modules des vecteurs ci - dessus :

$$T_a = N_a\ .\ tg\phi sc_a + (Csc_a + Cr_a)\ .\ L_{FK} = N_a\ .\ tg\phi sc_a + C_a\ .\ L_{FK} \qquad (1)$$

$$T_b = N_b\ .\ tg\phi_b + (Csc_b + Cr_b)\ .\ L_{AF} = N_b\ .\ tg\phi_b + C_b\ .\ L_{AF} \qquad (2)$$

$$T_{ab} = N_{ab}\ .\ tg\delta + C_{ab}\ .\ L_{FE}\ .\ tg\delta/tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab}\ .\ L_{FE} \qquad (3)$$

$$T_{ba} = N_{ba}\ .\ tg\delta + C_{ab}\ .\ L_{FE}\ .\ tg\delta/tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab}\ .\ L_{FE} \qquad (4)$$

(1) Equilibre du bloc (a) seul

Equilibre vertical (projection sur $\vec{Z}$) :

$$-W_a - Q_a - P_a + N_a\ .\ \cos\alpha_a + T_a\ .\ \sin\alpha_a + N_{ab}\ .\ \sin\Omega + T_{ab}\ .\ \cos\Omega = 0 \qquad (5)$$

soit :

$$-W_a - Q_a - P_a + N_a\,(\cos\alpha_a + tg\phi sc_a\ .\ \sin\alpha_a) + C_a\ .\ L_{FK}\ .\ \sin\alpha_a + N_{ab}\,(\sin\Omega + tg\delta\ .\ \cos\Omega) + (Csc_{ab}\ .\ tg\delta/tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab})\ .\ \cos\Omega\ .\ L_{FE} = 0 \qquad (6)$$

Equilibre horizontal (projection sur $\vec{X}$) :

$$-k\ .\ W_a - N_a\ .\ \sin\alpha_a + T_a\ .\ \cos\alpha_a + N_{ab}\ .\ \cos\Omega - T_{ab}\ .\ \sin\Omega = 0 \qquad (7)$$

soit :

$$-k\ .\ W_a + N_a\,(-\sin\alpha_a + tg\alpha_a\ .\ \cos\alpha_a) + C_a\ .\ L_{FK}\ .\ \cos\alpha_a + N_{ab}\,(\cos\Omega - tg\delta\ .\ \sin\Omega) - (Csc_{ab}\ .\ tg\delta/tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab})\ .\ \sin\Omega\ .\ L_{FE} = 0 \qquad (8)$$

D'où les expressions de l'effort normal sur le bloc (a) (N_a) et de l'effort normal sur la face de l'inter - blocs (N_{ab}) :

$$N_a = \frac{(\cos\Omega - tg\delta.\sin\Omega).[-W_a - Q_a - P_a + C_a L_{FK}\sin\alpha_a + (Csc_{ab}.tg\delta / tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab}).\cos\Omega.L_{FK}] -}{(\sin\Omega + tg\delta.\cos\Omega).(-\sin\alpha_a + tg\phi sc_a.\cos\alpha_a) - (\cos\alpha_a + tg\phi sc_a.\sin\alpha_a).(\cos\Omega - tg\delta.\sin\Omega)}$$

$$(9)\qquad \frac{-(\sin\Omega + tg\delta.\cos\Omega).[-k.W_a + C_a.L_{FK}.\cos\alpha_a - Csc_{ab}.tg\delta / tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab}).\sin\Omega.L_{FE}}{(\sin\Omega + tg\delta.\cos\Omega).(-\sin\alpha_a + tg\phi sc_a.\cos\alpha_a) - (\cos\alpha_a + tg\phi sc_a.\sin\alpha_a).(\cos\Omega - tg\delta.\sin\Omega)}$$

$$N_{ab} = \frac{(\cos\alpha_a + tg\phi sc_a.\sin\alpha_a).[-k.W_a + Csc_a.L_{FK}.\cos\alpha_a - (Csc_{ab}.tg\delta / tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab}).\sin\Omega -}{(\sin\Omega + tg\delta.\cos\Omega).(-\sin\alpha_a + tg\phi sc_a.\cos\alpha_a) - (\cos\alpha_a + tg\phi sc_a.\sin\alpha_a).(\cos\Omega - tg\delta.\sin\Omega)}$$

$$(10)\qquad \frac{-(-\sin\alpha_a + tg\phi sc_a.\cos\alpha_a).[-W_a - Q_a - P_a + C_a L_{FK}\sin\alpha_a + (Csc_{ab}.tg\delta / tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab}).\cos\Omega.L_{FK}]}{(\sin\Omega + tg\delta.\cos\Omega).(-\sin\alpha_a + tg\phi sc_a.\cos\alpha_a) - (\cos\alpha_a + tg\phi sc_a.\sin\alpha_a).(\cos\Omega - tg\delta.\sin\Omega)}$$

(2) Equilibre du bloc (b) seul

Equilibre vertical (projection sur $\vec{Z}$) :

$$-W_b - Q_b - P_b + N_b\ .\ \cos\alpha_b + T_b\ .\ \sin\alpha_b - N_{ab}\ .\ \sin\Omega - T_{ab}\ .\ \cos\Omega = 0 \qquad (11)$$

soit :

$$-W_b - Q_b - P_b + N_b\,(\cos\alpha_b + tg\phi_b\ .\ \sin\alpha_b) + C_b\ .\ L_{AF}\ .\ \sin\alpha_b - N_{ab}\,(\sin\Omega + tg\delta\ .\ \cos\Omega) - (Csc_{ab}\ .\ tg\delta/tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab})\ .\ \cos\Omega\ .\ L_{FE} = 0 \qquad (12)$$

Equilibre horizontal (projection sur $\vec{X}$) :

$$-k\ .\ W_b + P - N_b\ .\ \sin\alpha_b + T_b\ .\ \cos\alpha_b - N_{ab}\ .\ \cos\Omega + T_{ab}\ .\ \sin\Omega = 0 \qquad (13)$$

soit :

$$-k\ .\ W_b + P - N_b\,(\sin\alpha_b - tg\alpha_b\ .\ \cos\alpha_b) + C_b\ .\ L_{AF}\ .\ \cos\alpha_b - N_{ab}\,(\cos\Omega - tg\delta\ .\ \sin\Omega) + (Csc_{ab}\ .\ tg\delta/tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab})\ .\ \sin\Omega\ .\ L_{FE} = 0 \qquad (14)$$

D'où les expressions de l'effort normal sur le bloc (b) (N_b) et de la résultante de poussée P avec les expressions de N_a et N_{ab} obtenues précédemment :

$$N_b = \frac{Q_b + P_b + W_b - C_b.L_{AF}.\sin\alpha_b + N_{ab}.(\sin\Omega + tg\delta.\cos\Omega) +}{\cos\alpha_b + \sin\alpha_b.tg\phi_b} \qquad (15)$$

$$\frac{(Csc_{ab}.tg\delta / tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab}).\cos\Omega.L_{FE}}{\cos\alpha_b + \sin\alpha_b.tg\phi_b}$$

$$P = k.W_b + N_b.(\sin\alpha_b - tg\phi_b.\cos\alpha_b) - C_b.L_{AF}.\cos\alpha_b + N_{ab}.(\cos\Omega - tg\delta.\sin\Omega) - \\ - (Csc_{ab}.tg\delta / tg\phi sc_{ab} + Cr_{ab}).\sin\Omega.L_{FE} \quad (16)$$

IV.2. EVALUATION DE LA TENSION MAXIMALE MOBILISABLE DANS LES RENFORCEMENTS

IV.2.1. Résistance à la rupture en traction

Soit Tr la tension de rupture en traction des nappes géosynthétiques.

Un coefficient de sécurité F_T est défini vis-à-vis de la valeur Tr fournie par le fabricant pour se prémunir du fluage, de toute éventuelle perte de résistance du fait de la mise en oeuvre (poinçonnement, compactage...), des conditions ultérieure de service (agressions chimique, thermique...), du vieillissement du matériau.

Des valeurs de ce coefficient de sécurité sont indiquées dans les manuels de recommandations du C.F.G.G. (Comité Français des Géotextiles et Géomembranes). Dans l'attente de leur validation, les prénormes françaises actuellement en étude (NF 94220 et NF 38064) et l'Eurocode 7 fournissent divers valeurs du coefficient F_T suivant la catégorie de l'ouvrage concerné.

La force de traction admissible est Tr / F_T.

IV.2.2. Diffusion du chargement local dans le massif

Nous estimons que la contrainte normale agissant sur une facette horizontale à l'intérieur du massif renforcé est égale à la pression induite par le poids propre des terres (γ . h) au dessus. Sur cette facette, une contrainte supplémentaire σ_{Qz} est induite par la surcharge appliquée en surface libre. Si α est l'angle de diffusion de la contrainte verticale Q présente à la surface, et en considérant que la verticalité de cette contrainte est conservée sur une facette horizontale, la contrainte supplémentaire est :

$$\sigma_{Qz} = \frac{B.Q}{B^*} \text{ (Figure A - 25).}$$

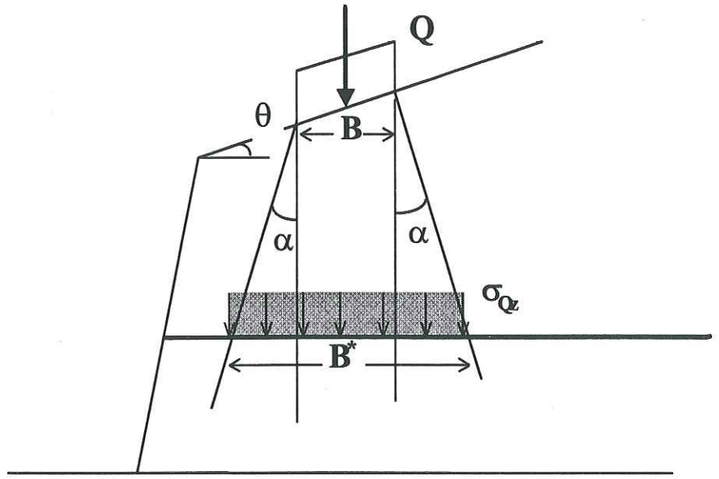


Figure A - 25 : Contrainte verticale σ_{Qz} sur une horizontale liée à la diffusion de la surcharge en tête

Cette expression est rigoureuse si la surface du massif est horizontale, car une facette horizontale est principale. Mais elle ne l'est plus si la surface s'incline car les directions principales du tenseur des contraintes tournent légèrement. Nous supposons cependant les facettes horizontales principales pour atteindre les contraintes verticales appliquées sur les nappes (θ est très faible ou nul dans les cas étudiés). Ainsi, d'après la Figure A - 26 (p 48), l'expression de σ_{Qz} est accessible en fonction de la contrainte verticale q_Z appliquée en un point B du massif, à une profondeur Z sous la crête.

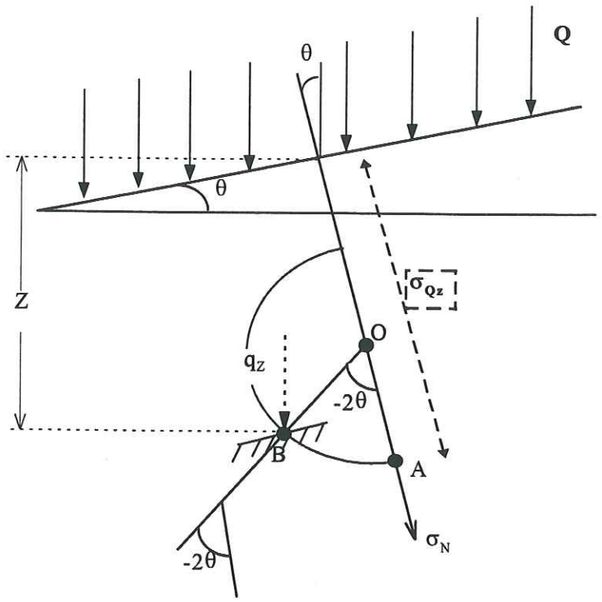


Figure A - 26 : Détermination de la contrainte sur une facette horizontale dans un massif à surface libre inclinée (cercle de Mohr)

En ce point, l'état de contraintes est représenté par le cercle de Mohr de centre O et de rayon OA et OB. Pour construire ce cercle, nous disposons de l'intensité et de la direction de la contrainte q_Z appliquée sur une facette parallèle à la surface qui sont connues (car Q est verticale et la facette inclinée à θ sur l'horizontale).

Une facette horizontale étant supposée principale, le point d'intersection de l'axe σ_N (perpendiculaire à la surface libre sur le dessin) avec le cercle de Mohr fournit la valeur de σ_{Qz} sur cette facette. Or, comme la direction de la facette en B est connue (θ), l'angle BÔA mesure 2θ. On peut alors tracer le cercle de Mohr de l'état de contrainte en ce point du sol et en déduire l'expression de σ_{Qz} en fonction de q_Z :

$$\sigma_{Qz} = q_Z \ . \ (\cos\theta + \frac{\sin\theta}{\sin 2\theta}(1 - \cos 2\theta))$$

Ainsi, si $\theta = 10°$ alors $\sigma_{Qz} = 1{,}015 \ . \ q_Z$
si $\theta = 20°$ alors $\sigma_{Qz} = 1{,}060 \ . \ q_Z$

Dans la méthode Double - Blocs, nous négligeons les variations de quelques pourcents entre σ_{qZ} et q_Z. Nous considérons toujours $\sigma_{Qz} = q_Z$.

De plus, dans l'étude présentée dans ce mémoire, seuls des massifs dont la surface est horizontale sont considérés. En pratique, cette géométrie est beaucoup plus vraisemblable pour un ouvrage supportant une surcharge localisée. Elle nous dispense également de l'approximation du calcul de la pression exercée par le sol au dessus d'une nappe horizontale : nous la considérons en effet constante alors qu'elle augmente avec une hauteur de sol croissante au dessus du renforcement.

Ainsi, la contrainte verticale sur une facette horizontale dans le massif, à une profondeur h de la surface libre vaut :

$$\sigma_{Qz} = \gamma \ . \ h + q_Z$$

avec γ, poids volumique moyen du sol au dessus de la facette considérée,
h, hauteur de sol au dessus de la facette considérée.

Suivant le mode de diffusion choisi, l'expression de q_Z peut varier. Dans la méthode Double - Blocs, la diffusion du chargement est linéaire, inclinée à α sur la verticale (Figure A - 28, p 52). L'angle de diffusion est fixé à 8,5°. La diffusion ainsi définie est quasi verticale. Il a été en effet observé, lors d'essais de chargement de modèles réduits constitués de petits rouleaux de Schneebeli, que la diffusion du chargement est assez verticale. La résistance de l'ancrage des renforcements, de part et d'autre de la fondation, est mobilisée sur une très faible longueur.

A titre de comparaison, notons les valeurs d'angle de diffusion α considérées dans d'autres méthodes de calcul :

Souvent les méthodes de calcul considèrent une diffusion 1 : 2 (soit un angle de diffusion α = 26,5°). C'est le cas de certaines méthodes japonaises (S. Onodera et al., 1992 [37]) et de la méthode de calcul des structures en Terre Armée (J.T. Laba et J.B. Kennedy, 1986 [38]). Ces structures sont à parement vertical, en sol renforcé par des lamelles métalliques fixées à un parement de panneaux en béton emboîtés les uns dans les autres (DGTI, ministère des transports français, 1991 [15]).

L'influence de la valeur de l'angle α peut varier suivant la méthode considérée :

Dans la méthode des Perturbations (cf. A-§ III.2.2), le coefficient de sécurité reste le même que la diffusion du chargement existe ou pas. De même, une étude

paramétrique menée avec le logiciel CARTAGE montre que l'angle de diffusion de la surcharge dans le massif n'a aucune influence sur le lobe des contraintes perpendiculaires à la ligne de glissement (Rapport Final du Programme G.A.R.D.E.N., 1996 [39]). L'inclinaison de la diffusion n'a aucune influence sur la contrainte de cisaillement du sol (dans le cas d'un sable non cohérent). Il faut seulement noter un déplacement vertical de la dalle en surface légèrement supérieur quand la diffusion n'est pas prise en compte. La sécurité sur l'ancrage des renforcements est à peine augmentée quand la diffusion du chargement est considérée.

Dans certaines expérimentations en vraie grandeur, ou dans des ouvrages en service instrumentés, la valeur de la diffusion des contraintes dans le corps des massifs est approchée. Ainsi,

- dans le massif expérimental BASt - LCPC (P. Delmas, 1991 [19]), 80 % de la charge locale en tête est encore mesuré sous la dalle au niveau de la troisième nappe (soit à 1,20 m de profondeur sous la crête). L'angle de diffusion alors calculé est de 10,5°. En base d'ouvrage, la diffusion déduite des mesures de contraintes verticales est plus large.

- au Japon, dans un remblai ferroviaire (dont le parement vertical est rigide, et les nappes courtes), une diffusion d'inclinaison $\alpha = 30°$ a été observée (M. Tateyama et O. Mutata, 1994 [40]).

- Y. Matichard (1981 [41]) a observé, dans l'étude du bicouche à usage routier, que la présence d'un renforcement permet de solliciter plus largement le sol situé sous-jacent.

- Comme la résistance du complexe sol / renforcement augmente par leur contact, N. Gofar et P.L. Bourdeau (1994 [42]) estiment que la diffusion d'une charge locale située sur un massif en sol est plus vaste à travers ce massif s'il est renforcé.

IV.2.3. Comportement en ancrage

La ligne de glissement sépare le massif en deux parties (zones active côté aval et passive en amont). La longueur Lj du renforcement j est en partie en zone passive (longueur $L_a j^P$) et en partie en zone active (longueur $L_a j^A$) (Figure A - 27, p 51). Le passage d'une zone à l'autre se fait au niveau de la ligne de glissement où la nappe est sollicitée par une tension maximale ($T_m j$).

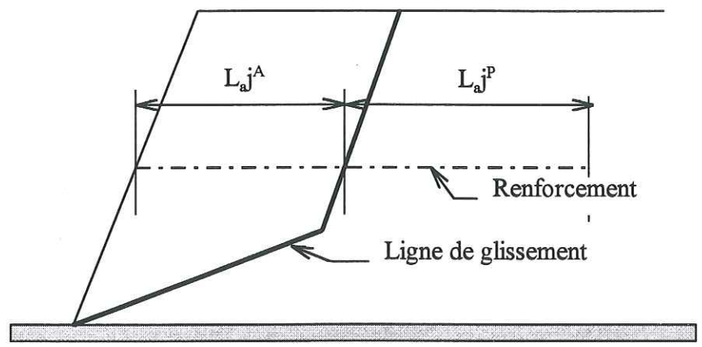


Figure A - 27 : Longueurs d'ancrage passive et active

Dans la méthode Double - Blocs, nous excluons la possibilité d'une rupture de l'ancrage aval (de par le fort confinement du sol en zone active, près du parement, la liaison des renforcements avec le parement ou le retournement des armatures géosynthétiques). .

Les caractéristiques mécaniques du contact sol / géotextile sont :

- ϕ_{sg}, angle de frottement sol / géotextile,
- C_{sg}, adhérence sol / géotextile.

Sans essai de frottement afin de déterminer expérimentalement ces valeurs, elles sont définies à partir des caractéristiques mécaniques du sol :

- $tg(\phi_{sg}) = r_\phi \, . \, tg(\phi_s)$,
- $C_{sg} = r_C \, . \, C_s$.

Les coefficients (ou indices) de frottement r_ϕ et de cohésion r_C prennent des valeurs différentes suivant les matériaux sol et géotextile utilisés. Raisonnablement, on estime qu'ils varient entre 0,6 et 1.

On considère couramment des coefficients de frottement r_ϕ et de cohésion r_C de 0,7 ou 0,8 selon l'état de surface du géotextile.

Dans la méthode Double - Blocs, l'inclinaison du cône de diffusion du chargement a seulement un effet sur le calcul des tensions d'ancrage. Plus la diffusion est large, plus la pression considérée sur une nappe est faible. Mais nous étudions essentiellement les cas de chargement près de la crête du mur. Ainsi, les longueurs de

renforcement en zone passive L_aj^P (Figure A - 27, p 51) ne sont pas entièrement intéressées par la diffusion du chargement (Figure A - 28, p 52). Quel que soit l'angle de diffusion, la valeur alors calculée de la tension d'ancrage ne varie pas. L'ancrage de nappe courte est lui largement fonction de l'angle de diffusion de la surcharge.

Nous considérons, dans la méthode Double - Blocs , que la résistance en ancrage est immédiatement mobilisée :

$$T_Aj = 2 \,.\, \sigma_zj \,.tg(\phi_{sg}) \,.\, L_aj^P$$

avec - L_aj^P, longueur de nappe en zone passive sollicitée verticalement par σ_zj

- σ_zj, pression verticale sur la nappe en zone passive (Figure A - 28).

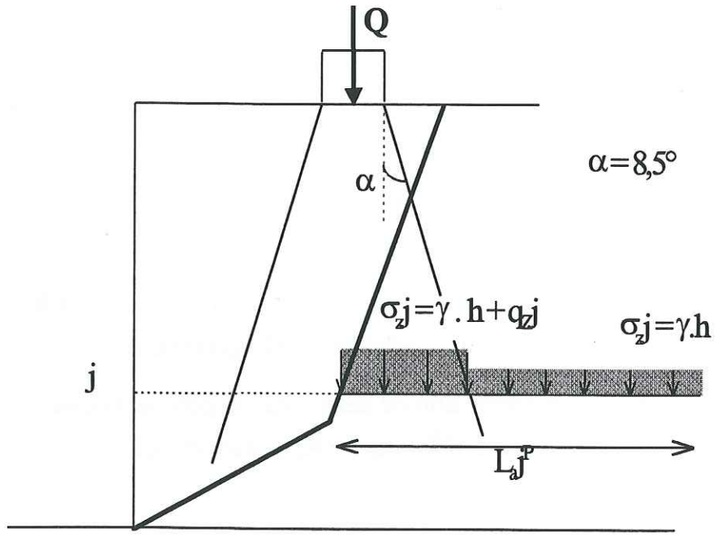


Figure A - 28 : Calcul de la tension d'ancrage (méthode Double - Blocs) - Contrainte verticale sur un renforcement (j) en zone passive

IV.2.4. Obtention de la tension mobilisable dans les renforcements

La tension qu'une armature j d'un massif renforcé peut mobiliser est bornée par sa résistance maximale à la traction (Trj / F_T), et par son comportement en ancrage (T_Aj).

La tension $T_{mob}j$ mobilisable dans l'armature j est obtenue comme suit :

$$T_{mob}j = \min (Trj / F_T \,,\, T_Aj)$$

IV.2.5. Définition de la tension intrinsèque

Une armature j a une résistance à la traction Trj et une force de traction admissible Trj / F_T (où F_T est un coefficient de sécurité partiel).

Le dimensionnement doit permettre de déterminer la valeur maximale de la force de traction admissible par chaque nappe pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

La tension mobilisable par l'armature j est $T_{mob}j = \min (Trj / F_T \,,\, T_Aj)$ (où T_Aj est la tension maximale mobilisable en ancrage en zone passive du renforcement). Avec j variant de 1 à n, une famille de valeurs des tensions mobilisables permettant d'équilibrer l'ouvrage en sol renforcé est déterminée. Chaque famille de valeurs correspond à une ligne de glissement donnée.

La tension intrinsèque se définit comme la valeur minimale de Trj / F_T permettant d'équilibrer l'ouvrage, soit :

$$T_Ij = \min (Trj / F_T)$$

La ligne de glissement dite critique, nécessitant la valeur maximale des T_Ij (LG_T) pourra alors être recherchée.

On considère souvent que les nappes sont constituées du même géosynthétique. Elles ont ainsi la même résistance de traction Tr et la même force de traction admissible Tr / F_T.

IV.3. ADAPTATION DE LA METHODE DOUBLE - BLOCS AUX MASSIFS UNIFORMEMENT CHARGES

Avant de montrer comment la méthode Double - Blocs prend en compte la présence des renforcements dans ses calculs de stabilité GLOBAL (p 59) et LOCAL « u » (p 61), nous présentons brièvement l'approche d'autres auteurs.

IV.3.1. Caractéristiques du complexe sol renforcé par des armatures planes

La présence des renforcements peut être modélisée par un changement des caractéristiques de résistance du complexe renforcé le long d'une ligne de cisaillement. Ainsi, G.E. Bauer et Y.J. Zhao (1994 [43]) ont cisaillé plusieurs échantillons de sol granulaire renforcé par des géogrilles dont l'inclinaison par rapport au plan de cisaillement varie (taille de l'échantillon : 1 m x 1 m x 0,94 m). Les grilles sont fixées au fond de la boite et repliées sur la surface de l'échantillon (largeur de grille : 0,975 m).

La valeur maximale de l'effort de cisaillement nécessaire pour rompre l'échantillon est obtenue lorsque le renforcement est incliné à 30° par rapport à la normale de la ligne de cisaillement. Leurs essais ont montré combien l'orientation du plan du renforcement par rapport au plan de rupture influe sur la résistance du composite sol / renforcement.

Ils considèrent l'accroissement de résistance au cisaillement du sol renforcé par rapport à la résistance du sol seul, comme l'effet du renforcement qui est appelé « cohésion de renforcement » C_R. Le critère de comportement suivant a été défini :

$$\tau_R = \sigma . tg\phi_R + C_R$$

avec : - τ_R , contrainte tangente au plan de cisaillement,
- σ , contrainte verticale appliquée sur le plan de cisaillement,
- ϕ_R , angle de frottement du composite, assimilable à l'angle de frottement du sol naturel (Y.J. Zhao, 1993 [44]),

Ils homogénéisent ainsi le comportement du composite sol / renforcement dans une zone de cisaillement. La cohésion de renforcement C_R est fonction de l'inclinaison du renforcement par rapport au plan de cisaillement et des propriétés mécaniques du contact sol / renforcement (Figure A - 29, p 55).

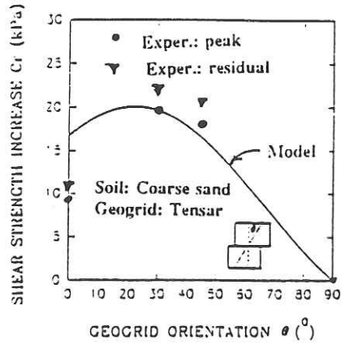


Figure A - 29 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de l'orientation de la géogrille (G.E. Bauer et Y.J. Zhao, 1994 [43])

Le modèle qu'ils ont développé conduit à des résistances calculées en deçà de l'augmentation de résistance au cisaillement observé expérimentalement (sauf lorsque le renforcement est rigoureusement perpendiculaire au plan de cisaillement).

R.A. Jewell (1980 [45]) s'est intéressé à la rupture lors d'un cisaillement direct, d'un échantillon de sable renforcé par des plaques placées avec une inclinaison variable par rapport au plan de cisaillement : σ et τ sont les contraintes appliquées globalement sur le sol renforcé, σ_{sol} et τ_{sol} les contraintes mobilisées dans le sol et T_{renf} l'effort engendré par le renforcement au niveau de la ligne de rupture (Figure A - 30, p 56). Appelons S la surface de contact entre les deux compartiments de la boîte de cisaillement.

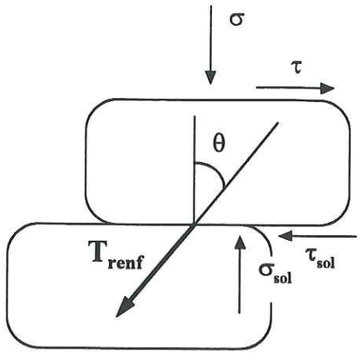


Figure A - 30 : Essai de cisaillement de sol renforcé par des plaques métalliques, inclinées sur le plan de cisaillement

Il écrit l'équilibre pour le domaine situé au-dessus du plan de cisaillement; les équations qui en découlent sont les suivantes : $\begin{cases} \sigma_{sol} = \sigma + \dfrac{T.\cos\theta}{S} \\ \tau_{sol} = \tau - \dfrac{T.\sin\theta}{S} \end{cases}$

La présence du renforcement augmente le confinement du sol (du terme T.cosθ/S) et la résistance au cisaillement du massif (du terme T . sinθ / S).

Le sol est supposé suivre la loi de Coulomb (sol granulaire) : $\tau_{sol} = \sigma_{sol}.\mathrm{tg}\phi_s$.

Il s'en déduit un comportement du massif composé à la rupture :

$$\tau = (\sigma + \frac{T.\cos\theta}{S}).\mathrm{tg}\phi_s + \frac{T.\sin\theta}{S},$$

soit une augmentation de la résistance au cisaillement du sol de la forme :

$$\Delta\tau = \frac{T}{S}(\cos\theta.\mathrm{tg}\phi_s + \sin\theta).$$

Sur la Figure A - 31, on voit que la formulation Δτ coïncide bien avec les résultats expérimentaux.

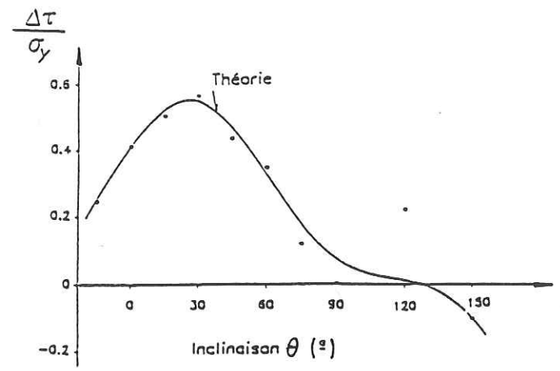


Figure A - 31 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de l'inclinaison du renforcement (R.A. Jewell, 1980 [45])

Cette augmentation de résistance au cisaillement peut être assimilée à une cohésion apparente du sol supérieure, produite par la présence d'un renforcement. Elle serait fonction de l'inclinaison θ du renforcement par rapport à la normale de la ligne de cisaillement, dans un sol d'angle de frottement ϕ. Ainsi, on peut modéliser la présence du renforcement par une augmentation de la cohésion du massif le long de la ligne de rupture.

I. Juran et al. (1981 [46]) ont fait des essais de cisaillement direct sur du limon renforcé par cinq barres perpendiculaires au plan de cisaillement. La cohésion apparente de l'échantillon s'est avérée très supérieure à la cohésion théorique produite par les efforts tranchants dans les barres. On remarque ainsi que la cohésion apparente de l'association sol / renforcement est bien supérieure à la résistance de chacun des composants pris séparément.

D'autres chercheurs ne limitent pas l'apport en résistance des renforcements seulement aux zones de cisaillement dans le massif renforcé. Ils confèrent à toute la structure renforcée de meilleures caractéristiques mécaniques (homogénéisation). J. Otani et al. (1994 [47]) ont modélisé, en éléments finis, une culée en sol cohérent renforcée par géogrilles : le renforcement associé au sol qui lui est directement en

contact forment un seul matériau de cohésion (cohésion de renforcement) $Cu_R = \frac{T_{renf}\sqrt{Kp}}{2\Delta H}$ (cette équation a été développée par F. Schlosser en 1973), avec

- Kp, coefficient de pression des terres (Rankine) : $\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}$,
- T_{renf}, tension maximale mobilisable dans la géogrille,
- ΔH, espacement entre les géogrilles.

Il est clair que les matériaux (géotextiles) qui nous concernent n'ont qu'une faible résistance à la flexion. Pourtant, dans une zone de cisaillement (à l'intersection du renforcement et de la ligne de glissement), les renforcements fléchissent (ils se déforment en « membrane ») et mobilisent des efforts alors inclinés par rapport à leur position initiale. Cette inclinaison fournit une résistance supplémentaire de cisaillement le long de la ligne de glissement. Nous avons tenté d'introduire dans la méthode Double - Blocs cette nouvelle composante résistante en permettant à la tension mobilisée dans une armature de s'incliner par rapport à l'horizontale

Il a été observé que les lignes de glissement développées dans des massifs chargés localement en tête sont assez raides. L'angle entre le renforcement (horizontal) et la ligne de cisaillement est donc élevé.

De plus, si le sol est résistant, les lignes de cisaillement développées dans ce sol renforcé peuvent être très fines, malgré l'anisotropie induite dans le massif par la présence des renforcements. En effet, J.C. Morel (1996 [48]) a mis en évidence, lors d'essais de compression biaxiale sur un matériau renforcé par géotextiles, des blocs de rupture de part et d'autre d'une zone fine de cisaillement.

Certains auteurs se sont intéressés à l'inclinaison « optimale » entre une ligne de cisaillement et un renforcement pour qu'il mobilise le maximum de sa résistance. Ainsi, G.E. Bauer et Y.J. Zhao (1994 [43]) ont fait des essais de cisaillement direct avec un renforcement en géogrille sécant au plan de rupture imposé par l'essai. Ils ont ainsi conclu que la meilleure résistance au cisaillement d'un sol renforcé est obtenue quand la géogrille testée est inclinée à 60° sur le plan de cisaillement. Le même résultat ressort des expériences de R.A. Jewell (1980 [45]) présenté sur la Figure A - 31.

La ligne de glissement formée dans un massif en rupture constitue une ligne de cisaillement. Elle intercepte les renforcements sous un certain angle qui, suivant sa valeur, leur permet de travailler de manière optimale.

D'après D. Leshchinsky et E.B. Perry (1987 [49]) et J.C. Volk (1986 [50]), le renforcement produit un maximum d'efficacité s'il est dans la direction du mouvement du sol au niveau de la ligne de glissement. Ils définissent ainsi l'inclinaison β, par rapport à l'horizontale, du renforcement (dans le plan duquel la tension est mobilisée) comme suit :

$\beta = \alpha - \nu_m$, avec
- β, inclinaison du renforcement par rapport à l'horizontale,
- α, inclinaison de la ligne de glissement par rapport à l'horizontale,
- ν_m, fonction de l'angle de dilatance mobilisée

Des essais de centrifugation sur modèles réduits ont montré que $\beta < 5°$ (I. Juran et al., 1990 [51]).

IV.3.2. Méthode DB : Equilibre GLOBAL

Nous exposons dans ce chapitre l'équilibre GLOBAL défini dans la méthode Double - Blocs.

La ligne de glissement est bilinéaire et intercepte les nappes de renforcement (

Figure A - 32, p 60). Soit Zj la position de la nappe j de renforcement.

Soient F_{sr} le coefficient de sécurité sur le sol, ϕ_{sc} et C_{sc} les caractéristiques critiques du sol.

IV.3.2.1. Condition d'équilibre global

Comme exposé au chapitre A- IV.1.1, les nappes de renforcement doivent équilibrer une poussée horizontale P.

Considérons la distribution des tensions $T_{mob}j$ dans les nappes interceptées. Ces tensions sont supposées horizontales ($\beta j = 0$). Elles sont mobilisables dans les renforcements.

La condition d'équilibre global de la méthode Double - Blocs consiste à vérifier :

$$\sum_{j=1}^{n} T_{mob}j = P$$

IV.3.2.2. Dimensionnement à partir de l'équilibre global

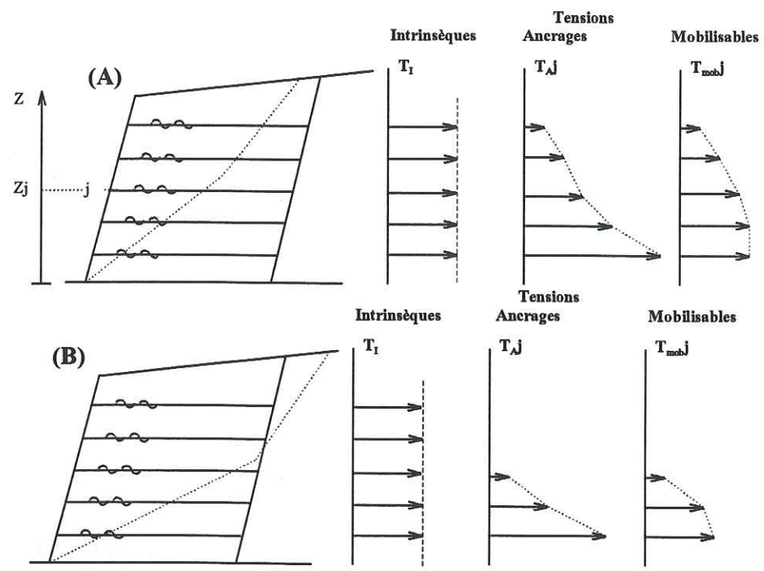


Figure A - 32 : Méthode Double - Blocs - Equilibre GLOBAL
Détermination des tensions mobilisables $T_{mob}j$:
(A) : cas de la ligne interne
(B) : cas de la ligne partiellement externe

L'hypothèse de vérification de l'équilibre global impose : $\sum_{j=1}^{n} T_{mob}j \geq P$.

Pour l'utilisation en dimensionnement, cette approche de l'équilibre global considère la même tension intrinsèque T_I pour toutes les nappes j ($T_Ij = T_I$).

Pour chaque nappe de renforcement, on vérifiera l'égalité suivante :

$$T_{mob}j = \min (Trj / F_T , T_Aj).$$

Pour le dimensionnement limite (choix de T_I minimale), il existera au moins une nappe j (Figure A - 32), où la tension intrinsèque est atteinte, c'est-à-dire où la résistance en ancrage est excédentaire. Cette nappe se situe généralement en partie inférieure du massif. Elle vérifie :

$$T_{mob}j = T_I \leq T_Aj$$

Par ailleurs, il peut exister des nappes où la tension mobilisable est bornée par la résistance d'ancrage (Figure A - 32 (A)). Ces nappes se situent généralement en partie supérieure du massif. Elles vérifient alors :

$$T_{mob}j = T_Aj \leq T_I$$

Dans la situation où la ligne de glissement est extérieure au massif renforcé, les tensions $T_{mob}j$ au niveau correspondant sont nulles. Sur la Figure A - 32 (B), sont représentées dans ce cas les tensions maximales mobilisables le long de la ligne de glissement.

IV.3.3. Méthode DB : Equilibre LOCAL « u »

Comme présenté dans le A-§ IV.1.1, la poussée P à appliquer sur l'aval du double - blocs pour assurer son équilibre en glissement est en fait répartie sur l'ensemble des renforcements. Dans le calcul GLOBAL, elle est simplement divisée par le nombre de renforcements interceptés par la ligne de glissement. L'effort ainsi obtenu est supposé mobilisé par chaque renforcement.

Un calcul dit « local » tente de considérer l'équilibre de chaque renforcement. Nous appelons dans la méthode Double - Blocs le calcul LOCAL « u », la version de la méthode qui considère un équilibre local de chaque renforcement, lorsque le chargement en surface est uniforme ou inexistant.

De façon générale, nous considérons que la zone active est constituée d'éléments composites horizontaux (superposés, composé chacun d'un renforcement entouré de deux demi–couches de sol).

Il a été montré que, par raison de symétrie, les contraintes horizontales et verticales sur un plan de symétrie entre deux couches de renforcement sont principales; par conséquent, le cisaillement est nul sur ces plans (I. Juran et F. Schlosser, 1978 [52], Figure A - 33).

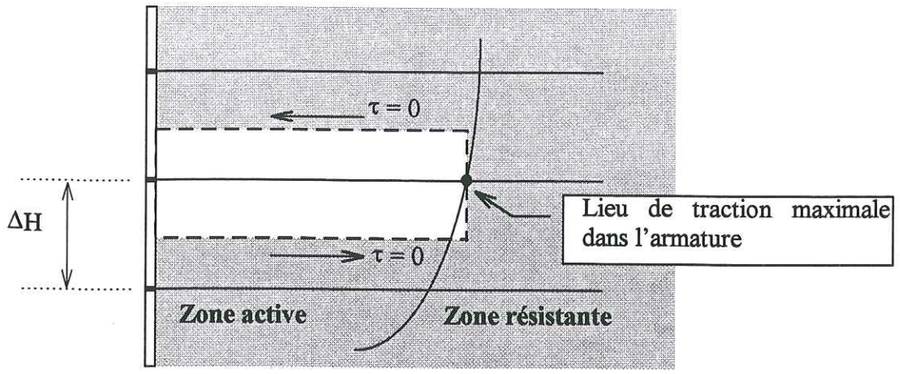


Figure A - 33 : Equilibre local (d'après I. Juran et F. Schlosser, 1978 [52])

Chaque élément j est soumis horizontalement à une poussée ΔPj, et à un effort de renforcement $T_{mob}j$ dans la nappe.

Pour calculer la poussée locale ΔPj que reprend un renforcement, il faut dans un premier temps calculer les contraintes verticales appliquées au niveau du renforcement; dans un second temps appliquer un coefficient de poussée à définir, pour calculer la contrainte horizontale $\sigma_x j$ au niveau du renforcement; et enfin intégrer cette dernière expression sur la surface normale au renforcement dont il doit assurer la stabilité (soit, $\Delta Pj = \sigma_x j \,.\, \Delta H$).

Diverses hypothèses sont proposées pour la détermination de la contrainte locale $\sigma_x j$ à prendre en compte. L'hypothèse la plus classique est :

$\sigma_x j = K.\gamma.(H - Zj)$ (avec Zj, la hauteur du renforcement j depuis le pied du parement).

Nous calculons alors la tension mobilisée dans le renforcement j :

$$T_{mob}\,j = \int_{\frac{(Z_{j-1}+Z_j)}{2}}^{\frac{(Z_j+Z_{j+1})}{2}} \sigma_x j.dZ \quad (*)$$

La répartition des tensions est ainsi triangulaire (linéaire, en valeur croissante vers à la base du massif).

IV.3.3.1. Bibliographie : Equilibre local d'un renforcement

Suivant les auteurs et les méthodes considérées, le choix de l'expression de $\sigma_x j$ est défini différemment (le choix du coefficient de poussée des terres est différent). Les valeurs des $T_{mob}j$ alors déduites sont diverses.

De façon générale, la poussée exercée sur le parement est calculée au niveau de chaque renforcement. Comme c'est une valeur forte, elle est considérée appliquée autour du renforcement, dans la zone où il travaille le plus (le long de la ligne de glissement).

N. Gofar et P.L. Bourdeau (1994 [53]) proposent une méthode analytique pour atteindre la distribution des contraintes verticales. Leur modèle est basé sur la théorie stochastique de la diffusion des contraintes dans les milieux particulaires. Des phénomènes de réflexion et d'absorption sont introduits aux frontières pour simuler le parement et les interfaces. Ils ont défini une relation entre la charge appliquée et la mobilisation de la pression latérale des terres à la rupture du sol. Le coefficient de poussée du sol K considéré est :

- Dans un massif non compacté :
  - K_0 (état des terres au repos) en haut du massif
  - K_a (état de rupture active du sol) au pied du massif
- Dans un massif compacté : K reste supérieur à K_0 (facteur de limitation de la rupture du mur).

Les auteurs définissent la relation entre la contrainte horizontale σ_x déduite de la contrainte verticale appliquée σ_z : $\sigma_x = \nu.\sigma_z +$ (terme du 2nd ordre en σ_z), avec ν, coefficient de diffusivité défini au cas par cas. La relation $\sigma_x \approx K.\sigma_z$ est valable quand les directions principales sont verticale et horizontale, et la dérivée seconde de σ_z proche de zéro (combinaison non accessible dans l'ensemble du massif sollicité).

I. Juran, et al. (1990 [51]) ont, dans un premier temps, calculé les tensions mobilisées dans des renforcements j, sans aucun chargement appliqué en surface d'ouvrage :

$T_{mob}j = K.\gamma.Zj.Sj$ avec :
- γ, poids volumique du sol,
- Zj, profondeur du niveau de renforcement j considéré,
- S, section droite dont le renforcement j assure l'équilibre,
- K, coefficient de poussée valant :
  - $K_0 = 1 - \sin\phi_s$
  - ou $K_a = tg^2(\pi/4 - \phi_s/2)$

Dans un deuxième temps, ils ont comparé à ce calcul les résultats de leur modèle numérique ou la compatibilité en déformation des renforcements et du sol est assurée.

Suivant la loi de comportement du sol considérée, les tensions mobilisées fluctuent :

- sol *rigide plastique* : les tensions calculées restent très inférieures à la poussée active du sol appliquée autour du renforcement,
- sol *élasto-plastique* : les tensions calculées croissent en profondeur jusqu'à la poussée du sol au repos et restent alors constantes.

La génération des tensions dans les renforcements est fonction de la dilatance du sol et de l'extensibilité des géosynthétiques.

S.M. Springman et S.B. Balachandran (1994 [54]) ont calculé de façon directe les tensions mobilisées dans les renforcements d'un ouvrage en sol, renforcé par des géotextiles dont le retournement constitue le parement (massif à parement enveloppé), et chargé localement en tête. L'évolution de la contrainte verticale est calculée suivant la méthode de Jurgenson (1934 [55]). Ils définissent ainsi :

$T_{mob}j = K_a \cdot \Delta\sigma_z j \cdot \Delta H$ avec
- K_a, coefficient de poussée active,
- $\Delta\sigma_z j$, contrainte verticale de Jurgenson,
- ΔH, espace entre deux renforcements.

Ils ont comparé les résultats de ces résultats à ceux d'essais sur modèles réduits, renforcés par un géotextile tissé. Il s'avère que le calcul est très conservatif face aux résultats expérimentaux.

Il y a effectivement surestimation des tensions au parement où l'état actif est supposé atteint lors des calculs. Or, la présence des renforcements fait chuter les contraintes appliquées au parement (J.T.H. Wu, 1993 [56], M.J. Bastick, 1990 [57]) ce qui est attribué à une réorganisation des contraintes dans les retours des nappes.

D'autres auteurs tiennent compte de l'extensibilité des renforcements utilisés pour choisir le coefficient de poussée des terres à appliquer. Ainsi, C.C. Huang (1994 [58]) choisit, pour des massifs chargés uniformément en surface et dont le sol est supposé à l'état de rupture de Rankine, les coefficients de poussée suivants :

- K_a (poussée active), si les renforcements sont extensibles,
- de K_a à 3 fois K_a, si les renforcements sont peu extensibles.

H.T. Kim, et al. (1996 [59]) ont déterminé l'action du compactage des tranches de sol pour calculer, sur toute la hauteur du massif la valeur du coefficient de poussée K. Sur la Figure A - 34 est représentée l'évolution du coefficient K sur toute la hauteur du massif. Elle y est comparée aux valeurs classiques des coefficients de poussée (du sol en rupture active, K_a, des terres au repos, K_0).

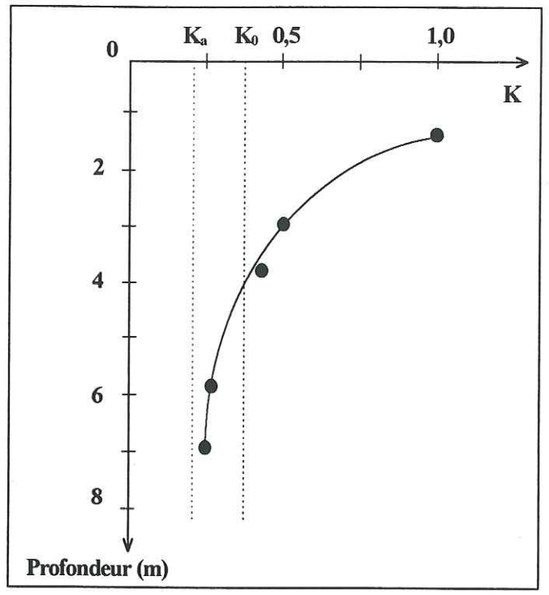


Figure A - 34 : Evolution du coefficient de poussée K dans la méthode de calcul présentée par H.T. Kim et al. (1996 [59])

Dans la méthode de dimensionnement à l'équilibre limite des massifs en sol renforcés par géosynthétiques, à parement cellulaire, présentée par R.J. Bathurst et M.R. Simac (1994 [60]), la poussée active de Coulomb (coefficient de poussée des terres K_a) du sol est considérée dans le calcul de la tension maximale mobilisée dans les renforcements.

L'effet d'une surcharge en tête est pris en compte en calculant la pression de Boussinesq exercée par ce chargement sur le parement. Un renforcement doit reprendre, d'une part la poussée exercée à son niveau par le remblai à l'arrière de la zone renforcée, et d'autre part, la contrainte latérale du chargement appliquée au parement.

Dans les méthodes de calculs de massifs verticaux en sol renforcé, considérés monolithique, la distribution des contraintes verticales n'est pas homogène du fait de la présence d'un moment de renversement. Les contraintes horizontales σ_x prises en compte sont fonction du maximum de la contrainte verticale calculée au niveau du renforcement.

C'est le cas des distributions suivantes :

- $\sigma_x = K_a.(\gamma.(H-Z) + \frac{6M_z}{L^2})$ avec $\begin{cases} K_a = tg^2(\pi/4 - \phi_s/2) \\ M_z, \text{ moment résultant} \\ L, \text{ longueur des renforcements} \end{cases}$

(distribution trapézoïdale des contraintes verticales) (R.T. Murray, 1978 [61])

- $\sigma_x = K_a.\dfrac{\gamma.(H-Z)}{1-\dfrac{2M_z}{\gamma.(H-Z).L^2}}$

(distribution de Meyerhof des contraintes horizontales) (DGTI, ministère des transports français, 1991 [15]).

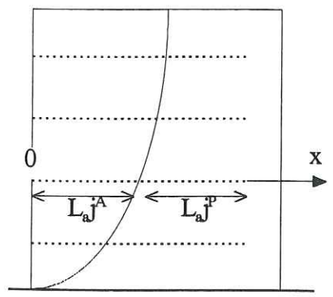
Dans certaines méthodes de calcul, en plus de l'expression de T_{mobj} maximale (tension supposée mobilisée au niveau de la ligne de rupture dans le renforcement j), est proposée la tension mobilisée sur toute la longueur des renforcements.

Ainsi, la méthode de calcul des structures en Terre Armée (DGTI, ministère des transports français [15]) présente la détermination de la tension mobilisée sur toute la longueur d'une tige de renforcement (J.B. Kennedy et al., 1980 [62]) : la pression développée sur le parement est calculée au niveau du renforcement. Elle est supposée appliquée à l'intersection du renforcement et de la ligne de rupture déterminée par la méthode graphique du coin de Culman.

La tension T_{mobj} mobilisée au niveau de la ligne de glissement est alors déterminée. Elle est la tension maximale mobilisée dans tout le renforcement : $T_{mobj_{max}} = \sigma_x j$. Sj (avec Sj, la section de sol que le renforcement j doit maintenir en équilibre). L'équilibre local d'un morceau d'armature permet d'atteindre une distribution simplifiée des efforts en traction mobilisés sur toute la longueur du renforcement.

Dans la méthode de calcul proposée par H.T. Kim et al. (1996 [59]), la tension $T_{mob}j(x)$, mobilisée en l'abscisse x du renforcement j, est calculée en chaque point des renforcements, de façon similaire à la méthode Terre Armée ci - dessus :

$$T_{mob}j(x) = T_{mob}max \,.\, f(x,j) \qquad \text{avec :}$$



- $T_{mob}max$, calculée comme la poussée exercée au parement au niveau du renforcement,
- f(x,j), fonction de la longueur d'ancrage du renforcement j $L_a j^P$, de sa longueur en zone active $L_a j^A$ et d'un paramètre définissant l'amplitude de la tension au parement.

Dans le calcul LOCAL « u » de la méthode Double - Blocs, le calcul du coefficient de poussée K (avec $\sigma_x j = K \,.\, \sigma_z j$) consiste à définir le mode de répartition dans tous les renforcements, de la poussée P d'équilibre du double - blocs en glissement. Cela revient à estimer la tension maximale mobilisée dans chaque renforcement. Ce mécanisme est décrit en détail dans le paragraphe suivant.

IV.3.3.2. Dimensionnement par la méthode DB LOCAL « u »

Dans la méthode Double - Blocs du L.i.r.i.g.m., sans tenir compte de la présence d'une charge locale en tête, nous définissons le coefficient de poussée du sol K (soit le coefficient de répartition de la poussée P dans les tensions mobilisées par les renforcements à leur intersection avec la ligne de glissement) comme :

$$K = \frac{P}{0{,}5.\gamma.H^2} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \text{- H, hauteur du massif,} \\ \text{- } \gamma\text{, poids volumique du sol renforcé ,} \\ \text{- P, poussé e d'é quilibre du double - blocs} \end{cases}$$

Ce choix implique une compatibilité parfaite entre l'équilibre local et l'équilibre global de la zone active. La répartition des efforts dans les renforcements varie linéairement (Figure A - 35, p 70).

De la même façon, R.A. Jewell et al. (1984 [27]) proposent une méthode double - blocs où la ligne « interbloc » est verticale. En calcul local, ils considèrent le même coefficient de répartition K de la poussée d'équilibre P.

D'autres auteurs choisissent des distributions des contraintes horizontales qui conduisent à un résultat très conservatif, en surestimant grandement la poussée P d'équilibre global du double - blocs. C'est le cas des distributions suivantes :

- $\sigma_x j = K_0 \,.\, \gamma \,.\, (H - Zj)$ avec $K_0 = 1 - \sin\phi_{sc}$ (coefficient des terres au repos) (J.B. Steward et al., 1977 [63])
- $\sigma_x j = 0{,}65 \,.\, K_a \,.\, \gamma \,.\, Zj$ avec $K_a = tg^2(\pi/4 - \phi_{sc}/2)$ (B.B. Broms, 1985 [64])

Pour le dimensionnement d'un ouvrage, l'équilibre GLOBAL de la méthode Double - Blocs impose que la poussée P doit être équilibrée par la somme des tensions $T_{mob}j$. L'hypothèse de l'équilibre local est plus contraignante : chaque nappe j doit équilibrer localement une partie ΔPj de cette poussée P. Cette condition est donc plus restrictive. Nous avons ainsi :

$$\left.\begin{array}{l} T_{mob}j \le \min(T_A j, T_I) \\ T_{mob}j = \Delta Pj \end{array}\right\} \Rightarrow \sum T_{mob}j \ge \sum \Delta Pj = P$$

Nous considérons que la zone active est constituée d'éléments composites horizontaux, comme indiqué sur la Figure A - 35.

Cependant, la condition d'équilibre $T_{mob}j = \Delta Pj$ (équilibre sur la hauteur ΔH) n'est pas toujours vérifiée :

- lorsque la ligne de glissement devient externe à l'ouvrage en sol renforcé en partie supérieure (ce qui est équivalent à une longueur d'ancrage passif nulle, donc à une tension mobilisable nulle),
- lorsque la surface libre n'est pas horizontale.

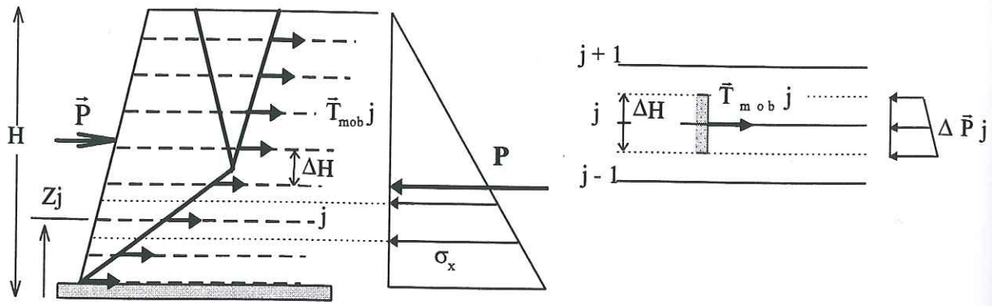


Figure A - 35 : Méthode Double - Blocs (L.i.r.i.g.m.) - Equilibre LOCAL « u » Détermination des tensions mobilisables (cas d'une ligne interne du massif renforcé)

Dans ces cas, la procédure de calcul est la suivante (Figure A - 36, p 71) :

- la poussée non équilibrée en partie haute est reportée uniformément sur l'ensemble des éléments composites horizontaux dont le renforcement est intercepté par la ligne de glissement,

- on vérifie si cette nouvelle poussée locale peut être reprise par l'ancrage (c'est-à-dire, si $T_{mob}j \leq T_A j$).

Dans de tels cas, l'équilibre local conduit à un dimensionnement très proche de celui de l'équilibre global.

Dans la méthode Terre Armée, un principe de redistribution des excédents de contraintes est mis en place pour soulager les armatures hautes sollicitées au delà de leur limites (J.T. Laba et J.B. Kennedy, 1986 [38]). Les excédents de contraintes sont répartis uniformément dans les renforcements inférieurs. La rupture est considérée progressive, commençant dans la partie supérieure du massif. Mais quand le chargement est plus important, elle semble concerner de moins en moins les renforcements qui sont plus proches de la base, et semble ainsi « remonter » dans le massif.

Dans la méthode Double - Blocs, notons que la poussée à la base du mur est considérée reprise par la nappe en fond d'ouvrage seulement s'il est jugé que cette nappe peut participer au renforcement.

Soit Zj la hauteur entre la base du massif et la nappe j.

Soit j = 1 le numéro de la nappe en fond d'ouvrage (avec Z1 = 0).

- si la nappe 1 participe au renforcement, nous avons : $\Delta P1 = \int_0^{Z2/2} \sigma_x . dZ = T_{mob}1$,

- si la nappe 1 ne participe pas au renforcement, nous avons :

$$\begin{cases} \Delta P1 = 0 \text{ et } T_{mob}1 = 0 \\ \Delta P2 = \int_0^{(Z3+Z2)/2} \sigma_x . dZ = T_{mob}2 \end{cases}$$

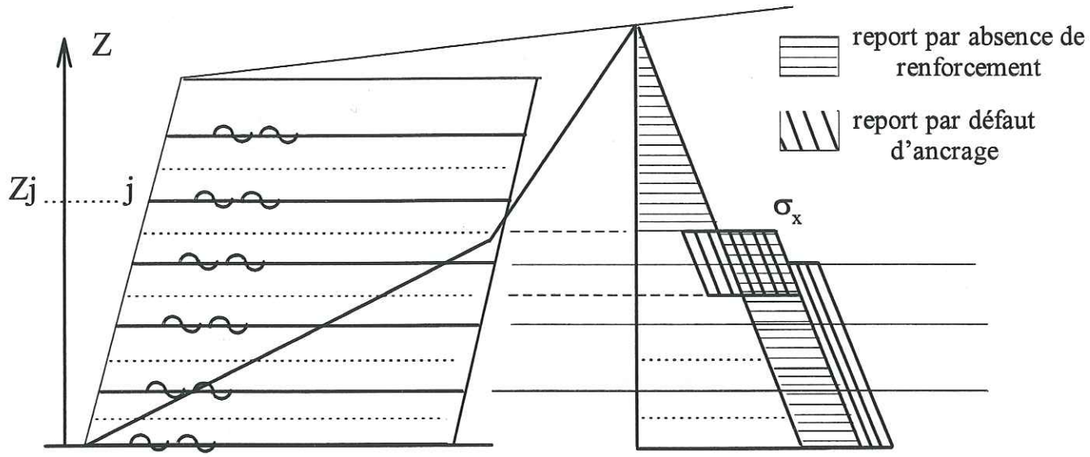


Figure A - 36 : Méthode DB - Equilibre local « u » : report des poussées localement non équilibrées

En outre, la présence de nappes courtes n'est pas prise en compte dans le calcul DB car elles ne sont pas interceptées par la ligne de glissement considérée. Cela n'a quasiment aucune influence sur les résultats de stabilité, comme cela a été montré lors de simulations éléments finis (R. Arab, 1996 [65]). L'effet des nappes courtes se ressent seulement sous très fort chargement. Elles contribuent à diminuer les déformations du parement. Les retours des nappes basses dans le massif peuvent être malgré tout sollicitées (R.K. Rowe, 1996 [66]). Leur action est effective pour stabiliser le massif avant chargement. Pendant le compactage des couches de sol, elles s'étendent et stabilisent l'ouvrage (T. Nakajima, 1996 [67]). Elles restent tendues pendant tout le chargement ce qui rigidifie un pan de sol derrière le parement. Sur des modèles réduits non centrifugés, O. Murata et al. (1992 [68]) ont observé que des nappes de longueur 30 % de la hauteur du mur augmentent la rigidité du parement et accroissent ainsi la stabilité de l'ouvrage.

IV.3.4. Prise en compte du caractère déformable des géosynthétiques : Composante tangentielle de la tension (T_{cr})

Le caractère déformable des matériaux géosynthétiques induit un comportement particulier d'un ouvrage renforcé par des renforcements souples de cette nature. La déformation des armatures est effective et ne doit pas être négligée (elle peut être prise en compte dans des modèles numériques, I Juran, et al. , 1990 [51]). Comme un géosynthétique n'a quasiment aucune résistance en flexion, il se déforme en membrane s'il est intercepté par une ligne de cisaillement (J.P. Gourc, 1982 [29]). Cette déformation implique une modification de la direction des efforts mobilisés par les renforcements.

Dans la méthode Double - Blocs, nous avons tenté de prendre en compte ce caractère déformable en autorisant une inclinaison des efforts mobilisés dans les renforcements le long des lignes de rupture du double - blocs.

IV.3.4.1. Déplacement vertical du géosynthétique déformé en membrane δ_vj

En estimant que les renforcements se déforment de façon plane et circulaire (cf. A-§ III.2.3), nous avons déduit des équations d'équilibre et du comportement supposé élastique de la membrane (J.P. Gourc, 1982 [29], A. Ratel, 1986 [31]), le déplacement vertical local δ_v d'une nappe déformée en membrane :

- $$\delta_v = \frac{2T_{arm}}{\Delta q} \cdot \frac{\sin\beta.\left(\frac{T_{arm}}{J}+1\right) - \beta + \frac{\Delta q}{2T_{arm}}.U_A}{\cos\alpha_a + \left(\frac{T_{arm}}{J}+1\right).\cot g\alpha_a.(1-\cot g\alpha_a)} \qquad (\text{quand } \alpha_a \neq 90°)$$

- $$\delta_v = \frac{2T_{arm}}{\Delta q}.(1-\cos\beta) \qquad (\text{quand } \alpha_a = 90°)$$

avec : - T_{arm}, tension mobilisée dans le renforcement à son intersection avec la ligne de cisaillement,

- J, module de déformation plane du géosynthétique,
- U_A, déplacement cumulé des deux extrémités ancrées A_a, A_p de la membrane,
- Δq, accroissement de contrainte sur le géosynthétique,
- β, inclinaison de la membrane,
- α_a, inclinaison de la ligne de cisaillement.

Ainsi, est atteinte l'expression du déplacement vertical relatif entre deux zones en mouvement (zone active / zone passive ou bloc aval / bloc amont du double - blocs constituant la zone active en mouvement, dans la méthode Double - Blocs).

Ces expressions dépendent de l'accroissement de contrainte sur la membrane, du déplacement de l'ancrage du géosynthétique de part et d'autre de sa zone en membrane et du module de déformation du géosynthétique. La position de la ligne de cisaillement intervient également dans la première expression. Deux autres paramètres essentiels sont présents : la tension mobilisée dans le renforcement et l'inclinaison de la membrane.

On assimilera par la suite cette dernière à l'inclinaison de la tension mobilisée dans le renforcement. En effet, l'absence de résistance à la flexion des géosynthétiques implique que les efforts qu'ils mobilisent leur restent toujours tangents.

Dans une utilisation classique de la méthode Double - Blocs, les efforts développés dans les renforcements sont horizontaux ($\beta = 0$). Nous avons tenté de modéliser le caractère déformable des renforcements en introduisant une composante transversale de renforcement le long des lignes de rupture qui constituent le double - blocs.

IV.3.4.2. Effet transversal de renforcement dans la méthode DB

Dans la méthode Double - Blocs, nous prenons en compte l'inclinaison possible de la tension mobilisée dans les renforcements déformés en membrane, le long des trois lignes de rupture qui définissent le double - blocs le double - blocs.

Nous avons opté pour une modélisation de cet effort tangent par la mise en place d'une cohésion fictive de renforcement Cr, appliquée le long des lignes de rupture. Un effort de cohésion le long d'une ligne de glissement dans un sol est en effet indépendant de l'état de contrainte.

Dans cette modélisation, les tensions mobilisées par les renforcements qui interceptent une même face du double - blocs, ont la même composante le long de cette face.

La tension alors mobilisée dans l'armature inclinée T_{arm} se calcule comme suit.

Nous définissons Tcr, projection de la tension dans l'armature sur la ligne de cisaillement en fonction de la longueur du côté concerné par l'application de Cr et du nombre d'armatures interceptées par la ligne de rupture :

$$Tcr = Cr \,.\, L / nb$$

avec :
- Cr, cohésion fictive de renforcement,
- L, longueur de la ligne de cisaillement concernée
- nb, nombre de nappes interceptées

Tcr est au plus égale à la tension maximale mobilisable par les nappes (tension alors tangente à la ligne de cisaillement).

Pour atteindre l'expression de la tension mobilisée dans l'armature T_{arm}, nous la décomposons en fonction des différents paramètres présents dans la méthode Double - Blocs.

Soient
- Tcr_h la projection horizontale de Tcr,
- T_{arm} la tension mobilisée dans l'armature
- T_h la composante horizontale de T_{arm} .

Nous supposons que toutes les nappes interceptées par une des trois interfaces du double - blocs travaillent de la même façon.

La décomposition de la tension mobilisée dans une armature est la suivante (Figure A - 37) :

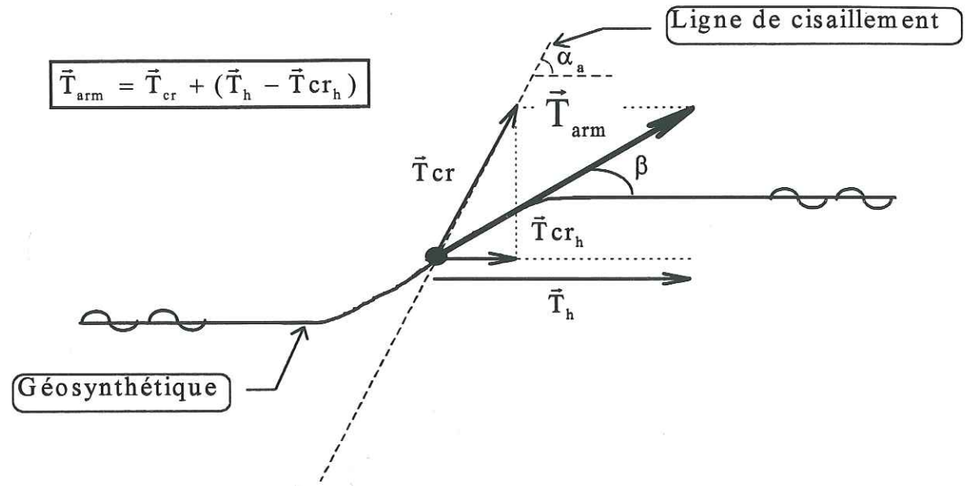


Figure A - 37 : Décomposition de la tension mobilisée dans l'armature à l'intersection avec la ligne de cisaillement

Dans la méthode Double - Blocs, les valeurs de β et de T_h sont introduites par l'utilisateur.

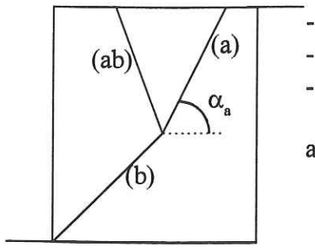
De cette décomposition géométrique découlent les expressions de Tcr et de T_{arm} en fonction de β et T_h :

$$T_{cr} = \frac{T_h}{\sin \alpha_a} \,.\, tg\beta \qquad \text{et} \quad T_{arm} = \frac{T_h}{\cos \beta}$$

Il est à noter que la forme exacte de la déformée en membrane d'un géosynthétique est encore peu connue, ce qui implique la même méconnaissance de la valeurs de β. Par la suite, nous estimons que cette déformée est circulaire, en accord avec les quelques études menées sur l'effet membrane (cf. A-§ III.2.3).

La cohésion fictive n'est pas concernée par le coefficient F_s (ou F_{sr}) de sécurité appliqué aux caractéristiques mécaniques du sol. Le caractère déformable des renforcements n'est pas soumis à l'aspect sécuritaire imposé aux caractéristiques mécaniques du sol et du contact sol / géosynthétique. Par contre, le calcul se poursuit en incrémentant le coefficient de sécurité jusqu'à l'obtention de l'équilibre $\Sigma\, T_h = P$.

L'effet transversal de renforcement, modélisé comme une cohésion supplémentaire Cr sur les trois faces du double - blocs, impose des modifications dans les expressions des efforts tangents à ces faces.



- Interface (ab) : $T_{ab} = N_{ab} . tg\delta + (Csc . tg\delta/tg\phi sc + Cr_{ab}) . L_{ab}$
- Interface (a) : $T_a = N_a . tg\phi sc + (Csc + Cr_a) . L_a$
- Interface (b) : $T_b = N_b . tg\phi sc + (Csc + Cr_b) . L_b$

avec
- δ, inclinaison de l'effort sur la face inter - blocs,
- L_a, L_b, L_{ab}, longueurs des trois interfaces,
- Cr_a, Cr_b, Cr_{ab}, cohésions fictives de renforcement sur chacune des trois interfaces.

Figure A - 38 : Efforts tangents sur les trois interfaces (méthode Double - Blocs)

Après cette nouvelle modélisation qui précise le comportement des géosynthétiques le long d'une ligne de rupture, nous avons mené plusieurs séries de calculs pour appréhender le nouveau comportement ainsi défini et tenter de le valider (cf. A-§ IV - 6, p 98).

IV.4. METHODE DB : PRISE EN COMPTE DU CHARGEMENT LOCAL EN TETE

IV.4.1. Conditions géométriques du double - blocs

Nous avons rendu possible l'inclinaison de la face inter - blocs du double - blocs (Figure A - 39). Cette modification n'a pas lieu d'être lorsqu'on étudie la stabilité d'un massif non chargé ou uniformément chargé (M. Bordairon, 1986 [21], P. Gotteland, 1991 [33]). Mais lorsque le massif est chargé localement en surface, cette variation possible de la géométrie du double - blocs permet de mieux se rapprocher des géométries de rupture déjà observées : la présence d'une ligne de cisaillement dans la zone active du massif est souvent relevée et montre la formation d'un coin de sol sous la dalle de chargement (A. Séré, 1995 [1]). Ces observations sont également visualisées lors de modélisation numérique de ce type d'ouvrage (R. Arab, 1997 [12]).

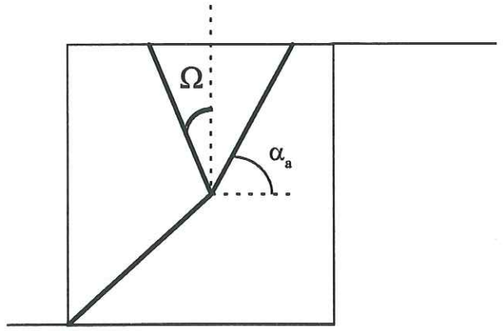


Figure A - 39 : Inclinaison Ω de la face inter - blocs

Il nous a semblé important d'envisager des lignes de glissement dont l'émergence au parement n'est pas nécessairement le pied du massif. Les ouvrages chargés localement que nous étudions ici, le sont sur une très faible surface d'application, au voisinage de la crête du massif. Il a été observé, sur modèles réduits ou sur ouvrages en vraie grandeur, que les lignes de glissement développées dans de telles structures sont assez raides et ne sortent pas en pied d'ouvrage mais débouchent plus haut dans le parement (A. Sawicki et D. Lesniewska, 1987 [3], E.M. Palmeira et R.C. Gomes, 1996 [16], D. Lesniewska et al., 1992 [9], P. Delmas et al., 1994 [19]).

Dans le dimensionnement de culée envisagé en Terre Armée, deux lignes de glissement sont définies pour deux types de fonction de l'ouvrage (DGTI [15]) (Figure A - 40) :

- fonction porteuse :
  - la ligne de glissement émerge au parement à une profondeur d'environ 2B (avec B, largeur de la fondation) : émergence assez haute sur le parement.
  - la ligne de glissement émerge en surface sous le milieu de la fondation.

- fonction de soutènement :
  - la ligne de glissement émerge au pied du parement,
  - la ligne de glissement émerge en surface au niveau de la face amont de la fondation.

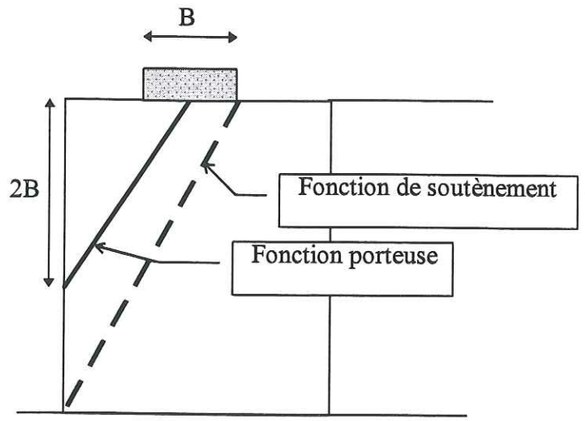


Figure A - 40 : Lignes de glissement définies pour les deux types de fonctionnement d'un ouvrage Terre Armée

Notons que dans la méthode Double - Blocs, choisir la hauteur du point d'émergence A de la ligne de glissement, dans le parement, revient simplement à étudier la stabilité d'un massif de hauteur réduite (H - Z_A) (Figure A - 41).

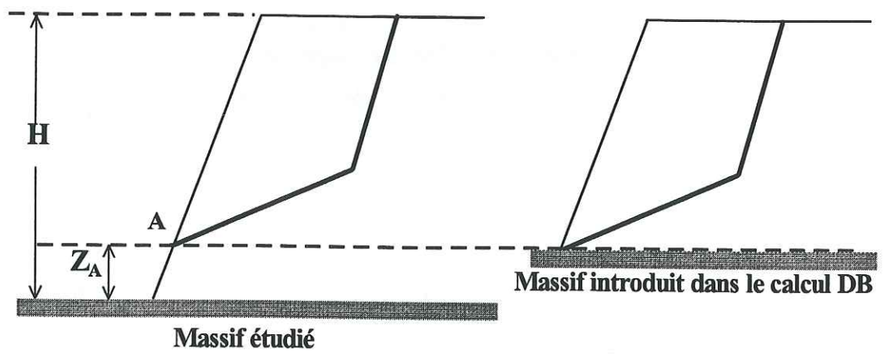


Figure A - 41 : Géométrie du massif considérée dans la méthode Double - Blocs

IV.4.2. Prise en compte du chargement local dans différentes méthodes de dimensionnement

Dans le calcul LOCAL « u » de la méthode Double - Blocs présenté ci - dessus (distribution linéaire de la poussée P), le chargement est inexistant ou uniformément réparti en surface. Nous avons tenté de considérer l'importance du poinçonnement produit par la semelle de chargement. Plusieurs modifications ont été apportées au logiciel existant et sont présentées dans les paragraphes suivants.

L'action d'une charge locale en tête est considérée dans certaines méthodes de calcul. Les concentrations de contraintes induites par ce type de chargement sont prises en compte.

Dans une méthode de dimensionnement des massifs en sol renforcés par géosynthétiques, développée outre - atlantique (R.J. Bathurst, M.R. Simac, 1994 [60]), la poussée de Boussinesq produite par une charge locale en tête d'ouvrage est considérée.

Dans la méthode de la Terre Armée, les contraintes horizontales à reprendre par les renforcements, lorsqu'une charge est placée en tête, sont déterminées d'après les travaux de Terzaghi (1943 [69]). Ainsi, l'expression de la contrainte horizontale est : $\sigma_x = \frac{2Q}{\pi}(\beta - \sin\beta.\cos 2\alpha)$ (les paramètres sont définis sur la Figure A - 42). L'écran est supposé rigide.

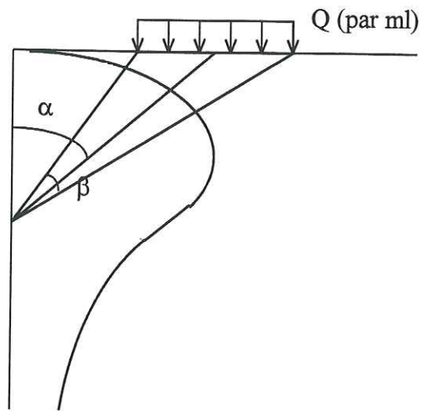


Figure A - 42 : Action d'une charge filante en crête d'un massif sur le parement (Terzaghi, 1943 [69])

Un terme correcteur peut être introduit dans cette expression pour tenir compte de la raideur du sol de remblai et des caractéristiques mécaniques des renforcements.

Une autre correction est apportée pour tenir compte de la position du chargement sur la surface du massif : suivant cette position, un coefficient correcteur est apporté à la valeur de σ_x :

$$1{,}4 - \frac{(0{,}4.\,d)}{(0{,}14.\,H)} \geq 1 \quad \text{où} \quad \begin{cases} \text{d, distance entre la face aval de la dalle} \\ \quad \text{et le sommet du mur} \\ \text{H, hauteur du parement} \end{cases}$$

Cette influence est très marquée quand le chargement est proche de la crête du mur (J.T. Laba et J.B. Kennedy, 1986 [38]).

Dans la méthode Double - Blocs, la présence du chargement en crête est prise en compte par le choix d'une distribution particulière de la poussée P d'équilibre du double - blocs.

IV.4.3. Méthode DB : calcul LOCAL

Le poinçonnement du sol de remblai par la dalle de chargement induit une sollicitation plus forte des nappes supérieures. Cette action diminue avec une profondeur croissante.

Au L.i.r.i.g.m., H. C. Hardiyatmo (1995 [70]) a mené des essais expérimentaux sur modèle de Schneebeli, de chargement local, jusqu'à la rupture de modèles réduits renforcés. La ruine de ces modèles se produit lorsque les renforcements hauts, déjà déformés en « membrane », sont trop sollicités ou se rompent alors que les renforcements en base de la ligne de glissement ne sont jamais déformés ou sont seulement très peu sollicités. Ces mêmes observations ont été relevées lors d'expérimentations en vraie grandeur à la BASt (P. Delmas, 1994 [19], A. Séré, 1995 [1]).

Ainsi, nous avons pris l'initiative de séparer l'effet du sol de l'ouvrage de l'effet de la charge localisée, pour mieux modéliser leur action respective sur la distribution des tensions dans les renforcements.

Ainsi, dans le calcul LOCAL de la méthode Double - Blocs, le calcul de deux poussées est effectué :

- le calcul de la poussée d'équilibre P_γ du double - blocs pesant, non surchargé,
- et le calcul la poussée d'équilibre P_Q due uniquement à la charge Q (sol non pesant).

La poussée P_γ est répartie, comme dans le calcul LOCAL « u », dans tous les renforcements concernés par la ligne de glissement, en sollicitant plus ceux en base d'ouvrage (répartition linéaire, croissante en descendant vers le base de l'ouvrage) (Figure A - 43, p 82). La poussée P_Q est elle redistribuée en sollicitant plus fortement les renforcements hauts, de façon décroissante, linéaire en s'enfonçant dans le massif renforcé (Figure A - 43, p 82).

Nous considérons finalement successivement trois équilibres du double - blocs lorsqu'il est soumis :

- à son propre poids, sans surcharge (calcul de la poussée P_γ),
- au chargement vertical localisé sur sa crête (sol supposé non pesant : calcul de la poussée P_Q),
- et enfin à son propre poids et au chargement local en surface (calcul de la poussée P, comme dans le calcul GLOBAL).

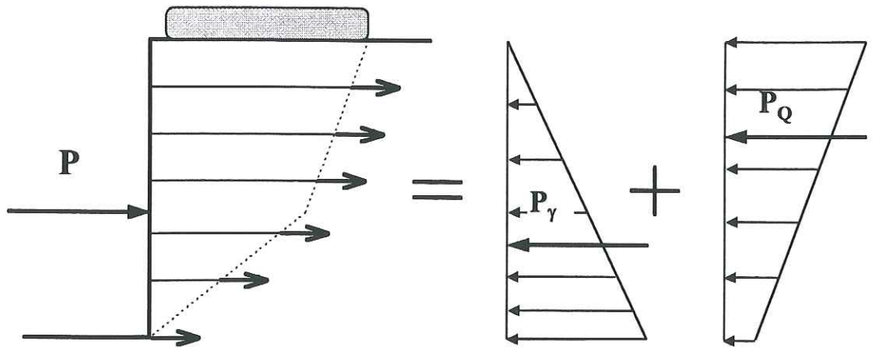


Figure A - 43 : Répartition des poussées P_γ et P_Q dans les renforcements

Pour l'un des trois cas définis ci - dessus, si le sol peut mobiliser assez de résistance le long de la ligne de glissement bilinéaire prédéfinie pour empêcher le glissement du double - blocs, alors la poussée assurant cet équilibre est négative ou nulle. Sinon, elle est supposée distribuée à l'arrière de la zone en glissement, dans les nappes interceptées par la ligne de glissement.

Les tensions à mobiliser dans les renforcements en sont déduites, pour contrer le glissement du double–blocs soumis d'une part à son poids propre ($T_\gamma j$, telles que $P_\gamma = \Sigma\, T_\gamma j$), d'autre part au chargement localisé en tête ($T_Q j$, telles que $P_Q = \Sigma\, T_Q j$). La somme de ces tensions donne celles finalement mobilisables dans les renforcements :

$$T_{LOC}j = T_\gamma j + T_Q j.$$

Dans la méthode Locale, une condition sur les tractions $T_{LOC}j$ est imposée, en considérant que chaque nappe équilibre la poussée locale ΔPj existant entre les deux demi–couches de sol adjacentes. La condition $P = \Sigma\, T_{LOC}j$ est toujours conservée, avec chaque nappe j devant équilibrer la partie ΔPj de la poussée P (Figure A - 44, p 83).

Si les $T_{LOC}j$ ne satisfont pas l'inégalité $\Sigma\, T_{LOC}j \geq P$, elles sont alors incrémentées par pas successifs jusqu'à la vérification de l'égalité $\Sigma\, T_{LOC}j = P$.

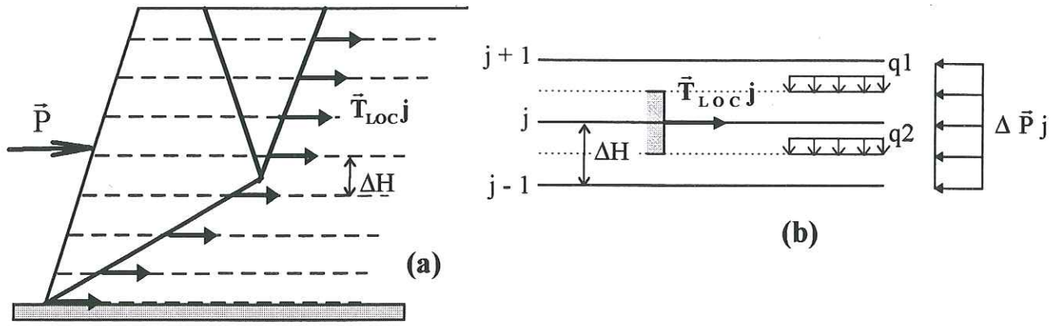


Figure A - 44 : Calcul LOCAL de la méthode DB - Principe général de la répartition de P dans les renforcements ($P = \Sigma\, T_{LOC}j$) - Equilibre local d'un renforcement ($T_{LOC}j = \Delta Pj$)

Les $T_{LOC}j$ alors calculées sont comparées aux tensions de résistance à l'arrachement de l'ancrage de chaque nappe en zone passive ($T_A j$). La tension mobilisée dans la nappe est le minimum des deux (à condition qu'elle reste inférieure à la résistance en traction Trj du renforcement). Comme dans le calcul LOCAL « u », des reports de tension sont assurés dans les nappes basses s'il y a défaut d'ancrage (cf. A-§ IV.3.3.2).

IV.4.3.1. Calcul des tensions locales dues au poids propre du sol ($T_\gamma j$)

Si $P_\gamma > 0$, les renforcements doivent mobiliser un effort pour équilibrer le double - blocs en glissement sous son propre poids. Chacun équilibre la tranche de sol dans laquelle il se trouve, soumise à une poussée horizontale $\Delta P_\gamma j = \sigma_{\gamma x} j \,.\, \Delta H$.

L'hypothèse envisagée pour déterminer la contrainte locale $\sigma_{\gamma x} j$ à prendre en compte est classiquement $\sigma_{\gamma x} j = K_\gamma \,.\, \gamma \,.\, (H\text{-}Zj)$, soit une répartition triangulaire (linéaire, nulle au sommet de l'ouvrage, cf. approche Local « u », p 61) sur la hauteur du massif renforcé concernée par la zone en rupture (Figure A - 45, p 84). Si la surface haute du massif n'est pas horizontale, nous choisissons comme hauteur H du massif la distance verticale entre le sol de fondation et le milieu du segment BK (Figure A - 45).

19 AOUT 2003
Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr

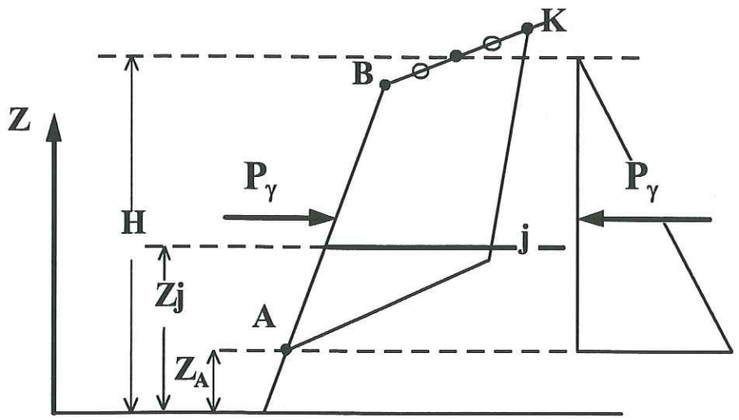


Figure A - 45 : Répartition triangulaire de la poussée P_γ dans les renforcements (calcul LOCAL)

La poussée P_γ est calculée comme décrit au chapitre A-§ IV.4.3, avec simplement dans son expression $Q_a = Q_b = 0$.

Comme l'équilibre du double–blocs impose $\int_{Z_A}^{H} \sigma_{\gamma x} j = P_\gamma$, soit $P_\gamma = 0{,}5 \,.\, \gamma \,.\, K_\gamma \,.\, (H - Z_A)^2$, l'expression du coefficient de poussée K_γ est le suivant :

$$K_\gamma = \frac{P_\gamma}{0{,}5 \;.\; \gamma \;.\; (H - Z_A)^2} \qquad (17)$$

Chaque renforcement reprend la poussée locale $\Delta P_\gamma j$ sur la tranche de sol l'entourant :

$$T_\gamma j = K_\gamma \,.\, \gamma \,.\, (H - Z_A - Zj) \,.\, \Delta H \quad \text{(Figure A - 45, p 84)}$$

avec :
- γ, poids volumique du sol de remblai,
- H, hauteur du mur,
- Z_A, hauteur de sortie au parement de la ligne de glissement,
- Zj, hauteur de la nappe j,
- ΔH, espacement vertical entre deux renforcements.

IV.4.3.2. Calcul des tensions locales dues à la charge localisée ($T_Q j$)

Comme pour le calcul des $T_\gamma j$, les $T_Q j$ reprennent la poussée locale horizontale sur chaque couche de sol entourant un renforcement $\Delta P_Q j = \sigma_{Qx} j . \Delta H$ (Figure A - 44 (b), p 83). L'hypothèse envisagée pour déterminer la contrainte locale $\sigma_{Qx} j$ est de la forme : $\sigma_{Qx} j = K_Q . \sigma_{Qz} j$, avec $\sigma_{Qz} j$ la contrainte verticale sur l'horizontale de la nappe j et K_Q le rapport de ces deux contraintes. La contrainte $\sigma_{Qz} j$ est calculée en moyennant la pression exercée sur les deux horizontales délimitant la hauteur ΔH, soit $\sigma_{Qz} j = (q1 + q2) / 2$ (Figure A - 44 (b), p 83).

Suivant le mode de diffusion choisi, l'expression de $\sigma_{Qz} j$ peut varier. Dans la méthode présentée ici, la diffusion du chargement est linéaire, inclinée à $\alpha = 8{,}5°$ sur la verticale (cf. A-§ IV.2.2).

La poussée aval P_Q à développer pour contrer les efforts sur le double–blocs dus au chargement est envisageable de deux façons :

- soit par la différence entre la poussée P due au poids du sol ajouté au chargement en tête, et la poussée P_γ due au poids du sol seulement ($P_Q = P - P_\gamma$).
- soit par le calcul de la poussée seulement due à l'action du chargement (sol non pesant).

Cette dernière détermination de P_Q est définitivement adoptée dans le calcul LOCAL. Elle conserve le principe de superposition couramment usité : pour calculer la poussée sur un écran, celle due au massif non chargé et celle due au massif non pesant surchargé sont superposées. Dans le calcul LOCAL, la même ligne de glissement est prise en compte pour le calcul des poussées P_Q et P_γ.

Dans la méthode Double - Blocs, d'après le principe de calcul de la poussée P, ces deux façons de calculer P_Q donnent le même résultat si le sol n'est pas cohérent.

La première possibilité ($P_Q = P - P_\gamma$) donne toujours la même valeur de P_Q, que le sol soit cohérent ou non. Par contre, la deuxième ($\gamma = 0$) aboutit à une valeur de P_Q variable avec la cohésion du sol de remblai. Les valeurs des tensions $T_Q j$ alors déduites sont systématiquement légèrement inférieures au cas ($P_Q = P - P_\gamma$) si la cohésion du sol

est différente de zéro (sinon, ces deux distributions de tensions sont égales) (Figure A - 46).

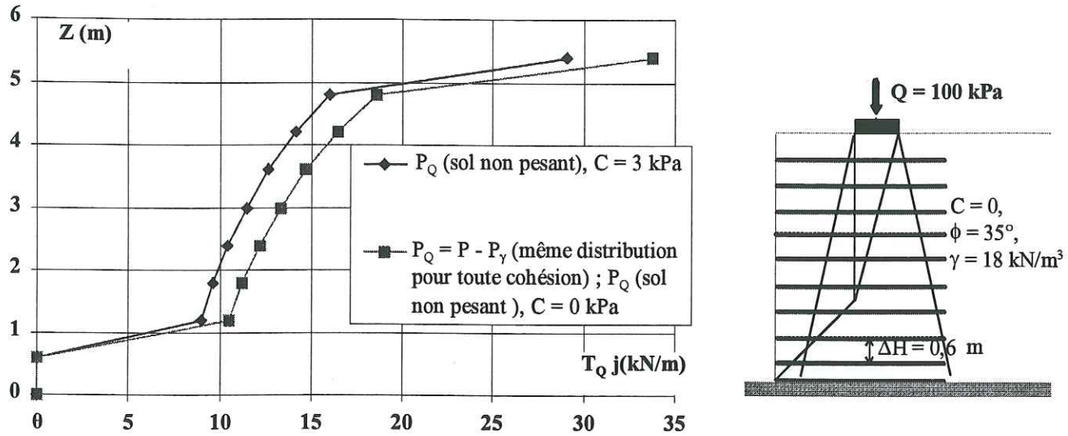


Figure A - 46 : Tensions $T_Q j$ mobilisées dans les renforcements pour équilibrer la poussée P_Q calculée de deux façons différentes (équilibre local d'un mur type)

La distribution de P_Q dans les renforcements est supposée linéaire, décroissante en profondeur, à travers un sol élastique (Figure A - 47, p 87).

Cette modélisation coïncide assez bien avec les observations de différentes expérimentations vraie grandeur (P. Delmas et al., 1991 [19], M. Karchafi, M. Dysli, 1994 [7]) où des contraintes nulles au parement sont rencontrées en tête du massif chargé localement en surface, et des contraintes fortes au niveau de la ligne de glissement sont présentes en haut du massif.

Elle ne représente pas une distribution simplifiée des efforts induits au niveau du parement par la poussée classique d'une surcharge localisée. Les tensions envisagées sont mobilisées au niveau de la ligne de glissement (contrairement à d'autres méthodes où l'effort au parement est considéré comme l'effort maximum mobilisé dans le renforcement). Il est donc appliqué au niveau de la ligne de glissement.

Le calcul du coefficient de poussée K_Q est similaire à celui de K_γ (sauf que tous les renforcements ne sont pas concernés par la reprise de P_Q) :

$$K_Q = \frac{P_Q}{\int_{Z_M}^{Z_N} \sigma_{Qz} j \, . \, dZ} \quad \text{(Figure A - 47)} \qquad (18)$$

Le choix des renforcements concernés par ce calcul se justifie comme suit : les tensions sont réparties à l'arrière de la ligne de glissement et supposées mobilisées à l'intersection de la ligne de glissement et des nappes de renforcement. De plus, nous considérons les contraintes verticales sur les nappes en ces points d'intersection.

Il nous est apparu logique que seules les nappes soumises à l'effort vertical de diffusion du chargement en tête, en leur intersection avec la ligne de glissement, *aient à reprendre la poussée locale $\Delta P_Q j$ de P_Q.*

Nous calculons $$\int_{Z_M}^{Z_N} \sigma_{Qz} . dZ = \frac{Q}{2.\mathrm{tg}\alpha} \ln\left(1 + \frac{2(Z_N - Z_M).\mathrm{tg}\alpha}{B}\right) \qquad (19)$$

avec - B, largeur de la dalle,
- α, l'angle de diffusion du chargement en tête, dans le massif.

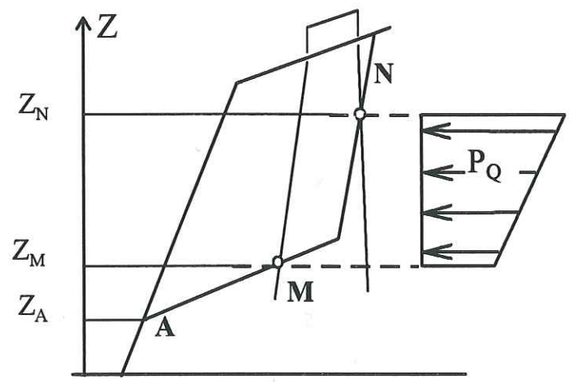


Figure A - 47 : Distribution trapézoïdale de la poussée P_Q dans les renforcements interceptés par la ligne de glissement et la diffusion du chargement

Le calcul des tensions T_Qj est similaire à celui des $T_\gamma j$: chaque renforcement reprend la poussée locale appliquée sur la couche de sol qui l'entoure :

$$T_Qj = K_Q.\sigma_{Qz}j \,.\, \Delta H \qquad (20)$$

avec : - ΔH, hauteur de sol maintenue en équilibre par la nappe j (somme des deux demi - hauteurs de sol entourant la nappe) (Figure A - 48, p 88),

- $\sigma_{Qz}j$,contrainte verticale valant généralement la moyenne des pressions verticales exercées sur les horizontales encadrant la hauteur ΔH, soit $\sigma_{Qz}j = (q1 + q2) / 2$ (Figure A - 44 (b), p 83).

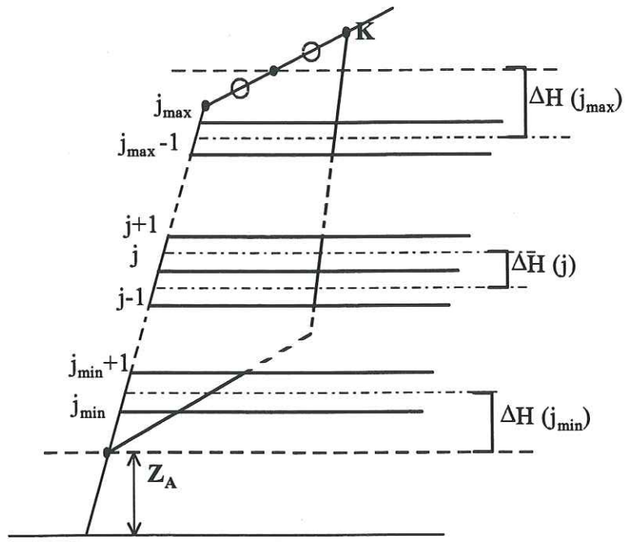


Figure A - 48 : Hauteur ΔH de sol dont la nappe j doit assurer l'équilibre (calcul local)

Des cas particuliers de position entre la ligne de glissement et la zone de diffusion du chargement sont envisagés (Figure A - 49, p 89). P.L. Bourdeau et al. (1992 [71]) ont montré qu'un chargement local sur une couche de sol renforcé mobilise le renforcement sur une longueur de 0,3 m depuis l'extrémité de la semelle de chargement vers l'extérieur de la zone chargée. Ainsi, à partir de ces observations, nous avons défini les hypothèses suivantes (Figure A - 49, p 89) :

- si $Zj > Z_N$: - si $t > 0,3$ m, alors $\sigma_{Qz}j = 0$,
  - si $t \leq 0,3$ m, alors $\sigma_{Qz}j$ = contrainte calculée sur la nappe j,
- si $Zj > Z_M$: - si M est proche de la nappe j (M dans la demi - épaisseur de sol entre les nappes j et j-1), alors $\sigma_{Qz}j$ vaut la moyenne entre la contrainte verticale exercée en M et la pression verticale exercée sur l'horizontale positionnée sur la moitié de la distance entre la nappe j et la nappe j+1,
  - si M est loin de la nappe j, alors $\sigma_{Qz}j$ est calculée comme précédemment.
- si $Zj < Z_M$: - si $t > 0,3$ m, alors $\sigma_{Qz}j = 0$,
  - si $t \leq 0,3$ m, alors $\sigma_{Qz}j$ = contrainte calculée sur la nappe j.

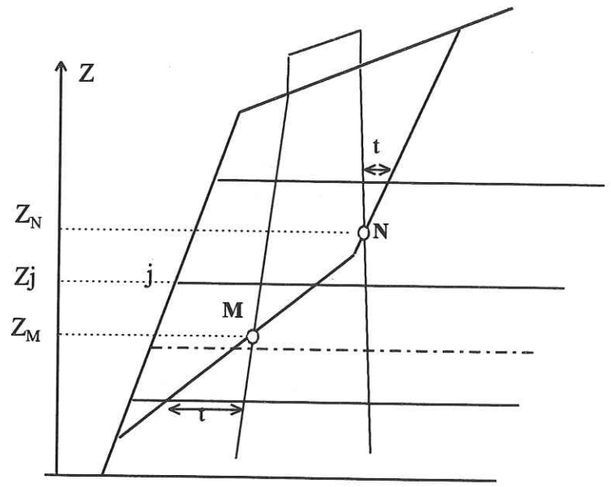


Figure A - 49 : Mobilisation limite d'effort dans les renforcements d'après leur position par rapport à la ligne de glissement

La distance t peut être assimilée à un coefficient d'influence lié au mécanisme de rupture envisagé, à la position relative choisie entre la ligne de glissement et le cône de diffusion.

Finalement, deux types de répartition des poussées sont proposés dans la méthode Double - Blocs.

Comme on a vu dans le chapitre A-§ IV.1.1, lors du calcul GLOBAL la poussée P (due au poids propre du double - blocs et du chargement) est répartie uniformément dans tous les renforcements interceptés par la ligne de glissement.

Dans le calcul LOCAL « u », la poussée P est répartie de façon linéaire (croissante vers la base de l'ouvrage) dans les renforcements (cf. A-§ IV.3.3.2). Cette répartition peut se justifier si le massif est non chargé ou uniformément chargé. Mais un chargement très localisé en tête impose une révision de cette répartition. Nous avons tenté de l'introduire dans le calcul LOCAL de la méthode Double - Blocs, où l'action importante du chargement localisé sur les tensions dans les renforcements supérieurs est mise en valeur.

Dans la partie C de ce mémoire, nous avons tenté de valider cette première approche de modélisation en calcul local d'ouvrages chargés localement en tête, sur les résultats d'expérimentations en vraie grandeur.

IV.5. CHOIX ET POSITION DE LA LIGNE DE GLISSEMENT

Nous rappelons dans un premier temps les résultats des études menées par M. Bordairon (1986 [21]) et P. Gotteland (1991 [33]) avec la méthode Double - Blocs sur des ouvrages non chargés. Ensuite, nous tenterons de localiser les lignes de glissement critiques dans un massif chargé localement.

IV.5.1. Critère du choix de la ligne de glissement dans un massif NON localement chargé

Dans la méthode Double - Blocs, en calcul GLOBAL, à chaque ligne de glissement correspond une valeur de la poussée P à équilibrer et une valeur de la tension intrinsèque T_I correspondant à la résistance admissible en traction minimale d'un renforcement pour équilibrer cette poussée ($T_I = \min (Tr / F_T)$) (M. Bordairon, 1986 [21], P. Gotteland (1991 [33]).

Le cas considéré comme le plus critique est l'un des deux cas suivants :

- la ligne de glissement LG_P correspondant à la poussée P maximale. Elle correspond aussi à la ligne donnant le coefficient de sécurité F_s minimal, sans renforcement.
- la ligne de glissement LG_T correspondant à la tension intrinsèque T_I maximale (par la vérification de l'équilibre GLOBAL).

Ces deux lignes de glissement ne sont pas systématiquement confondues. Elles peuvent être assez éloignées pour les massifs dont le parement est incliné ($\beta < 90°$) (M. Bordairon, 1986 [21]), mais sont relativement rapprochées (voir confondues) pour des massifs verticaux avec des armatures suffisamment longues.

La ligne de glissement LG_T (ligne des tensions intrinsèques maximales) induit des tensions supérieures à la ligne de glissement LG_P (ligne de la poussée maximale). Cette dernière est ainsi la moins sécuritaire. Pourtant, certains auteurs comme R.A. Jewell et al. (1984 [27]) la considèrent comme la plus critique. Ils complètent ce critère par une condition d'équilibre local de la poussée (cf. A-§ IV.3.3.2). La tension maximale alors obtenue est pratiquement équivalente à celle obtenue en calcul Global, avec la ligne de glissement LG_T considérée comme la plus critique.

En calcul GLOBAL, dans la méthode Double - Blocs, nous estimons que la ligne LG_T est la ligne de glissement la plus critique (celle donnant une tension intrinsèque T_I maximale). Lorsque le massif n'est pas surchargé, de faible largeur et à parement vertical, la ligne de glissement LG_T est souvent partiellement extérieure à la zone renforcée.

IV.5.2. Ligne de glissement dans un massif surchargé localement

IV.5.2.1. Critère de choix de la ligne de glissement

Comme précédemment, en calcul GLOBAL, la ligne LG_T est considérée comme la plus critique.

Un autre cas de ligne de glissement peut être considéré comme le plus critique : la ligne de glissement LG_F donnant le coefficient de sécurité F_{rs} minimum.

Lorsque les tensions varient dans les renforcements (en calcul LOCAL, ou en calcul GLOBAL avec l'application d'un effet transversal de renforcement le long des lignes de cisaillement), les lignes de glissement LG_F sont considérées comme les plus critiques. Lorsque les tensions s'inclinent, les lignes de glissement LG_T ne peuvent plus être considérées comme les plus critiques car elles s'appuient sur des valeurs différentes des tensions mobilisables Tj dans chaque renforcement, ou seulement sur la composante horizontale de ces tensions.

Différents calculs menés avec la méthode Double - Blocs, en calcul Global, ont montré deux types de double - blocs critiques (Figure A - 50, p 92) :

- l'un reste en partie aval du massif (entre la face amont de la dalle et le parement) (géom I, dit « interne »),
- l'autre englobe une grande partie de la zone renforcée (géom E, dit « externe »).

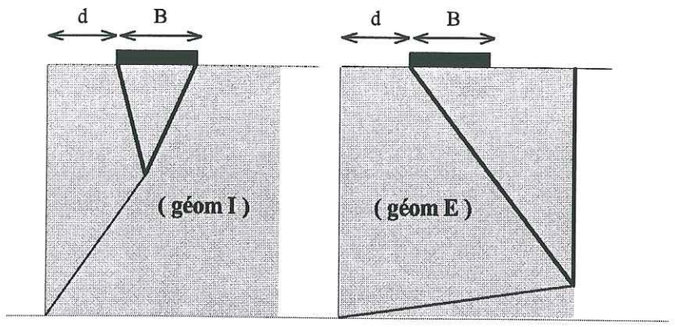


Figure A - 50 : Double - Blocs critiques dans la méthode Double - Blocs

Le premier (géom I) est plus en accord avec les différentes observations déjà effectuées. Il conserve le principe du poinçonnement du massif par la dalle de chargement. Une action importante du chargement sur les renforcements supérieurs est couramment observée. Dans la méthode DB, un double - blocs est dit « enveloppant » le chargement lorsque les deux lignes du bloc amont émergent en surface le long des deux faces de la fondation. Un tel double - blocs est critique (la ligne de glissement ainsi définie est la ligne critique) lorsque la surcharge est forte et la largeur de fondation faible.

Nous avons remarqué qu'un double - blocs est critique si le chargement se situe sur le bloc amont. Ce résultat est logique d'après le principe du calcul à l'équilibre limite : le bloc amont appuie sur la ligne inter - blocs pour faire glisser vers l'aval le reste de la zone de rupture. S'il est très chargé, il s'appuie plus fortement sur le bloc aval. Une poussée horizontale élevée vers l'amont doit donc être appliquée pour assurer l'équilibre du double - blocs.

Mais le deuxième double - blocs critique (géom E) peut donner, pour une distribution de tensions dans les renforcements fixée, le coefficient de sécurité F_{sr} le

plus faible. Dans la méthode Double - Blocs, cette géométrie critique est obtenue lorsque le chargement est largement réparti ou de très faible valeur (Figure A - 51, p 93). Dans cette géométrie de rupture, les renforcements bas sont grandement sollicités alors que les renforcements supérieurs travaillent peu ou pas car leur résistance en ancrage est très faible. Ils ont juste comme rôle de rendre monolithique le remblai renforcé.

Cette géométrie de rupture semble pouvoir être assimilée à une rupture « externe » du massif car seuls quelques renforcements bas travaillent pour la stabilité de l'ouvrage.

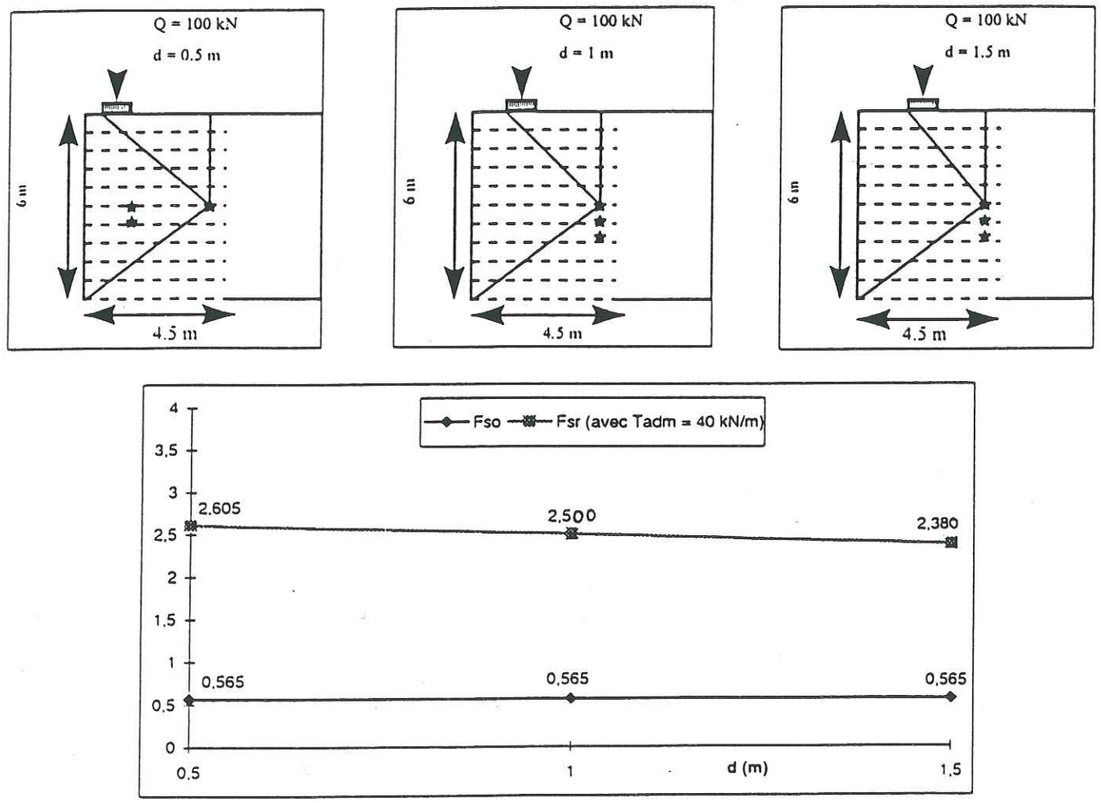


Figure A - 51 : Lignes de glissement critiques dans la méthode Double - Blocs lorsque le chargement est faible (B = 1,5 m, d = 1 m)

Nous nous sommes intéressés au cas « extrême » où la zone entière du remblai renforcé est contenu dans le double - blocs (géom E). Nous avons comparé les coefficients de sécurité obtenus par la méthode Double - Blocs à ceux de la méthode

traditionnelle du calcul de stabilité des ouvrages de soutènement. Dans la méthode traditionnelle, le massif renforcé (ou massif de soutènement) est considéré monolithique, en glissement sur sa base ou en renversement autour du pied de son parement ($F_{glissement}$, $F_{renversement}$) (cf. A-§ III.1.1). Par contre, dans la méthode DB, l'enfoncement du bloc amont produit le déplacement du bloc aval.

Nous avons considéré le massif Type 1 (avec B = 1,5 m, d = 1 m). L'effort appliqué sur la face amont de la ligne de glissement, par le remblai amont, est incliné à ϕ_s par rapport à la normale de cette face.

Les résultats de ces calculs comparatifs sont reportés dans les Tableaux A - 2 (p 94).

	Surcharge Q = 100 kN	
méthodes	Traditionnelle	DB (géom E)
$F_{glissement}$	0,93	X
$F_{renversement}$	0,99	X
F_{sr}	X	1,045

Surcharge Q = 200 kN	
Traditionnelle	DB (géom E)
1,15	X
1,13	X
X	0,905

	Surcharge Q = 300 kN	
méthodes	Traditionnelle	DB (géom E)
$F_{glissement}$	1,38	X
$F_{renversement}$	1,26	X
F_{sr}	X	0,815

Surcharge Q = 400 kN	
Traditionnelle	DB (géom E)
1,6	X
1,4	X
X	0,75

Tableaux A - 2 : Coefficients de sécurité comparatifs entre la méthode traditionnelle et la méthode DB (géom E)

Nous remarquons que, tant que le chargement est faible, les coefficients de la méthode traditionnelle sont proches de ceux déduits de la méthode Double - Blocs. Mais lorsque la charge augmente, le coefficient de la méthode DB est bien plus faible

que ceux de la méthode traditionnelle. Ce résultat est cohérent avec les principes respectifs de ces deux méthodes :

- un fort chargement vertical sur le bloc amont du double - blocs de la méthode DB déstabilise la zone active,

- alors qu'un fort chargement vertical sur le bloc monolithique (constitué par la zone renforcée), considéré dans la méthode traditionnelle, assure une bonne stabilité au glissement et au renversement (principe d'un mur poids).

La cinématique de rupture envisagée dans les deux méthodes reste différente, même si la zone active est identique.

IV.5.2.2. Position de la ligne de glissement

Lorsque la ligne de glissement est critique et que le bloc amont enveloppe la dalle, nous avons relevé, par la méthode DB, que le coefficient de sécurité F_{sr} sur le cisaillement du sol augmente lorsque la fondation s'éloigne du parement (Figure A - 52, p 96).

Mais, lorsque le chargement s'éloigne fortement du parement, le mécanisme de rupture est celui d'une fondation sur sol semi - infini. Ce cas n'entre évidemment pas dans le cadre de nos études.

E.M. Palmeira et R.C. Gomes (1996 [16]) ont comparé leurs résultats expérimentaux obtenus sur des modèles réduits chargés localement en tête (cf. A-§ II - 5) aux résultats de différentes méthodes de dimensionnement à l'équilibre limite supposant la rupture circulaire, plane, bilinéaire (la zone active est coupée en deux blocs), ou enfin enveloppant le monobloc que forme le remblai renforcé (Figure A - 53, p 97). Les auteurs constatent que la méthode du double - blocs permet, contrairement aux autres méthodes utilisées, d'approcher la ligne de glissement observée et la charge de rupture expérimentale, dans tous les cas de chargement exposés. Lorsque la dalle s'éloigne de plus en plus du parement, les cas critiques des calculs de lignes de glissement planes ou circulaires s'éloignent de plus en plus des lignes de glissement observées et des charges de rupture mesurées. Par contre, l'intérêt d'une rupture en double - blocs est de pouvoir se rapprocher au mieux des lignes de

glissement observées, qu'elles longent un renforcement ou n'émergent pas au pied du massif renforcé.

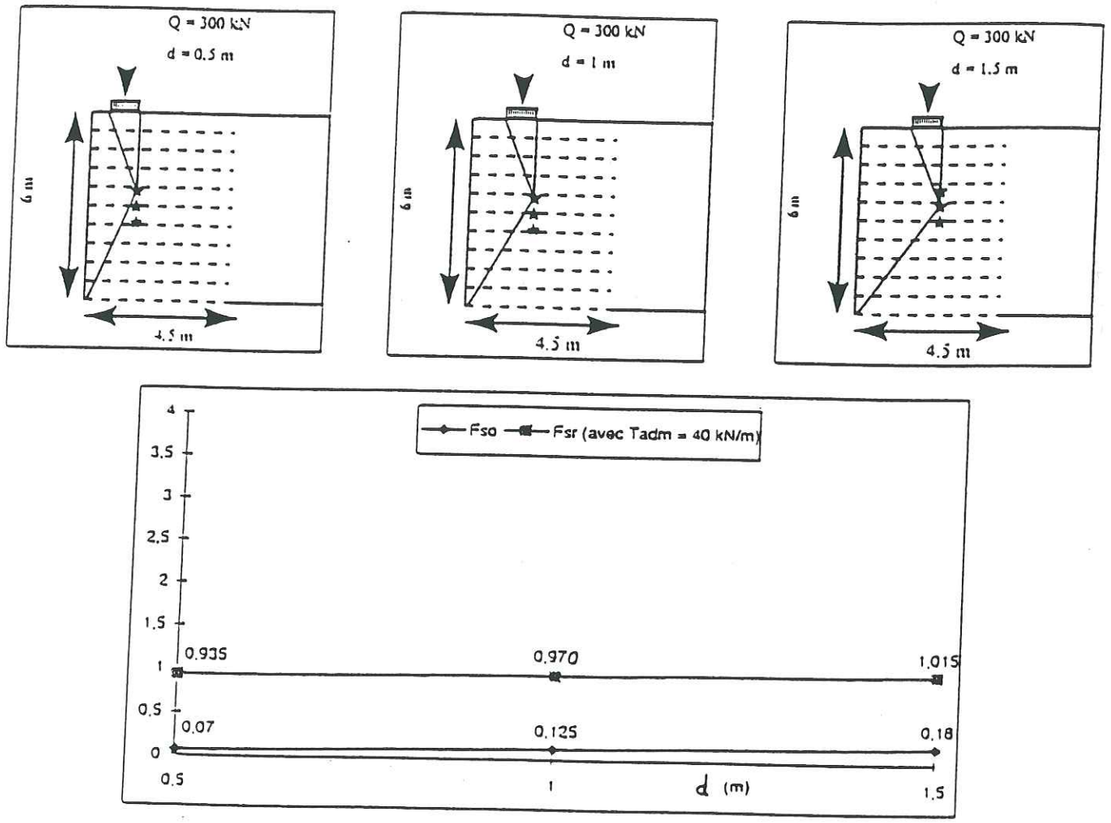


Figure A - 52 : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de la position du chargement (le double - blocs critique enveloppe la dalle de chargement) (calcul Global)

A Séré (1995 [1]), dans le cadre de la collaboration BASt-LCPC, a effectué de nombreux essais en centrifugeuse sur des modèles réduits en sol renforcés, chargés localement en tête. Il a également observé que la ligne de glissement est toujours plus profonde verticalement dans le massif si le chargement s'éloigne du sommet du parement.

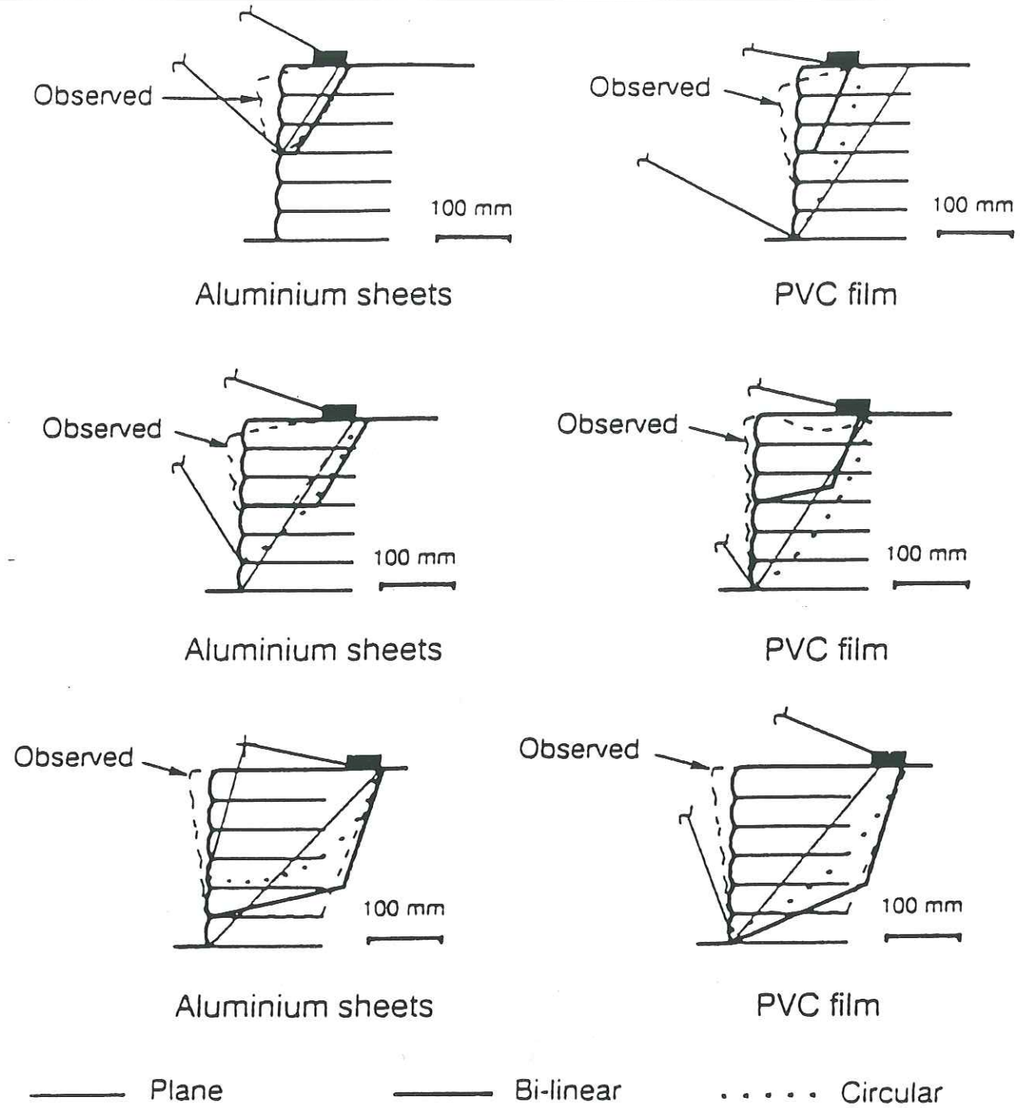


Figure A - 53 : Lignes de glissement critiques de différentes méthodes de dimensionnement (E.M. Palmeira, R.C. Gomes, 1996 [16])

IV.6. ETUDES PARAMETRIQUES

IV.6.1. Définition de deux massifs types

Les études paramétriques présentées sont définies sur deux massifs types (massifs 1 et 2, Figure A - 54).

Le parement est vertical, les renforcements sont de même longueur L, positionnés horizontalement et régulièrement espacés d'une hauteur ΔH.

Toutes les armatures sont constituées du même géosynthétique de résistance à la rupture en traction Tr [kN/m].

Une surcharge Q (kN/m) verticale localisée sur la surface libre supérieure de l'ouvrage est considérée.

Le sol est homogène dans tout le massif renforcé (caractéristiques mécaniques ϕs_2 et Cs_2), ainsi qu'à l'amont de cette zone (caractéristiques mécaniques ϕs_1 et Cs_1).

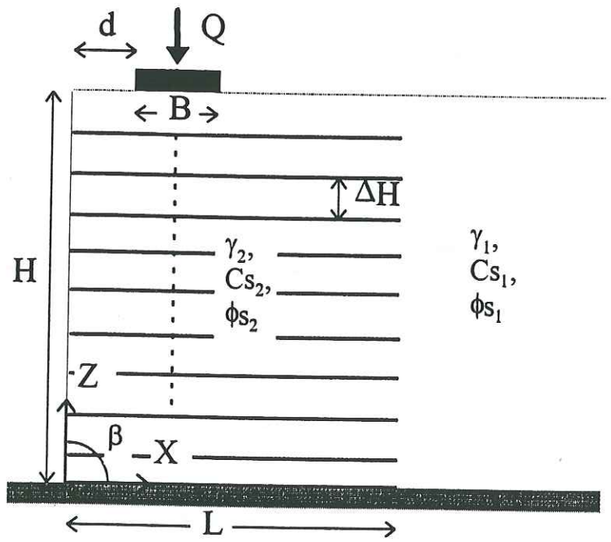


Figure A - 54 : Définition du massif type

Le sol de fondation présente une résistance suffisante vis à vis de ruptures profondes passant sous le pied du parement.

Dans les études paramétriques présentées, les deux massifs types ont les caractéristiques suivantes :

Massif 1 :

- L = 4,50 m
- **ΔH = 0,60 m** (10 nappes)
- H = 6,00 m
- β = 90°
- B = 1,50 m
- d = 1,00 m,
- ϕs = 35°,
- Cs = 0,
- γ = 18 kN/m^3

Massif 2 :

- L = 4,50 m
- **ΔH = 0,40 m** (15 nappes)
- H = 6,00 m
- β = 90°
- B = 1,00 m
- d = 1,50 m,
- ϕs = 35°,
- Cs = 0,
- γ = 18 kN/m^3

Tous les coefficients de sécurité partiels sont égaux à 1. La sécurité est définie comme dans le chapitre A-§ III.2.1) et porte uniquement sur les caractéristiques du sol. Nous utilisons la méthode Double - Blocs.

IV.6.2. Position de la ligne inter - blocs

Une modification de la méthode Double - Blocs consiste à jouer sur l'angle d'inclinaison de l'interface entre les deux blocs qui n'est plus nécessairement verticale.

Une étude paramétrique en calcul GLOBAL nous a permis de positionner la ligne inter - blocs, pour une ligne de glissement choisie (la géométrie du double - blocs est choisie « interne », géom I), afin d'obtenir le coefficient de sécurité F_{sr} sur la résistance au cisaillement du sol minimum. Nous considérons le massif 1 (cf. A-§ IV.6.1) avec Q = 150 kPa et une tension supposée mobilisable dans chaque renforcement de 20 kN/m).

Sur la Figure A - 55 (p 100), il apparaît que le coefficient de sécurité F_{sr} est minimum quand le bloc amont enveloppe exactement le chargement localisé. C'est la géométrie de rupture interne au massif renforcé la plus critique. Si l'interface s'incline encore vers l'aval, le coefficient de sécurité F_{sr} augmente très légèrement.

050 035811 8

Dans la suite de ce rapport, la recherche de la ligne de glissement critique dans différents ouvrages, est menée en considérant que l'interface entre les deux blocs émerge le long de la face aval du chargement localisé en surface.

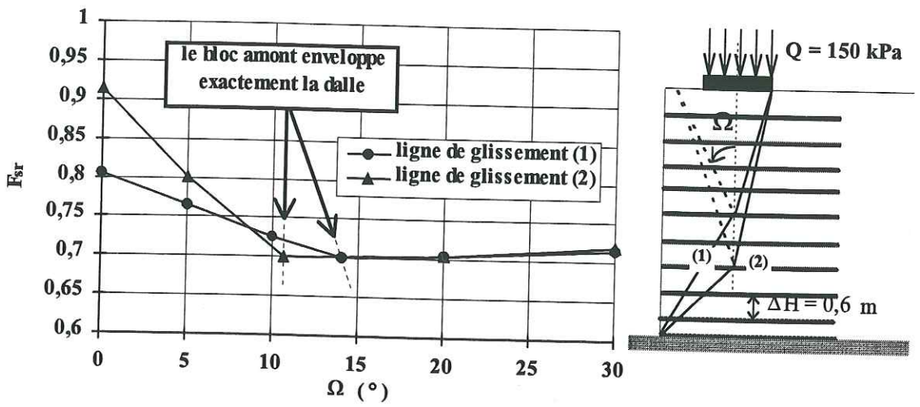


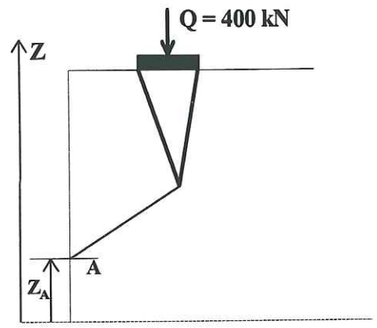
Figure A - 55 : Evolution du coefficient de sécurité F_{sr} avec l'inclinaison Ω de la ligne inter - blocs (calcul Global)

IV.6.3. Position du point d'émergence au parement de la ligne de glissement

Il a été observé expérimentalement que la ligne de rupture n'émerge pas nécessairement au pied du parement mais parfois plus en hauteur.

Nous avons pu mettre en évidence ce phénomène avec la méthode Double - Blocs. Nous avons relevé l'évolution du coefficient F_{sr} de sécurité en fonction de la hauteur Z_A d'émergence de la ligne de glissement au parement (Tableau A - 1, p 101). Le massif 1 est considéré (cf. p 98). La géométrie du double - blocs est choisie « interne » (géom I).

Un chargement important Q = 400 kN est appliqué.



Z_A (m)	0	1,8	4,2
F_{sr}	0,855	0,845	1,005

Tableau A - 1 : Evolution de F_{sr} avec la hauteur d'émergence de la ligne de glissement au parement (calcul Global)

Nous remarquons dans cette étude que le double - blocs émergeant à Z_A = 1,8 m est le plus critique.

Deux études portant sur les modifications introduites dans le logiciel DB sont présentées ci - après :

- l'une portant sur l'influence et les apports de la prise en compte d'une composante transversale de renforcement (calcul GLOBAL),
- l'autre portant sur les changements de distribution des efforts dans les renforcements par l'application de l'équilibre local (calcul LOCAL).

IV.6.4. Effet transversal de renforcement (calcul GLOBAL)

Nous avons introduit, dans la méthode Double - Blocs, la possibilité de prendre en compte l'extensibilité des renforcements. L'introduction de l'inclinaison des tensions mobilisables dans les armatures (cf. A-§ IV.3.4.2) nous a mené à certaines observations intéressantes.

Nous avons mené plusieurs calculs (sur les deux massifs types décrits dans le chapitre A-§ IV.6.1) lorsque l'effet transversal du renforcement est pris en compte sur une, ou les deux faces du bloc amont du double - blocs. Celui - ci émerge en surface le long des deux extrémités du chargement localisé (Figure A - 58, p 104). Aucun effet transversal de renforcement n'est appliqué le long de la partie basse de la ligne de

glissement (c'est-à-dire le long de la ligne basse du bloc aval, en contact avec la zone passive du massif). D'après diverses observations, aucune inclinaison de renforcement n'est en effet relevée dans cette zone. A. Ratel (1986 [31]) a observé que le sol se comprime dans le coin sous la fondation ce qui implique un déplacement du bas de la ligne de glissement très faible. Ainsi, les renforcements de la partie inférieure du massif mobilisent un effort, à leur intersection avec la ligne de rupture, qui reste horizontal.

Dans le massif 1, nous considérons que la dalle de chargement poinçonne le massif renforcé en induisant l'enfoncement d'un coin de sol **symétrique** qui lui est solidaire (le bloc amont est donc symétrique par rapport à l'axe de la dalle de chargement).

Dans le massif 2, nous travaillons avec la ligne de glissement la plus critique, définie alors que les tensions restent horizontales. L'effet transversal est appliqué, dans un premier temps, sur les deux lignes définissant le bloc amont, et dans un deuxième temps, seulement en partie haute de la ligne de glissement.

En effet, le coin de sol formé sous la fondation est dissymétrique ce qui favorise la déformation en membrane des renforcements essentiellement le long de la partie supérieure de la ligne de glissement (soit la face amont du bloc situé sous la dalle).

Bien que la ligne inter - blocs soit considérée comme une ligne de cisaillement (dans le cas du poinçonnement de type fondation du massif 1), l'effort qui lui est appliqué reste perpendiculaire ($\delta = 0$ et non $\delta = \phi_s$ comme sur une ligne de cisaillement). En effet, une étude réalisée sur l'influence de l'inclinaison de cet effort nous a montré que le coefficient de sécurité sur le cisaillement du sol est minimum si l'effort reste perpendiculaire à l'inter - face des blocs (Figure A - 56, p 103).

IV.6.4.1. Principe de calcul

Le principe des calculs effectués est le suivant : pour la ligne de glissement, une même tension horizontale T_h est mobilisée, au début du calcul, dans tous les renforcements à leur intersection avec la ligne de glissement. Cette tension est celle définitivement mobilisée dans les renforcements en partie basse, dits « bas », (situés sous le bloc amont, Figure A - 58, p 104), alors qu'elle représente seulement la composante horizontale des tensions mobilisées dans les renforcements en partie

haute, dits « hauts », (situés au dessus du point F, point de rupture de la ligne de glissement, Figure A - 58, p 104).

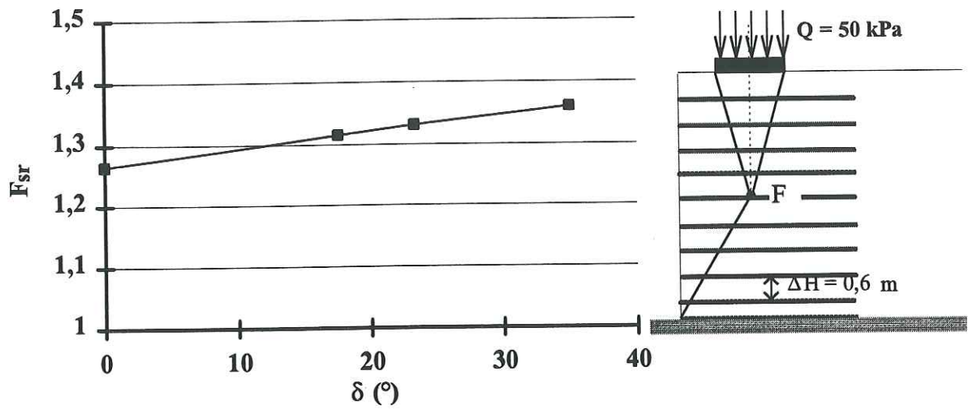


Figure A - 56 : Massif 1 - Evolution du coefficient de sécurité F_{sr} en fonction de l'inclinaison de l'effort inter - tranches δ

L'inclinaison β des tensions dans les renforcements « hauts » est incrémentée, le long des faces aval et amont (ou seulement amont suivant le cas d'étude) du bloc localisé sous le chargement. Cela revient à imposer une composante de tension Tcr tangente à la partie supérieure de la ligne de glissement et à la ligne de l'inter-blocs (quand elle est supposée concernée par l'effet transversal de renforcement). La projection horizontale de cette composante (qui est appliquée sur la ligne de glissement et notée Tcr_h, s'inclut dans celle initialement imposée qui constitue l'effort horizontal T_h, fourni par le renforcement à son intersection avec la ligne de glissement (Figure A - 57).

Alors que la tension inclinée développée dans le renforcement est ainsi fixée, la tension mobilisable dans chaque renforcement est imposée. Le calcul incrémente le coefficient de sécurité en cisaillement du sol pour que l'ensemble des efforts horizontaux des renforcements interceptés par la ligne de glissement stabilisent le double - blocs ($\Sigma T_h j = P$) (cf. A-§ IV.3.2.1).

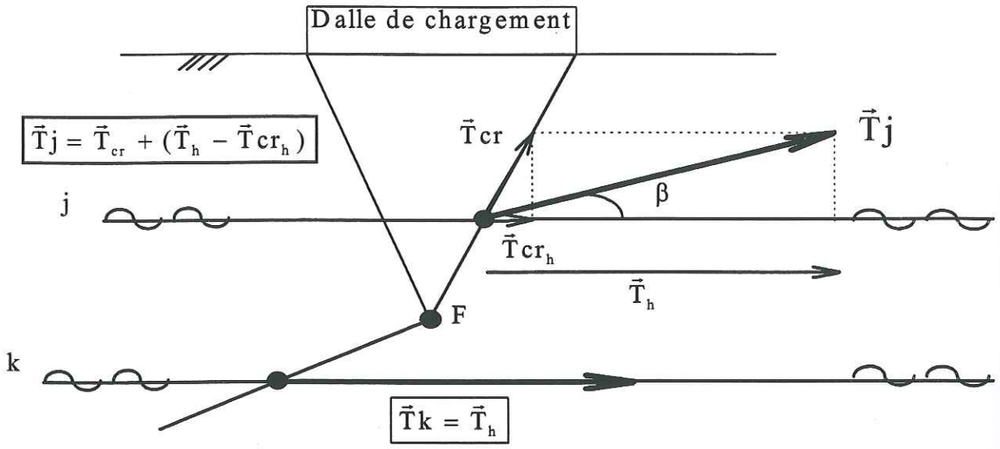


Figure A - 57 : Prise en compte de l'effet transversal de renforcement dans la méthode Double - Blocs (calcul GLOBAL)

Les massifs 1 et 2 sont considérés dans cette étude, avec une géométrie de double - blocs différente, comme représentée sur la Figure A - 58. Nous supposons l'enfoncement d'un coin de sol symétrique sous la dalle du massif 1. Par contre, nous considérons la ligne de glissement critique définie dans le massif 2 lorsque les tensions mobilisables sont horizontales.

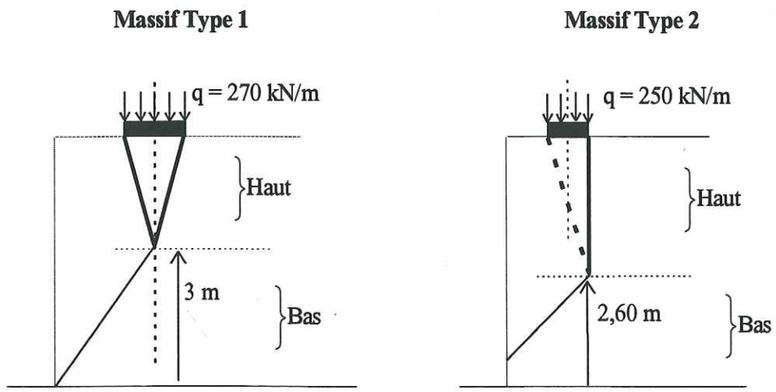


Figure A - 58 : Double - blocs considérés dans l'étude paramétrique sur l'effet transversal de renforcement

Suivant les tensions horizontales T_h imposées initialement, il faut faire varier l'inclinaison β des tensions « hautes » pour que le coefficient de sécurité en cisaillement du sol reste constant ($F_{sr} = 1$).

Ainsi, alors que les deux faces du bloc amont sont concernées par l'effet transversal de renforcement ou non, nous avons tracé l'évolution des tensions mobilisées dans les renforcements lorsque l'inclinaison des tensions « hautes » varie (le coefficient de sécurité sur la stabilité de l'ouvrage renforcé est constant, $F_{sr} = 1$) (Figure A - 59, p 106, Figure A - 61, p 109 et Figure A - 62, p 110).

IV.6.4.2. Sollicitation minimale des renforcements

Pour les deux types de lignes de glissement étudiées (qui présentent chacune deux mécanismes de rupture différents), il existe une inclinaison « optimale » des tensions pour laquelle les renforcements mobilisent une tension minimale, pour un coefficient de sécurité donné.

(1) Coin de poinçonnement symétrique (massif 1)

Dans cette étude, l'effet transversal des renforcements est le même sur les deux faces du coin de sol sous la dalle.

Le bloc amont du double - blocs choisi pour cette étude est symétrique autour de la dalle de chargement. La forme de la ligne de glissement choisie reste cohérente avec les lignes de rupture couramment observées (Figure A - 58, p 104). Nous avons calculé les tensions Tj mobilisées dans les armatures (« hautes » et « basses ») pour assurer $F_{sr} = 1$ (Figure A - 59, p106).

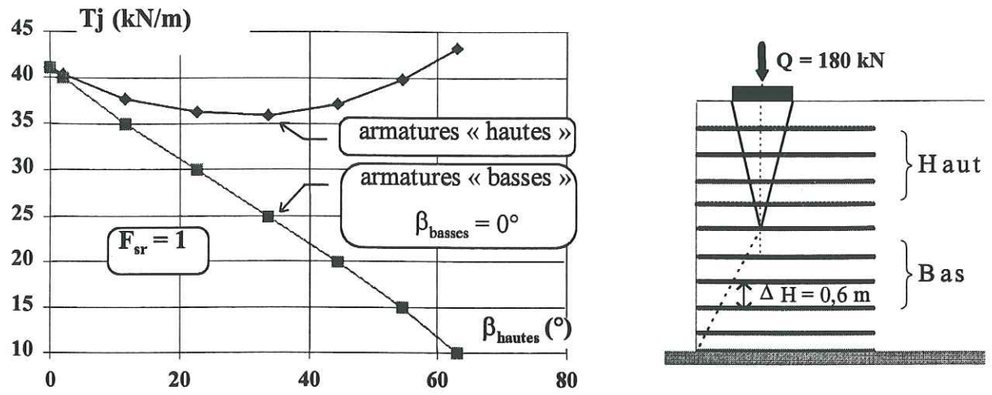


Figure A - 59 : Massif 1 : Tensions mobilisées Tj dans les armatures en fonction de l'inclinaison β des tensions « hautes » - Fsr = 1 (l'effet transversal de renforcement est appliqué sur les deux faces du bloc amont)

Plus les efforts mobilisés dans les nappes « basses » sont faibles (tensions horizontales T_h imposées en début de calcul), plus il est nécessaire d'incliner fortement les tensions « hautes » pour assurer toujours la même sécurité.

Le principe du calcul implique que les tensions inclinées, mobilisées dans les nappes « hautes » ($Tj = (T_h - Tcr_h) + Tcr$), sont supérieures à celles mobilisées dans les nappes « basses » ($Tj = T_h$) (car l'effet transversal de renforcement s'ajoute à celui initialement imposé, identique dans toutes les nappes). Ainsi, plus les tensions basses sont faibles ($Tj = T_h$), plus les tensions « hautes » s'inclinent fortement et sont largement supérieures aux « basses » (car Tcr croît).

Un autre fait est très intéressant à relever : il existe une inclinaison β des renforcements « hauts » qui leur permet de mobiliser une tension minimale pour assurer une sécurité voulue (que les tensions s'inclinent de part et d'autre du bloc sous la fondation ou seulement le long de la partie supérieure de la ligne de glissement).

Les résultats sur le massif 1 sont les suivants : si toutes les nappes travaillent horizontalement, elles doivent pouvoir mobiliser comme tension Tj = 41 kN/m pour

assurer un coefficient de sécurité $F_{sr} = 1$. Par contre, si les nappes « hautes » s'inclinent de β = 30° de part et d'autre du coin sous la fondation, les tensions mobilisées en haut du massif doivent seulement pouvoir atteindre Tj = 36 kN/m et en bas du massif Tj = 25 kN/m pour toujours assurer $F_{sr} = 1$.

D'après le même principe de calcul, on a tracé sur la Figure A - 60 (p 108) l'évolution du coefficient de sécurité F_{sr} en fonction de la tension mobilisée dans les nappes « hautes » pour des inclinaisons β variables de cette tension. Pour une même tension mobilisée dans les renforcements « hauts », le coefficient de sécurité augmente pour une inclinaison croissante (et cette inclinaison implique une plus faible tension mobilisée dans les nappes « basses »).

Mais ce comportement est perturbé si l'inclinaison β est élevée (ici, si β ≥ 35°). En effet, une inclinaison β élevée implique une faible tension mobilisée dans les renforcements « bas ». L'équilibre horizontal du double - blocs est alors difficile à atteindre.

(2) Ligne de glissement critique (massif 2)

Dans un premier temps, l'effet transversal de renforcement en partie « haute » du massif est considéré sur les deux faces du bloc sous la dalle ($Tcr_{amont} = Tcr_{aval}$) (Figure A - 58, p 104). Nous avons calculé, en fonction de l'inclinaison β de ces tensions mobilisées le long de la partie supérieure de la ligne de glissement, les valeurs des tensions dans les armatures pour que F_{sr} soit constant ($F_{sr} = 1$) (Figure A - 61, p 109). Mais le bloc sous la dalle n'est pas symétrique par rapport à l'axe de la fondation (Figure A - 58, p 104). Ainsi, nous avons calculé ces mêmes tensions Tj alors que seule la face amont du bloc sous la dalle est concernée par l'effet transversal de renforcement ($Tcr_{aval} = 0$). Le coefficient de sécurité vaut toujours 1 (Figure A - 61, p 109).

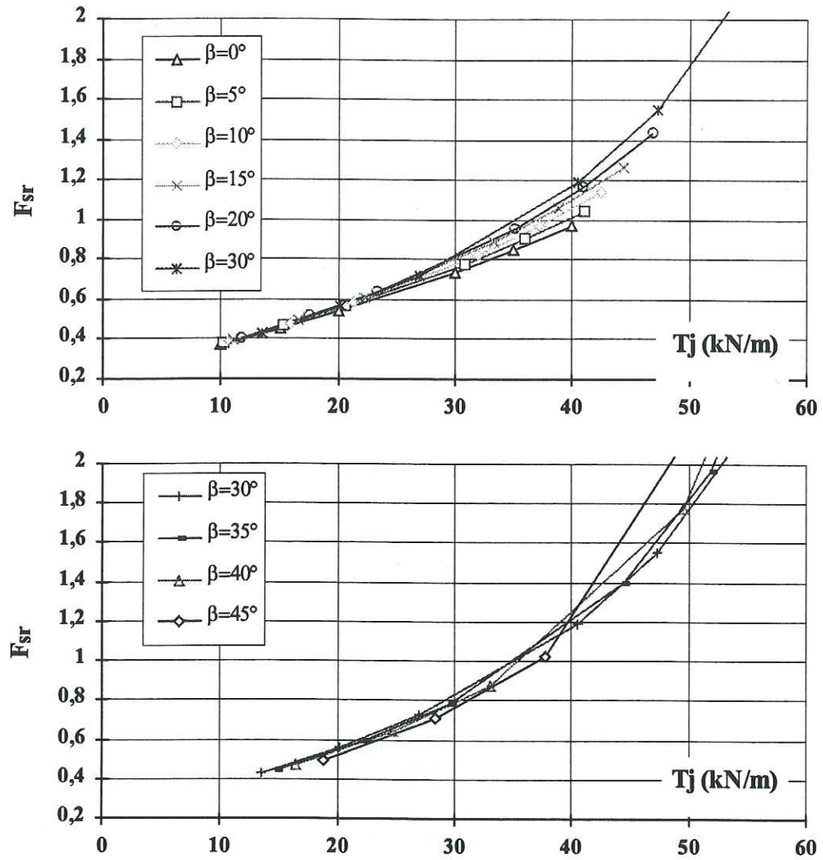


Figure A - 60 : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de la tension mobilisée dans les armatures « hautes », pour plusieurs valeurs de β

La Figure A - 61 (p 109) présente les mêmes types de résultats que l'étude sur le massif 1, que les deux faces du bloc amont soient concernées par l'effet transversal de renforcement ou non : les tensions mobilisées dans les renforcements « bas » diminuent quand l'inclinaison des renforcements « hauts » augmente. Et il existe une inclinaison « optimale » des renforcements « hauts » qui permet d'assurer la sécurité voulue alors qu'ils mobilisent une tension minimale :

- si seules les deux faces du bloc sont concernées par l'effet transversal de renforcement :

$F_{sr} = 1$, avec - $\beta_{optimal} = 59°$
- Tension dans les armatures hautes « minimale » Tj = 14 kN/m
- Tension dans les armatures basses Tj = 7 kN/m

- si seule la face amont du bloc est concernée par l'effet transversal de renforcement :

$F_{sr} = 1$, avec - $\beta_{optimal} = 23°$
- Tension dans les armatures hautes « minimale » Tj = 19 kN/m
- Tension dans les armatures basses Tj = 16 kN/m

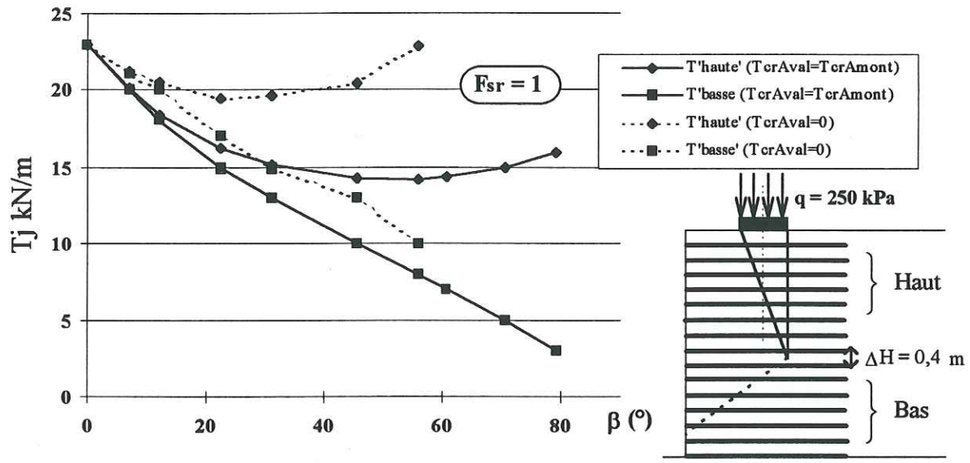


Figure A - 61 : massif 2 : Tensions Tj mobilisées dans les armatures en fonction de l'inclinaison β des tensions « hautes » le long de la ligne de glissement ($Tcr_{aval} = 0$) et de part et d'autre du bloc amont ($Tcr_{aval} = Tcr_{amont}$), ($F_{sr} = 1$)

Si une seule face du bloc sous la dalle est concernée par l'effet transversal de renforcement, les tensions à mobiliser pour assurer $F_{sr} = 1$ sont supérieures (Figure A - 61). L'inclinaison β « optimale » dans ce cas semble pourtant plus accessible, car plus faible ($\beta_{optimale} = 23°$ pour 59° si les renforcements se déforment de part et d'autre du coin sous la dalle).

Nous pouvons remarquer dans cette étude, que tous les renforcements doivent mobiliser une tension importante si seule l'inclinaison des renforcements en partie haute de la ligne de glissement est considérée. Ce qui n'est pas le cas dans les renforcements « bas » si la déformation en membrane des géotextiles se produit de part et d'autre du coin sous la dalle.

Dans un deuxième temps, l'effet transversal de renforcement est considéré seulement en partie supérieure de la ligne de glissement. Nous le répartissons sur une seule face du bloc amont ($Cr_{amont} \neq 0$, $Cr_{aval} = 0$). Nous appliquons les mêmes tensions Tj mobilisées dans les renforcements lorsque les deux faces du blocs sont concernées par Tcr et lorsque $F_{sr} = 1$ (Figure A - 61, p 109). Nous calculons le coefficient de sécurité F_{sr} alors que seule la partie supérieure de la ligne de glissement est concernée par l'effet transversal de renforcement (Figure A - 62).

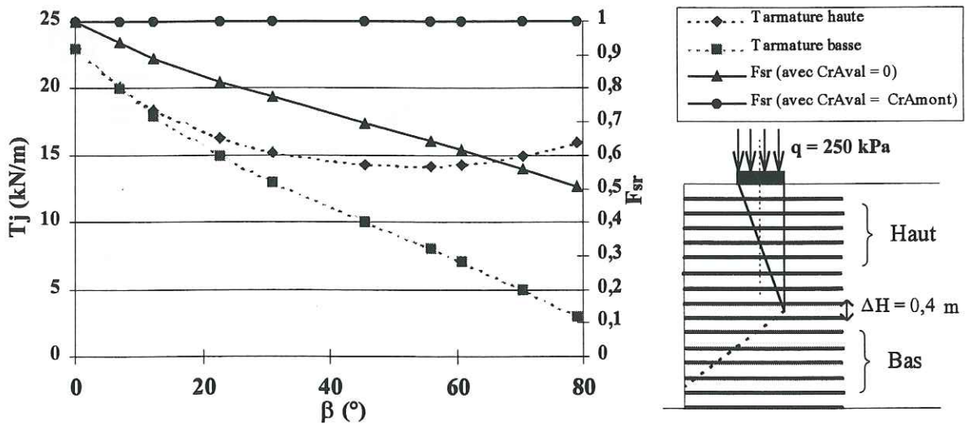


Figure A - 62 : Massif 2 : Tensions Tj mobilisées dans les armatures en fonction de l'inclinaison β des tensions « hautes » (effet transversal considéré sur les deux faces du bloc amont, $F_{sr} = 1$) - valeurs de F_{sr} si l'effet transversal est considéré seulement sur la partie haute de la ligne de glissement

Les différentes distributions des tensions présentées sur la Figure A - 62 assurent un coefficient de sécurité $F_{sr} = 1$ lorsque l'inclinaison de ces tensions se produit le long

des deux faces du bloc amont. Mais elles engendrent une chute du coefficient de sécurité F_{sr} si l'inclinaison des tensions augmente et ne se produit que sur la partie haute de la ligne de glissement.

Par là, nous pouvons noter l'importance de bien déterminer les mécanismes de rupture et le comportement des renforcements au sein du massif avant d'envisager un calcul de stabilité.

IV.6.4.3. Conclusion sur l'effet transversal de renforcement

L'introduction d'un effet transversal de renforcement le long des lignes de glissement dans la méthode Double - Blocs permet de tenir compte du caractère déformable des géosynthétiques. Cet apport réduit en partie le caractère conservatif lié à la méthode de calcul.

Le problème de quantifier la raideur relative sol / renforcement et par là même de préciser la valeur de l'effet transversal de renforcement reste fondamental. L'inclinaison de la tension mobilisée dans un renforcement à son intersection avec un plan de cisaillement est encore difficile à appréhender.

L'étude réalisée met en évidence l'existence d'une inclinaison β « optimale » de la tension mobilisée de part et d'autre du coin de sol sous la fondation : pour un coefficient de sécurité sur les caractéristiques en cisaillement du sol de remblai fixé, la tension dans les nappes « hautes » le long de la ligne de glissement est minimale lorsqu'elle est inclinée à cette valeur β « optimale ». Elle reste, de plus, supérieure à celle mobilisée dans les nappes « basses ».

Cette observation est obtenue quand l'effet de renforcement transversal est appliqué sur les deux faces du bloc amont, sous la dalle de chargement et de façon moins flagrante quand seule la face amont du bloc est concernée par l'inclinaison des tensions.

On peut rattacher ce comportement au phénomène observé lors d'essais de compression biaxiale d'un sol renforcé (J.C. Morel, 1996 [72]). Lorsque le cisaillement du sol est tel qu'il y a rupture ou forte sollicitation des nappes hautes, les déformations importantes du sol dans cette zone permettent un soulagement des efforts demandés aux renforcements bas. De plus, il a été observé lors d'expérimentations en

vraie grandeur avec charge localisée (P. Delmas et al., 1991 [19]) que les renforcements à la base des massifs sont très faiblement sollicités.

Cette étude montre que, lorsque l'inclinaison des tensions mobilisées de part et d'autre du coin sous la fondation s'accroît, le coefficient de sécurité F_{sr} augmente alors que les tensions mobilisées restent constantes (Figure A - 60, p 108).

Alors que les tensions s'inclinent de part et d'autre du coin sous la dalle, nous pouvons définir, pour toute inclinaison β, leur distribution pour que F_{sr} reste constant ($F_{sr} = 1$) (Figure A - 62, p 110). Mais F_{sr} diminue, pour ces mêmes distributions de tension, lorsque l'effet transversal de renforcement est considéré seulement en partie supérieure de la ligne de glissement (Figure A - 62, p 110).

Il faut donc rester très prudent quant au choix des mécanismes de rupture considérés et du comportement des renforcements envisagé.

Les calculs ci - dessus ont été menés en considérant que tous les renforcements en partie haute du massif mobilisent la même tension (et de même pour les renforcements en base d'ouvrage). Ce comportement n'est pas en accord avec ce qui est habituellement observé dans un remblai non surchargé ou uniformément surchargé.

Afin de mieux tenir compte de l'action très particulière d'un chargement localisé en surface, nous avons tenté de définir une distribution différente des efforts mobilisés par les renforcements.

IV.6.5. Calcul LOCAL (chargement localisé en surface)

IV.6.5.1. Distribution des tensions dans les renforcements

Nous avons introduit dans le calcul local de la méthode Double - Blocs une nouvelle distribution des efforts mobilisés dans les renforcements, pour tenir compte de la présence localisée d'une surcharge en surface du massif : distribution trapézoïdale, forte en haut du massif (cf. A-§ IV.4.3.2).

Sur la Figure A - 63 (p 113), les résultats de différents calculs menés sur le massif 1 sont présentés. Ils résument les conclusions d'autres calculs paramétriques.

En ajoutant les tensions mobilisées pour équilibrer le double - blocs soumis à son propre poids ($T_\gamma \neq 0$ car $P_\gamma > 0$), et celles mobilisées pour équilibrer le double - blocs non pesant soumis au chargement local en tête (T_Q), nous obtenons les tensions mobilisées pour stabiliser le massif surchargé ($T_{LOC}j$). En fonction de la charge Q, la distribution finale des tensions obtenue s'approchera ou s'éloignera de celle obtenue par un calcul Global.

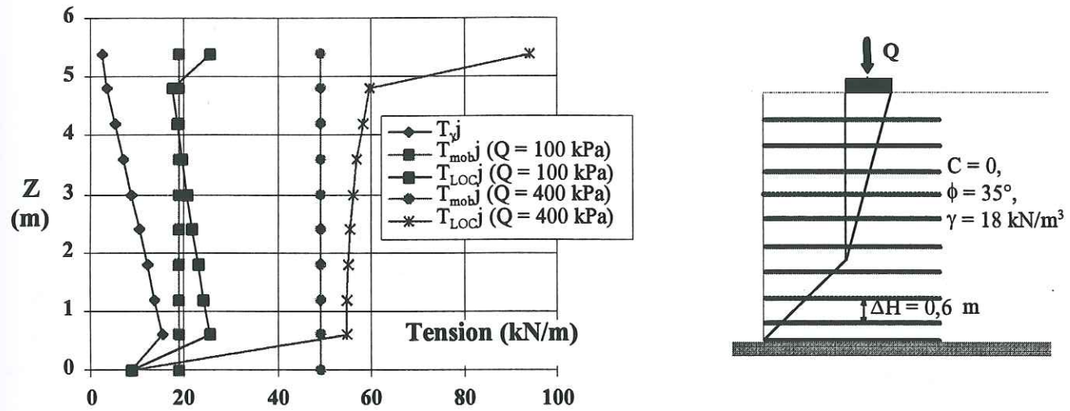


Figure A - 63 : Massif 1 : tensions $T_\gamma j$, $T_{mob}j$ (calcul Global) et $T_{LOC}j$ (calcul Local) - Méthode Double - Blocs

Les renforcements en bas du massif peuvent être les plus sollicités. Or, ce résultat contredit toutes les observations faites sur modèles réduits (massif en rouleaux de Schneebeli, H.C. Hardyiatmo, 1995 [70]) ou en vraie grandeur (P. Delmas et al., 1991 [19]).

L'importance de la poussée due au poids propre du remblai peut être remise en question.

Deux états « indépendants » de rupture du sol sont ici superposés. Or la rupture réelle de l'ouvrage se produit par l'enchaînement d'états de contraintes évoluant en fonction des sollicitations apportées à l'ouvrage. Avant chargement, les fortes contraintes se situent en base d'ouvrage (S. Onodera, et al., 1992 [37]). Cette situation transparaît dans le choix de la distribution triangulaire des tensions $T_\gamma j$ mobilisées pour équilibrer le double - blocs non chargé. Mais considérer le massif à la rupture pour calculer $T_\gamma j$ est peut-être excessif.

La rupture de l'ouvrage débute sous le chargement par un effet de poinçonnement (B.R. Thamm, et al., 1990 [73] [6], L. Wichter, 1986 [5]). Cet état est mis en place dans la méthode Double - Blocs par le choix d'une distribution trapézoïdale des tensions $T_Q j$.

La tension calculée dans la nappe haute est très supérieure à celle développée dans les autres renforcements. En effet, la poussée locale qu'équilibre ce renforcement est importante car la hauteur verticale ΔH considérée autour de ce géotextile est plus grande (cf. Figure A - 44, p 83 et Figure A - 48, p 88).

IV.6.5.2. Influence de l'angle de diffusion α du chargement dans le massif sur la distribution des tensions

Suivant l'angle de diffusion α du chargement à travers le massif, les contraintes exercées au niveau d'un renforcement varient : si la surcharge est diffusée largement (α grand), la pression verticale au niveau d'une nappe, en son point d'intersection avec la ligne de glissement, est plus faible. La poussée locale ΔP_Q que doit compenser le renforcement est donc plus faible. Ainsi, comme le présente la Figure A - 64 (p 115), pour le massif 2, la valeur des tensions à développer dans les renforcements est d'autant plus faible que la diffusion du chargement dans le massif est large.

En partie basse de la ligne de glissement, les renforcements mobilisent une tension d'autant plus faible que le cône de diffusion du chargement passe plus en amont du point de leur intersection avec la ligne de glissement (cf. A-§ IV.4.3.2). Or la somme des tensions $T_{LOC}j$ vaut toujours la poussée d'équilibre P. C'est pourquoi les tensions à mobiliser augmentent lorsque l'angle de diffusion diminue car moins de renforcements sont sollicités pour assurer l'équilibre du double - blocs.

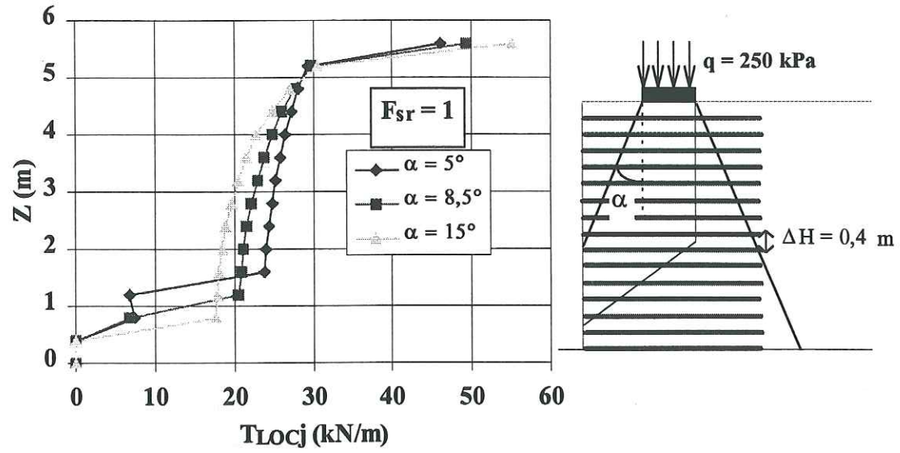


Figure A - 64 : Massif 1 : distribution des tensions $T_{LOC}j$ en fonction de l'angle α de diffusion du chargement dans le remblai

IV.6.6. Conclusions des études paramétriques

Nous avons mené une étude avec le calcul Global, en prenant en compte l'effet transversal de renforcement.

Cette étude met en évidence l'existence d'une inclinaison β « optimale » des renforcements « hauts » pour laquelle, avec le coefficient de sécurité F_{sr} fixé, les tensions Tj mobilisées par les renforcements sont minimales.

L'application sur un massif type du calcul LOCAL (qui sollicitent plus fortement les renforcements supérieurs) ne semblent pas apporter de résultat supplémentaire par rapport à ceux du calcul Global. Dans ce calcul, deux états d'équilibre limite du double - blocs sont superposés. Ce calcul est bien sûr conservatif, mais peut être excessif. Les efforts $T_\gamma j$ développés dans les renforcements pour assurer l'équilibre du double - blocs sous son propre poids sont peut - être à minorer.

Nous tenterons, dans la dernière partie de ce rapport, de valider cette nouvelle distribution de tensions sur les résultats expérimentaux de massifs chargés localement en tête jusqu'à leur rupture.

Partie B

Programme expérimental

I. Introduction

L'utilisation de massifs en terre, renforcés par géosynthétiques dans la construction de fausses culées de ponts s'est développée ces dernières années. Dans cette technique le massif ne reprend pas les efforts appliqués par la structure qui le surmonte. Les efforts sont généralement transmis en profondeur par l'intermédiaire d'éléments en béton (poteaux réalisés avant ou pieux forés a posteriori) qui traversent le massif renforcé.

L'association d'un parement cellulaire (type Löffel) aux nappes géotextiles pour construire ce type d'ouvrage est utilisée (Photo B - 1).

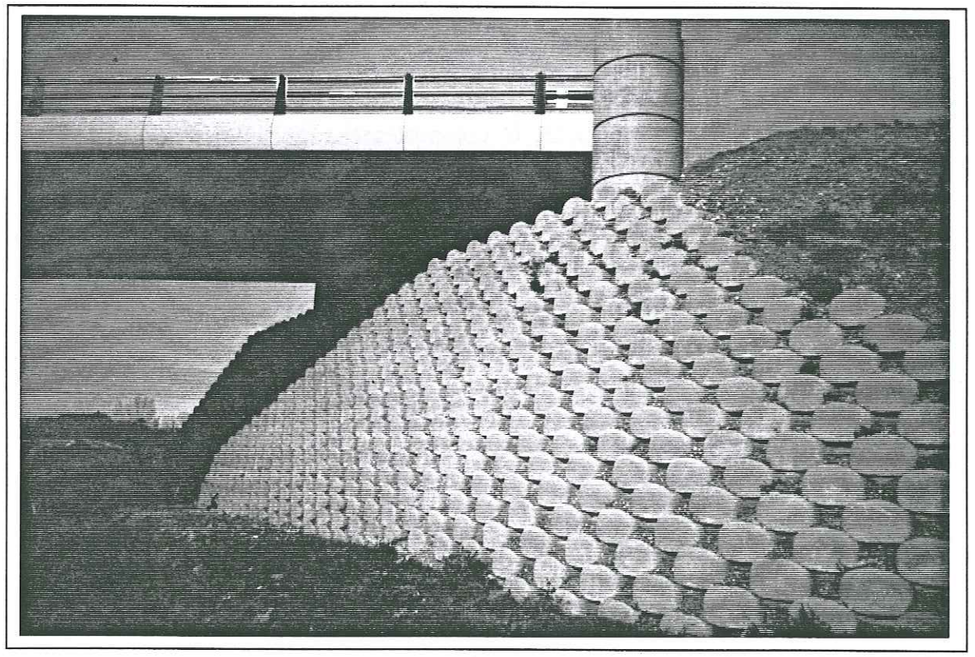


Photo B - 1 : Culée de pont dont l'habillage est un massif en terre renforcé, à parement cellulaire (pierres Löffel)

Une évolution de cette technique consiste à envisager que le tablier du pont repose directement sur les massifs en sol renforcé. Ils supportent alors un fort chargement très localisé, transmis par une semelle de fondation superficielle.

Un programme expérimental de grande envergure est né de ces préoccupations : programme G.A.R.D.E.N. (*Géotextile : Application en Renforcement, Dimensionnement, Expérimentation et Normalisation*). Le L.i.r.i.g.m. a participé à toutes les phases du projet : du prédimensionnement, à la conception, à l'acquisition et l'exploitation des résultats expérimentaux.

Un bilan récapitulatif des résultats expérimentaux est présentée à la fin de cette partie (p 262-265).

I.1. OBJECTIFS DU PROGRAMME EXPERIMENTAL

La charge localisée en tête d'ouvrage va induire des concentrations de contraintes dans le massif dont le comportement est encore difficile à estimer du fait de la déformabilité de ce type de structure. L'influence de la densité des renforcements dans le massif, de leur rigidité et de leur tension T_R à la rupture sont également des paramètres mal maîtrisés.

C'est pour mieux appréhender le comportement mécanique de telles structures que le programme G.A.R.D.E.N. a été élaboré.

La rupture du massif expérimental B.A.St.-LCPC (cf. A-§ II.6) avait montré l'existence d'un mécanisme initial de rupture qui se développe sur toute la hauteur de l'ouvrage.

Les ouvrages décrits dans cette partie ont fait l'objet de modélisations numériques (R. Arab, 1997 [12]). Des mécanismes de rupture mis en évidence sont cohérents avec les résultats expérimentaux (Figure B - 1, p 119).

Dans le programme expérimental G.A.R.D.E.N., deux massifs en sol renforcés par géotextiles (de rigidité et de distribution dans l'ouvrage différentes), à parement cellulaire (type Löffel) ont été chargés localement en tête par l'intermédiaire d'une semelle en béton jusqu'à leur rupture (Photo B - 2, Figure B - 2, p 120, Figure B - 3, p 121).

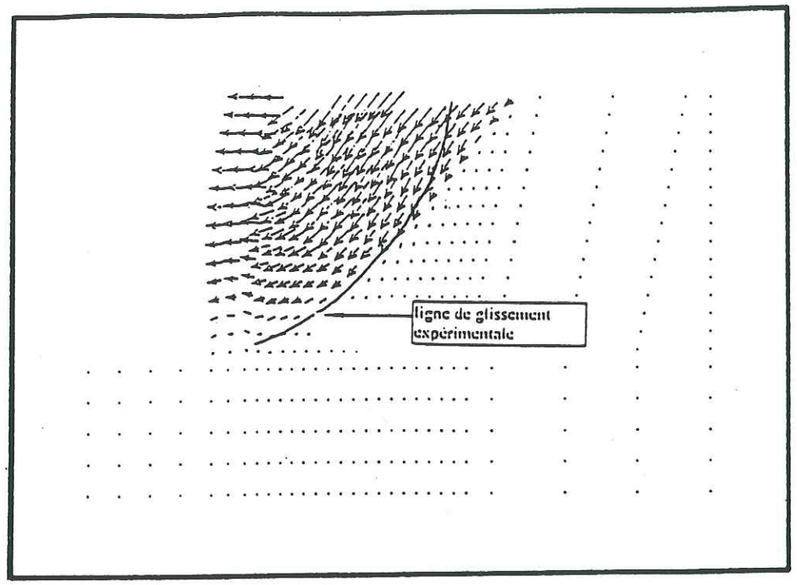


Figure B - 1 : Vecteurs déplacements déterminés par une approche numérique dans l'un des massifs de l'expérimentation G.A.R.D.E.N. (massif NT) lors de sa rupture (d'après R. Arab, 1997 [12])

La charge est apportée par un dispositif constitué d'une poutre sollicitée en ses deux extrémités par des vérins ancrés sur des tirants, scellés dans le sol de fondation. L'effort est appliqué par des vérins, traversés par les tirants, qui mettent la poutre de chargement en poussée sur la semelle en béton (cf. B-§ III.3).

Une membrane PEHD (en polyéthylène haute densité) est disposée verticalement de part et d'autre des deux zones renforcées (Photo B - 3, p 121, Figure B - 2) qui sont séparées par une zone neutre de 3 m de largeur. Ces précautions visent à éviter que le chargement d'un des massif n'influe sur le reste du remblai.

Une instrumentation dense a été mise en place dans les massifs lors de leur construction. Le dispositif d'instrumentation est détaillé au chapitre B-§ III.2.

Nous tenterons de valider la méthode de calcul DB après une exploitation approfondie des données expérimentales du programme GARDEN.

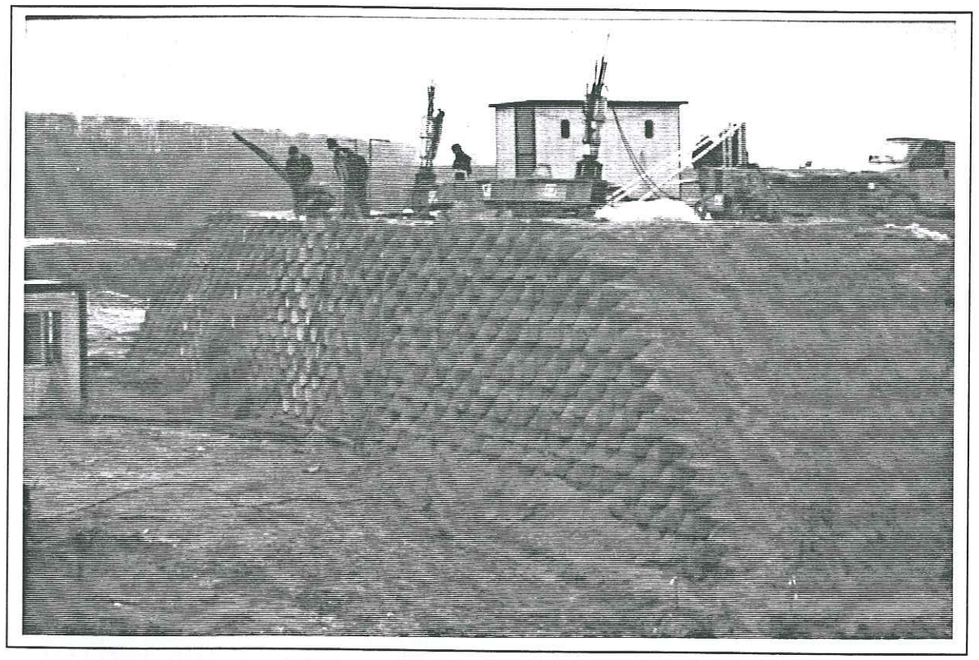


Photo B - 2 : Vue générale des massifs de l'expérimentation G.A.R.D.E.N.

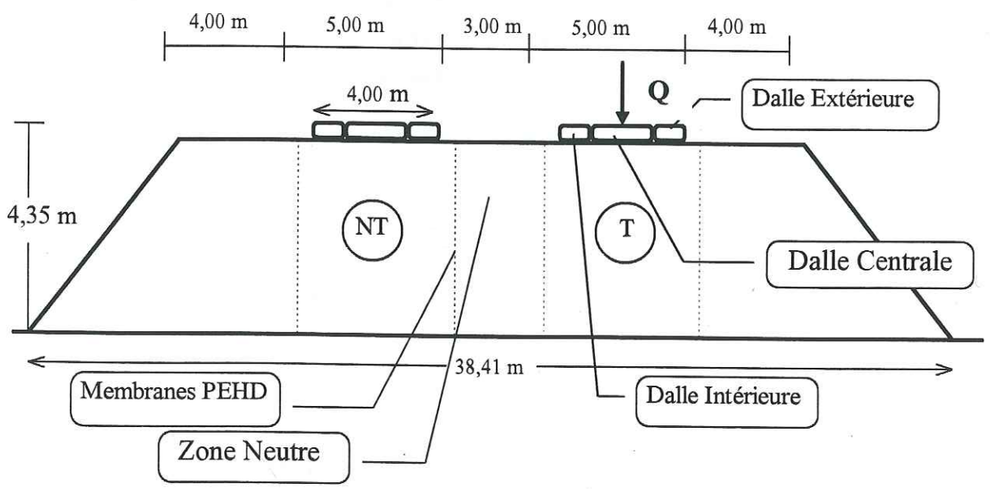


Figure B - 2 : Vue de face des ouvrages de l'expérimentation GARDEN

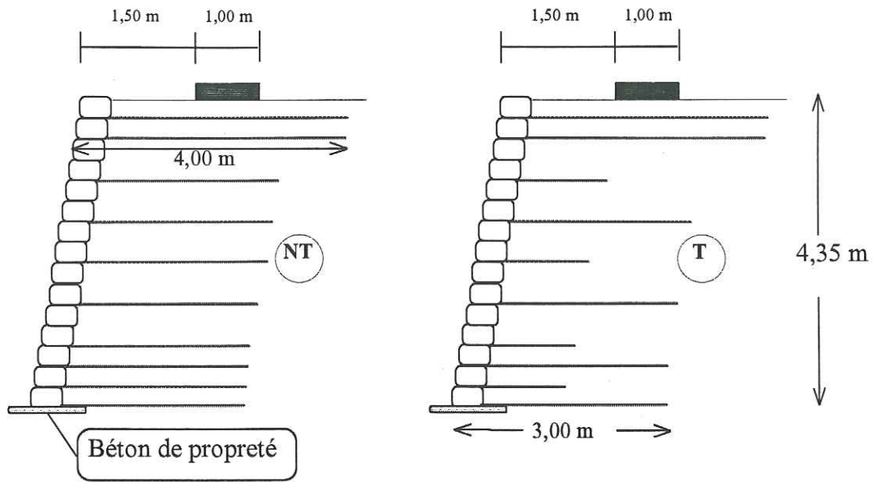


Figure B - 3 : Profils des ouvrages de l'expérimentation GARDEN

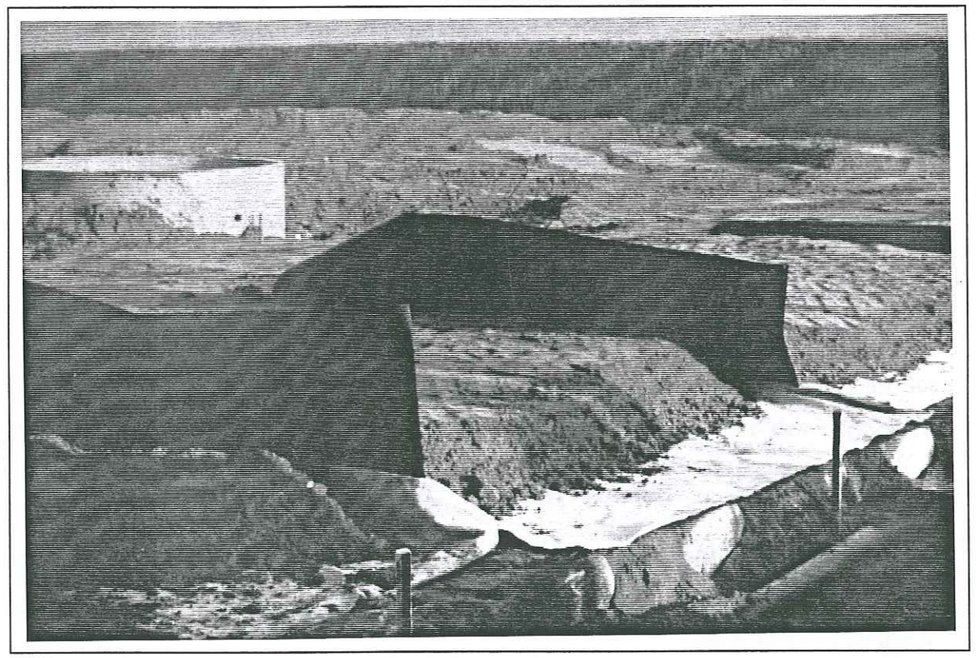


Photo B - 3 : Construction des ouvrages, pose simultanée des membranes PEHD

I.2. MISE EN PLACE DU PROJET GARDEN

I.2.1. Les intervenants

Le programme GARDEN a pu être mis en oeuvre avec le soutien du Ministère de la Recherche. Les différents intervenants pour cette opération sont les suivants :

- Maîtres d'ouvrage et maîtres d'oeuvre :

  - SANEF : Société des Autoroutes du Nord et de l'Est de la France
  - Scétauroute (coordinateur général)

- Industriels :

  - NORDIMAT (spécialiste de l'utilisation des parements Löffel et fournisseur des cellules Löffel constitutives du parement)
  - BIDIM Geosynthetics (producteur de géotextiles techniques, fournisseur des géotextiles utilisés)

- Laboratoires de recherche :

  - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (responsable technique, Calculs)
  - L.i.r.i.g.m. de l'université Joseph Fourier (pilote scientifique)
  - LRPC de Lille et Nancy, le CER de Rouen (chargés de l'instrumentation et de son suivi)

I.2.2. Site expérimental

La SANEF a mis à disposition, pour l'implantation des deux massifs, le site de la future aire de repos de Lormaison sur l'autoroute A16 en construction, sur la section Amiens / L'Isle Adam.

Le sol de fondation qui supporte l'ouvrage est constitué d'un remblai en argile à silex très structuré de 6 m d'épaisseur. Le substratum est crayeux : une couche

supérieure de craie altérée de 6 m d'épaisseur, posée sur une couche de 3 m de craie très altérée, puis sur un socle de craie de plus en plus saine en profondeur.

II. Prédimensionnement des deux ouvrages expérimentaux

Avec pour objectif le prédimensionnement des ouvrages expérimentaux, plusieurs séries de calculs ont été menées avec la méthode Double - Blocs afin de proposer :

- une répartition des nappes de renforcement dans les deux massifs (nombre, espacement, longueurs des renforcements)
- en fonction de la résistance des renforcements retenus, les charges en tête susceptibles de provoquer la rupture de chaque ouvrage (effort conséquent puisque l'objectif est de modéliser une culée de pont).

Diverses contraintes définissent les limites de notre travail : procédé de construction, matériaux disponibles, mode de chargement envisagé.

Ces calculs de prédimensionnement ont été menés à l'automne - hiver 1993, avec la méthode Double - Blocs. La seule adaptation alors apportée au logiciel était le choix de l'inclinaison de la face inter - blocs, les autres développements de la méthode étant effectués en parallèle du déroulement du programme expérimental.

Dans la méthode Double - Blocs, seule intervient la résultante de la somme des tensions mobilisables par les armatures interceptées par la ligne de glissement. Ainsi, une densification moindre mais induisant une résultante identique, aboutira à la même sécurité. Ce principe a été retenu pour les ouvrages expérimentaux. De plus, l'un des objectifs du projet est de comparer l'efficacité du renforcement par des nappes de raideur J et de tension à la rupture Tr très différentes.

Dans le massif « peu » dense en renforcement (Figure B - 3, p 121), il est décidé d'intercaler entre chaque nappe de renforcement une nappe courte pour assurer la stabilité du parement et ainsi une plus grande stabilité du massif. O. Murata et al. (1992) [68] ont mené une étude sur modèles réduits en intercalant entre les nappes destinées au renforcement, des nappes de longueur 0,3.H (H, hauteur du modèle). La

rigidité du parement est alors accrue. Le confinement du sol derrière le parement est accentué et la stabilité générale de l'ouvrage améliorée.

II.1. PRINCIPE DE CALCUL DE PREDIMENSIONNEMENT

Nous avons utilisé la méthode Double - Blocs dans son approche conventionnelle en calcul GLOBAL. Pour une ligne de rupture donnée, tous les renforcements sont supposés mobiliser la même tension, tant qu'elle ne dépasse pas la résistance en ancrage de chaque nappe (cf. A-§ IV.3.2.1).

Dans cette phase de prédimensionnement, nous n'avons pas considéré de coefficients de sécurité partiels sur les caractéristiques des matériaux ou sur les actions appliquées au massif. L'objectif est d'atteindre la rupture du massif.

Afin de déterminer la ligne de glissement critique, nous balayons le profil de chacun des ouvrages à l'aide de lignes de rupture potentielles. Deux possibilités existent pour étudier la sécurité du massif.

II.1.1.1. Approche 1 : les tensions mobilisables dans les renforcements sont imposées

Pour une même répartition des tensions mobilisées $T_{mob}j$ dans les renforcements (j), la ligne de glissement critique est celle qui nécessite le coefficient de sécurité le plus faible pour assurer l'équilibre du double - blocs (ligne de glissement LG_F, cf. A-§ IV.5.2.1).

II.1.1.2. Approche 2 : le coefficient de sécurité est imposé

Le coefficient de sécurité F_{sr} est imposé. La force de traction admissible minimale $T_{mob}j$ que chaque nappe (j) doit mobiliser pour assurer la sécurité souhaitée en est déduite. La ligne de glissement nécessitant la plus grande force de traction admissible pour assurer l'équilibre du double - blocs, sera la plus défavorable (ligne de glissement LG_T, cf. A-§ IV.5.1).

La rupture théorique de l'ouvrage est supposée atteinte lorsque le coefficient de sécurité calculé vaut $F_{sr} = 1$.

Dans la phase de prédimensionnement, nous avons considéré que les lignes de rupture émergent au pied du parement. L'observation faite sur le mur test de l'expérimentation en vraie grandeur BASt - LCPC corrobore cette hypothèse; la rupture initiale s'est développée sur toute sa hauteur.

En surface, les lignes de glissement apparaissent soit immédiatement à l'arrière de la dalle de chargement, soit le long de la fin des nappes de renforcement (géométrie du double - blocs : Geom I ou Geom E).

La ligne inter-blocs émerge en surface exactement à l'aval de la semelle. Une étude, présentée dans la partie A (cf. A-§ IV.6.2), a montré que l'influence du chargement sur la sécurité de l'ouvrage est plus importante lorsque le bloc amont (défini dans la zone de rupture) supporte entièrement la surcharge localisée en tête.

Un tel coin de sol, solidaire de la fondation, a également été observé lors d'expérimentations antérieures (celles de BASt - LCPC entre autres). Les modélisations numériques effectuées postérieurement confirment aussi ce phénomène (R. Arab, 1997 [12]).

Nous avons cependant considéré deux « types » de ligne de glissement (Figure B - 4, p 126) :

- l'un dit « interne » (Geom I) car entièrement contenu dans le massif renforcé. Le bloc amont enveloppe exactement la dalle et est symétrique par rapport à son axe vertical.

- l'autre dit « externe » (Geom E) car la face amont du bloc sous la dalle est tangente à la limite amont des renforcements. Le chargement intervient seulement par son intensité appliquée sur le bloc amont, sa longueur d'application n'intervient pas. Les renforcements supérieurs, non interceptés par la ligne de glissement, ne mobilisent aucun effort.

Cette dernière géométrie de rupture apparaît peu concevable, mais correspond à un cas critique de la méthode Double - Blocs. Nous pouvons nous interroger sur ces résultats qui ne concordent pas avec des observations d'ouvrages expérimentaux.

Nous avons considéré dans ce prédimensionnement essentiellement le mécanisme défini par le type « interne » (Geom I) car il s'accordent bien avec les observations effectuées sur des ouvrages expérimentaux ([19], [7], [74]).

Pour chaque série de calculs, sont introduites les émergences en surface de la ligne de glissement et de la ligne inter - blocs.

Ensuite, un balayage du point F, point de cassure de la ligne de glissement, est effectué dans l'espace défini par (Figure B - 4, p 126) :

- soit une ligne verticale sous le centre de la semelle : **calcul de type a**
- soit une ligne reliant l'extrémité amont des renforcements : **calcul de type b**

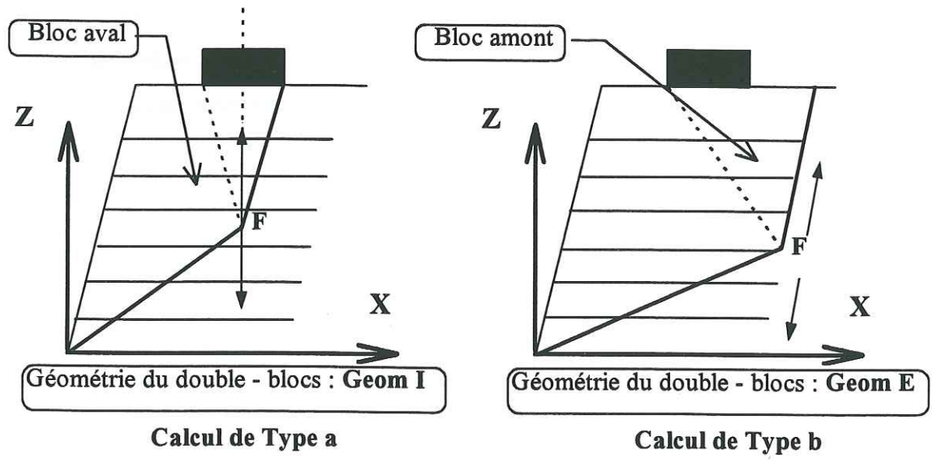


Figure B - 4 : Deux « types » de ligne de glissement étudiés dans le prédimensionnement

Les différentes lignes de glissement présentées dans ce prédimensionnement sont, d'une part notées LG_a ou LG_b (si elles se définissent du calcul de type a ou de type b), d'autre part numérotées d'après la hauteur de leur point de cassure F (croissant de bas en haut).

II.2. PHASE 1 : DEFINITION DES PROFILS

Cette première phase du prédimensionnement a été menée durant le printemps 1993.

II.2.1. Données géométriques initiales

Les deux profils envisagés mesurent environ 4,5 m de hauteur. Leur parement, incliné à 80° par rapport à l'horizontale, est constitué de pierres cellulaires (type Löffel). Le mode de construction choisi impose, pour la répartition des renforcements dans les massifs, un espacement vertical entre les nappes d'environ 0,3 m.

Pour être proche d'une structure réelle de culée de pont, la charge localisée en tête d'ouvrage est positionnée à 1,5 m de la crête du parement, sur 1 m de largeur. L'effort maximal que le système de chargement peut appliquer est de 400 kN, compte tenu du choix des tirants et de la résistance du sol de fondation.

Il faut définir des ouvrages susceptibles de se rompre sous un chargement inférieur et proche de cette valeur maximale.

Plusieurs répartitions de nappes géotextiles sont envisagées :

- longueur des nappes : 3 m, 3,5 m ou 4 m,
- espacement entre les nappes : 0,9 m (5 couches de sol), 0,5 m (9 couches de sol), 0,3 m et 0,6 m (10 couches de sol),

Une longueur de renforcement de 3 m a été privilégiée dans le prédimensionnement présenté ici. L'effort que doit pouvoir mobiliser un renforcement au niveau de la ligne de glissement , pour assurer une sécurité voulue, reste en effet inférieur à la résistance à l'arrachement de son ancrage. Des renforcements plus longs ne sont donc pas nécessaires. Cependant, ce résultat n'est pas acquis systématiquement dans les nappes supérieures. C'est pourquoi nous avons envisagé de les rallonger pour augmenter leur surface de contact avec le sol et ainsi augmenter leur résistance à l'arrachement.

II.2.2. Données mécaniques initiales

La nature et la résistance des renforcements restent encore à définir. Les calculs sont menés en considérant comme tension admissible des renforcements les valeurs suivantes : $T_{mob} = 25$ kN/m et 50 kN/m. Ainsi, deux géosynthétiques de résistance différente sont considérés.

Les caractéristiques mécaniques du sol (sable) utilisé pour la construction du remblai ne sont pas encore parfaitement définies à ce moment du projet. Les calculs de prédimensionnement sont effectués avec les caractéristiques de sol suivantes :

- cohésion, C = 0 kPa,
- angle de frottement du sol, $\phi_s = 30°$,
- angle de frottement sol/géotextile, ϕ_g, tel que $tg(\phi_g) = 0{,}8.tg(\phi_s)$,
- poids volumique, $\gamma = 18$ kN/m^3.

II.2.3. Stabilité externe

Les caractéristiques mécaniques du sol de remblai citées ci - dessus sont considérées. La zone renforcée se comporte comme un bloc monolithique susceptible de glisser ou de basculer vers l'aval (cf. A-§ III.1.1).

On suppose une poussée active du sol amont derrière le massif renforcé, inclinée de 2/3 de son angle de frottement.

Le coefficient de poussée des terres K_a (théorie de Boussinesq) vaut $K_a = 0{,}233$.

Les coefficients de sécurité externe pour un massif de 4,5 m de hauteur, 3 m de largeur, incliné à 80° et surchargé localement de Q = 400 kN/m, sont les suivants :

- glissement : $F_g = 2{,}98$
- renversement : $F_r = 2{,}91$

Comme l'on pouvait s'y attendre, la stabilité externe des massifs est largement assurée.

II.2.4. Stabilité interne

Avant tout calcul, l'idée de densifier le renforcement à la base des ouvrages est présente dans toutes les étapes de la définition des profils. En effet, c'est la zone la plus sollicitée des massifs de soutènement non chargés ou uniformément chargés en tête.

De plus, lors de l'expérimentation B.A.St-L.C.P.C. (cf. A-§ II.6), il est apparu que la rupture s'est initialisée en base d'ouvrage et est remontée verticalement dans l'ouvrage lorsque le chargement en tête a augmenté.

C'est pourquoi nous envisageons un renforcement assez dense en base des deux ouvrages expérimentaux à prédimensionner.

L'influence des différents paramètres est étudié dans les chapitres qui suivent.

II.2.4.1. Influence du nombre de lits de renforcement

Un massif constitué de cinq nappes et un massif constitué de neuf nappes sont étudiés (longueur des renforcements L = 3 m) (Figure B - 5,p 129).

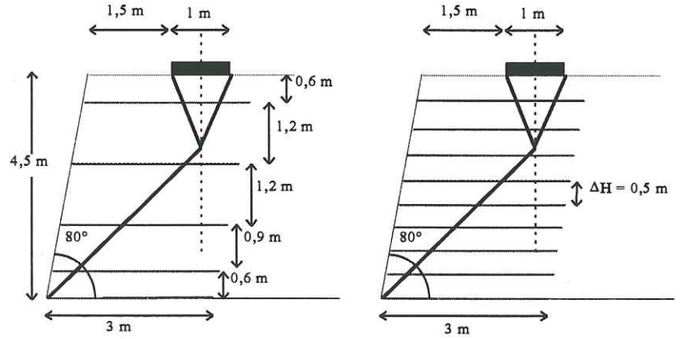


Figure B - 5 : Prédimensionnement - Profils à 5 et 9 nappes (calcul de type a)

Sur la Figure B - 6 (p 130) est tracée l'évolution du coefficient de sécurité F_{sr} minimum trouvé en fonction du chargements Q en tête d'ouvrage, pour différentes résistances à la rupture des géosynthétiques considérés. Nous remarquons sur ce graphe la grande amplitude de variation de F_{sr}, pour les faibles chargements, lorsque la résistance des renforcements varie. Sous forte charge, le coefficient de sécurité F_{sr}

minimal varie moins suivant la résistance des renforcements. Ces variations deviennent insignifiantes lorsque la résistance des renforcements est élevée.

Nous observons également que, suivant la charge appliquée, le point de cassure de la ligne de glissement critique se déplace sur la verticale qu'il balaye (il oscille entre 0,3 m et 2,4 m au dessus du sol) (Tableau B - 1, p130).

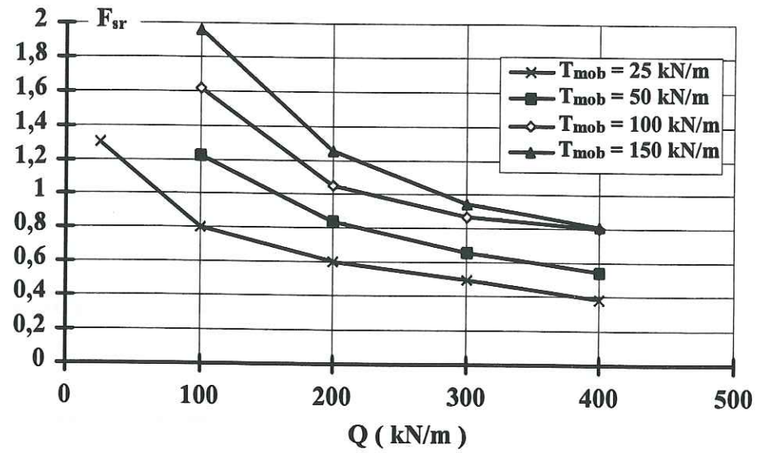


Figure B - 6 : Courbe F_{sr} en fonction de la charge Q - Massif à 5 couches (calcul de type a)

F_{sr} = 1		
T_{mob} (kN/m)	Q (kN/m)	n° L.G.
25	70	a7
50	160	a7
100	235	a1
150	280	a1

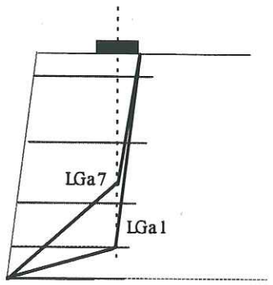


Tableau B - 1 : Prédimensionnement (F_{sr} = 1) - 5 couches (calcul de type a)

Pour T_{mob} = 50 kN/m, le profil à cinq couches atteint la rupture théorique (F_{sr} = 1) sous un chargement de 160 kN/m.

La capacité de chargement prévue sur les massifs expérimentaux est supérieure : la rupture doit se produire pour une charge plus élevée, représentative de la charge apportée par un ouvrage de type culée de pont (Q = 400 kN/m).

A la rupture théorique (F_{sr} = 1), la résistance minimale en traction que doivent mobiliser les renforcements, sous un chargement Q = 300 kN/m, est $T_{mob}j$ = 180 kN/m.

Des renforcements d'une telle résistance à la traction ne sont pas envisagés dans le programme expérimental.

La solution consiste à augmenter le nombre de lits de renforcements.

Nous étudions le second profil avec neuf nappes de renforcements.

Dans un premier temps, les neuf nappes sont régulièrement espacées.

Nous avons envisagé deux longueurs des renforcements : L = 3 m et L = 3,5 m.

Le massif est soumis au chargement maximum envisagé Q = 400 kN/m :

- Q = 400 kN
- ΔH = 0,5 m, espacement vertical entre les nappes
- L = 3 m

	Q = 400 kN/m		
	T_{mob} = 25 kN/m	T_{mob} = 50 kN/m	T_{mob} = 53,4 kN/m
L = 3 m	Fsr = 0,545	Fsr = 0,935	Fsr = 1
L = 3,5 m	Fsr = 0,545	Fsr = 0,935	Fsr = 1
	LG a 6	LG a 4	

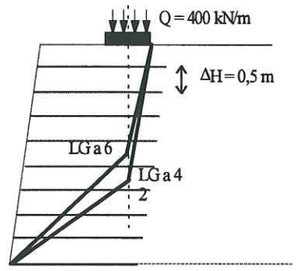


Tableau B - 2 : Prédimensionnement (Q = 400 kN/m) - 9 nappes régulièrement espacées, 2 longueurs de nappes - valeurs de F_{sr} en fonction de $T_{mob}j$ (calcul de type a)

Le point de cassure de la ligne de glissement critique a tendance à s'enfoncer dans le massif lorsque les renforcements mobilisent une tension croissante.

La rupture théorique est atteinte pour une résistance à la traction élevée des renforcements (F_{sr} = 1 avec $T_{mob}j$ = 53,4 kN/m). Pour cette valeur, la limite en ancrage de la nappe haute est atteinte lorsque la longueur des nappes est de 3 m : La résistance en ancrage de la nappe, proche de la semelle, est inférieure à la résistance en traction qu'elle doit pouvoir mobiliser (T_A9 = 52,87 kN/m < 53,4 kN/m).

Les calculs analogues menés en considérant des renforcements de longueur 3,5 m, montrent une très légère différence, l'ancrage de la nappe haute étant respecté. La rupture théorique (F_{sr} = 1) est obtenue si $T_{mob}j$ = 53,35 kN/m (valeur très proche de celle calculée pour le profil précédent). Le risque de rupture de l'ancrage de la nappe haute paraît éloigné : la résistance minimale à l'arrachement de l'ancrage de la nappe haute vaut T_A9 = 57,03 kN/m (> $T_{mob}j$). Ainsi, la rupture du renforcement haut se produirait par déchirure, sans rupture d'ancrage.

Toutefois, la valeur de $T_{mob}j$ = 53,35 kN/m est encore supérieure aux tensions envisageables. Il faut donc reconfigurer le massif.

Ainsi, dans un second temps, les 9 nappes ne sont pas uniformément réparties. Le renforcement à la base de l'ouvrage est densifié.

L'espacement inter-nappes reste cohérent avec les impératifs de construction (0,3 m est l'espacement minimal entre 2 renforcements, et 0,60 m l'espacement maximal).

Comme précédemment, le profil étudié est soumis au chargement maximum envisagé Q = 400 kN :

- Q = 400 kN
- ΔH = 0,60 m et 0,30 m dans les deux couches basses
- L = 3 m

La ligne de glissement critique obtenue est moins profonde que lorsque les renforcements sont régulièrement espacés, mais la sécurité est identique (en effet, le nombre de nappes interceptées est le même, et il n'y a pas de problème d'ancrage). Le

coefficient de sécurité F_{sr} vaut 1 pour $T_{mob}j$ = 53,3 kN/m (LG a 2, Tableau B - 3 ci-dessous).

La résistance en ancrage de la nappe la plus haute est augmentée T_A9 = 61,41 kN/m car elle se trouve recouverte d'une épaisseur de sol plus importante. Le risque de rupture d'ancrage est alors évité.

	Q = 400 kN/m		
T_{mob} (kN/m)	25	50	53,3
F_{sr}	0,545	0,935	1
	LG a 4	LG a 2	

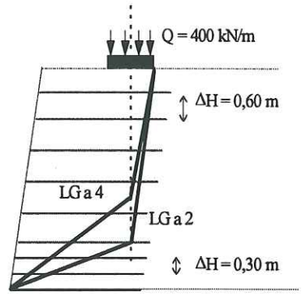


Tableau B - 3 : Prédimensionnement (Q = 400 kN/m) - 9 nappes - renforcement densifié en base, L = 3 m - valeurs de F_{sr} en fonction de $T_{mob}j$ (calcul de type a)

Mais seulement neuf nappes de renforcement, dont la tension à la rupture est Tr = 50 kN/m, ne permettent pas au massif de résister à un chargement aussi élevé. Il faut densifier encore l'ouvrage pour assurer sa stabilité sous un tel chargement.

II.2.4.2. Etude des profils définitifs

Une dixième nappe est ajoutée en partie supérieure juste sous la semelle (Figure B - 7, p 134).

Dans le souci d'écarter tout risque de rupture d'ancrage en partie haute et de densifier la zone en contact direct avec le chargement, une nappe supplémentaire est intercalée entre la neuvième nappe et la semelle. Un massif à 10 couches est alors envisagé.

Densifier en renforcements le sol juste sous une dalle étroite de chargement permet d'améliorer la capacité portante du sol support. Binquet et Lee (1975, [75]) ont montré sur modèles réduits que la première nappe dans un sol renforcé, sous une fondation de largeur B, doit être à une profondeur de moins de 67 % de B pour éviter une rupture

locale juste sous la fondation. Dans le cas qui nous concerne, en positionnant la nappe la plus haute à 30 cm seulement sous la dalle de chargement, tout risque de rupture locale est évité.

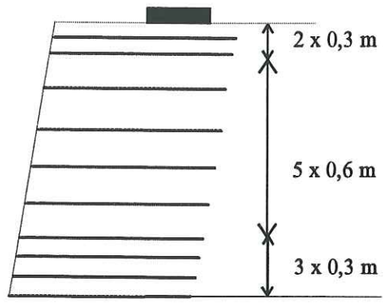


Figure B - 7 : Prédimensionnement - 10 couches

Cette distribution des renforcements (de même longueur) densifiée en haut et en bas du massif a été testée au laboratoire sur modèles réduits (modèles de Schneebeli, de 0,525 m de hauteur) (H.C. Hardiyatmo, 1995 [70]). La base des massifs étudiés est rigide. Trois types de renforcements sont utilisés (

Tableau B - 4, Figure B - 8) :

- Cas S1 : le renforcement est une feuille de papier,
- Cas S2 : le renforcement est une double feuille de papier,
- Cas S3 : le renforcement est un géotextile.

Le massif est chargé par une dalle posée sur sa surface sollicitée verticalement par un effort F croissant, jusqu'à sa rupture. La valeur de l'effort F_{rupt}, ainsi que la description des modes de rupture observés sont présentés dans le

Tableau B - 4 (p 135). Le mode de rupture observé est fonction de la rigidité des renforcements (Figure B - 8, p 136). Il a été observé, lors de cette étude, une flexion du parement (accompagnée d'un basculement ou d'une rotation du massif autour d'un point haut). Quand la rupture concerne toute la hauteur du massif (cas S1, S2), sa base tend à glisser. Une rupture des nappes basses se produit dans les massifs S1 et S2 dont les renforcements sont peu résistants. Dans le massif S3 (dont le renforcement est un

géotextile), la semelle de chargement poinçonne le remblai, ce qui favorise la rupture locale de l'ouvrage.

Cas S1 papier (Tr = 0,14 kN/m)	**Cas S2** papier (Tr = 0,28 kN/m)	**Cas S3** géotextile (Tr = 1,6 kN/m)
F_{rupt} = 0,82 kN/m	F_{rupt} = 1,48 kN/m (soit une augmentation de 80% par rapport au cas S1)	F_{rupt} = 3,03 kN/m
- rupture globale - émergence de la ligne de glissement loin derrière les renforcements, et au pied du mur, - tassement du sol, - rotation de la dalle de chargement, - rotation de la zone instable par rapport au sommet du mur, - glissement de la base du mur, - flexion du parement.	- rupture globale - émergence de ligne de glissement plus en amont que le cas S1, et au pied du mur - flexion du parement.	- rupture locale, - poinçonnement de la semelle, - émergence de la ligne de glissement proche de la face amont de la dalle et en milieu de parement, - rotation, pendant le chargement, de la zone en mouvement autour du pied aval du parement, - glissement des armatures hautes (basculement du massif).
- cassure de 4 nappes basses	- cassure de 2 nappes basses	- aucune cassure de nappe

Tableau B - 4 : Modes de rupture observés dans les trois modèles réduits étudiés

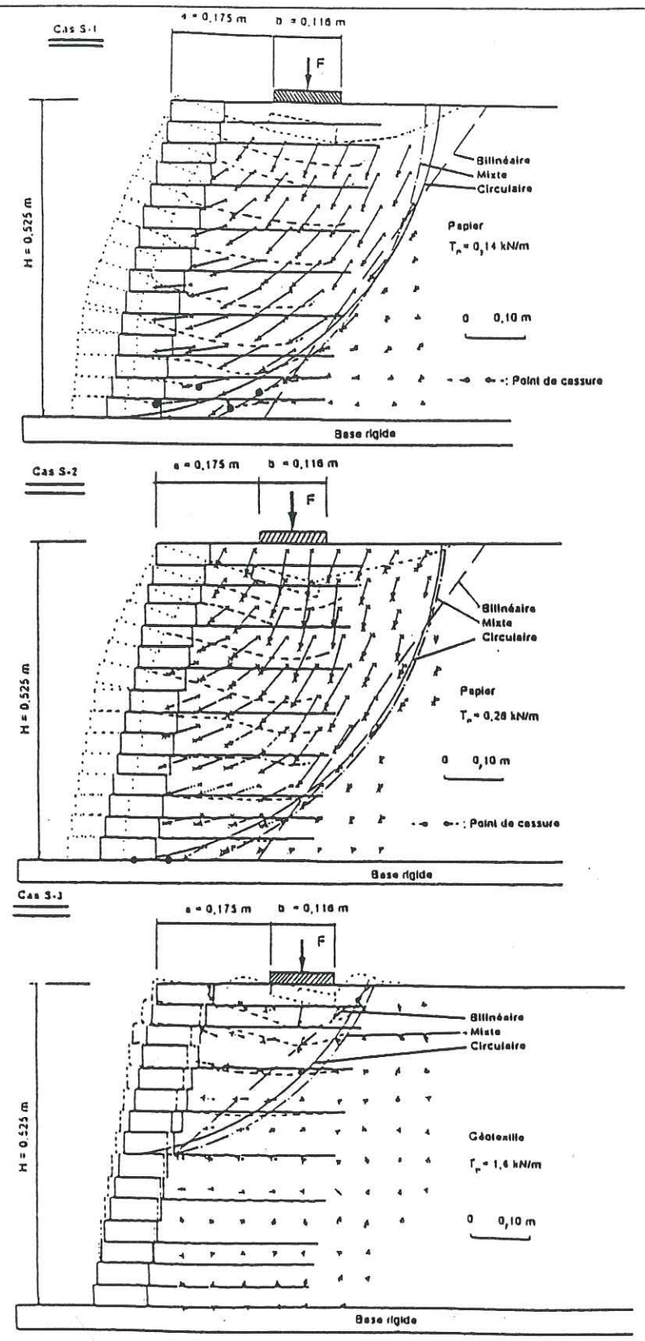


Figure B - 8 : Rupture des modèles réduits renforcés chargés localement (cas S1, S2 et S3) (d'après H.C. Hardiyatmo, 1995 [70])

A cette étape du prédimensionnement, le nombre de renforcements est définitif.

De plus, compte tenu du type de cellules Löffel qui constituent le parement, la hauteur du mur à prendre en compte est H = 4,35 m (15 cellules empilées, soit 15 x 0,29 m).

Nous avons multiplié les séries de calcul pour déterminer le plus précisément possible la charge de rupture des deux ouvrages.

Sur la Figure B - 9 (p 137) est tracée l'évolution du coefficient de sécurité F_{sr} minimal du profil en fonction de la charge Q appliquée sur la semelle. Le coefficient F_{sr} pris en compte est le plus faible, calculé pour chaque chargement : il traduit la sécurité en stabilité interne du profil lorsque celui-ci est traversé par la ligne de glissement la plus critique. Deux types de renforcements sont envisagés : l'un de résistance faible (T_{mob} = 25 kN/m) et l'autre de résistance plus importante (T_{mob} = 50 kN/m).

L'ordonnée du point de cassure F des lignes de glissement critiques fluctue entre 0,6 m et 2,1 m (avec T_{mob} = 25 kN/m) , et entre 0,9 m et 1,2 m (avec T_{mob} = 50 kN/m). A chaque charge Q correspond une ligne critique différente, le point de cassure F ayant tendance à remonter pour Q croissant.

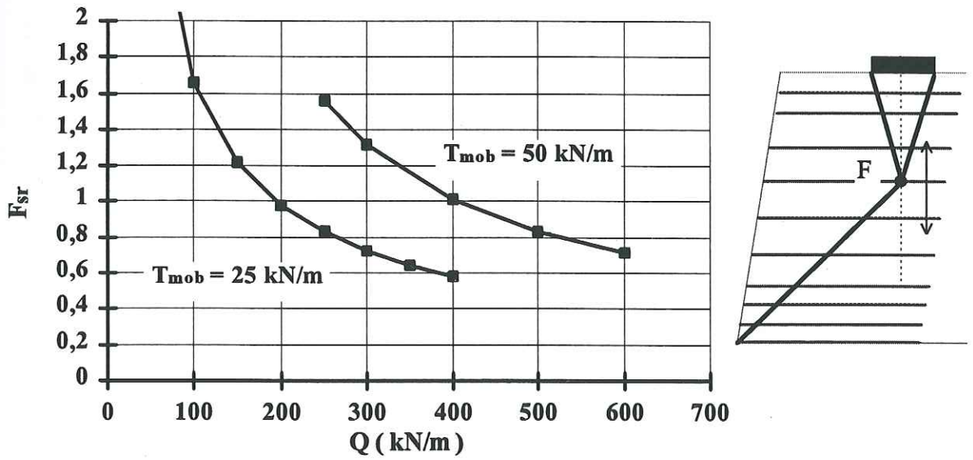


Figure B - 9 : Prédimensionnement - 10 couches (L = 3 m) - Courbe F_{sr} en fonction de la charge locale Q - (calcul de type a)

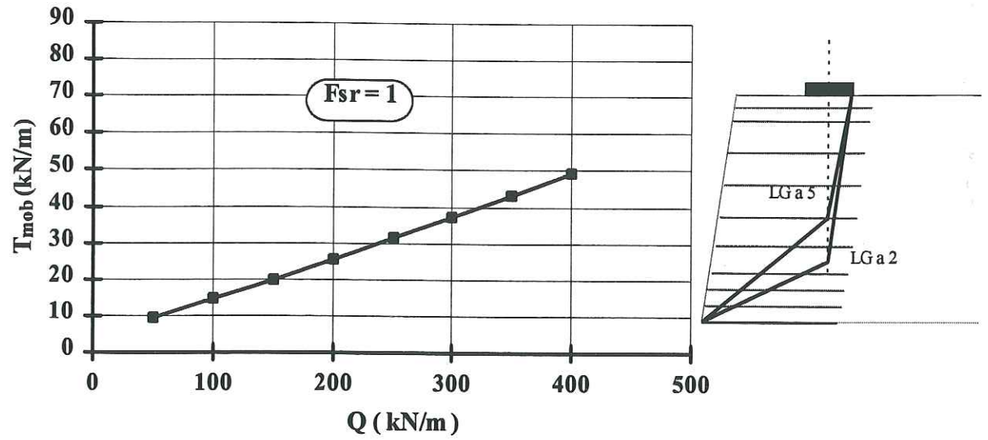


Figure B - 10 : Prédimensionnement - 10 couches (L = 3 m) - Courbe des tensions maximales mobilisables T_{mob} pour assurer F_{sr} = 1 - (calcul de type a)

Pour les deux renforcements considérés, la rupture théorique est atteinte (Figure B - 10, p 138) :

- pour T_{mob} = 25 kN/m, Q = 200 kN/m (LG a 5),
- pour T_{mob} = 50 kN/m, Q = 400 kN/m (LG a 2).

Mais le risque de rupture d'ancrage de la nappe la plus proche de la semelle reste probable : la résistance en ancrage, pour une rupture définie par la ligne de glissement LG a 2 (Figure B - 10, p 138) et sous une charge de 400 kN/m, est seulement T_A = 33,03 kN/m. Il apparaît donc nécessaire d'allonger la ou les nappes hautes pour éviter leur rupture d'ancrage en assurant une plus grande surface de contact des géotextiles avec le sol de remblai.

Un modèle réduit de 0,525 m de hauteur, en rouleaux de Schneebeli a été confectionné au laboratoire (H.C. Hardiyatmo, 1995 [70]) pour approcher le mécanisme de rupture d'un massif peu dense, sauf en ses parties haute et basse où les nappes sont rallongées (et plus résistantes en partie basse pour éviter qu'elles se cassent) (Figure B - 11). La résistance à la traction de ces renforcements est Tr = 1,6 kN/m, et Tr = 0,14 kN/m dans les autres renforcements.

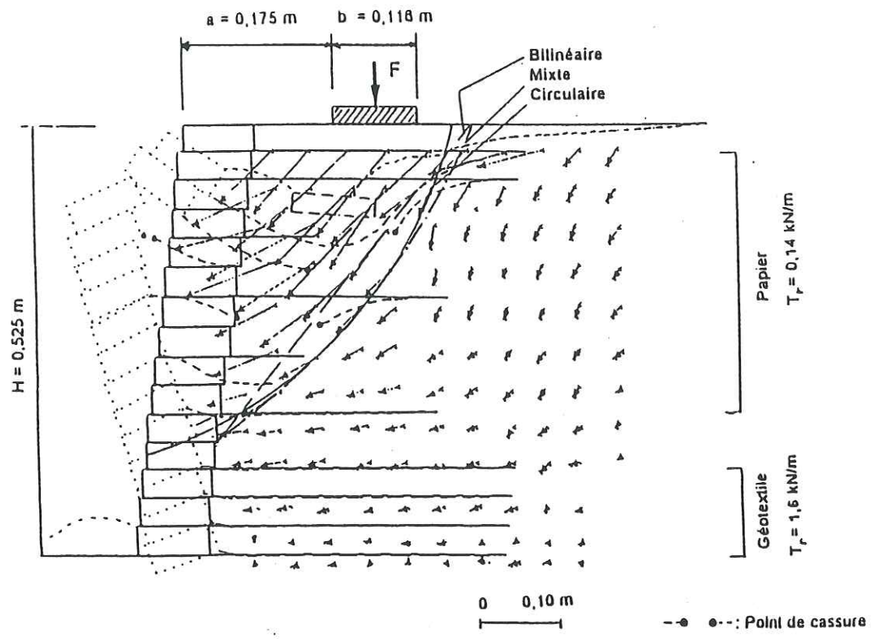


Figure B - 11 : Rupture d'un modèle réduit renforcé par des nappes de longueur différentes, surchargé localement (d'après H.C. Hardiyatmo, 1995 [70])

L'effort local F_{rupt} = 0,98 kN/m appliqué en surface produit la rupture. Aucune cassure et aucun glissement de nappe ne se produisent. Aucune rupture d'ancrage en partie haute n'est à déplorer. Ces observations nous confortent dans le choix du profil à adopter pour les deux ouvrages expérimentaux.

De nouvelles séries de calculs sont conduites, les 3 nappes hautes des profils ont été rallongées d'1 m : L = 4 m (Figure B - 12) :

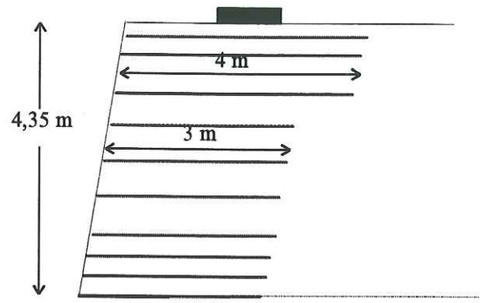


Figure B - 12 : Prédimensionnement - 10 couches - 3 nappes hautes de 4 m de longueur

D'après le Tableau B - 5, il est clair que ce profil est plus résistant que ceux précédemment étudiés :

T_{mob} = 25 kN/m	
Q (kN/m)	**F_{sr}**
100	1,85
254	1
300	0,745
LG a 4	

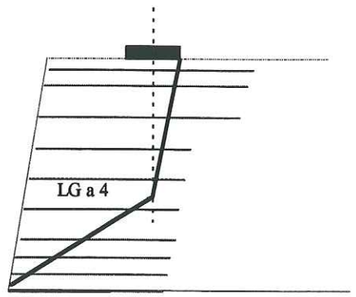


Tableau B - 5 : Prédimensionnement - 10 nappes - 3 nappes hautes de 4 m de long - T_{mob} = 25 kN/m - Valeurs de F_{sr} en fonction du chargement local Q (calcul de type a)

II.2.4.3. Constitution définitive des profils

Après cette première phase de calculs, la géométrie, les répartitions, les longueurs et les caractéristiques mécaniques des nappes de renforcement définitifs sont établies (Figure B - 13, p 141).

Les deux massifs ont une densité de renforcement qui va du simple au double et respectivement une tension maximale mobilisable dans les géotextiles T_{mob} = 25 kN/m et T_{mob} = 44 kN/m.

Les deux profils définitifs de l'expérimentation G.A.R.D.E.N. sont les suivants, pour une hauteur H = 4,35 m :

- **Massif Géosynthétique Non Tissé (noté NT)**

Le massif est constitué de 10 nappes de renforcement :

- 2 nappes hautes, L = 4 m
- 8 autres nappes, L = 3 m,

en géotextile Non Tissé, Polyester, de résistance à la traction Tr = 25 kN/m.

- **Massif Géosynthétique Tissé (noté T):**

Le massif est constitué de 6 nappes de renforcement :

- 2 nappes hautes, L = 4 m
- 4 autres nappes, L = 3 m,

auxquelles s'ajoutent 4 autres nappes (L = 1,5 m) intercalées entre celles de 3 m afin de rigidifier le parement. Les nappes sont en géotextile Tissé, Polyester, de résistance à la traction Tr = 44 kN/m. Le géosynthétique utilisé sera en fait un géocomposite associant au géotextile tissé un géotextile non tissé (pour le protéger lors de la mise en oeuvre).

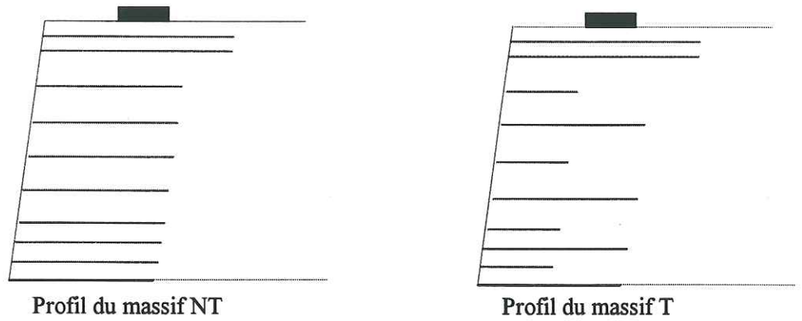


Figure B - 13 : Les profils définitifs du programme G.A.R.D.E.N.

II.3. PHASE 2 : CHARGE DE RUPTURE PROBABLE

La deuxième phase du prédimensionnement s'est déroulée en Novembre et Décembre 1993. Elle sera distincte pour les deux profils.

Nous recherchons d'une part la charge maximale que peuvent supporter les massifs et, en parallèle, les lignes de glissement les plus critiques pour la valeur de charge de rupture envisagée.

Cette phase de calcul s'est déroulée en deux étapes du fait de la connaissance tardive des caractéristiques mécaniques exactes du sol de remblai.

II.3.1. 1ère étape : les caractéristiques mécaniques du sol restent approximatives

Dans un premier temps, les caractéristiques mécaniques du matériau de remblai restent celles considérées jusqu'à présent :

- cohésion, C = 0 kPa
- angle de frottement, $\phi_s = 30°$
- poids volumique, $\gamma = 18$ kN/m^3

Les résultats des calculs, pour les deux profils, sont résumés comme suit :

La ligne de glissement critique interne au massif NT est la ligne de glissement LG a 3 (Figure B - 14) , pour laquelle $F_{sr} = 1,02$ sous un chargement Q = 200 kN/m.

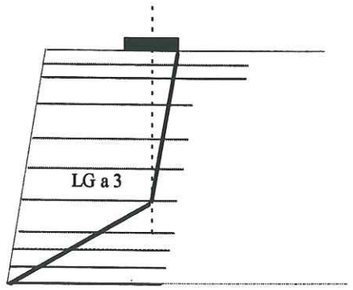


Figure B - 14 : Prédimensionnement - Massif NT - Ligne de glissement critique (caractéristiques mécaniques du sol approximatives)

La tension d'ancrage T_A de la nappe haute (n°10) reste limite ($T_A10 = 22,45$ kN/m < 25 kN/m) , mais, compte tenu que les caractéristiques du sol de remblai ne sont pas rigoureusement connues, la longueur d'ancrage est considérée satisfaisante.

Comme pour le massif NT, la ligne de glissement interne critique sous un chargement Q = 200 kN/m est la ligne LG a 3. La même sécurité est calculée pour le massif T ($F_{sr} = 1,02$).

Comme pour le massif NT, le calcul des tensions d'ancrage des nappes hautes restent limites dans le massif T : la résistance en ancrage du renforcement haut vaut $T_A10 = 22,45$ kN/m et celle de l'avant dernier renforcement, $T_A9 = 39,09$ kN (tensions inférieures à Tr = 44 kN/m).

II.3.2. 2ème étape : les caractéristiques mécaniques du sol sont précisées

Peu de temps avant la construction des deux ouvrages expérimentaux, en décembre 93, le LRPC de Lille nous fournit des caractéristiques mécaniques du matériau de remblai plus précisément définies (essais de cisaillement plan) :

- cohésion, C = 5 kPa,
- angle de frottement, $\phi_s = 36°$,
- poids volumique sécurité, $\gamma_d = 16,6$ kN/m^3,
- poids volumique humide, $\gamma_h = 19$ kN/m^3.

Le matériau sera compacté à l'Optimum Proctor lors de la construction des ouvrages expérimentaux. Son poids volumique sera $\gamma_h = 19$ kN/m^3.

Ces caractéristiques sont meilleures que celles considérées jusqu'alors. Il est prévisible d'obtenir une charge de rupture supérieure aux 200 kN envisagés précédemment.

Les différentes séries de calcul (de type a) mènent aux résultats suivants :

La rupture entièrement interne à la zone renforcée du massif NT est susceptible d'avoir lieu sous un chargement de 340 kN/m, le long de la ligne de glissement critique LG a 4 (Figure B - 15).

La ligne de glissement critique dans le massif T, interne à la zone renforcée, est légèrement plus profonde que celle du massif NT (Figure B - 15). La rupture théorique ($F_{sr} = 1$) est atteinte le long de la ligne de glissement critique LG a 3 sous un chargement Q = 360 kN/m.

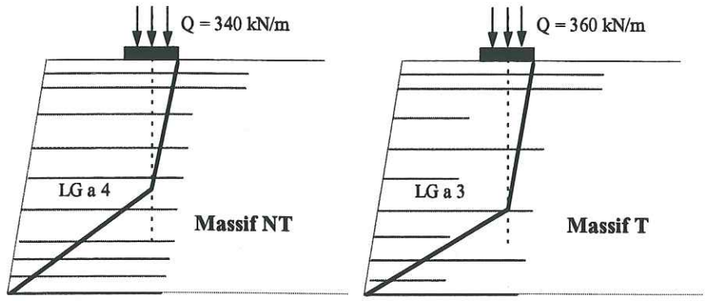


Figure B - 15 : Prédimensionnement - Lignes de glissement internes critiques des massifs expérimentaux définitifs (calcul de type a)

Les charges de rupture déterminées avec les caractéristiques mécaniques précisées du sol de remblai sont très supérieures à celles prévues lors de la première étape du prédimensionnement (Q = 200 kN/m). Les valeurs des caractéristiques mécaniques du sol jouent un rôle important pour l'estimation de la charge de rupture.

Dans le massif T, la tension d'ancrage de la nappe haute $T_A10 = 43{,}27$ kN/m reste légèrement inférieure à la tension de rupture du géotextile (Tr = 44 kN/m). Mais le chargement est élevé et favorise un meilleur ancrage en zone passive des renforcements.

Cependant, lors de la montée au chargement de rupture prévu (Q = 360 kN/m), les sollicitations, produites par le chargement sur le massif, sont plus faibles, et produisent donc un confinement moindre en zone passive. La résistance en ancrage est alors plus faible que pour Q = 360 kN/m. Mais des calculs complémentaires ont montré que la stabilité de l'ouvrage est largement acquise ($F_{sr} > 1$). En effet, lorsque Q = 200 kN/m

(< 360 kN/m), la tension d'ancrage de la nappe haute est $T_A10 = 27{,}55$ kN/m seulement mais $F_{sr} = 1{,}575$.

II.4. ANALYSE DU MECANISME DE RUPTURE « EXTERNE » DES DEUX MASSIFS EXPERIMENTAUX

Nous avons montré dans la première partie que les zones de ruptures observées d'un massif, chargé localement en tête, se situent, d'après les observations expérimentales ([1], [19], [7], [74]), sous le chargement, entre sa face amont et le parement. Cette géométrie a été confirmée par des résultats numériques ([12], [65]).

Nous nous sommes focalisés sur une telle géométrie de rupture (calcul de type a) tout au long du prédimensionnement présenté ci - avant.

Cependant, d'autres types de lignes de glissement, dont la partie haute longe les extrémités amont des renforcements, peuvent être critiques dans la méthode Double - Blocs (Geom E, type de calcul b).

Dans cette partie, nous nous sommes attardés sur ces géométries éventuelles de rupture pour borner, à la baisse, le chargement à la rupture envisageable dans les deux massifs. Nous avons cependant estimé que les lignes de glissement de type a (internes au massif renforcé) restent valables pour définir la répartition et la longueur des renforcements.

Avant que les caractéristiques mécaniques ne soient précisées, nous avons recherché la ligne de glissement critique (type b). Nous travaillons toujours en calcul GLOBAL et considérons que les renforcements peuvent mobiliser leur tension à la rupture (Tr = 25 kN/m pour le massif NT et Tr = 44 kN/m pour le massif T).

Les caractéristiques mécaniques du sol de remblai sont :

- cohésion, C = 0 kPa,
- angle de frottement du sol, $\phi_s = 30°$,
- angle de frottement sol/géotextile, ϕ_g, tel que $tg(\phi_g) = 0{,}8.tg(\phi_s)$,
- poids volumique, $\gamma = 18$ kN/m^3.

	Fsr	Q (kN/m)	
massif NT	1	80	LG b 4
massif T	1	170	LG b 5
	0,605	200	LG b 6
	0,59	300	LG b 5

Tableau B - 6: Prédimensionnement (calcul de type b, profils définitifs) : Charge Q ($F_{sr} = 1$) et F_{sr} (Q variable) (caractéristiques mécaniques approximatives)

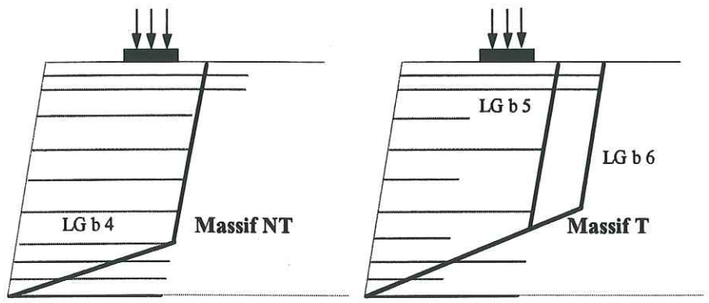


Figure B - 16 : Prédimensionnement - Lignes de glissement « externes » critiques des massifs expérimentaux définitifs (calcul de type b) (caractéristiques mécaniques approximatives)

D'après le Tableau B - 6, la rupture prévisible s'obtient pour des chargements bien plus faibles que si le bloc amont enveloppe la dalle de chargement : Q = 80 kN/m (massif NT) et Q = 170 kN/m (massif T). Ces lignes de glissement critiques (Figure B - 16) n'interceptent que 3 ou 5 nappes.

Dans la méthode Double - Blocs, seules les nappes interceptées par la ligne de glissement participent à la stabilité. Lorsque la tension mobilisable par les renforcements est fixée, il est logique que le coefficient de sécurité diminue lorsque le nombre de renforcements contribuant à l'équilibre du double - blocs décroît. Ainsi, l'intensité du chargement doit diminuer pour que le coefficient de sécurité soit maintenu ($F_{sr} = 1$) alors que seulement la moitié des armatures sont considérées dans les calculs.

Nous avons renouvelé la recherche de la ligne de glissement critique de type b avec les caractéristiques mécaniques du sol précisées :

- C = 5 kPa,
- $\phi_s = 36°$,
- $\gamma_d = 16{,}6$ kN/m^3, $\gamma_h = 19$ kN/m^3.

	Fsr	Q (kN/m)	
massif NT	1	240	LG b 2
massif T	1	230	LG b 2

Tableau B - 7 : Prédimensionnement (calcul de type b, profils définitifs) : Charge Q ($F_{sr} = 1$) et F_{sr} (Q variable) (caractéristiques mécaniques précisées)

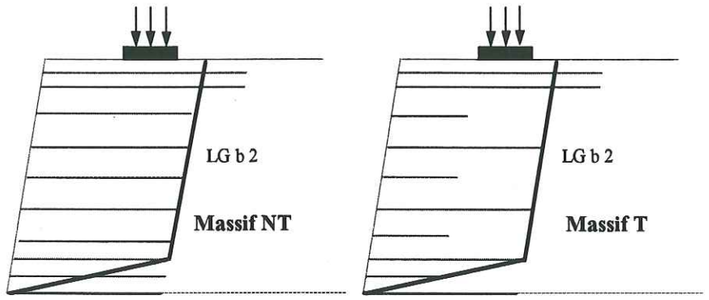


Figure B - 17 : Prédimensionnement (calcul de type b, profils définitifs) : Lignes de glissement « externes » critiques (caractéristiques mécaniques précisées)

Comme attendu, les surcharges prévues à la rupture sont supérieures aux cas précédents. Elles sont équivalentes pour les deux massifs (Q ≈ 230 kN/m). Elles sont assez proches des valeurs envisagées pour l'expérimentation.

La ligne de glissement critique est identique dans les deux massifs (Figure B - 17). Elle n'intercepte que quatre renforcements du massif NT et trois renforcements du massif T. La stabilité au glissement du double - blocs est essentiellement assurée par la résistance au cisaillement du sol de remblai le long de la ligne de glissement.

II.5. CHARGE DE RUPTURE ATTENDUE - CALCUL LOCAL

Nous appliquons ici le calcul Local (cf. A-§ IV.4.3) en considérant les lignes de glissement critiques internes aux deux massifs renforcés (LGa3, LGa4), définies par le calcul global.

Les caractéristiques mécaniques du sol retenues sont les dernières précisées ($C = 5$ kPa, $\phi_s = 36°$, $\gamma = 19$ kN/m^3).

Nous recherchons le chargement maximal que peuvent supporter les massifs ($F_{sr} = 1$) alors que les renforcements sont supposés mobiliser une tension inférieure à la résistance à la traction Tr (Tr(NT) = 25 kN/m, Tr(T) = 44 kN/m).

Sur la Figure B - 18 et la Figure B - 19 (p 148 et p 149) sont représentées, pour différents chargements, les distributions des tensions T_{LOCj} calculées par la méthode Locale.

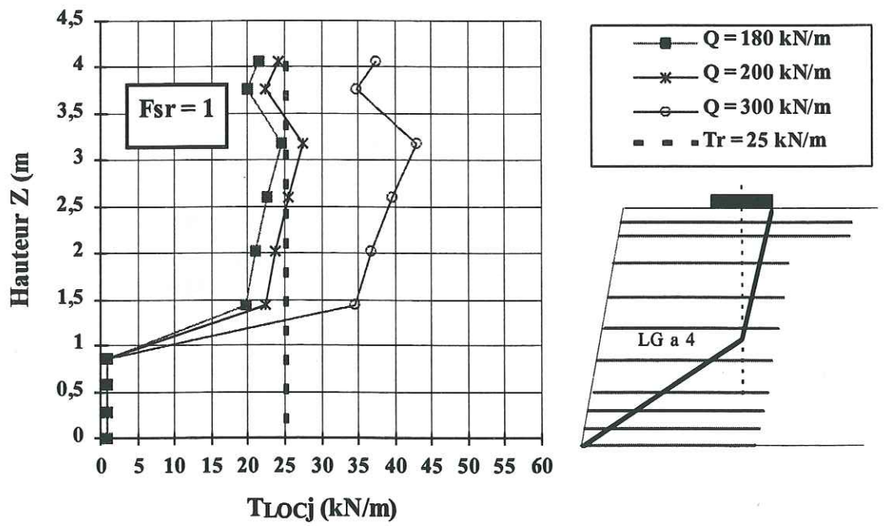


Figure B - 18 : Distribution des tensions T_{LOCj} dans les renforcements du massif NT en fonction du chargement Q appliqué (LGa4, $F_{sr} = 1$, calcul LOCAL)

Si le chargement vaut Q = 180 kN/m, les nappes supérieures du massif NT mobilisent une tension à peine inférieure à la résistance maximale à la traction Tr (Figure B - 18).

Pour ce même chargement, seule une nappe haute dans le massif T atteint presque la valeur de Tr (= 44 kN/m), alors que les autres sont très inférieures (Figure B - 19).

Pour le chargement Q = 200 kN/m, seules une ou deux nappes, dans les deux massifs, dépassent légèrement leur tensions maximales à la rupture.

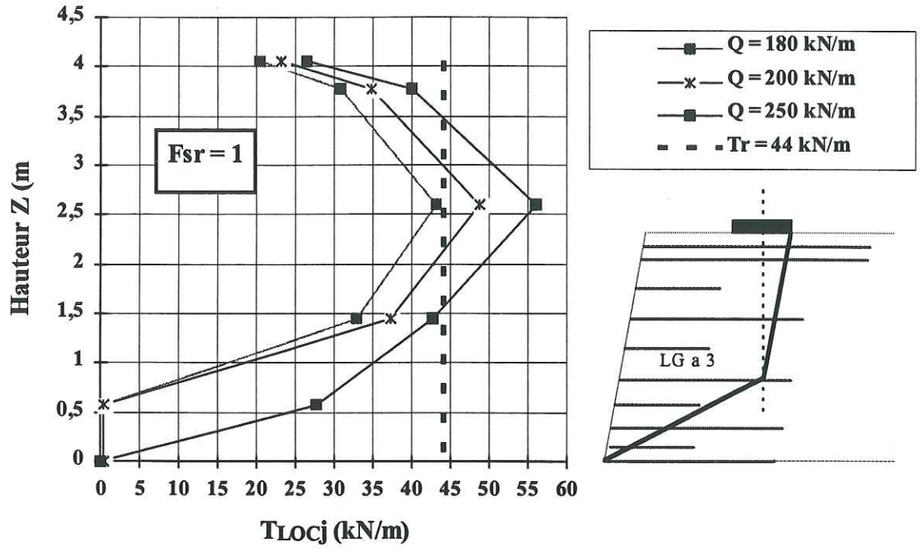


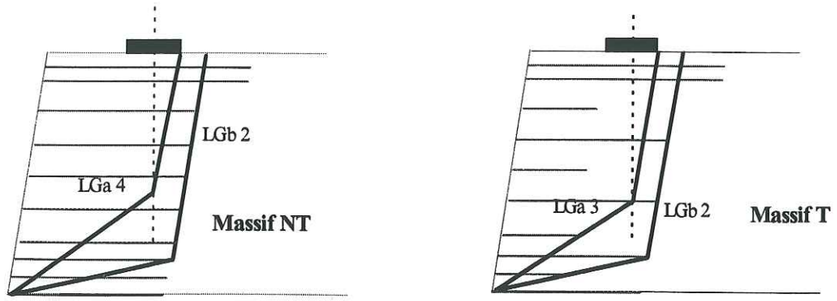
Figure B - 19 : Distribution des tensions dans les renforcements du massif T en fonction du chargement Q appliqué (LGa3, $F_{sr} = 1$)

Pour des lignes de glissement critiques définies par le calcul Global, la charge de rupture prévue par le calcul Local est $Q_{LOC} = 180$ kN/m.

II.6. CHARGE DE RUPTURE ATTENDUE

Par un calcul Global, les deux séries de calculs (types a et b) donnent des bornes, supérieure et inférieure, quant à la charge critique attendue pour chaque profil (la rupture étant supposée atteinte lorsque $F_{sr} = 1$). Un résumé des résultats du prédimensionnement (calcul Global) est fourni par la Figure B - 20 (p 150).

Par la méthode Locale , en considérant les lignes de glissement internes critiques définies par le calcul Global, la rupture des deux ouvrages est prévue sous un chargement plus faible (Q_{LOC} = 180 kN/m).



	Massif NT		Massif T	
	n° L.G.	$Q_{rupture}$	n° L.G.	$Q_{rupture}$
Calcul Global (Type a)	a 4	340 kN/m	a 3	360 kN/m
Calcul Global (Type b)	b 2	240 kN/m	b 2	230 kN/m
calcul Local	a 4	180 kN/m	a 3	180 kN/m

Figure B - 20 : Prédimensionnement : charges de rupture (F_{sr} = 1) et lignes de glissements critiques des deux profils expérimentaux (méthode Double - Blocs)

III. Déroulement des expérimentations

III.1. Description des ouvrages

La construction des deux massifs expérimentaux a débuté en Novembre 1993 pour s'achever fin Décembre 1993. Le chargement jusqu'à la rupture des deux massifs a eu lieu les 23 et 24 Février 1994 (pour le massif NT) et les 2 et 3 Mars 1994 pour le massif T.

III.1.1. Les géotextiles

Deux types de géotextiles en polyester garnissent les massifs. Leurs principales caractéristiques sont récapitulées dans le Tableau B - 8 (p 151).

Le premier ouvrage (massif NT) est renforcé par des géotextiles non tissés, de tension maximale à la rupture en traction Tr = 25 kN/m pour une déformation de 30 %. Le deuxième massif (massif T) est renforcé par un géotextile tissé tricoté, de tension maximale à la rupture en traction Tr = 44 kN/m pour une déformation de 15 %. Les modules sécants à 10 % de déformation de ces deux géotextiles ont respectivement pour valeur $J_{10\%}$ = 95 kN/ml (NT) et $J_{10\%}$ = 340 kN/ml (T). Les résultats d'essais de traction de ces géotextiles fournis par le fabricant sont représentés sur la Figure B - 21.

		masse surfacique (g / m²)	épaisseur (mm)	masse volumique (g / m³)	porosité
T	Bidim Rock	596,8	2,23	1,38E06	0,81
NT	Bidim B7	333,4	3,49	1,38E06	0,93

Tableau B - 8 : Caractéristiques des géotextiles

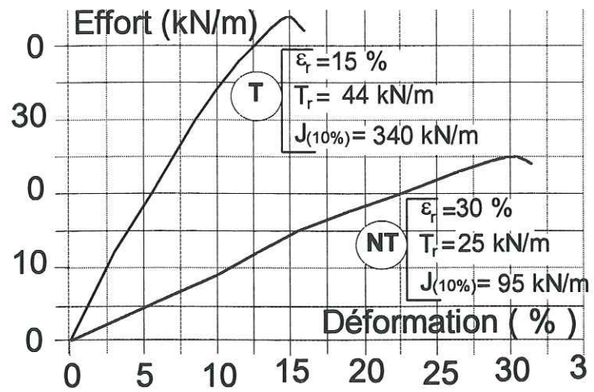


Figure B - 21 : Courbes Effort de traction / Déformation des renforcements dans l'expérimentation GARDEN

On remarque ici que le renforcement tissé est deux fois plus résistant que le non tissé et trois et demi fois moins extensible.

III.1.2. Le sol de remblai

Après les expérimentations, des essais de frottement sol / renforcement effectués au L.i.r.i.g.m., à la boite de cisaillement (30 x 30 cm) indiquent les caractéristiques de contact sol / renforcement suivants, pour une teneur en eau w = 5% (Tableau B - 9, p 153) (R. Arab, 1997 [12]). Notons que dans ces essais, les conditions expérimentales n'ont pas été restituées exactement car la teneur en eau du remblai réalisée sur le chantier était proche de l'Optimum Proctor (w_{opn} = 14,2%).

Dans le Tableau B - 9 (p 153), Up (déplacement du géotextile au cours de l'essai) est indiqué en fonction de la contrainte normale σ_N (Figure B - 22, p 153).

	ϕ_s (°)	$tg\phi_g/tg\phi_s$	C_s (kPa)	C_g/C_s	$Up = A+B.\sigma_N$	
					A (m^3)	B (m^3/kN)
Sol / Renf NT	31,1	0,86 - 1	2	0,4	0,0023	5.10^{-5}
Sol / Renf T (côté tissé)	27,6	0,75 - 0,9	1,9	0,38	0,0019	4.10^{-5}
Sol / Renf T (côté non tissé)	26	0,7 - 0,84	1,2	0,24	0,0025	3.10^{-5}

Tableau B - 9 : Caractéristiques mécaniques du contact s/g (w_{eau} = 5%)

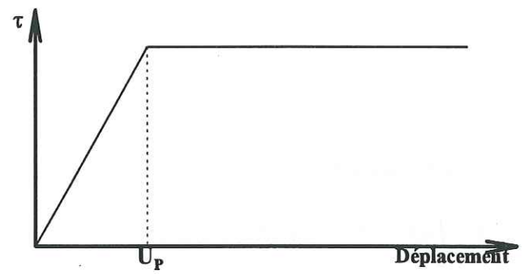


Figure B - 22 : Courbe simplifiée d'essai de cisaillement

Le sol de remblai utilisé dans l'expérimentation est un sable fin (B1-B2, avec 20 % de 0/6 mm), provenant d'une carrière avoisinante, de poids volumique sec γ_d = 16,6 kN/m³, et humide γ_h = 19 kN/m³, de teneur en eau à l'optimum proctor w_{opn} = 14,2%. Dans ces conditions de teneur en eau, il est légèrement cohérent (C = 4 kPa) et d'angle de frottement ϕ_s = 36°. La courbe granulométrique du sol de remblai est présentée sur la Figure B - 23 (p 154).

Des essais triaxiaux effectués au laboratoire indiquent des angles de frottement ϕ_{pic} = 42° et ϕ_{palier} = 36° (avec une teneur en eau de 5%).

Lors de la construction des ouvrages, le compactage est contrôlé par mesure densitométrique. La densité oscille entre 93,6% et 100% de l'Optimum Proctor avec une valeur minimale relevée à 1,50 m dans le massif T.

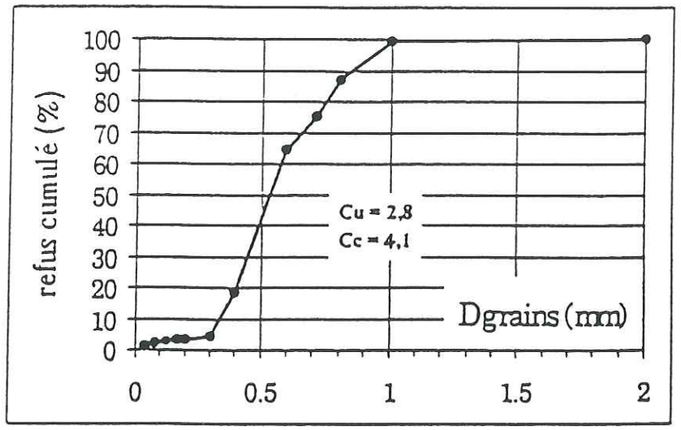


Figure B - 23 : Courbe granulométrique du sol de remblai du Programme GARDEN

III.1.3. Distribution des renforcements dans les massifs

Les deux massifs n'ont pas la même densité d'armatures et la même géométrie de renforcements (Figure B - 25, p 156). Ils mesurent 4,35 m de hauteur et contiennent 10 nappes géotextiles réparties non uniformément dans le massif (cf. B-§ II.2.4.3). Les deux nappes hautes sont plus longues de 1 m par rapport aux autres renforcements (pour éviter une rupture d'ancrage à l'amont de la ligne de rupture). Dans le massif T alternent nappes longues et nappes courtes, ces dernières ayant pour rôle d'augmenter la rigidité en flexion du parement.

III.1.4. Le parement

Le parement est constitué de l'empilement de « pierres Löffel », blocs cellulaires de 130 kg (Longueur = 55 cm, Largeur = 57 cm, Hauteur = 29 cm).

Dans le programme GARDEN, pour assurer une liaison sans glissement entre le parement et les renforcements , les renforcements sont accrochés aux pierres du parement qu'ils surmontent : des barres sont glissées dans le retour des nappes et emboîtées dans des encoches existantes dans les ailes des pierres (Figure B - 24).

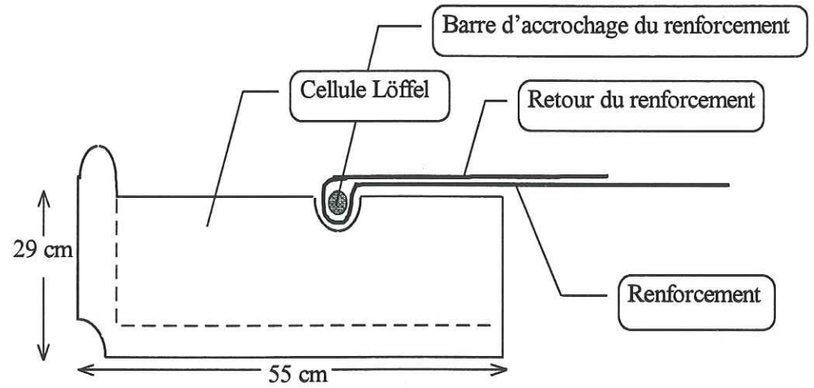


Figure B - 24 : Méthode d'accrochage du renforcement au parement

III.2. INSTRUMENTATION DES OUVRAGES GARDEN

Les deux ouvrages sont instrumentés de façon similaire. Seul le profil central de chacun des massifs est équipé (Figure B - 25, p 156).

III.2.1. Mesures des déplacements des remblais et des renforcements

Pour évaluer les déformations des renforcements, les déplacements de points des nappes sont mesurés. Le dispositif utilisé est constitué de câbles en acier, protégés par une gaine PVC, fixés par rivetage le long des renforcements instrumentés. Les « points-câbles » sont espacés d'environ 0,3 m (8 sont disposés sur les nappes longues, 5 sur les nappes courtes du massif Tissé, le dernier étant riveté à l'extrémité de renforcement).

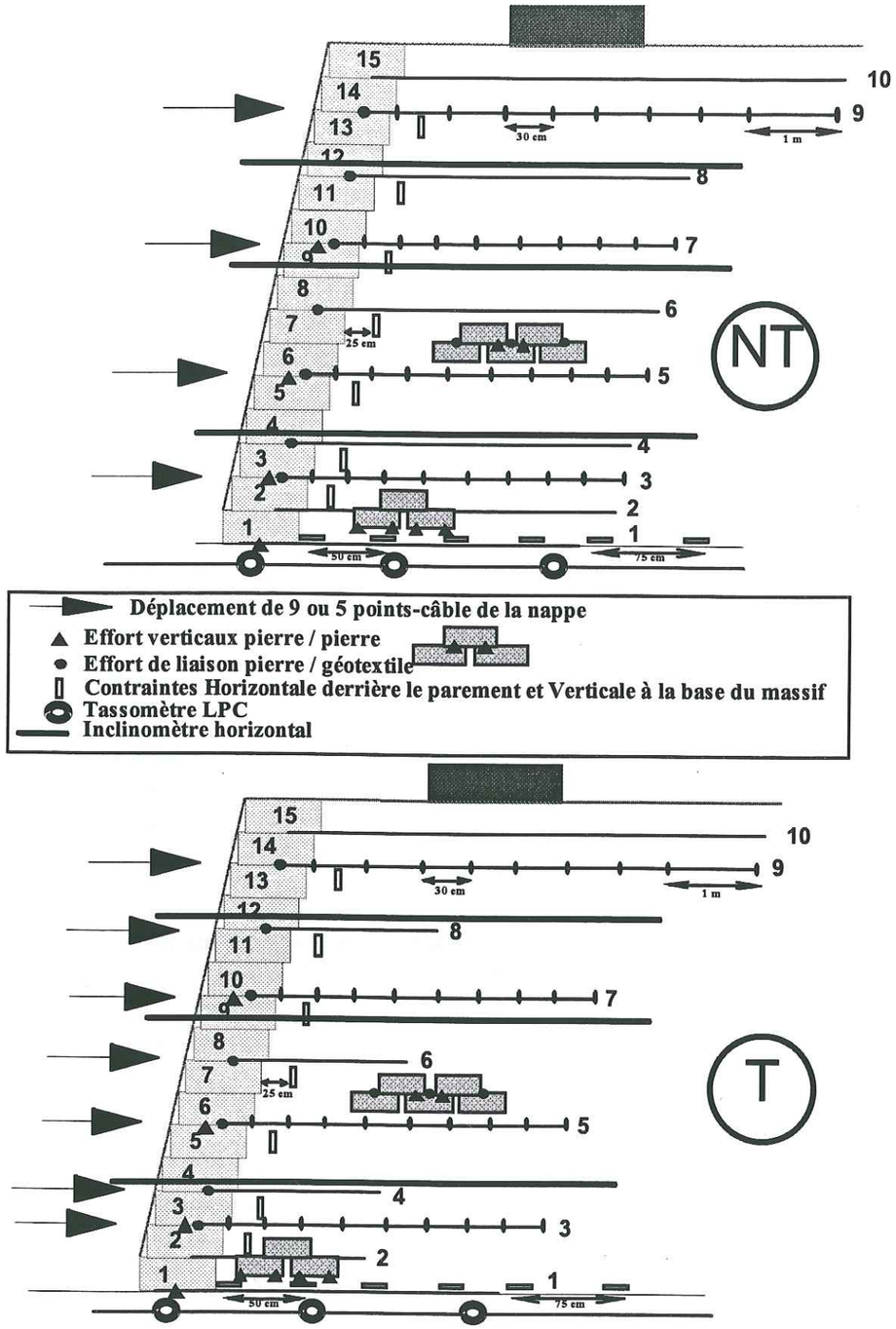


Figure B - 25 : Profil d'instrumentation des massifs GARDEN

Une gaine technique (buse en béton) est positionnée dans chacun des deux massifs, en amont de la zone renforcée (Figure B - 26, p 158). Les câbles entrent dans ces gaines, passent sur une poulie équipée d'un potentiomètre en rotation et sont tendus par un contrepoids. La précision des mesures est de 0,1 cm (Photo B - 4, p 157).

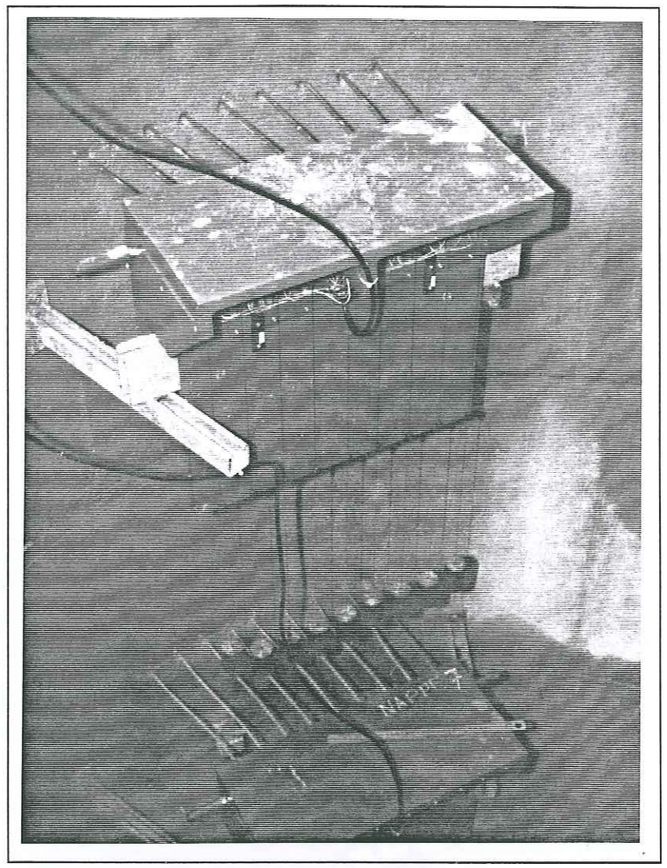


Photo B - 4 : Tableaux des points-câbles à l'intérieur des gaines techniques, en amont des massifs

Pour déterminer les déformations dans les remblais, trois inclinomètres horizontaux sont répartis sur la hauteur des massifs (à 1 m du sol, à 2,40 m et 3,30 m). La mesure angulaire est effectuée avec une précision de 10^{-5} rad et la sonde inclinométrique peut s'incliner au maximum de 14° vu son encombrement.

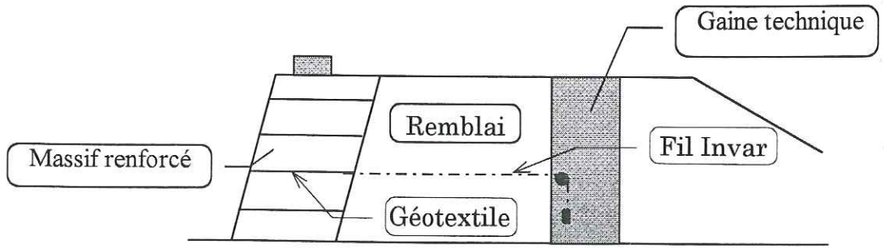


Figure B - 26 : Vue transversale du site expérimental

III.2.2. Instrumentation du parement

Le parement est ausculté en détail pour suivre ses déplacements, déterminer les contraintes qui s'y appliquent et déterminer l'effort d'interaction avec les renforcements (Photo B - 5, Figure B - 25, p 156, Figure B - 27, p 159 et Figure B - 28, p 160).

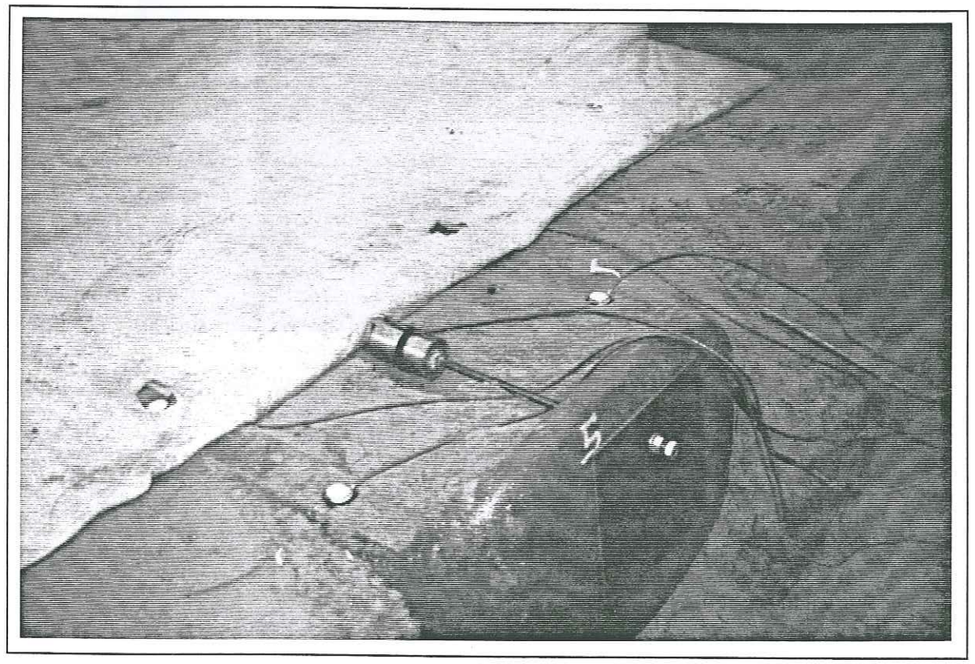


Photo B - 5 : Cellule du parement instrumentée

Les déplacements de huit cibles topographiques fixées sur des pierres Löffel du parement (2 séries de 4 et 3 cibles sur les verticales de chacun des 2 parements, sous l'axe principal du chargement) sont mesurés quatre fois par visée topographique lors des deux expérimentations (en début et en fin de chaque journée d'expérimentation).

Les poussées horizontales derrière le parement sont mesurées par des cellules de contraintes totales Glötzl, positionnées à sept niveaux différents des ouvrages, parallèlement à la face arrière des pierres, à 25 cm du parement. Leur capacité est de 500 kPa et leur précision de mesure de 0,1% de la pleine échelle (soit 0,5 kPa de précision).

Les efforts verticaux dans le parement (forces d'appui intercellulaires) sont également mesurés : les ailes des pierres Löffel instrumentées sont percées pour accueillir des capteurs de pression et ainsi mesurer l'effort produit par les pierres les surmontant (Figure B - 27, p 159). Quatre niveaux des massifs sont ainsi instrumentés. Sur le cinquième, trois pierres sont instrumentées, de façon symétrique au plan transversal axial des massifs afin de percevoir la diffusion des poussées de part et d'autre de l'axe transversal de l'ouvrage. Ces capteurs ont une capacité de 20 kN et une précision de mesure de 0,1% de la pleine échelle (soit 0,2 kN de précision).

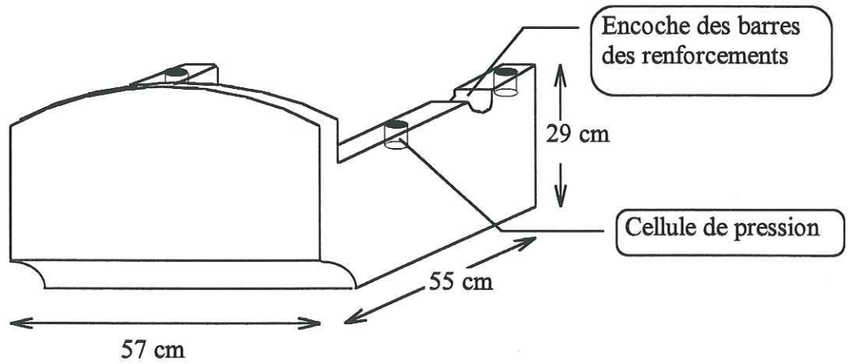


Figure B - 27 : Position des capteurs d'effort vertical dans les pierres du parement

Les efforts de traction des renforcements dans le parement sont relevés par des cellules d'effort de traction joignant la face aval d'une pierre instrumentée et la barre d'accroche du renforcement posé sur cette pierre (Figure B - 28, p 160). Les sept

niveaux de pierres derrière lesquelles la poussée horizontale est mesurée sont équipés de ces capteurs d'effort. Leur capacité est de 20 kN, leur précision de mesure de 0,1% de la pleine échelle (soit 0,2 kN de précision).

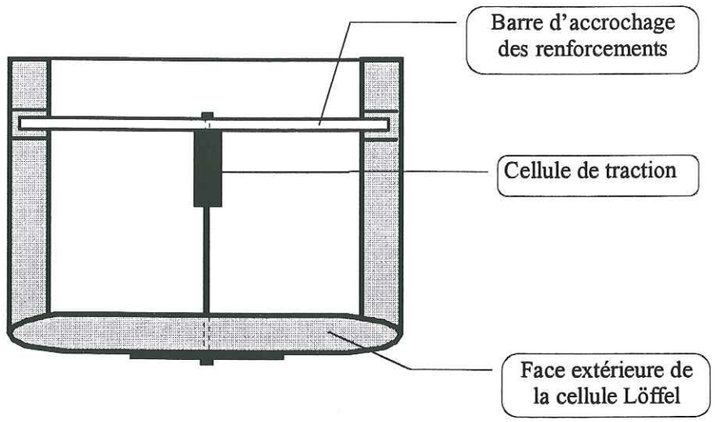


Figure B - 28 : Dispositif de mesure de traction parement / renforcement - Vue en plan d'une pierre Löffel instrumentée

III.2.3. Mesure des déplacements des dalles de chargement

Les trois dalles de chargement de chaque massif sont instrumentées pour mesurer leur tassement et leur rotation éventuels (Figure B - 30, p 162) :

- 1 point de mesure de déplacement vertical de chaque dalle,
- 1 point de mesure de l'inclinaison de chaque dalle (inclinomètre de capacité 20°).

Le dispositif de mesure du mouvement des dalles de chargement est présenté sur la Figure B - 29 (p 161).

III.2.4. Mesures dans le terrain environnant les massifs

L'action du massif renforcé sur le terrain naturel est quantifiée.

Le tassement du sol de fondation est mesuré par trois tassomètres LPC répartis sous les massifs, à 0,20 m de profondeur dans le sol de fondation (1 sous le parement, 2 sous les remblais). La précision des relevés est de 1 cm environ.

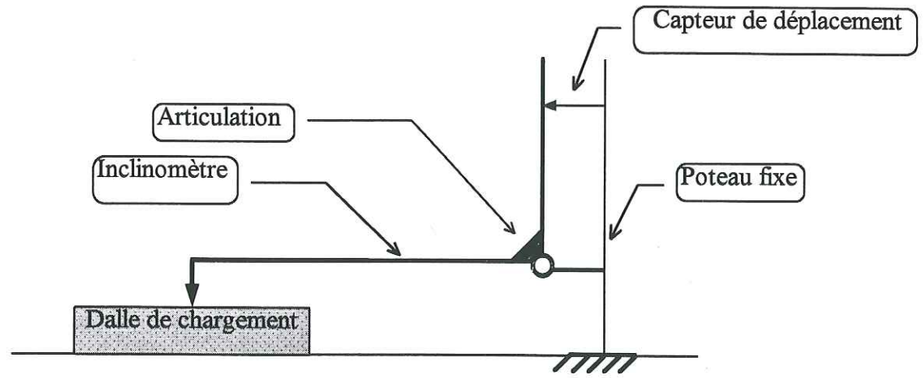


Figure B - 29 : Dispositif de mesure du déplacement des dalles de chargement

La descente de charge sous le premier niveau de pierres est mesurée de la même façon que les efforts verticaux dans le parement. Dans le béton de propreté sous le parement, sous deux pierres du premier niveau, huit cellules de pression sont encastrées. Leur capacité est de 30 kN et leur précision de mesure de 0,1% de la pleine échelle.

Les efforts verticaux sous la première nappe posée sur le sol de fondation sont relevées par six cellules Glötzl de mesure de contraintes totales, réparties sous les ouvrages (5 espacées de 0,50 m depuis l'arrière de la première pierre et 1 sous l'aplomb du remblai, à 0,75 m de la cinquième cellule). Ces capteurs présentent des capacités de 500 kPa et une précision de mesure de 0,1% de la pleine échelle.

III.3. Application du chargement

Chaque massif est chargé localement en tête par la fondation en béton armé de 4 m de longueur et 1 m de largeur, composée de trois dalles juxtaposées. Les deux dalles latérales permettent d'éviter les effets de bords autour de la dalle centrale pour approcher au mieux un comportement en déformations planes au niveau du profil instrumenté.

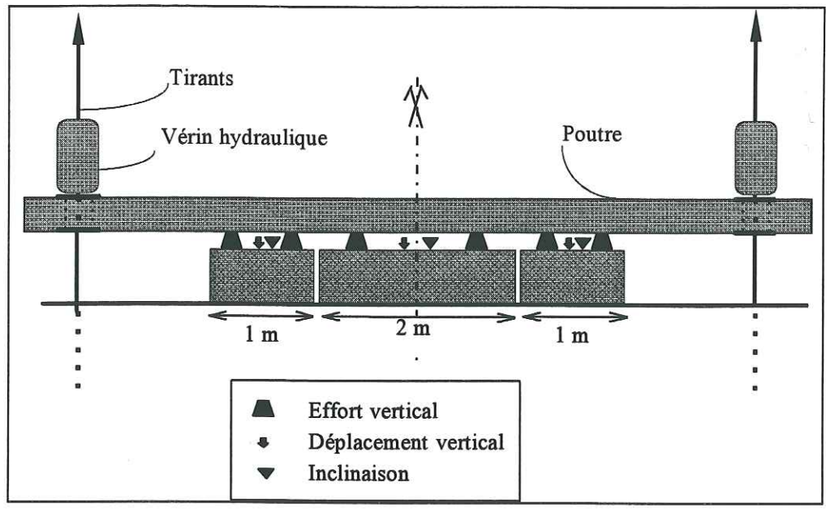


Figure B - 30 : Système de chargement du programme GARDEN

La poutre en acier qui surmonte les dalles est traversée en ses deux extrémités par deux tirants ancrés en profondeur dans le sol de fondation. Ils sortent de la poutre pour entrer dans deux vérins hydrauliques de capacité 950 kN chacun. Les vérins prennent appui sur les deux lignes de tirants pour solliciter la poutre en poussée sur la fondation (Figure B - 30 et Photo B - 6, p 163).

Les efforts appliqués sur les dalles sont quantifiés par la présence de deux pesons (d'une capacité de 50 kN) sur chacune d'elle (Photo B - 7, p 163). La valeur des charges appliquées peut être déduite de la pression d'huile dans le système hydraulique assurant la mise en poussée des vérins; ou de manière plus précise, en relevant les efforts sur les pesons calés entre la poutre en acier et la dalle en béton (Figure B - 30, p 162). Les efforts appliqués sur les dalles sont ainsi directement mesurés (Figure B - 31, p 165 et Figure B - 32, p 166).

Le chargement de chaque massif se déroule sur deux jours, par paliers successifs d'une heure environ. Un palier de fluage est maintenu pendant la nuit, à un chargement élevé, correspondant à une estimation approximative d'un chargement « de service ».

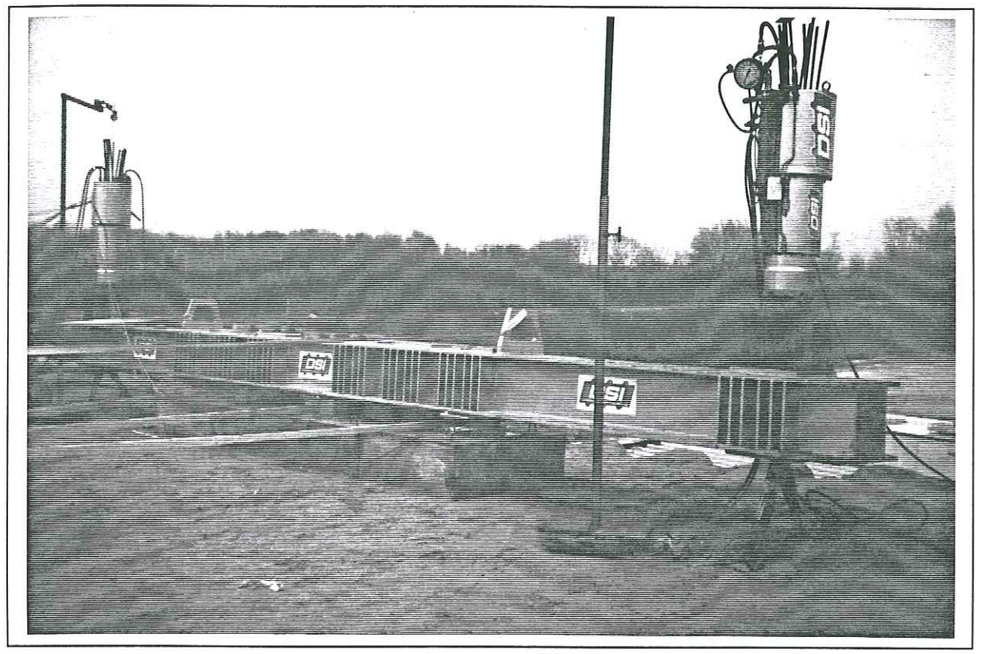


Photo B - 6 : Dispositif de chargement des massifs

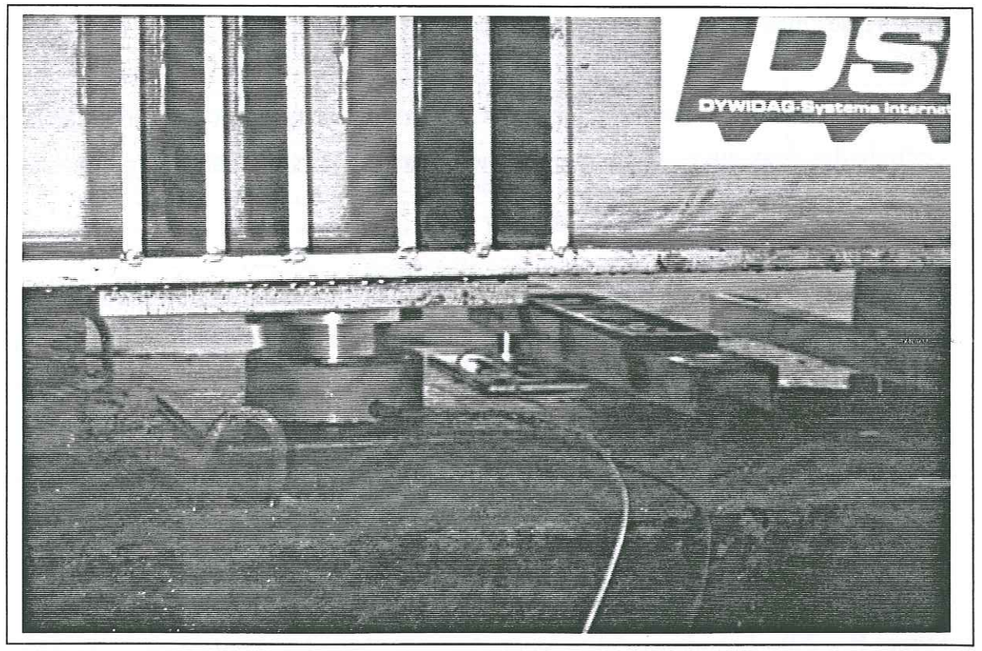


Photo B - 7 : Peson calé entre chaque dalle et la poutre de chargement

Durant les expérimentations, des paliers successifs de chargement sont fixés (de 40 kPa environ). La pression hydraulique nécessaire pour les atteindre est fournie et maintenue dans les vérins par régulation manuelle. Il n'y a pas d'asservissement du système de chargement.

Lorsque les vérins sont en fin de course, un déchargement et une remise en charge rapides sont effectuées pour poursuivre le chargement (Figure B - 31, p 165). Aucune perturbation notoire n'est à signaler suite à ces manipulations.

La montée au palier de chargement suivant est décidée d'après la vitesse observée de tassement des dalles. De façon générale, les tassements des dalles se sont stabilisés une heure après la montée au palier.

La fin des essais est considérée atteinte lorsque l'enfoncement des dalles ne se stabilise plus. En effet, l'expérience antérieure B.A.St.-L.C.P.C. (cf. A-§ II.6) nous a montré qu'en grandes déformations, un second mécanisme de rupture s'est superposé au premier qui reste le plus fondamental. Il faut donc éviter d'atteindre des déplacements en trop grandes déformations pour étudier le mécanisme initial de rupture des massifs.

Dans la suite, nous retiendrons les valeurs du chargement mesurées sur la dalle centrale des deux ouvrages pour approcher au mieux les sollicitations appliquées sur le profil instrumenté du massif.

Nous pouvons noter que le chargement maintenu durant la nuit sur le massif NT chute légèrement en intensité (ce palier de 15 heures est mis en place 8 heures après le début du chargement, Figure B - 31, p 165). Une chute de la pression d'huile dans les vérins au cours de la nuit peut expliquer ce résultat (comme nous le verrons ultérieurement, le massif n'a présenté aucun fluage durant ce palier de chargement).

Il est à noter que durant les expérimentations les trois dalles de chacun des massifs ne sont pas sollicitées par la même pression verticale (Figure B - 31, Figure B - 32). Les deux dalles centrales sont les plus faiblement sollicitées. La pression sur les dalles centrales vaut à peine de 40 % à 66 % de la pression exercée sur les dalles les plus chargées.

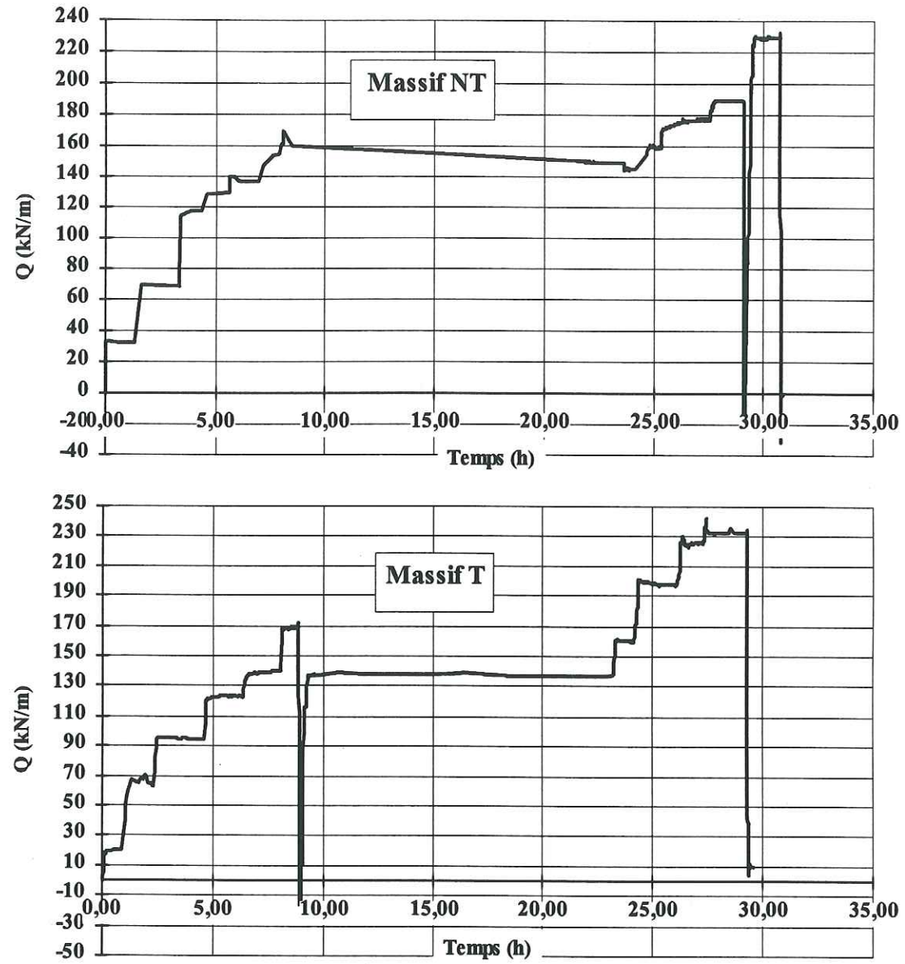


Figure B - 31 : Diagramme de chargement sur les dalles centrales

Cette forte différence peut remettre en question le fait de considérer le problème plan. Toutes les conclusions sont cohérentes pour le profil instrumenté mais ne peuvent pas rigoureusement s'appliquer à tout le massif situé sous la semelle.

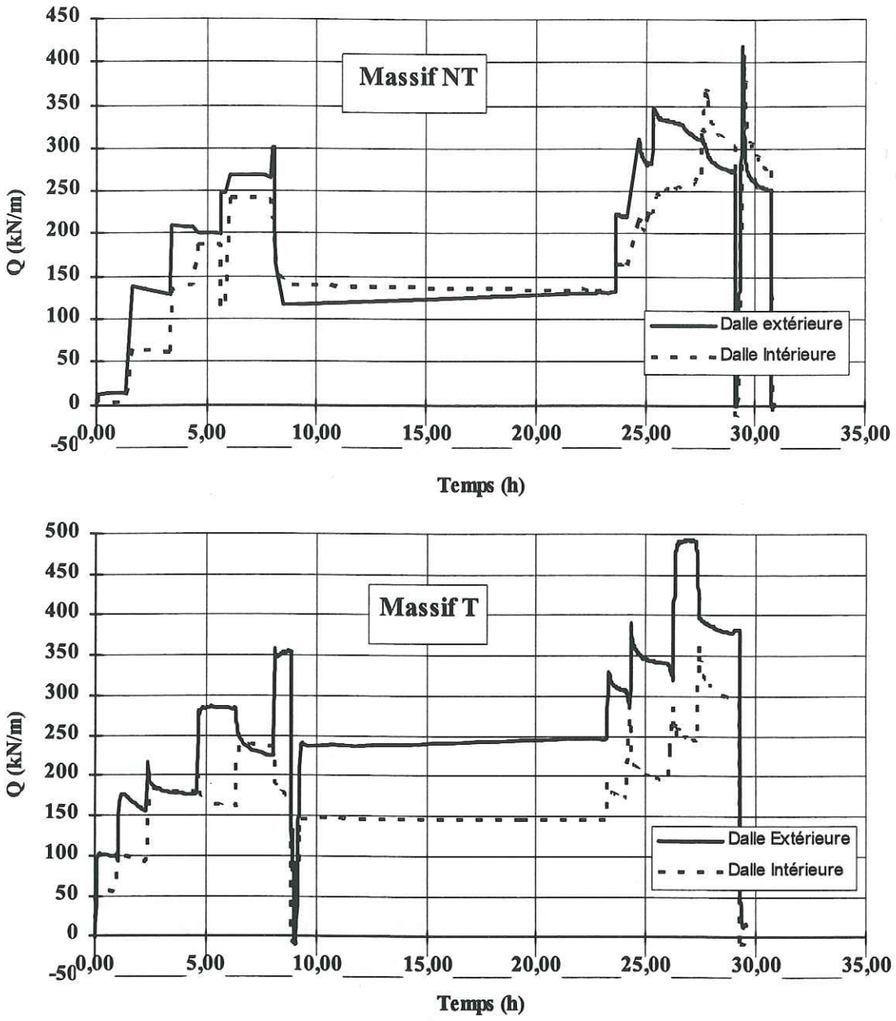


Figure B - 32 : Diagrammes de chargement sur les dalles latérales

III.4. RELEVE DES MESURES EXPERIMENTALES

Pendant la construction des ouvrages, quelques mesures des poussées verticales sous le remblai et horizontales derrière la parement, ainsi que les déplacements des points-câbles ont été relevés.

Durant les expérimentations, les différentes mesures sont effectuées à la fin de chaque palier de chargement lorsque les tassements des dalles sont stabilisés.

Les mesures sont, soit dirigées automatiquement sur une centrale de mesures, soit relevées manuellement.

Ainsi, les indications des tassomètres, des cellules Glötzl de mesure de contraintes totales et les déflexions des inclinomètres nécessitent une intervention humaine. Par contre, toutes les autres mesures sont automatisées (les déplacements des points - câbles sont relevés manuellement seulement durant la construction des massifs).

III.5. OBSERVATIONS RAPIDES PENDANT LES ESSAIS

III.5.1. Fissurations de la surface du remblai

Dans le massif NT, dès la montée à Q = 157 kN/m (chargement maximal appliqué avant le palier de fluage), une fissure de 5 mm s'ouvre parallèlement à la dalle NT extérieure, à 0,60 m en amont. Des fissures plus petites s'ouvrent entre la dalle intérieure et les tirants de chargement ainsi que devant la dalle extérieure. Lors de la montée à Q = 173 kN/m, après le chargement de nuit, une fissure s'ouvre en amont de la dalle centrale. En fin d'essai, une fissure apparaît à 1,40 m en amont de la dalle centrale (environ à la verticale de l'extrémité amont des nappes hautes) (Figure B - 33, p 168, Photo B - 8, p 169).

Dans le massif T, au chargement Q = 137 kN/m (avant le palier de fluage), trois fissures sont présentes en amont les dalles (à 0,35 m, 0,60 m et 1,50 m). Au chargement Q = 198 kN/m, peu avant la fin de l'essai, la fissure arrière s'ouvre de 2 cm en laissant apparaître une plus faible ouverture au niveau de la deuxième nappe. Il semble que la fissure se soit propagée en profondeur à ce chargement, et que la couche de sol surmontant la deuxième nappe se soit avancée vers le parement. A la fin de l'expérimentation, cette fissure est béante (7 cm de large en surface) (Figure B - 33).

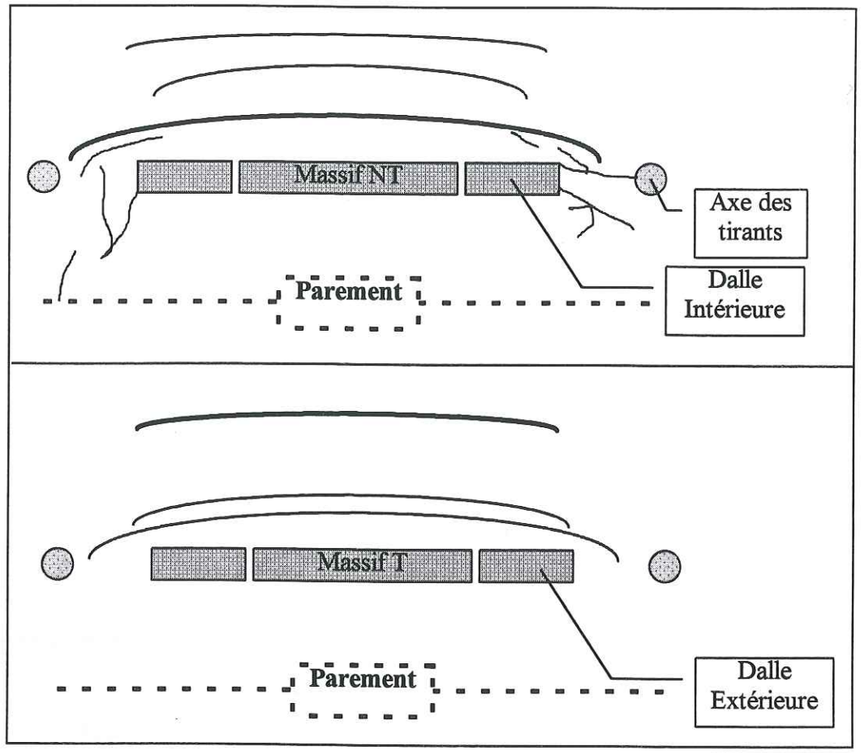


Figure B - 33 : Schéma des fissures autour des dalles de chargement en fin d'essai

III.5.2. Fissuration du parement

Dans le massif NT, pendant le palier de chargement à Q = 68,7 kN/m, une fissure horizontale apparaît à la mi-hauteur du parement, mais n'évolue plus pendant l'expérimentation. Quand la dalle centrale de ce massif est chargée à Q = 157 kN/m, une fissure verticale apparaît sur le parement, à la verticale des dalles centrale et extérieure.

L'aspect extérieur du parement du massif T n'est pas perturbé par le chargement.

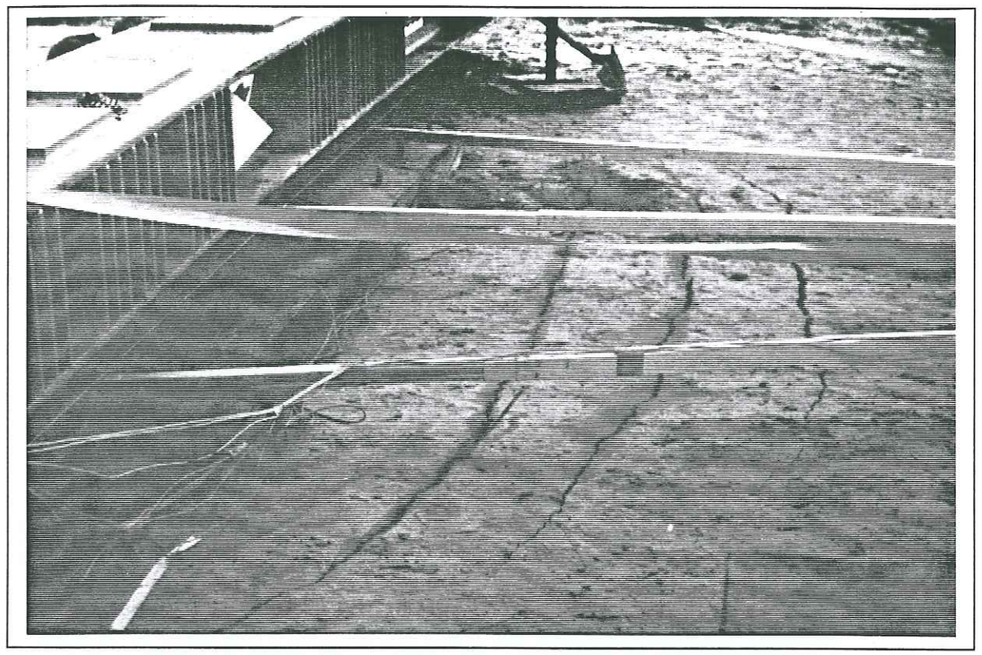


Photo B - 8 : Fissuration à la surface du massif NT en fin d'essai

III.5.3. Poutre de chargement

La même poutre métallique est utilisée pour charger les dalles en béton des deux expérimentations. La poutre s'est déformée et a basculé durant les expérimentations.

Lors du chargement de la dalle centrale du massif NT à Q = 143,2 kN/m, la poutre métallique s'est inclinée de 4° vers le parement et une tête de vérin a sauté. La poutre est alors inclinée vers les tirants intérieurs. Mais le chargement des dalles se poursuit par l'intermédiaire des pesons dont la tête est pivotante (avec une amplitude de 15°).

De plus, la poutre se fléchit sous les efforts en ses extrémités. La flèche atteinte, lorsque la dalle centrale est chargée à Q = 157 kN/m, est de 5 cm.

Lors du chargement du massif T, la poutre est inclinée vers l'amont de l'ouvrage pendant la montée du chargement à Q = 137,6 kN/m. En fin d'expérimentation, la

poutre continue à fléchir alors que les vérins sont en fin de course. Les dalles continuent à s'enfoncer dans le massif, ce qui fait chuter la pression exercée sur elles.

III.5.4. Déflexions du remblai

Les déflexions internes du remblai durant les expérimentations sont mesurées à l'aide des inclinomètres horizontaux (Photo B - 9).

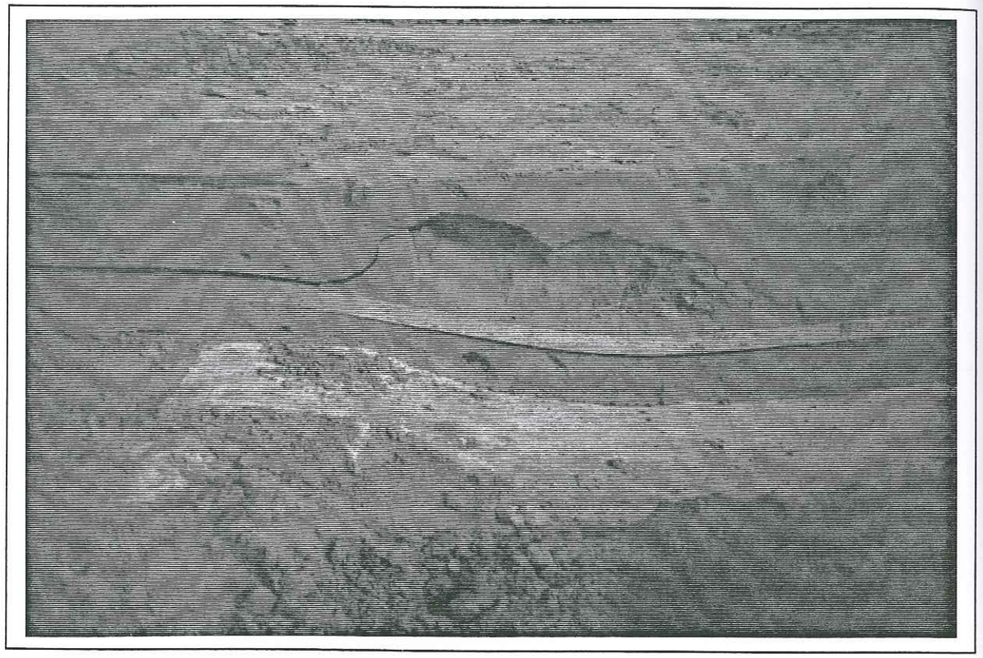


Photo B - 9 : Déflexion de l'inclinomètre horizontal situé à 3,10 m de hauteur dans le massif NT

Dans le massif NT, après la montée au chargement Q = 145 kN/m, l'inclinomètre proche des dalles de chargement s'est beaucoup déformé à 2,30 m du parement (la sonde de mesure ne passe plus dans le tube inclinométrique).

Dans le massif T, les mesures inclinométriques sont effectuées seulement à la fin des deux premiers paliers de chargement car la sonde inclinométrique est alors hors service. Mais son libre passage ou non dans les tubes donne une indication grossière sur les déformations internes du massif. Ainsi sous le chargement Q = 198 kN/m, elle

reste bloquée dans l'inclinomètre le plus haut, à 3,10 m du parement. En fin d'expérimentation, la sonde passe difficilement dans le tube inclinométrique intermédiaire, à environ 3 m en amont du parement.

III.5.5. Aspect extérieur des ouvrages

Au cours du chargement, les dalles s'enfoncent dans les massifs et pivotent vers l'amont. Le parement du massif NT s'est bombé en partie centrale alors que le parement du massif T a basculé vers l'aval autour d'un point bas.

III.6. Observations lors du demontage des massifs

Le démontage méticuleux des massifs a permis de relever de manière précise les déflexions et les déplacements des renforcements, ainsi que leur état (déchirure, froissage, longueur réelle, ...). Les buses qui constituent les gaines techniques sont considérées comme des repères fixes, restées immobiles durant les expérimentations.

Lors du démontage les parties axiales des renforcements sont prélevées pour des essais de traction sous confinement. Des mesures de teneur en eau et de densité sont effectuées par l'entreprise Pertuy sous les nappes 5, 6, 7 et 8 fraîchement découvertes (soit entre 1,30 m et 3,00 de hauteur).

Les observations particulières des massifs après rupture sont les suivantes :

- Les barres d'accrochage des renforcements au parement n'ont pas quitté leur logement durant l'expérimentation.
- A 1,50 m sous le niveau des dalles de chargement, les membranes PEHD, qui servaient de séparation entre les massifs et le milieu extérieur, sont notablement bombées vers l'extérieur des massifs. Cette observation remet en cause l'hypothèse d'une sollicitation bidimensionnelle du massif.
- Les trois nappes hautes du massif NT sont déchirées au niveau des empreintes des deux dalles extérieures, côté amont du massif (Photo B - 10). Des fissures dans le sol sont multiples sous les deux nappes hautes des deux massifs, au niveau de l'empreinte des dalles, et à l'amont de celle-ci. Ceci met en valeur l'existence de la cohésion du sol.

- Les pierres à 1,20 m du sol ont légèrement basculé vers l'aval.
- La base des deux massifs est totalement saturée. Dans les deux massifs, le sol adhère à la deuxième nappe, à 0,30 m de hauteur par rapport à la base des ouvrages. Après le décapage à l'arrière du pied du parement, une flaque d'eau s'étend sur 1 m en amont.

Photo B - 10 : Déchirure de la nappe NT8 au niveau de la face amont de la dalle extérieure

IV. Dépouillement et Interprétation des résultats

IV.1. Gestion des donnees experimentales

Globalement, 70 % des mesures d'auscultation effectuées sont cohérentes et exploitables.

L'absence de données ou l'obtention de données absurdes de l'auscultation interne du parement provient essentiellement de la fragilité de cette instrumentation face aux conditions climatiques hivernales de l'expérimentation.

IV.1.1. Méthode d'exploitation des mesures des déplacements des points-câbles

Nous notons $DG_j(NT_i)$ et $DG_j(T_i)$ le déplacement du point-câble i (numéroté depuis l'arrière du parement) riveté sur la nappe j du massif NT ou du massif T.

Le déplacement relatif entre deux points-câbles successifs, divisé par leur espacement initial donne la déformation du renforcement entre ces deux points (notée $\varepsilon_j(NT_i)$ et $\varepsilon_j(T_i)$ avec i le numéro de la nappe et j le numéro de point-câble en partant de la face amont des cellules du parement) (Figure B - 34) :

$$\varepsilon_j(NT_i) = \frac{DG_j(NT_i) - DG_{j+1}(NT_i)}{l_{0j}(NT_i)}$$

avec $l_{0j}(NT_i)$, l'espacement initial entre les deux points-câbles successifs j et j+1.

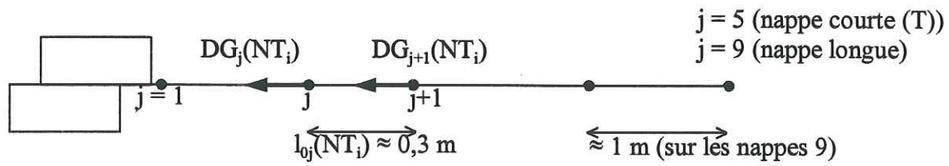


Figure B - 34 : Positionnement et déplacement des points-câbles du renforcement i (du massif NT)

Enfin, à partir des courbes lissées de traction des géotextiles non confinés (cf. B-§ III.1.1), et des déformations calculées précédemment, les tensions mobilisées dans les renforcements sont calculées.

Par la suite, nous noterons :

- T_{exp}, la tension mobilisée dans les renforcements depuis leur pose (tension évaluée pendant la construction ajoutée à l'accroissement de tension évalué pendant l'essai de chargement.
- $T_j(NT_i)$ et $T_j(T_i)$, l'accroissement de tension mobilisé dans le renforcement i, entre les points-câbles n°j et n°(j+1).

L'erreur relative sur les valeurs de déformation et de tension calculées est définie comme suit : $T_j = a + b.\varepsilon_j \Rightarrow \frac{\Delta T_j}{T_j} = \frac{\Delta \varepsilon_j}{\varepsilon_j}$ (avec T_j et ε_j les tension et déformation calculées entre les points-câbles j et j+1). Elle est d'autant plus importante que les déformations et tensions sont faibles (Tableau B - 10).

$\Delta T_j / T_j$ (%)	T_j (kN/m)		
	< 1	**< 5**	**> 15**
Massif NT	ε_j (%)		
	< 1,1	< 5,5	> 16,5
	50 - 500	**10 - 50**	**2 - 5**
Massif T	ε_j (%)		
	< 0,15	< 1,2	> 3,6
	100 - 2000	**50 - 100**	**3 - 15**

Tableau B - 10 : Erreur relative sur les tensions déduites du déplacement des points-câbles

Ainsi, les commentaires sur le comportement mesuré des armatures très faiblement déformées sont à relativiser du fait de ces incertitudes de mesures non négligeables.

De plus, des gradients de déformation importants (plausibles dans les nappes hautes sous les dalles de chargement) peuvent être occultés par la mesure des déplacements de deux points espacés de 0,30 m. De même, l'effort de traction

mobilisé déduit de la courbe effort-déformation des renforcements neufs, non confinés est peut-être différent de l'effort réellement mobilisé dans le massif chargé.

Ainsi, il faut garder en mémoire, tout au long de cette étude, l'ordre de grandeur des incertitudes sur les valeurs de tension et de déformation déduites du déplacement des points-câbles.

Par souci de clarté, nous appellerons, dans la suite, « tension » et « déformation » :

- les tensions et déformations calculées pendant la construction,
- les accroissement de tension et de déformation produits pendant les essais, en prenant comme zéro le début du chargement.

IV.1.2. Méthode d'exploitation des mesures d'efforts sur les parements

Pour déterminer l'évolution des contraintes sur le parement lors du chargement, les contraintes horizontales à l'arrière du parement et les efforts verticaux dans le parement sont mesurés . De même l'interaction entre le parement et les renforcements est quantifié par les cellules de traction entre la face d'une cellule Löffel instrumentée et sa barre d'accrochage du renforcement (cf. B-§ III.2.2). Elles fournissent l'effort F_{pg} d'interaction parement / renforcement.

IV.1.2.1. Sollicitation horizontale derrière le parement

Des cellules Glötzl de mesure de contraintes totales positionnées à l'arrière des pierres Löffel du parement mesurent les contraintes horizontales appliquées, notées σH.

Soit F_H, l'effort horizontal appliqué contre le parement, par le massif, au niveau d'un renforcement (Figure B - 35) :

$$F_H = \sigma H \text{ . (Surface Amont du parement entourant le renforcement)}$$

Cette surface vaut 1 ou 1,5 ou encore 2 fois la surface amont d'une cellule (0,29 m x 0,57 m).

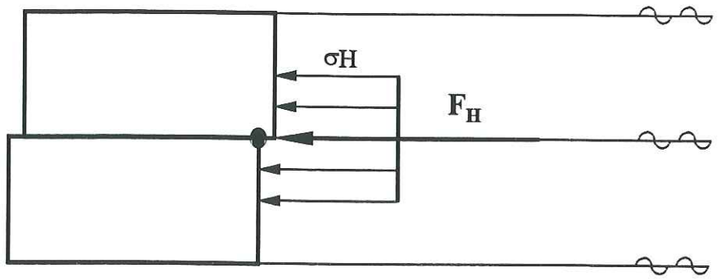


Figure B - 35 : Surface du parement entourant un renforcement (calcul de F_H)

IV.1.2.2. Contrainte verticale dans le parement

Les efforts mesurés par les capteurs de compression insérés dans les ailes des pierres instrumentées permettent d'atteindre les contraintes verticales appliquées sur une pierre du parement, notées σVp :

$$\sigma Vp = \frac{\sum_{1}^{4} \text{Effort de compression}}{\text{Surface d' une pierre}}$$

IV.1.2.3. Contrainte expérimentale sur le parement

La contrainte expérimentale appliquée sur la pierre instrumentée est déduite des deux contraintes ci - dessus :

$$\sigma_p^{exp} = \sqrt{\sigma H^2 + \sigma Vp^2}$$

Les cellules expérimentales sont mises à zéro avant le début du chargement. Ainsi, les contraintes mesurées sont uniquement produites par le chargement localisé de la dalle en tête.

IV.2. COMPORTEMENT DES OUVRAGES PENDANT LA CONSTRUCTION

IV.2.1. Déplacement du parement pendant la construction

Sur la Figure B - 36 sont représentés les déplacements des points-câbles rivetés juste derrière le parement relevés pendant la construction. Ces mesures ont pu être effectuées seulement lorsque plus de deux mètres de remblai sont déjà mis en place.

Une augmentation des déplacements vers l'aval des têtes de nappes est observée lorsque les massifs continuent à prendre de la hauteur. Les déplacements restent faibles. Les valeurs maximales sont atteintes, au cours de la construction, au niveau du tiers inférieur des ouvrages : 1,7 cm relevé à la tête de la nappe NT5 et 1,3 cm à la tête de la nappe T5 quand seulement 3,80 m de sol est mis en place.

Avant les essais de chargement, les têtes des nappes supérieures se sont déplacées : 1,8 cm pour la nappe NT9 et 2,7 cm pour la nappe T9 (valeur maximale sur toute la hauteur de l'ouvrage).

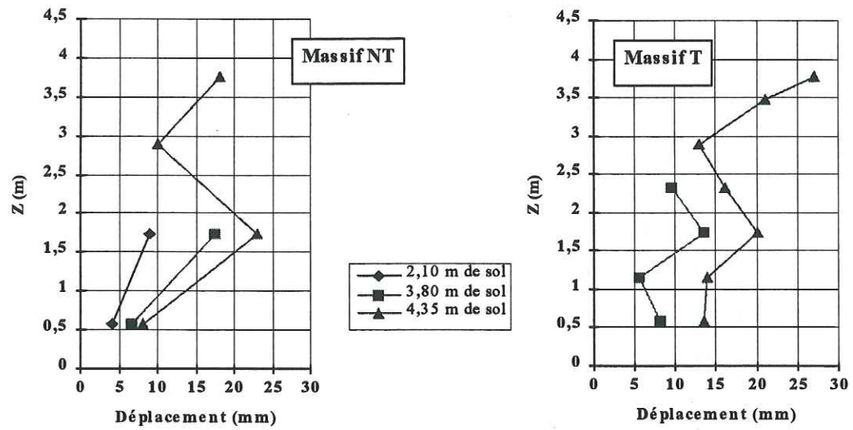


Figure B - 36 : Déplacements des têtes de nappes pendant la construction

IV.2.2. Poussée derrière le parement

La Figure B - 37 montre l'évolution de la poussée horizontale sur une ligne parallèle à la face amont du parement au cours de la montée des massifs.

On observe des valeurs de contraintes horizontales croissantes avec la hauteur de sol mis en place (très visible dans le massif NT). Les faibles accroissements mesurés

dans la partie inférieure du massif T sont causés en partie par le déplacement du parement vers l'aval (déplacement obtenu par le déplacement mesuré des premiers points-câbles) (Figure B - 36, p 177). Le compactage du remblai à ces niveaux peut avoir provoqué un déplacement vers l'aval des pierres du parement.

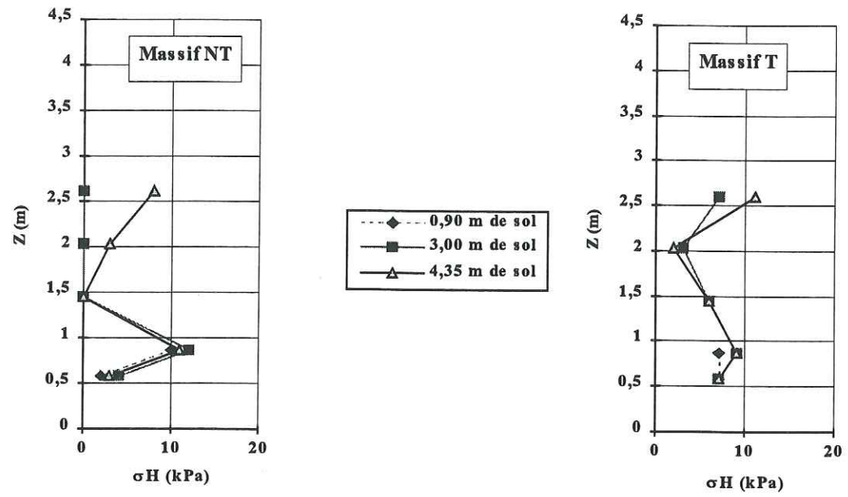


Figure B - 37 : Evolution de la poussée horizontale sur les parements pendant la construction

L'évolution des mesures de la poussée des terres à différents niveaux derrière le parement, en fonction de la hauteur de sol qui surmonte les cellules de mesure est présentée sur la Figure B - 38 (p 179). Les valeurs classiques de pression des terres au repos ($Ko = 1-\sin\phi_s$) et de poussée active (Rankine, $K_a = \tan^2(\pi/4+\phi_s/2)$) y sont également tracées.

La pression horizontale dépasse la pression des terres au repos seulement en base des massifs (sauf légèrement au niveau Z = 2,465 m dans le massif T), tant que le sol surmontant ces niveaux n'a pas une épaisseur supérieure à 1 ou 1,50 m. Sous des couvertures supérieures, la poussée horizontale devient inférieure à celle de Rankine (dans le massif NT, au niveau Z = 0,725 m, avec une couverture de sol supérieure à 2,50 m).

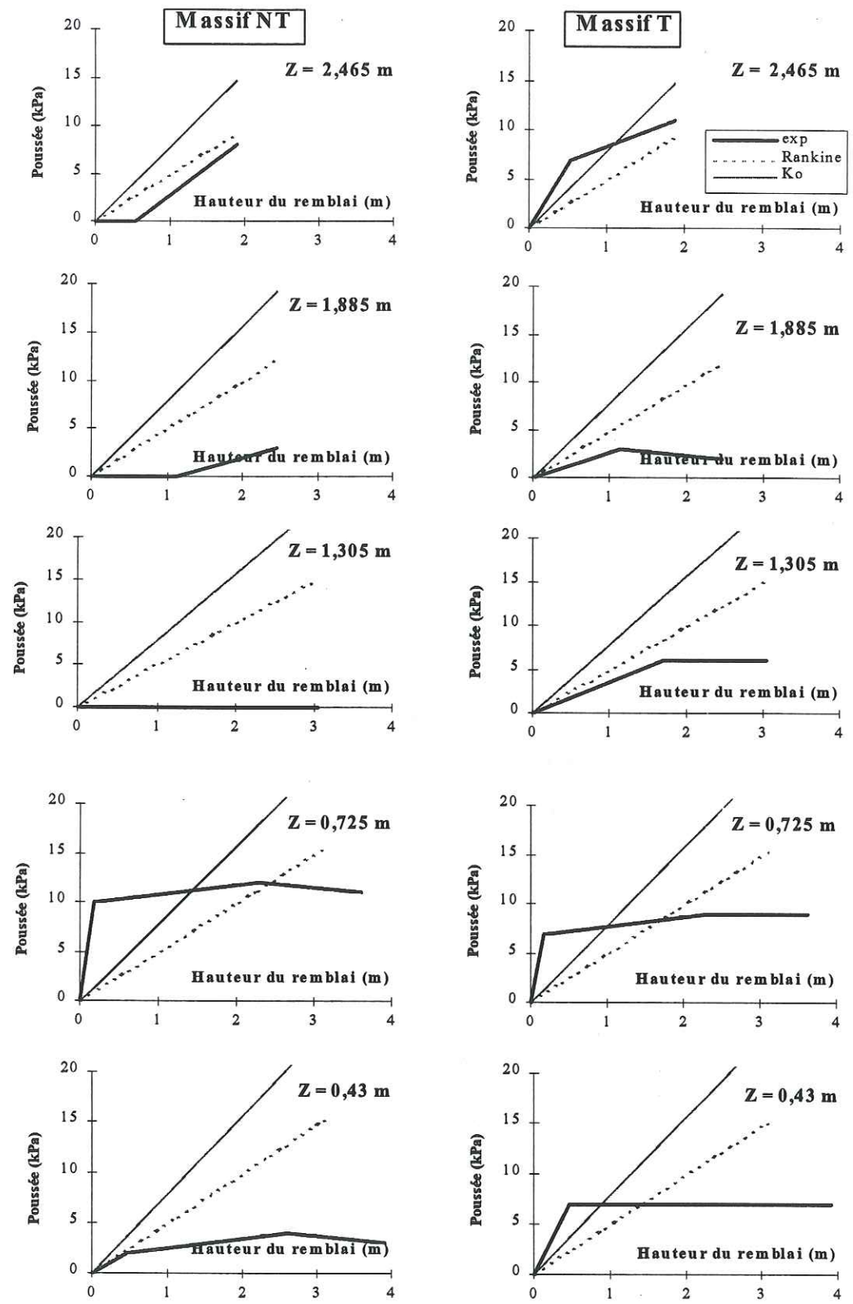


Figure B - 38 : Poussée horizontale sur les parements pendant la construction (Z, position du capteur)

Plus haut dans l'ouvrage, la pression horizontale reste toujours inférieure à la pression active de Rankine. Les déplacements horizontaux du parement (assimilés à ceux des têtes de nappes) à ces niveaux, plus importants qu'en base d'ouvrage, peuvent expliquer ces observations (Figure B - 36, p 177). De plus, une couverture de sol importante provoque une mobilisation plus active du renforcement. Cela limite les poussées au parement.

En fin de construction, en Z = 2,465 m (niveau de mesures les plus hauts pendant la construction), la poussée horizontale sur le parement est proche de la poussée active de Rankine. Sous ce niveau, la poussée horizontale est très inférieure à celle de Rankine (valeurs maximales de 11 kPa en Z = 0,725 m du massif NT et 9 kPa au même niveau dans le massif T).

IV.2.3. Pression verticale sous le massif

Sur la Figure B - 39 est représentée l'évolution des pressions verticales, notées σV sous chacun des massifs lors de leur construction. En cours de construction, les contraintes verticales restent en moyenne équivalentes au poids propre des terres surmontant les capteurs (en considérant un sol de poids volumique 19 kN/m^3).

IV.2.4. Sollicitation des renforcements pendant la construction

Comme exposé dans le chapitre B-§ IV.1.1, la mesure des déplacements des points-câbles fixés sur les renforcements instrumentés permettent d'atteindre les déformations des renforcements. Ensuite, les tensions mobilisées le long des nappes de renforcement T_{exp} en sont déduites.

Les tensions expérimentales développées dans les renforcements pendant la construction sont représentées sur les mêmes figures que les déformations (Figure B - 40, p 182 et Figure B - 41, p 184).

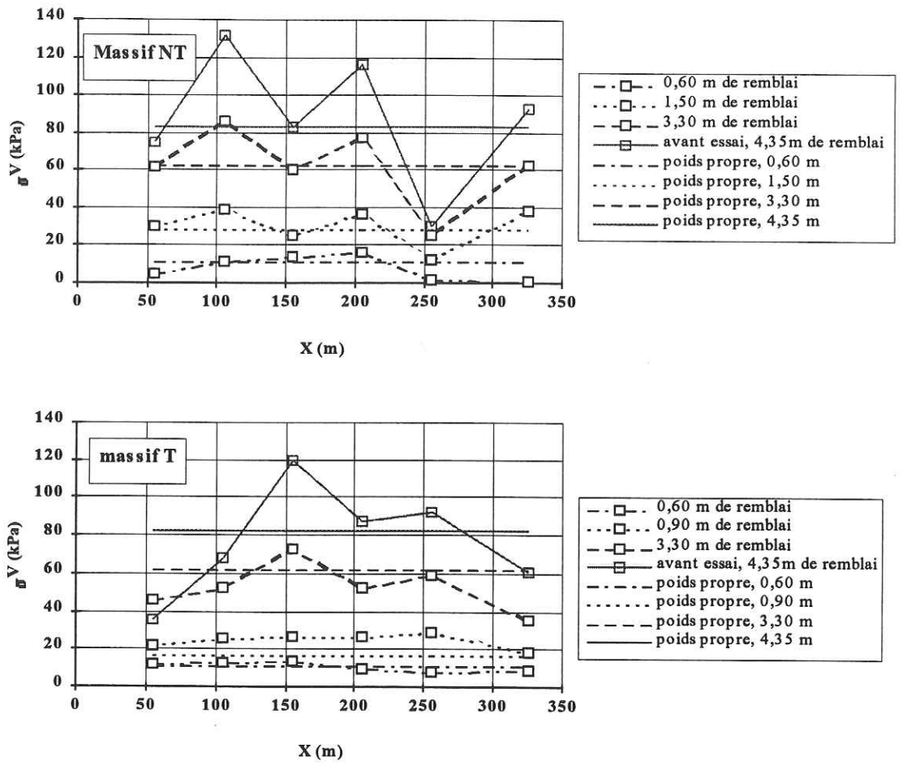


Figure B - 39 : Evolution de la pression sous les massifs pendant construction

Le calcul de T_{exp} se fait suivant la relation suivante : $T_{exp} = a+b \times \varepsilon$ (les coefficients a et b sont déduits des courbes efforts / allongement des géosynthétiques). Ainsi, l'allure des distributions de tensions ou de déformations des renforcements sont similaires. Elles sont identiques, à un facteur multiplicateur près, pendant la construction des massifs car elles restent faibles :

- $T_{exp} = 90,9 \cdot \varepsilon$ (massif NT)
- $T_{exp} = 416,6 \cdot \varepsilon$ (massif T)

Toutes les déformations dans les nappes géotextiles du massif NT se situent entre 0 et 1,5% (maximum relevé dans l'avant dernière nappe, sous la dalle) (Figure B - 40,

p 182). Les nappes se déforment sur toute leur longueur. Deux types de comportement sont à noter :

- les déformations sont plus importantes près du parement puis s'atténuent (nappes 3 et 7),
- les déformations sont plus importantes en partie centrale comparativement aux extrémités (nappes 5 et 9).

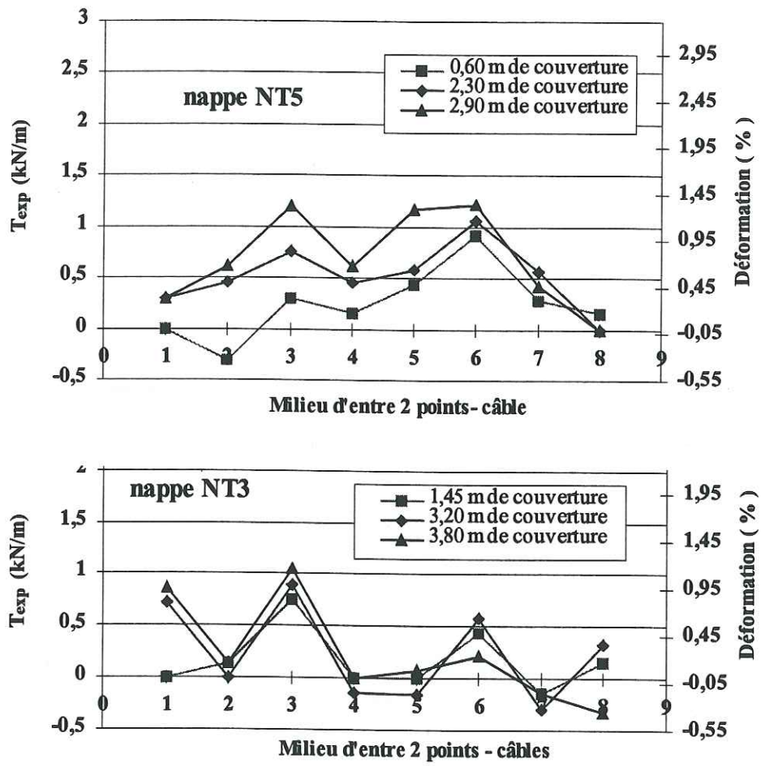


Figure B - 40 : Tensions T_{exp} et Déformations dans les renforcements pendant la construction (massif NT)

Pendant la construction, les nappes dans le massif T se sont déformées de 1,5% au maximum (Figure B - 41, p 184). Les nappes 3 et 9 présenteraient un pic de déformation de 4% en fin de construction (Figure B - 42, p 186). Ce résultat ne semble pas représentatif de l'état réel des déformations de ces renforcements. Le point-câble positionné dans cette zone s'est en effet fortement déplacé par rapport aux

deux autres qui l'entourent. Cela peut s'expliquer par un enfoncement plus important de ce point si un gros élément le surmonte et l'écrase lors du compactage (ou simplement si une erreur de lecture est survenue lors du relevé). Les déplacements mesurés des points-câbles sont absolus, sans connaissance d'un enfoncement vertical éventuel.

Comme dans le massif NT, la nappe T5 s'est surtout déformée uniformément sur sa partie centrale et très faiblement à ses extrémités, alors que les déformations de la nappe 7 sont maximales près du parement (1%) et diminuent vers l'amont de la nappe.

Les nappes courtes se sont déformées de plus en plus pendant la montée du massif, jusqu'à la fin de la construction : uniformément en haut du massif (~1%), et plus en tête (près du parement) dans la nappe courte instrumentée la plus basse (1,5%, à 1,20 m du sol).

Malgré une rigidité trois fois supérieure, les géotextiles tissés se sont déformés, pendant la construction, dans un fuseau d'amplitude analogue (1,5%). Rappelons que l'erreur relative, liée au dispositif de mesure des déformations et au système d'évaluation de ces tensions, peut s'élever jusqu'à 100 % dans ces plages de déformations faibles (cf. Tableau B - 10, p 174).

Une augmentation des tensions mobilisées en partie centrale des renforcements et surtout entre le parement et la verticale passant par l'axe des dalles (visible dans la nappe NT5) sont relevées. Les nappes basses sont légèrement moins sollicitées (nappe NT3).

Les tensions mobilisées dans les nappes courtes du massif T augmentent aussi pendant la construction (visible dans la nappe T4).

Comme l'accroissement de déformation des renforcements du massif T et du massif NT sont équivalents, les tensions développées dans les renforcements du massif T sont supérieures à celles dans les renforcements du massif NT (modules différents, $J_{10\%}(NT) = 95$ kN/m et $J_{10\%}(T) = 340$ kN/m).

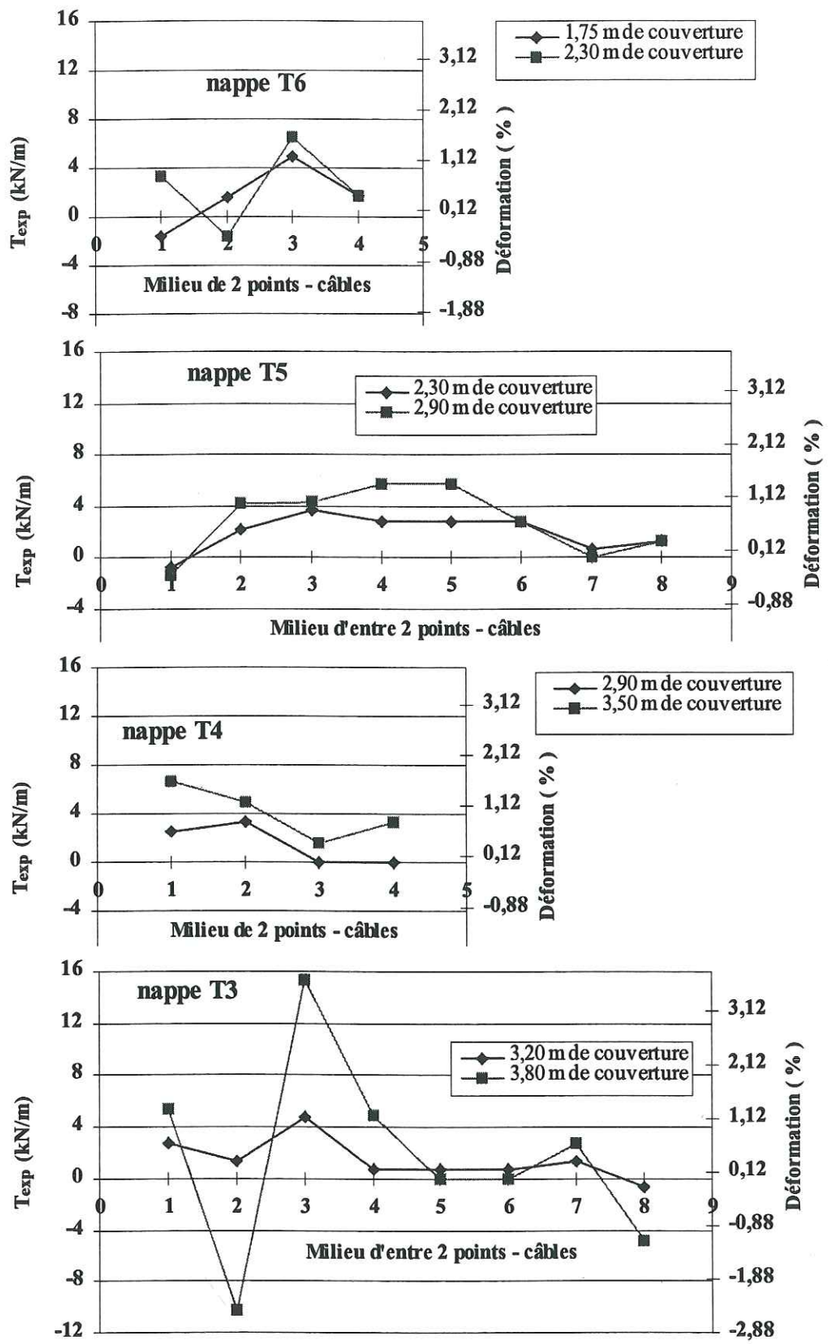


Figure B - 41 : Tensions T_{exp} et Déformations dans les renforcements pendant la construction (massif T)

IV.2.5. Bilan : état des massifs en fin de construction

Sur la Figure B - 36 (p 177), un bilan du déplacement des parements acquis avant de commencer les essais de chargement peut être fait. Nous constatons que la base des deux ouvrages s'est peu déplacée (à 60 cm de hauteur, le massif NT s'est déplacé de 0,8 cm et le massif T d'environ 1,35 cm). Le haut du parement s'est en revanche plus déplacé.

Le massif NT s'est légèrement bombé (2,3 cm à un tiers de la hauteur du mur), avec près de 2 cm de déplacement en crête. Le haut du massif T a légèrement basculé (presque 3 cm en crête). Il semble que la raideur des renforcements influe sur le type de déplacement du parement.

Sur le sol de fondation, une pression supérieure au poids des terres est relevée entre le parement et la verticale des faces aval des dalles de chargement. Cette pression en est inférieure près du parement ou plus à l'amont des dalles.

La poussée horizontale sur les parements est quasiment uniforme sur toute la hauteur des murs. Elle est inférieure à la poussée active de Rankine sur la totalité du massif NT et dans la moitié inférieure du massif T.

Pendant la construction, les géotextiles se sont peu déformés ($\varepsilon < 1,5\%$). Suivant la position du renforcement, la déformation maximale se localise près du parement (nappe NT3 et nappes 7) ou en partie centrale (nappes 5 et 9). Le compactage provoque un déplacement des cellules du parement vers l'aval ce qui induit une légère mise en prétension des nappes près du parement.

Comme on peut le voir sur la Figure B - 42, avant le début des essais, les tensions maximales mobilisées dans les renforcements du massif NT atteignent 1 kN/m (soit 4% de la tension de rupture en traction des armatures). La construction a une faible influence sur la mobilisation en tension des armatures non tissées, uniformément répartie sur toute la hauteur du massif. Par contre, les armatures tissées, moins densément réparties dans le massif, semblent globalement plus mobilisées pour un même ordre de grandeur de déformation (jusqu'à 7 kN/m, soit 13% de la tension de rupture, en général).

En fin de construction, on peut considérer, globalement, que les renforcements du massif NT mobilisent une tension de 1 kN/m et ceux du massif T une tension de 6 kN/m.

La raideur des renforcements, ainsi que leur répartition dans le massif influe considérablement sur leur mode de sollicitation pendant la construction.

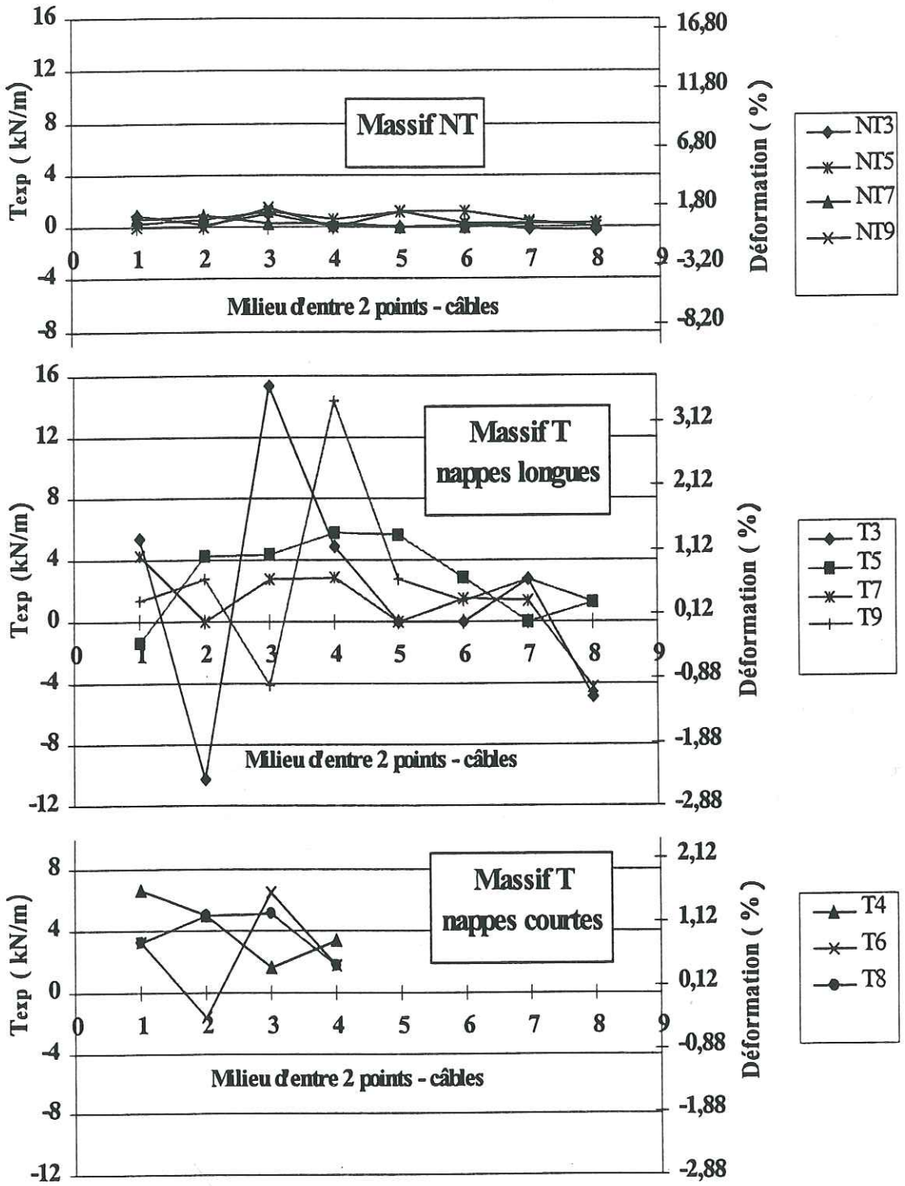


Figure B - 42 : Tensions T_{exp} mobilisées et déformations dans les renforcements en fin de construction (avant chargement)

IV.3. COMPORTEMENT DES OUVRAGES

IV.3.1. Comportement global (tassement des dalles en fonction du chargement)

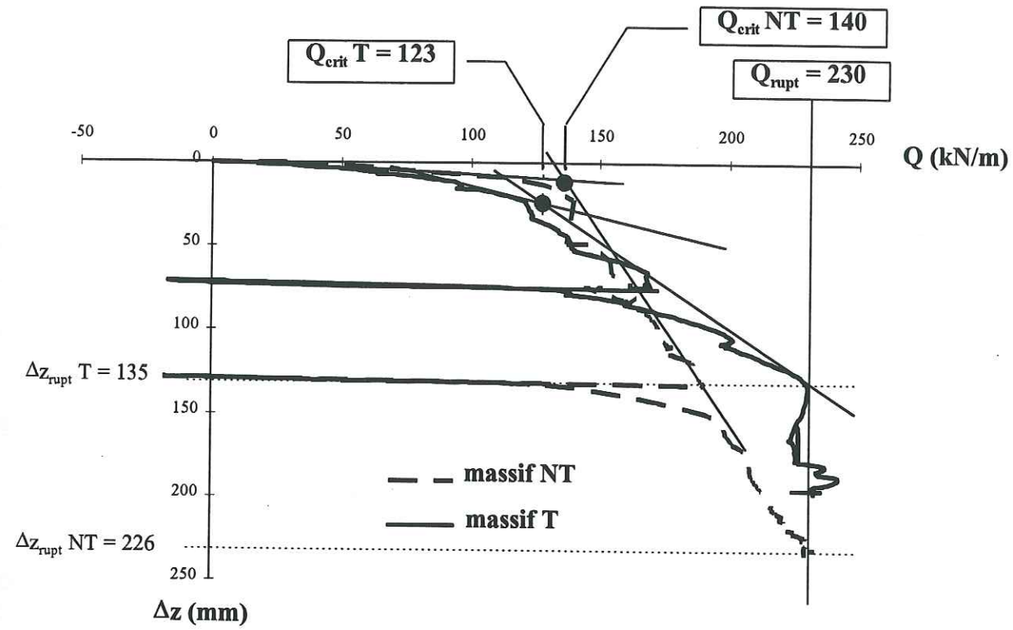


Figure B - 43: Tassement de la dalle centrale en fonction du chargement

La Figure B - 43 présente les diagrammes d'évolution du tassement (Δz) de la dalle centrale au cours du chargement. Seules les valeurs de charges mesurées par les pesons sous la poutre sont considérés dans cette analyse.

Les diagrammes de chargement sont en effet difficiles à déduire des profils de pression d'huile dans les vérins du fait du frottement des tirants, de leur course et de leur déformabilité. Il a, de plus, été constaté une mauvaise répartition des efforts dans les vérins.

Nous avons tracé sur une même figure (Figure B - 44) l'évolution du tassement de la dalle centrale en fonction du chargement, lui même exprimé en fonction du temps (les t_i indiquent le début des paliers de chargement).

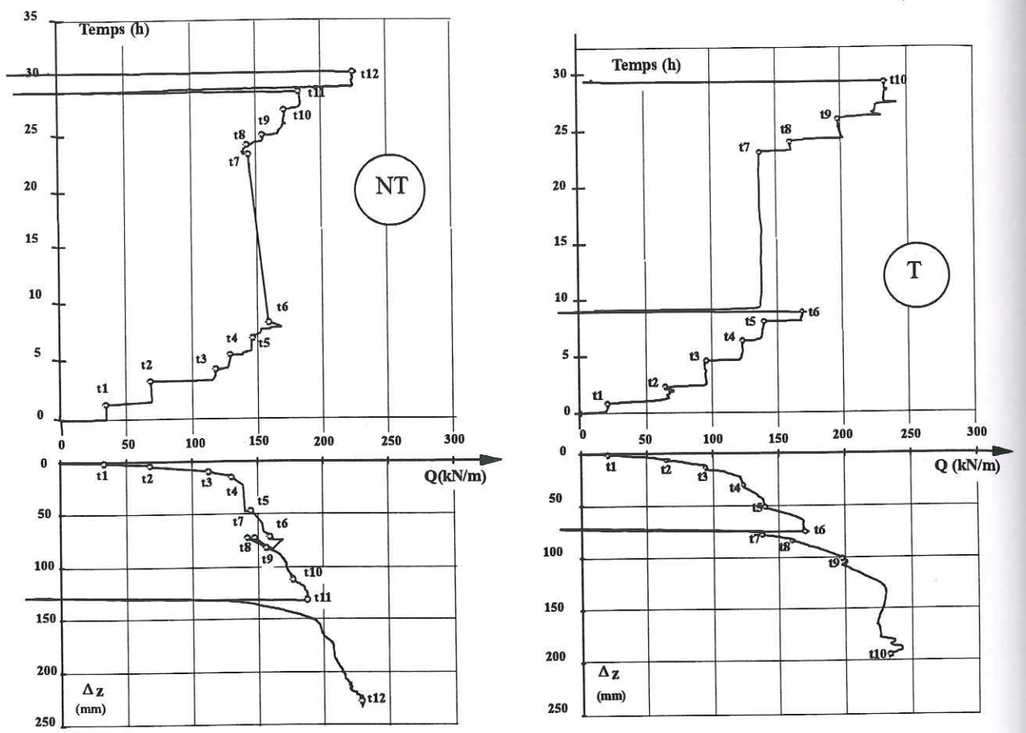


Figure B - 44 : Tassement de la dalle centrale en fonction de son chargement qui est exprimé en fonction du temps

Notons que la poutre en acier a fléchi sous fortes sollicitations et que les massifs se sont fortement déformés durant l'expérimentation.

Les comportements des deux massifs NT et T ont des similitudes. On peut distinguer deux phases pour le massif NT et trois phases pour le massif T, correspondant à des pentes distinctes de la courbe tassement de la semelle en fonction du chargement.

Une zone de « transition » définit la plage de valeur du chargement qui provoque un changement conséquent de comportement de l'ouvrage. Nous y définissons une charge « critique » (notée Q_{crit}) en deçà de laquelle les déformations et déplacements restent

faibles. Q_{crit} est définie comme le chargement correspondant à l'intersection des deux droites tangentes (Figure B - 43, p 187) :

- aux parties initiale et finale de la courbe tassement / chargement du massif NT,
- à la deuxième partie linéaire et à la partie finale de la courbe tassement / chargement du massif T.

Elle apparaît pour une valeur du tassement différent des semelles :

- massif NT : $Q_{crit} = 140$ kN/m pour $\Delta z = 22$ mm
- massif T : $Q_{crit} = 123$ kN/m pour $\Delta z = 33$ mm

Dans la suite, nous définissons deux phases de chargement :

- phase 1, pour les valeurs de chargement compris entre $Q = 0$ kN/m et $Q = Q_{crit}$,
- phase 2, pour les valeurs de chargement compris entre $Q = Q_{crit}$ et $Q = Q_{rupt}$.

A la rupture, il apparaît sur la Figure B - 43 (p 187) que les deux ouvrages se sont rompus sous un chargement voisin sur la dalle centrale $Q_{rupt} = 230$ kN/m (les dalles centrales continuent à s'enfoncer dans les massifs sous un chargement constant).

Ces comportements présentent également des différences notables :

- Sous une charge inférieure à Q_{crit}, pour un tassement Δz donné, le massif NT supporte systématiquement une charge supérieure. Le massif NT semble alors plus raide que le massif T
- Au delà d'un tassement $\Delta z = 135$ mm, la charge supportée par le massif T est quasiment constante. Ceci semble correspondre au phénomène associé de basculement et de glissement du massif renforcé. Par contre, dans le massif NT, le tassement évolue continuellement avec le chargement appliqué sur la semelle.

Deux pentes de tassement/chargement sont définies par les rapports :

$$- \text{pente de tassement / chargement initial} = \frac{Q_{crit}}{\Delta z_{crit}}$$

$$- \text{pente de chargement final} = \frac{Q_{rupt} - Q_{crit}}{\Delta z_{rupt} - \Delta z_{crit}}$$

	Phase 1 de chargement				Phase 2 de chargement	
	pente initiale		pente intermédiaire		pente finale	
	(kN/m) / mm	mm / (kN/m)	(kN/m) / mm	mm / (kN/m)	(kN/m) / mm	mm / (kN/m)
Massif NT	6,36	0,157	6,36	0,157	0,441	2,26
Massif T	11,56	0,086	2,093	0,478	1,049	0,953

Tableau B - 11 : Pentes tassement/chargement des dalles des massifs NT et T

D'après le Tableau B - 11, au tout début du chargement, la dalle du massif NT tasse deux fois plus que la dalle du massif T sous un même chargement ($Q < 50$ kN/m). Pour les chargements supérieurs en phase 1, cet effet s'inverse, mais se retrouve de nouveau quand le chargement dépasse Q_{crit} (soit après un chargement à 61% de Q_{rupt}NT et 53% de Q_{rupt}T) : la dalle du massif NT tasse deux fois et demi plus que celle du massif T en phase 2 de chargement.

Les renforcements supérieurs sont les premiers sollicités par la montée du chargement. A ce stade, la rigidité du renforcement tissé permet d'atténuer le tassement de la dalle. Par contre, la forte densité du renforcement dans le massif NT semble permettre une mobilisation plus rapide des renforcements. Ainsi, lorsque le chargement s'élève, la dalle du massif NT tasse moins que celle du massif T. Mais le renforcement du massif T, plus dispersé sur toute la hauteur de l'ouvrage, se mobilise efficacement sous fort chargement. Ainsi, en phase 2 de chargement, le massif T résiste plus à l'enfoncement de la semelle.

Notons également que la dalle du massif T tasse « instantanément » dès la montée à un palier supérieur (Figure B - 44, p 188).

IV.3.2. Déformation des parements

Les déplacements des parements sont estimés par deux types de mesures :

- quatre relevés topographiques de chacun des parements (en début et en fin des deux journées de chaque expérimentation),
- les déplacements des premiers points-câbles juste à l'arrière du parement.

Au cours du chargement, les déplacements des points-câbles fixés sur les nappes instrumentées, proches du parement et ceux des cibles topographiques fixées sur des pierres du parement, surmontant les nappes instrumentées, sont tout à fait cohérents.

Deux séries de trois ou quatre cibles sont fixées sur des cellules Löffel, sur la hauteur de chaque parement (Figure B - 45). L'exploitation des mesures a été faite par le L.R.P.C. de Nancy (Mars 1996).

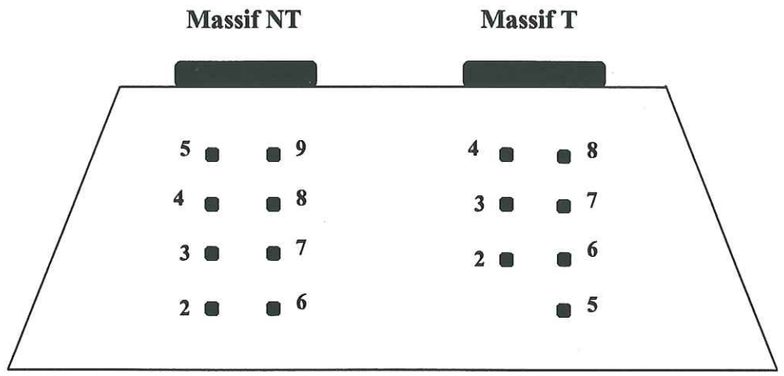


Figure B - 45 : Répartition schématique des cibles topographiques sur les parements

Le plan de travail considéré pour visualiser les déformations des parements est défini statistiquement d'après les positions des cibles au début de chaque expérimentation (plan moyen perpendiculaire et vertical au voisinage de chacune des quatre séries de cibles). Les mesures ultérieures sont projetées dans ce plan. Les déplacements relatifs des cibles au cours des chargements sont notés dans le Tableau B - 12 (p 192) ci-après.

De façon générale, les premiers points-câbles rivetés sur les nappes sont justes à l'arrière des pierres Löffel qui supportent les renforcements instrumentés (sauf celui de la nappe NT7 distant de 10 cm).

Nous assimilons, en première approximation, ces déplacements à ceux du parement.

Le déplacement excessif d'un premier point-câble peut indiquer que la tête de la nappe a tassé en plus de se déplacer horizontalement. Il se peut qu'un point-câble semble se déplacer plus que la pierre qui le surmonte. Ceci est particulièrement visible

pour le massif T (la tête de la nappe T8 s'est déplacée de 21 cm, ce qui est incohérent avec le déplacement des nappes alentour).

Massif NT				
Cibles	23/02/94 à 08h30	23/02/94 à 16h15	24/02/94 08h30	24/02/94 à 15h00
5	0.0	0.6	3.9	6.7
4	0.0	1.1	6.3	11.0
3	0.0	0.5	3.7	6.4
2	0.0	0.2	0.2	0.4
9	0.0	1.4	4.1	6.8
8	0.0	1.7	6.1	10.4
7	0.0	1.0	3.0	5.0
6	0.0	0.4	0.5	0.7
Massif T				
Cibles	02/03/94 à 08h30	02/03/94 à 16h20	03/03/94 08h30	03/03/94 à 11h30
4	0.0	2.8	4.5	6.2
3	0.0	3.2	5.4	7.7
2	0.0	1.0	2.0	2.8
8	0.0	3.0	4.4	6.3
7	0.0	3.9	5.9	8.2
6	0.0	1.4	2.4	3.4
5	0.0	0.2	0.4	0.8

Tableau B - 12 : Déplacements relatifs (en cm) des cibles au cours du chargement dans le plan moyen vertical associé (d'après le L.R.P.C. de Nancy)

Sur la Figure B - 46 (p 193) et la Figure B - 47 (p 195) sont représentées les évolutions des déformées des parements pour différentes valeurs du chargement. Seule l'action du chargement sur ces déplacements est représentée car nous considérons ici les accroissements des déplacements des premiers points-câbles depuis le début du

chargement. Les déplacements atteints en fin de construction, sont également représentés (mesures effectuées avant une remise à zéro en début d'essai). Ils sont figurés sur les courbes $DG_j(NT_i)$ (accroissement des déplacements pendant les essais) par une marque blanche. Le profil topographique en fin d'essai est superposé à ces représentations.

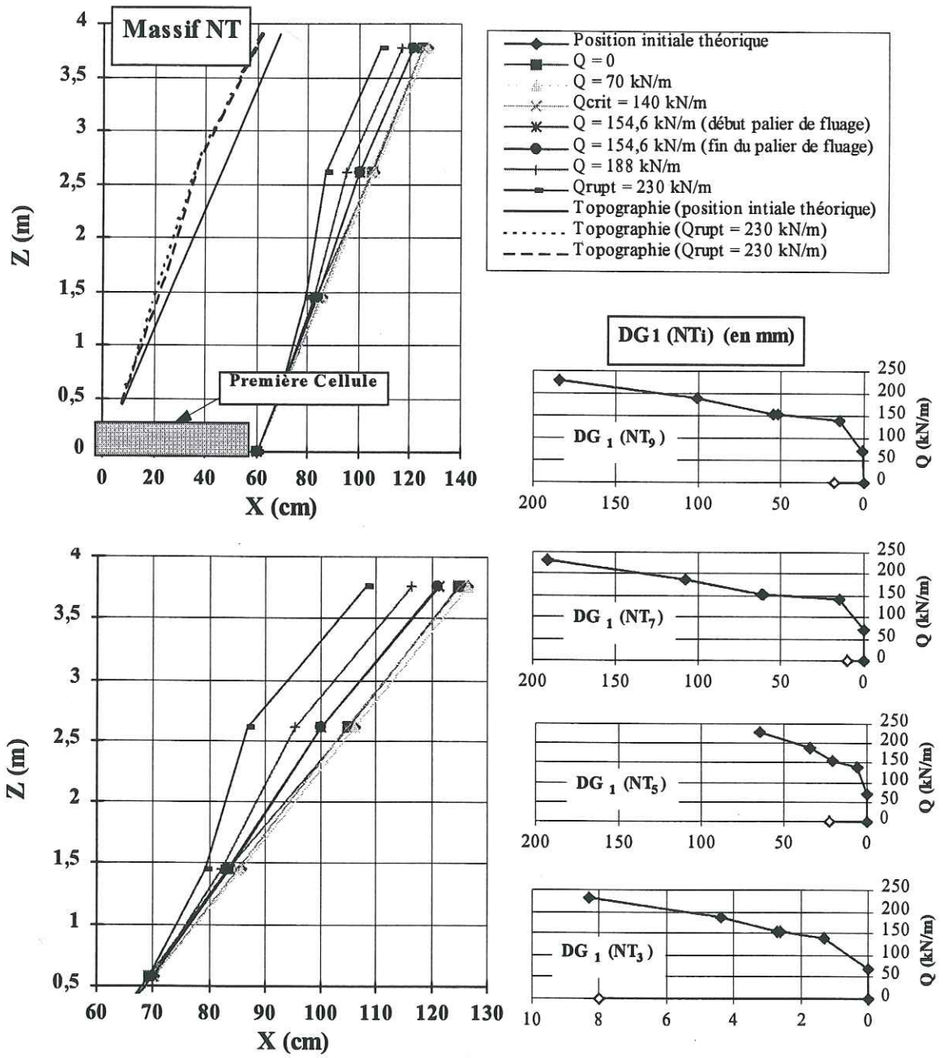


Figure B - 46 : Déplacement des premiers points-câbles du massif NT à différentes chargements et position des cibles topographique en fin d'essai

Jusqu'à la montée à la charge maintenue pendant la nuit (Q_{nuit} = 154,6 kN/m = 67% de Q_{rupt}), le parement du massif NT s'est peu déformé (de 6 cm au maximum pour la nappe NT7) (Figure B - 46, p 193). La montée au chargement précédent le palier de nuit sur le massif NT (montée à Q = 157 kN/m) a déclenché un plus fort déplacement du parement sur toute sa hauteur. Ce déplacement est deux fois supérieur en haut du massif par rapport à la base. A environ 70% de la charge de rupture (Q_{rupt} = 230 kN/m), le parement du massif NT n'a pas atteint 50% de ses déplacements finaux.

Le palier de charge appliquée pendant la nuit n'a donc provoqué aucun déplacement supplémentaire du parement du massif NT (l'avant dernière nappe ne s'est déplacée au parement que de 2,4 mm pendant ce palier, déplacement maximum sur toute la hauteur du mur). Donc, aucun fluage n'a été constaté.

Notons que les variations des mesures topographiques entre le dernier relevé du 02 mars et le premier du 03 mars sont simplement dues au fait que le dernier relevé du 02 mars a été fait à 16h30 alors que le palier de nuit a été mis en place à 19h.

Au cours des chargements suivants, le parement a continué à se déplacer régulièrement. Les déplacements de la face du massif NT se sont accélérés à partir de Q = 160 kN/m (70% de Q_{rupt}) (le premier point-câble des deux nappes hautes instrumentées avance vers l'aval de 2 cm par palier).

Le déplacement le plus important se produit lorsque le chargement dépasse 188 kN/m sur la dalle centrale. La tête de la nappe NT9 se déplace de 8,3 cm (alors qu'elle se déplaçait de 2 cm par palier) et celle de la nappe NT5 de 3 cm alors que jusqu'au chargement Q = 173 kN/m, son déplacement est de 0,5 cm par palier; de même, la tête de la nappe NT3 a doublé son avancement entre Q = 188 kN/m et Q_{rupt} (qui reeste très faible, 0,8 mm à Q_{rupt}). Lorsque la charge est amenée à 230 kN/m, les déplacements ne se stabilisent pas, l'essai est alors interrompu.

Cela semble indiquer que la charge de rupture du massif NT se situe entre 188 kN/m et 230 kN/m.

Tout au long du chargement, le parement s'est le plus déplacé au niveau des deux tiers de sa hauteur (déplacement maximum de 19 cm). Jusqu'au chargement Q_{rupt}, le

haut du massif s'est plus déplacé que le bas (en fin d'essai, la nappe NT3 s'est déplacée de moins d'1 cm et la nappe NT5 de plus de 4 cm).

D'après ces mesures, il semble que le parement du massif NT a poursuivi le phénomène de bombement initié en fin de construction.

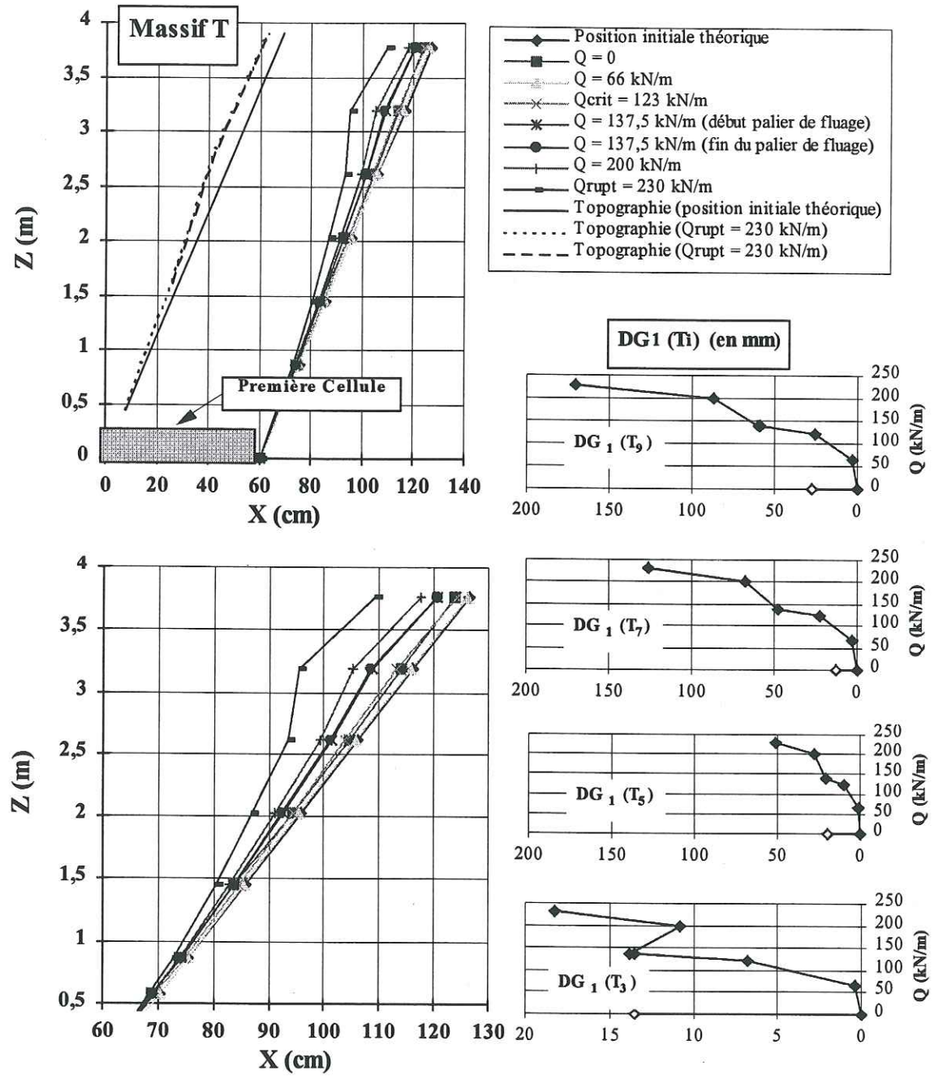


Figure B - 47 : Déplacement des premiers points-câbles du massif T à différentes chargements et position des cibles topographique en fin d'essai

la Figure B - 47 montre que l'accroissement des déplacements des points-câbles proches du parement du massif T n'est pas linéaire avec l'accroissement du chargement (allure exponentielle).

Lorsque la charge maintenue pendant la nuit est atteinte, soit 60% de la charge de rupture (Q_{rupt} = 230 kN/m), le massif T s'est déformé de plus de 65% de ses déformations maximales (à la différence du massif NT où pourtant la charge au palier de nuit est légèrement supérieure : Q_{nuit} = 154,6 kN/m pour 137,5 kN/m sur le massif T).

Comme dans le massif NT, aucun déplacement ne s'est produit sous la charge du palier de fluage (un déplacement maximum de 0,6 mm s'est produit au niveau des deux tiers de la hauteur du mur). Les premiers points-câbles des nappes courtes ont légèrement moins bougé que ceux des longues.

Dès que la charge appliquée dépasse 200 kN/m, les déplacements des points-câbles ont beaucoup augmenté et quasiment doublé entre cette charge et Q_{rupt} = 230 kN/m en haut du massif (le premier point-câble de l'avant dernière nappe T9 s'est déplacé de 15,3 cm dès que le chargement vaut 230 kN/m, alors qu'elle avait bougé seulement de 8,7 cm sous une charge de 200 kN/m).

La rupture s'est produite pour une charge inférieure à 230 kN/m car aucune stabilisation des déplacements ne pouvait être atteinte sous ce chargement (le premier point-câble des deux nappes T9 et T8 s'est déplacé de 2 cm depuis la montée à 230 kN/m jusqu'au déchargement final du massif T).

Les relevés topographiques montrent, tout au long du chargement, un déplacement maximum au niveau des deux tiers du massif (environ 8 cm en fin d'expérimentation). Par contre, le premier point-câble de la nappe T7 (au niveau des deux tiers de l'ouvrage) s'est moins déplacée que celui de l'avant dernière nappe T9 (soit une différence de 3 à 4 cm en fin d'expérimentation).

La base du massif T s'est peu déplacée durant l'expérimentation (la tête de la nappe T3 s'est déplacée de 1,8 cm alors que la plus haute nappe courte T8, aux 2/3 de la hauteur du mur, s'est déplacée de 21 cm). Cependant, avec une amplitude différente, toute la hauteur du parement s'est déplacée de la même façon au cours de l'expérimentation.

Un basculement du massif se développe, comme apparu en fin de construction.

Après le déchargement final, un léger déplacement, vers l'amont, des têtes des nappes hautes se produit alors que les têtes des nappes basses avancent encore vers l'aval. Il semble que la partie haute du massif a un comportement « élastique » alors que la partie basse semble plus « plastique ». La rupture initialisée sous la dalle de chargement semble se poursuivre en pied d'ouvrage.

Sur le Tableau B - 13 (p 197), sont relevées les valeurs des déplacements des têtes des nappes 3, 5, 7 et 9 des deux massifs, depuis la pose des renforcements, à Q = 0, Q_{crit} et Q_{rupt}. Plusieurs comparaisons peuvent être faites.

n° de nappe	Massif NT (déplacement en mm)			Massif T (déplacement en mm)		
	Q = 0	Q_{crit} (140 kN/m)	Q_{rupt} (230 kN/m)	Q = 0	Q_{crit} (123 kN/m)	Q_{rupt} (230 kN/m)
9	18	32,6	202,2	27	52	197,8
7	10	24,3	201,3	13	36	139,2
5	23	29,2	97,3	20	30	70,8
3	8	9,3	16,3	13,5	20	31,8

Tableau B - 13 : Déplacements des têtes de nappes depuis leur pose (avant chargement, à Q_{crit} et à Q_{rupt}), dans les deux massifs

IV.3.2.1. Comportement des premiers points-câbles en phase 1 de chargement

Les points-câbles proches du parement du massif NT se sont plus déplacés pendant la construction que pendant la phase 1 de chargement (entre Q = 0 et Q_{crit}) : la deuxième nappe (nappe NT9), sous la dalle, s'est déplacée de 1,5 cm pendant la phase 1 de chargement pour 1,8 cm pendant la construction. A 1,50 m du sol, le déplacement proche du parement de la nappe NT5 est trois fois supérieur avant le chargement qu'en phase 1 de chargement.

Le même type de déformation, à l'arrière du parement est à noter pour le massif T : la deuxième nappe sous la dalle s'est déplacée, en tête, de 2,7 cm pendant la construction, et seulement 2,5 cm pendant la phase 1 de chargement. A 60 cm du sol, la tête de la nappe T3 s'est déplacée de 1,3 cm pendant la construction pour seulement 0,7 cm en phase 1 de chargement.

IV.3.2.2. Comportement des premiers points-câbles en phase 2 de chargement

Il apparaît sur le Tableau B - 13 que l'accroissement des déplacements des premiers points-câbles des renforcements NT, en phase 2 de chargement (entre Q_{crit} et Q_{rupt}), est maximum au niveau des deux tiers de la hauteur du massif : le déplacement final de la tête de la nappe NT7 vaut 8,3 fois son déplacement à Q_{crit} (alors que le chargement n'a pas doublé). La tête de la nappe NT9 a multiplié son déplacement atteint à Q_{crit} par 6,2 pour atteindre sa valeur finale. Plus modestement, les nappes dans la moitié inférieure du massif ont à peine multiplié par 3,3 et 1,7 leur déplacements acquis à Q_{crit} (respectivement NT5 et NT3).

L'accroissement du déplacement des premiers points-câbles des nappes du massif T, en phase 2 de chargement, est beaucoup plus faible que dans le massif NT, et plus uniforme dans la partie supérieure de l'ouvrage : les déplacements des têtes des nappes T9 et T7 sont multipliés par 3,8 entre les chargements Q_{crit} et Q_{rupt}. Comme dans le massif NT, les nappes basses se sont moins déplacées (les déplacements des nappes T5 et T3 ont seulement été multipliés par 2,3 et 1,6).

IV.3.2.3. Conclusion sur le déplacement des parements

Le comportement du parement au cours du chargement est différent pour les deux profils : le massif NT s'est bombé dans sa partie supérieure, le massif T a basculé autour d'un point bas du parement.

Pendant la construction et en début d'essai, les premiers points-câbles des nappes du massif T se sont plus déplacées que ceux du massif NT (42% à 48% du déplacement topographique relatif maximum du parement du massif T, pour seulement

10% à 16% pour le massif NT). Cela reste vrai en base des ouvrages jusqu'à la fin des expérimentations.

Après le passage de la charge critique (Q_{crit} = 123 kN/m pour le massif T et Q_{crit} = 140 kN/m pour le massif NT), le haut du parement du massif T s'est beaucoup plus déplacé que celui du massif NT (Figure B - 46, p 193 et Figure B - 47, p 195) : environ quatre fois plus (la nappe T7 a avancé de 2,3 cm).

Aucun phénomène de fluage n'a été mis en évidence bien que le chargement de nuit soit légèrement supérieur à Q_{crit} dans les deux massifs (Q_{nuit}NT = 154,6 kN/m, Q_{crit}NT = 140 kN/m et Q_{nuit}T = 137,5 kN/m, Q_{crit}T = 123 kN/m). Après ce palier, le parement du massif NT s'est encore beaucoup déplacé, plus que le parement du massif T (41% à 43% du déplacement topographique relatif maximum contre 28% à 30% pour le massif T). Mais, en fin d'essai, le massif NT est à peine plus déformé que le massif T (Tableau B - 13, p 197).

IV.3.3. Mouvement des dalles de chargement

Au cours des essais, les dalles de chargement ont tassé (cf. B-§ IV.3.1) et pivoté sur leur base en enfonçant leur face amont dans le remblai.

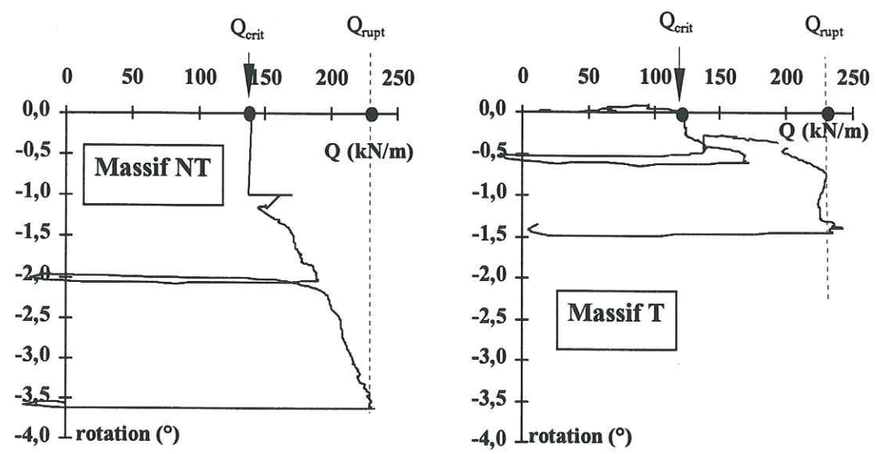


Figure B - 48 : Rotation des dalles de chargement en fonction de Q

Les mesures expérimentales de la rotation des dalles restent faibles, mais elles donnent une tendance comportementale intéressante des deux ouvrages (Figure B - 48, p 199).

Les dalles latérales se comportent de façon analogue aux dalles centrales, mais pivotent plus faiblement.

La dalle centrale sur le massif NT pivote de façon notable, lorsque le chargement dépasse Q_{crit} (Figure B - 48). Aux chargements suivants, la rotation s'accentue presque linéairement avec l'accroissement des efforts appliqués jusqu'au déchargement final (environ 0,03°/(kN/m)). En fin d'expérimentation, la rotation maximale mesurée est de 3,6°.

Comme sur le massif NT, la dalle centrale du massif T pivote de façon notable pour des chargements supérieurs à Q_{crit}. Sa rotation est quasi-linéaire jusqu'au chargement final. Mais elle reste très faible (0,76° à la montée au dernier palier).

Une fois la charge finale atteinte, la dalle continue à pivoter sous charge constante (comme elle continue à s'enfoncer dans le remblai). Au moment du déchargement, la rotation mesurée de la dalle du massif T est seulement de 1,38°.

Finalement, sous un chargement supérieur à Q_{crit}, les deux dalles centrales des massifs expérimentaux ont pivoté, enfonçant leur face amont dans le remblai (Figure B - 48, p 199). Les mesures de rotation restent faibles.

La dalle posée sur le massif renforcé avec des géotextiles souples a pivoté cinq fois plus que celle du massif renforcé avec des géotextiles trois fois plus rigides. Il apparaît clairement que des nappes plus résistantes rigidifient plus le sol sous la dalle et l'empêchent, a priori, de tasser non uniformément sous le chargement.

Par contre, une fois la rupture atteinte, les couches supérieures du massif T glissent vers le parement. La dalle accompagne ce mouvement en accentuant son pivotement.

IV.3.4. Action sur le sol support

Des séries de tassomètres et de cellules de mesure de pression totale ont été déposées au niveau du sol support des deux ouvrages (cf. B-§ III.2.4).

IV.3.4.1. Contrainte verticale sous les massifs

L'accroissement de contrainte verticale sur le sol de fondation, produit par la présence du chargement local en surface des massifs, est présenté sur la Figure B - 49 .

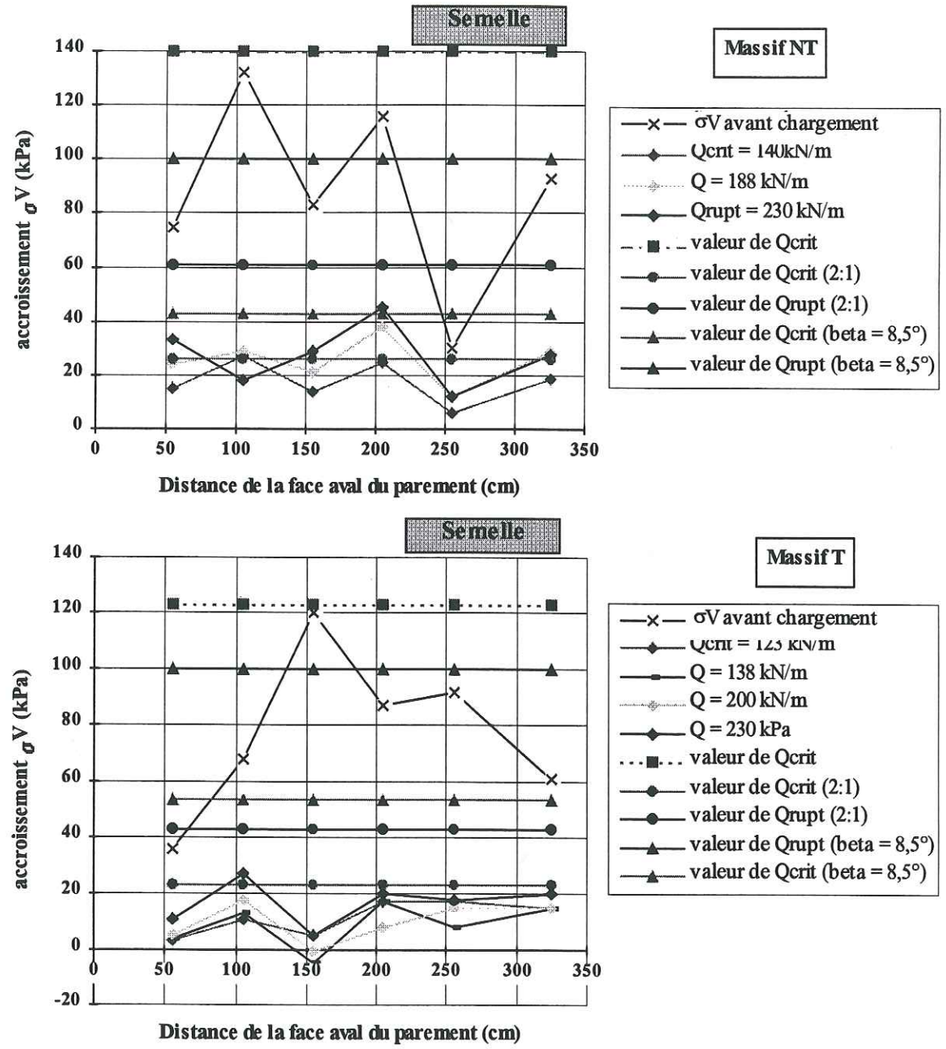


Figure B - 49 : Accroissement des contraintes verticales sous les massifs pendant les essais

Il n'excède pas 45 kPa, alors que 230 kPa sont appliqués en surface sur un mètre de large. Sur cette figure sont tracées également les valeurs des contraintes sous le massif en fin de construction.

Comme cela apparaît sur la Figure B - 49, les accroissement de contrainte mesurés sont légèrement inférieurs à ceux calculés à Q_{crit}, en considérant une diffusion (2:1) des contraintes dues au chargement, mais très inférieurs à ceux calculés avec une diffusion plus faible $\alpha = 8{,}5°$.

Pour le chargement à Q_{rupt}, les accroissements de contrainte mesurés restent très inférieurs à ceux calculés avec les deux types de diffusion considérés.

Sous toute l'épaisseur du massif NT, l'accroissement de contrainte verticale n'est pas aussi uniforme que sous le massif T. L'accroissement maximum se situe à la verticale de la face aval de la semelle (d'une valeur de 45 kPa en fin d'essai). Un accroissement important est également relevé sous le parement (d'une valeur de 33 kPa en fin d'essai).

En moyenne, la présence du chargement localisé Q_{rupt} en surface produit un accroissement de contrainte sur la base de l'ouvrage NT de 27,5 kPa (soit un angle de diffusion des contrainte $\alpha = 40{,}2°$).

Sous toute l'épaisseur du massif T , l'accroissement de contrainte verticale, dû au chargement en surface, est uniforme de 20 kPa environ en fin d'expérimentation. La zone la plus sollicitée se situe à 1,00 m derrière le parement (à la verticale entre la crête du parement et la face aval de la dalle en surface). Elle est soumise à une pression verticale de 133 kPa en fin d'essai. De part et d'autre de cette zone, les contraintes verticales décroissent régulièrement (compte tenu de la distribution des contraintes verticales avant chargement).

En moyenne, la présence du chargement localisé Q_{rupt} en surface produit un accroissement de contrainte sur la base du massif T de 16,8 kPa (soit un angle de diffusion du chargement $\alpha = 55{,}5°$).

Au cours du chargement, l'accroissement maximal de contrainte se situe en aval de la verticale de la dalle de chargement : lorsque le chargement local augmente, la zone la plus sollicitée se déplace vers le parement. Ceci semble se corréler avec l'évolution de l'inclinaison de la dalle de chargement.

La distribution (2:1) des efforts verticaux appliqués en tête donne des contraintes assez proches (bien que supérieures) de celles observées pour le chargement à Q_{crit} du massif T, mais inférieures à celles observées sous le massif NT. Le calcul de la contrainte verticale, due au chargement local, en considérant une diffusion faible du chargement, donne des valeurs très supérieures à celles mesurées.

Le massif renforcé par des armatures rigides semble répartir plus uniformément sur sa base le chargement local appliqué en surface, par rapport au massif à armatures souples. La valeur moyenne de l'accroissement de contrainte sous le massif T vaut 7,3% de Q_{rupt}, contre 12% sous le massif NT. Les distributions proposées ((2:1) ou $\alpha = 8{,}5°$) restent en deçà de la diffusion observée.

IV.3.4.2. Tassement sous les ouvrages

En fin de construction des massifs, les tassements sous les ouvrages sont assez uniformes et ne dépassent pas 1,50 cm (ce qui équivaut à la précision de mesure).

Durant les essais, l'accroissement maximum des tassements relevés sous les ouvrages vaut seulement 1,60 cm. Sous le massif T, les tassements sont uniformes alors qu'ils sont maxima à 2,50 m derrière le parement sous le massif NT (c'est-à-dire sous l'axe de la dalle de chargement).

En conséquence, le comportement des massifs expérimentaux n'apparaît pas avoir été influencé par les déformations négligeables du terrain support.

IV.3.5. Déformations internes des remblais - déformées des inclinomètres

Dans le massif NT, l'inclinomètre bas ne s'est pas déformé pendant l'expérimentation. Les deux autres, plus hauts, se sont peu déformés avant le chargement à Qcrit (= 140 kN/m). Après le palier maintenu pendant une nuit (Q_{nuit} = 154,6 kN/m), ils se sont rapidement déformés avec des déplacements relatifs de l'ordre de 6 à 10 cm. L'inclinomètre à 1,20 m de profondeur par rapport à la surface s'est alors incliné en amont des dalles. L'enfoncement de la dalle sur le massif NT a provoqué un bombement du sol situé derrière elle lorsque le chargement dépasse 65 % du chargement de fin d'essai (Q_{rupt} = 230 kN/m).

Dans le massif T, les mesures sont inexploitables dès le premier palier de chargement dans l'inclinomètre haut, et dès le cinquième palier dans les deux autres. Le dysfonctionnement de la sonde empêche toute exploitation.

Pour compléter ces quelques informations sur la déformation interne des remblais, l'analyse des déplacements des nappes géotextiles lors des expérimentations est intéressante (cf B-§ IV.3.6.2).

IV.3.6. Sollicitations des renforcements pendant les essais

Le relevé, durant le chargement, du déplacement des points-câbles rivetés sur les renforcements instrumentés permet de suivre leur déplacement, d'atteindre leurs déformations et les tensions mobilisées au cours des chargements, jusqu'à la rupture.

IV.3.6.1. Déplacement des renforcements

Nous avons suivi le déplacement des points-câbles durant toute la durée du chargement. Sur les Figures B - 50 et B - 51 (p 206, p 207) sont représentés les déplacements des points-câbles des nappes instrumentées pendant les expérimentations (les points-câbles sont notés $DG_j(NT_i)$ et $DG_j(T_i)$ pour symboliser le déplacement du $j^{ème}$ point-câble du géotextile n°i du massif NT et du massif T, numéroté depuis la face amont du parement) .

Il apparaît sur ces figures que, jusqu'au chargement critique ($Q_{crit}NT$ = 140 kN/m), les renforcements du massif NT ont faiblement bougé (le déplacement maximum relevé est celui du premier point-câble de la nappe NT9, derrière le parement, qui s'est déplacé vers l'aval de 1,45 cm).

Dans le massif T, les renforcements commencent à se déplacer très visiblement pour un chargement inférieur à la charge critique ($Q \approx 65$ kN/m $< Q_{crit}T$ = 123 kN/m). Pour les chargements supérieurs à Q_{crit}, les déplacements des points-câbles s'accélèrent en fonction du chargement appliqué.

Sont représentés, sur les Figures B - 52 (p 208), les Figures B - 53 (p 209) et les Figures B - 54 (p 210) les déplacements des points-câbles dans les deux massifs

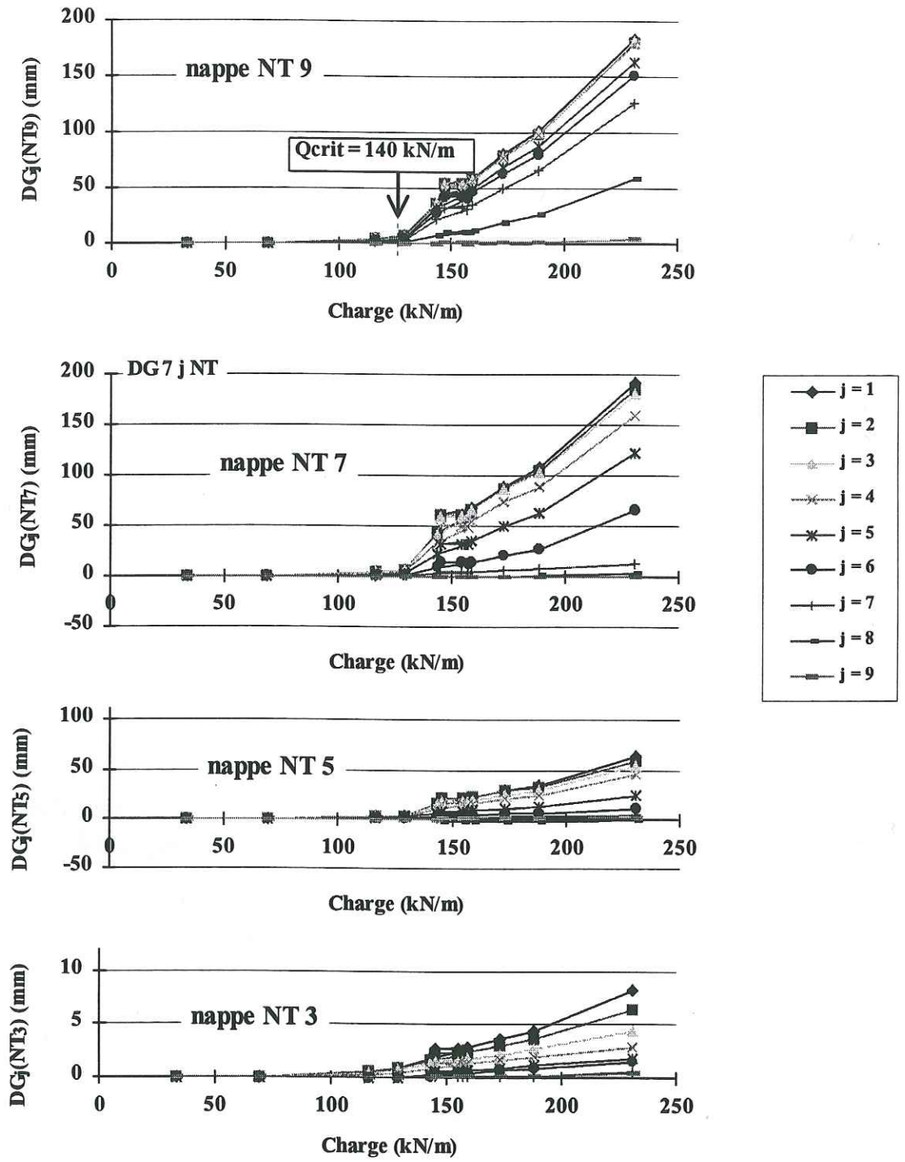
expérimentaux (mis à zéro au début du chargement) pour différentes charges caractéristiques du comportement observé.

Dans la phase 1 de chargement du massif NT, les 2/3 aval des renforcements ont très légèrement bougé. Pour le chargement légèrement supérieur à Q_{crit} (Q = 143 kN/m), des déplacements plus de deux fois supérieurs à ceux déjà initiés (Figures B - 52, p 208) se sont produits. Sous les chargements croissants, la partie des renforcements proche du parement, située dans les 2/3 supérieurs du massif NT se déplace « en un seul bloc » vers le parement.

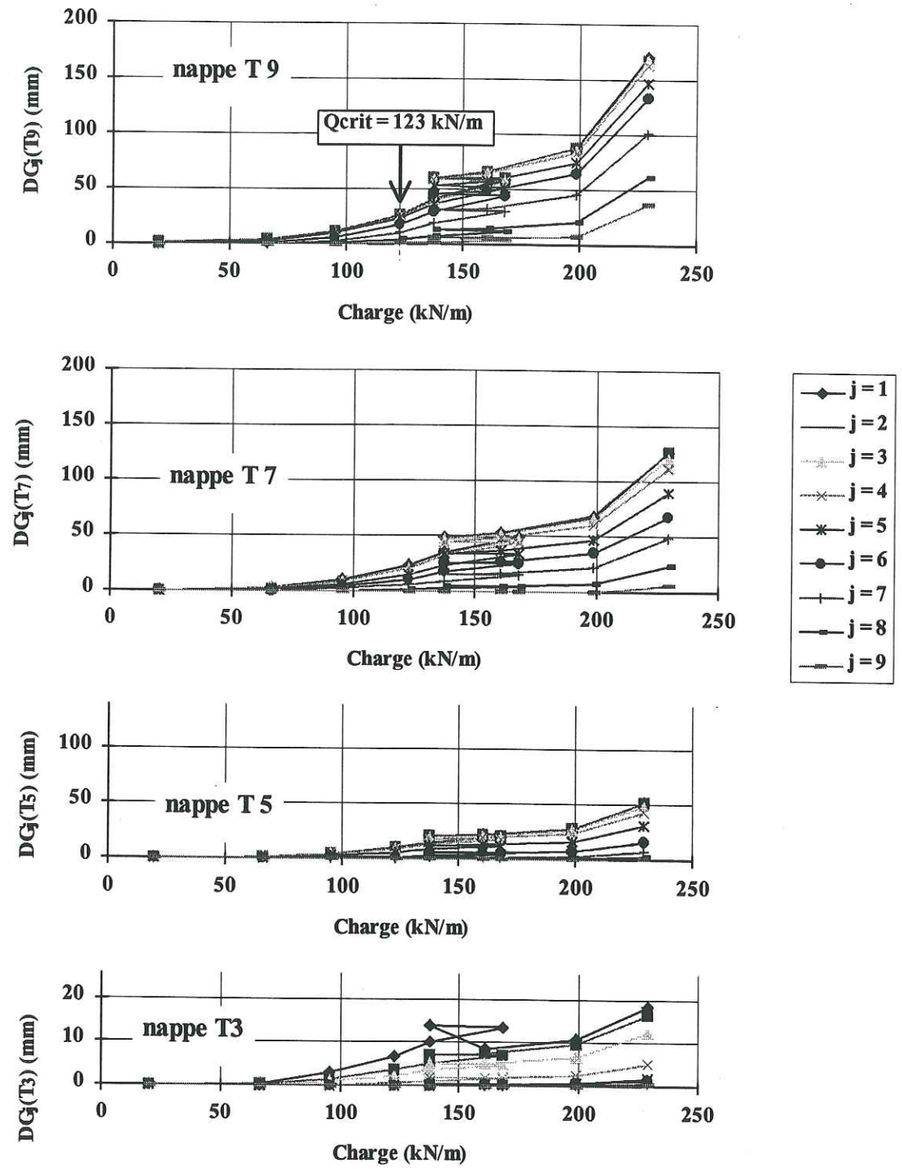
Le chargement maintenu pendant la nuit (Q_{nuit} = 154,6 kN/m) n'a provoqué aucun déplacement supplémentaire (Figures B - 50, p 206). Les chutes de la valeur de la charge avant et après ce palier de fluage n'ont provoqué aucun « relâchement » des déplacements des points-câbles. Une légère augmentation de ces déplacements apparaît lorsque la charge remonte vers une valeur déjà atteinte précédemment (à peine un déplacement supplémentaire de 9 mm de la nappe NT9 quand le chargement passe de 157 kN/m avant le palier de fluage à 158,8 kN/m après ce palier) (Figures B - 50, p 206).

Lorsque la charge atteint 188 kN/m, les déplacements des points-câbles s'accentuent dans tous les renforcements du massif NT (essentiellement dans les 2/3 supérieurs du massif) (Figures B - 50, p 206). Il apparaît sur la Figures B - 52 (p 208) qu'ils ont presque doublé entre ce chargement et la fin de l'expérimentation.

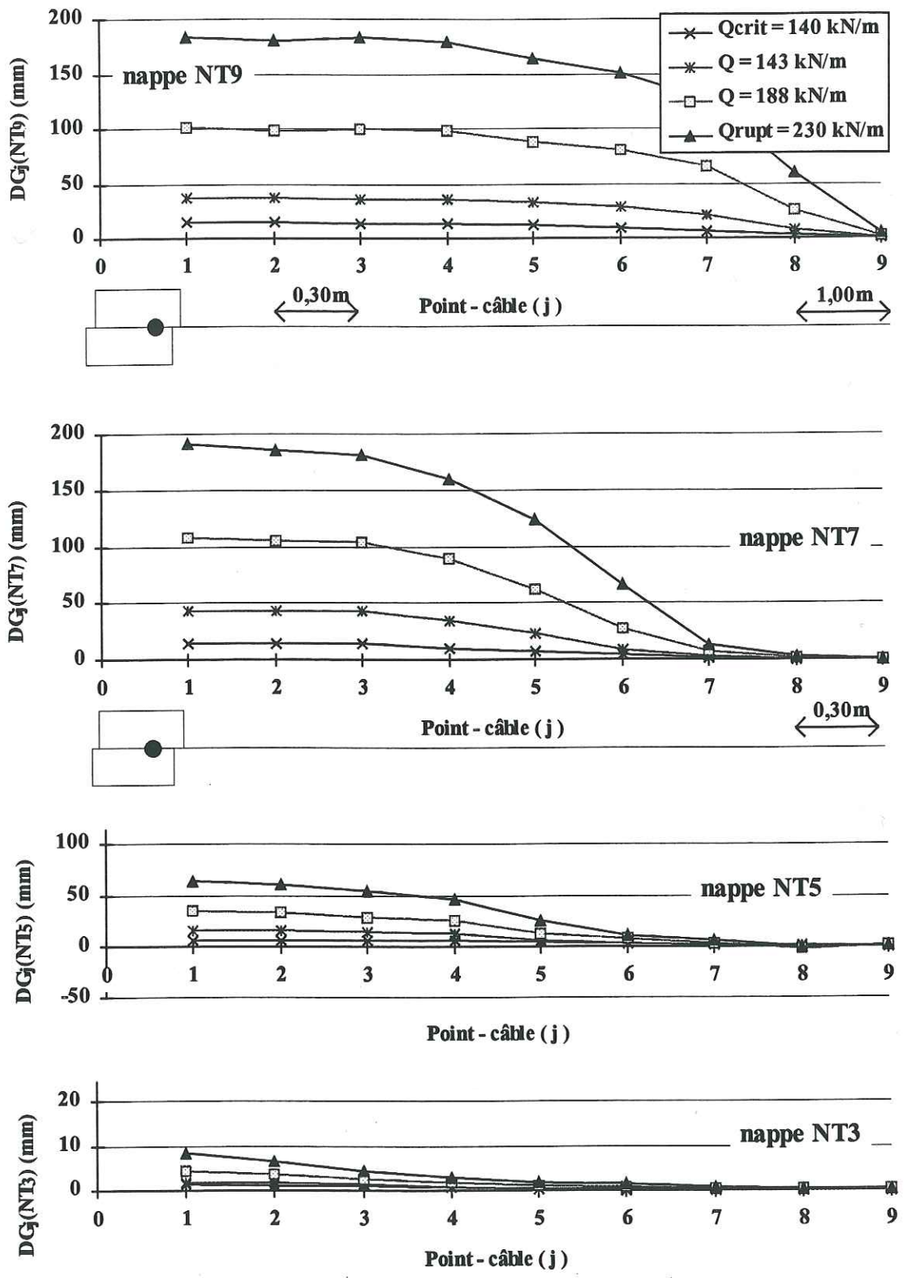
En partie haute du massif NT, toute la longueur des renforcements s'est déplacée (l'extrémité amont de la nappe NT7 est restée fixe alors que celle de la nappe NT9 s'est déplacée de 4 mm en fin d'expérimentation). La partie amont des nappes hautes (visible dans la nappe NT9) a bougé. Ce mouvement doit correspondre au « bombement » du massif derrière la dalle, observé dans l'inclinomètre haut (situé à 1,20 m de profondeur dans le massif) qui s'est incliné en amont de la dalle de chargement.



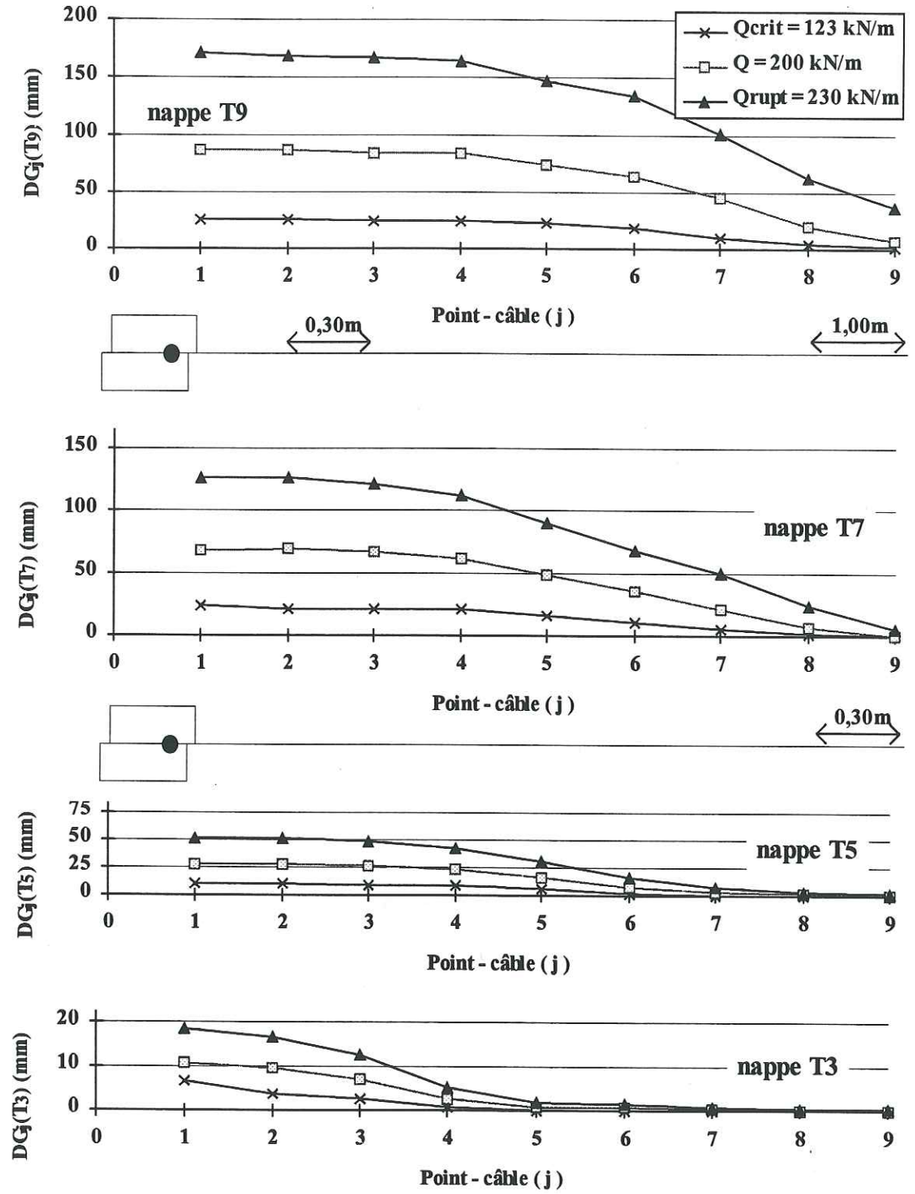
Figures B - 50 : Déplacements $DG_j(NT_i)$ des points-câbles des nappes instrumentées du massif NT durant l'essai



Figures B - 51 : Déplacements $DG_j(T_i)$ des points-câbles des nappes longues instrumentées du massif T durant l'essai



Figures B - 52 : Déplacements $DG_j(NT_i)$ des renforcements du massif NT pendant l'essai de chargement

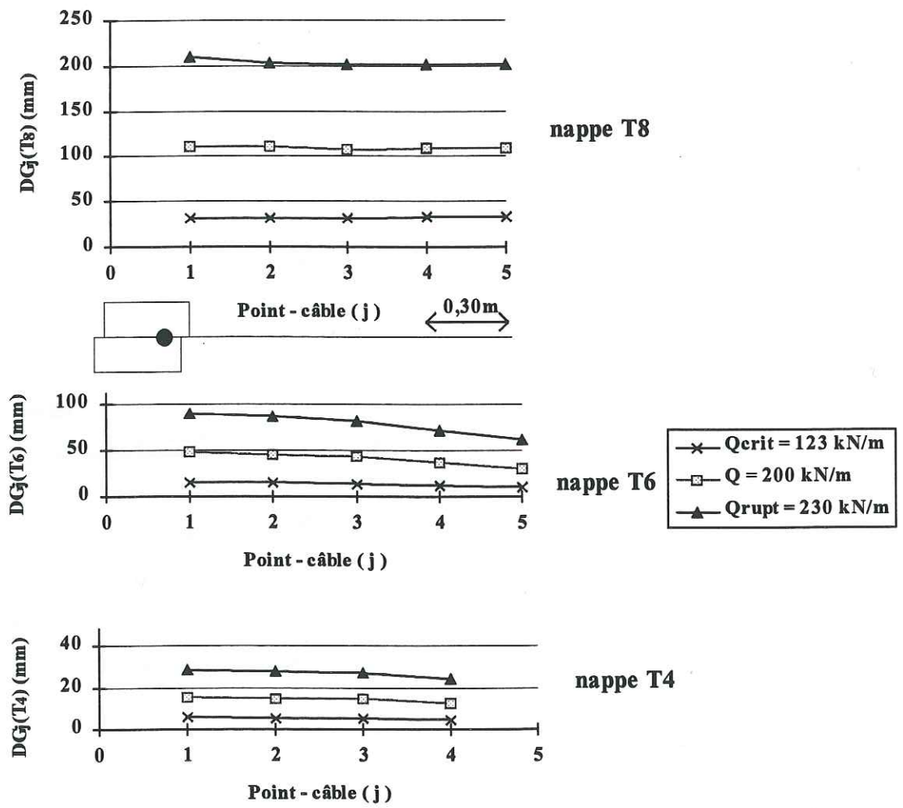


Figures B - 53 : Déplacements $DG_j(T_i)$ des renforcements longs du massif T pendant l'essai de chargement

En partie basse du massif NT, la partie aval des nappes se déplace de plus en plus avec le chargement, alors que la partie amont des nappes NT3 et NT5 se déplace à

peine (l'extrémité de la nappe NT5 reste fixe). Ces deux renforcements sont très faiblement sollicités durant l'expérimentation.

En partie haute du massif T, une plus grande longueur des nappes s'est déplacée par rapport au massif NT (Figures B - 53, p 209). La partie aval des renforcements hauts du massif T (soit environ 1 m de longueur) s'est déplacée « en bloc » dès le début du chargement, et la partie amont de ces renforcements s'est aussi, mais plus faiblement, déplacée.



Figures B - 54 : Déplacements $DG_j(T_i)$ des renforcements courts du massif T pendant l'essai de chargement

La nappe courte T8 s'est déplacée « en bloc » car tous ses points-câbles se sont déplacés de la même valeur en même temps (Figures B - 54, p 210). Ces fortes valeurs de déplacement peuvent représenter, en plus d'un déplacement vers le parement, un déplacement vertical, c'est-à-dire un tassement de la nappe. La nappe T8 a dû tasser légèrement car son déplacement est bien supérieur à celui des nappes l'entourant (Figures B - 53, Figures B - 54).

Comme dans le massif NT, une légère augmentation des déplacements (au maximum 9 mm de la nappe T9) est à noter lorsque le chargement, après avoir faiblement chuté, est ramené à une valeur déjà atteinte (manipulation effectuée avant et après le palier de fluage maintenu pendant une nuit entière) (Figures B - 51, p 207). Ce palier de fluage n'a provoqué aucun déplacement supplémentaire.

Lorsque le chargement dépasse la valeur de Q = 200 kN/m, une forte accentuation des déplacements se produit. Ils ont quasiment doublé entre les chargements Q = 200 kN/m et Q_{rupt} = 230 kN/m (Figures B - 53 et Figures B - 54) aussi bien dans les nappes courtes que dans les nappes longues. L'extrémité amont de la nappe T9 s'est déplacée de 3,7 cm en fin d'expérimentation (plus faiblement pour la nappe T7), ce qui s'est accompagné d'une fissure largement ouverte juste à l'arrière des deux nappes supérieures. Ce déplacement longitudinal a pu être accompagné d'un bombement vertical de la partie amont des renforcements supérieurs (comme dans le massif NT) ce qui justifie en partie le déplacement de la partie amont de la nappe T9.

Dans la partie basse du massif T, les extrémités amont des renforcements restent fixes, alors que la partie aval de la nappe T5 (environ 1 m de longueur) avance « en bloc » jusqu'au chargement final. Il est à noter qu'une heure et demi après le déchargement, la moitié inférieure du massif T continue de se déplacer très faiblement vers l'aval (tous les points-câbles de ces renforcements dans cette zone se sont déplacés de moins d'1 mm).

IV.3.6.2. Conclusion sur le mouvement des renforcements pendant les essais

Lors du chargement des massifs, les déplacements des renforcements s'accentuent en gardant les mêmes caractéristiques : la partie proche du parement des renforcements supérieurs (au dessus des nappes NT5 et T4, dans les 2/3 supérieurs des

ouvrages) se déplace en « en bloc ». Les extrémités amont des renforcements restent fixes (sauf celle de la nappe T9 en fin d'essai).

Le mouvement des renforcements démarre très visiblement dans le massif NT quand le chargement atteint Q_{crit} (= 140 kN/m) alors que cela se produit dans le massif T pour un chargement inférieur.

De faibles fluctuations des valeurs de chargement ont montré qu'un déplacement reste acquis et s'accentue très légèrement quand le chargement retrouve une valeur supérieure déjà atteinte précédemment. Les déplacements acquis semblent irréversibles.

La partie haute du massif NT, en amont de la dalle de chargement, s'est soulevée légèrement lorsque le chargement valait 67,4 % de Q_{rupt}.

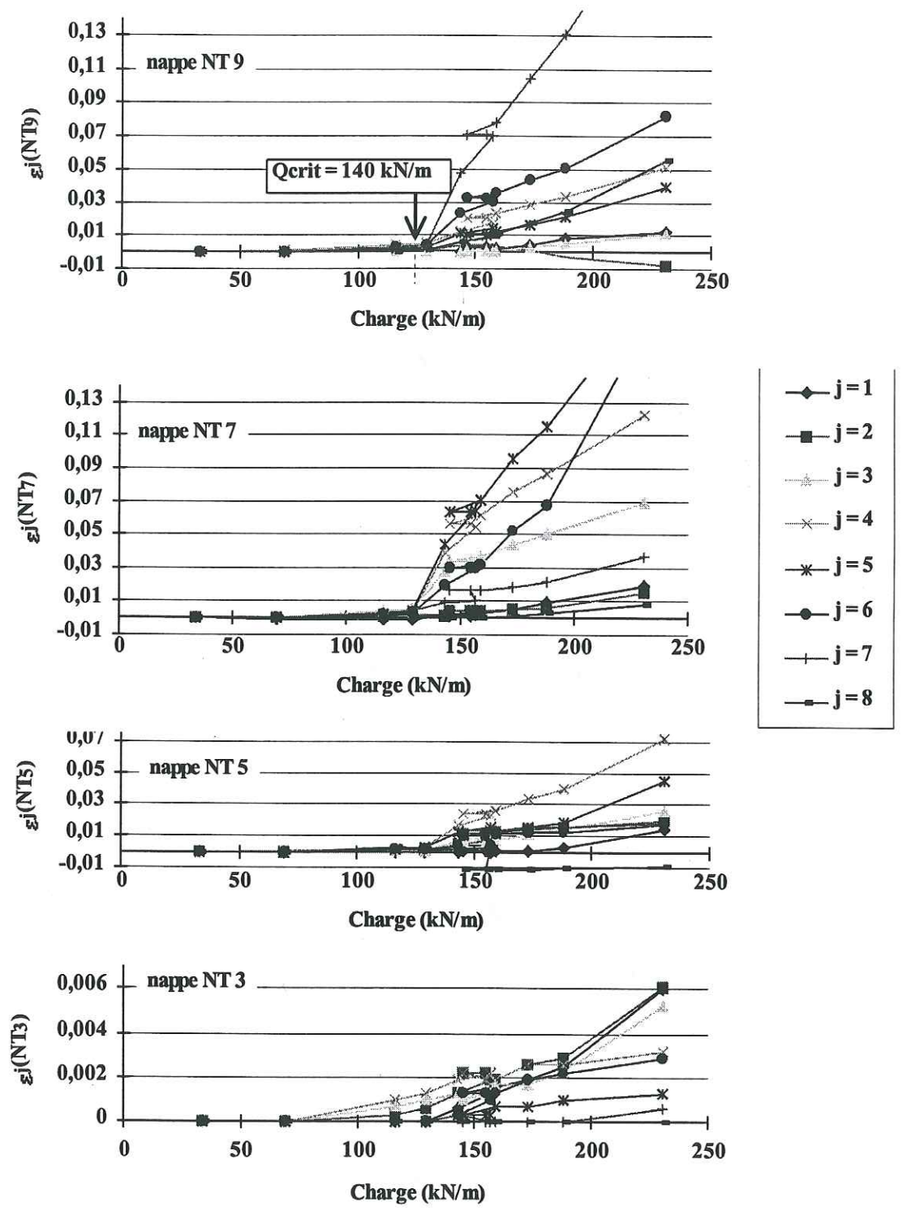
En partie supérieure du massif T, les nappes ont pu se soulever de la même façon (mais ce comportement n'a pas pu être visualisé car aucune mesure de déformée de l'inclinomètre supérieur n'a été possible). Les deux nappes supérieures du massif T semblent avoir formé, pour un chargement élevé appliqué sur la dalle (Q = 200 kN/m), une dalle souple, monolithique, qui s'est déplacée vers l'aval lors du chargement supérieur (la résistance à la traction du sol est inférieure à celle résultant du frottement sol / géotextile, c'est pourquoi une large fissure s'est ouverte à l'arrière des deux renforcements supérieurs).

Les nappes courtes du massif T se sont déplacées « en bloc », dès le début du chargement. Elles semblent ainsi incluses dans la zone active du massif en mouvement (mais les extrémités amont des nappes T4 et T6 se sont légèrement déformées, comme nous le verrons dans le chapitre suivant).

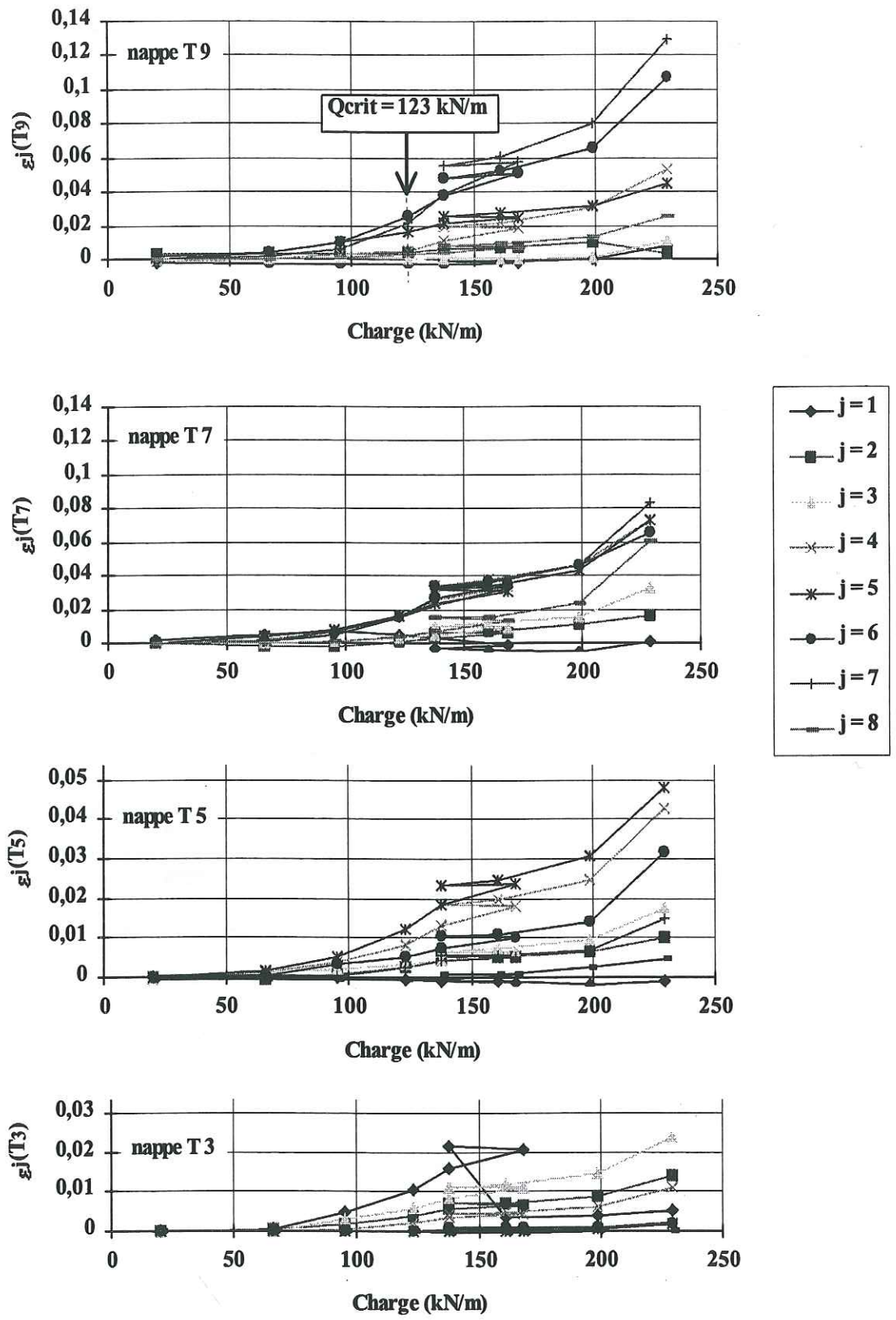
Globalement, les renforcements du massif NT se sont plus déplacés que ceux du massif T, sauf en base d'ouvrage et en extrémité amont des renforcements.

IV.3.6.3. Déformations des renforcements

Les évolutions des déformations des renforcements au cours des essais sont représentées sur la Figures B - 55 (p 213) et la Figures B - 56 (p 214). Nous rappelons les notations utilisées $\varepsilon_j(NT_i)$, $\varepsilon_j(T_i)$ pour exprimer les accroissements de déformation de la nappe i du massif NT et du massif T, entre les points-câbles (j) et (j+1) numérotés depuis la face amont du parement, depuis le début des essais.



Figures B - 55 : Accroissement des déformations $\varepsilon_j(NT_i)$ des renforcements Non Tissés pendant l'essai



Figures B - 56 : Accroissement des déformations $\varepsilon_j(T_i)$ des renforcements Tissés pendant l'essai

Dans le massif NT, les renforcements ont commencé à se déformer quand ils ont initialisé leur mouvement (c'est-à-dire à Q_{crit} = 140 kN/m). Dans les deux massifs, les déformations sont d'autant plus importantes que le renforcement concerné est haut dans le massif.

Pour différentes charges, les déformations $\varepsilon_j(NT_i)$, $\varepsilon_j(T_i)$ des renforcements, sur toute leur longueur, sont tracées sur les Figures B - 57 (p 216), les Figures B - 58 (p 217) et la Figures B - 59 (p 218). Nous visualisons ainsi les zones plus ou moins déformées des renforcements.

Dès la mise en place du chargement de fluage (Q = 154,6 kN/m, Figures B - 57), il apparaît une zone de déformations privilégiée dans les renforcements du massif NT. Le lieu des déformations maximales commence à apparaître (région de passage de la ligne de rupture du massif).

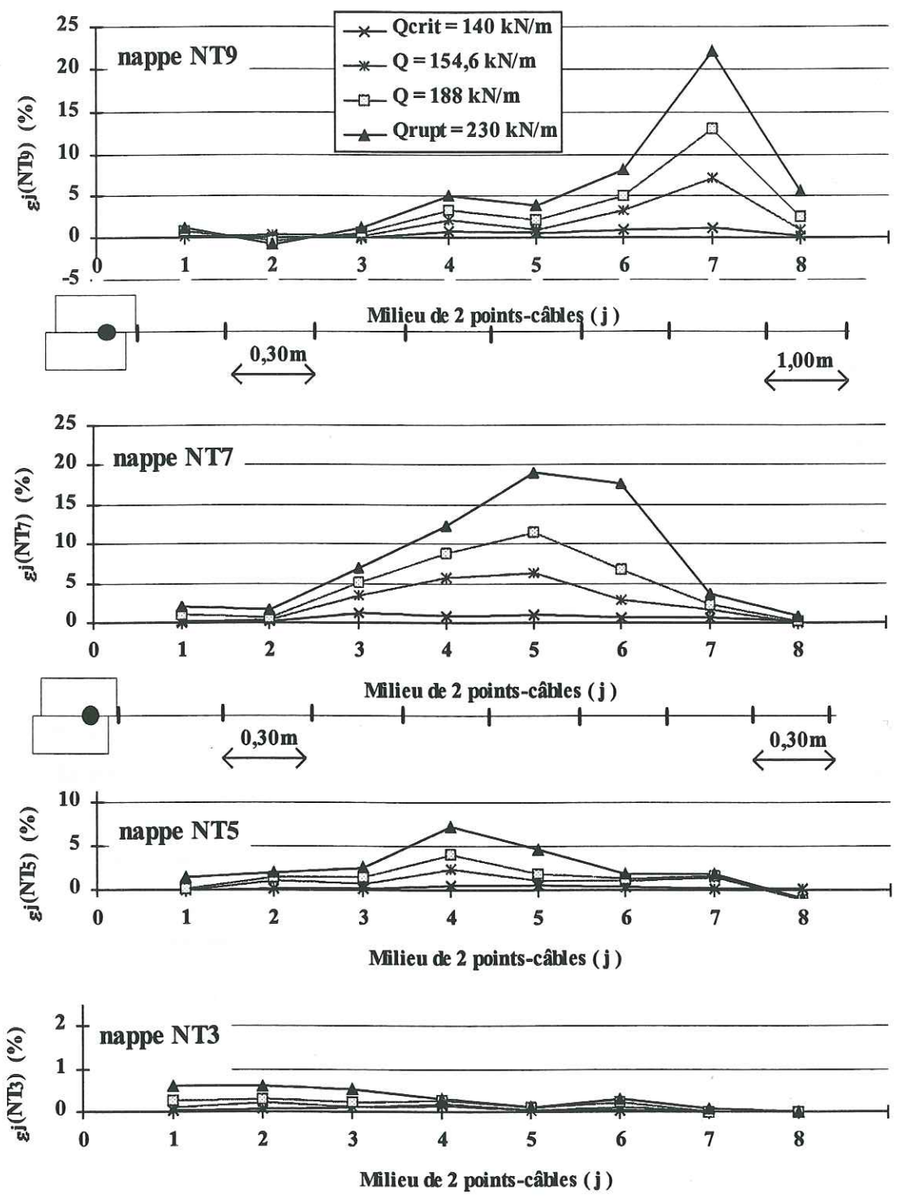
Aucun fluage n'est apparu pendant le palier de chargement maintenu toute une nuit (Figures B - 55, p 213). Aucune chute de déformation n'est à relever quand le chargement diminue légèrement (observation faite au déchargement pour atteindre le chargement de fluage, et encore après celui - ci, cf. diagramme de chargement au B-§ III.3). Cependant, au rechargement, les déformations croissent légèrement (la même observation est faite sur les déplacements des nappes). Les déformations semblent, comme les déplacements des renforcements, irréversibles.

Les nappes du massif NT sont déformées très localement et toute la longueur des nappes se comporte différemment : les déformations dans les renforcements sont maximales en haut du massif et diminuent jusqu'à s'annuler en base de l'ouvrage.

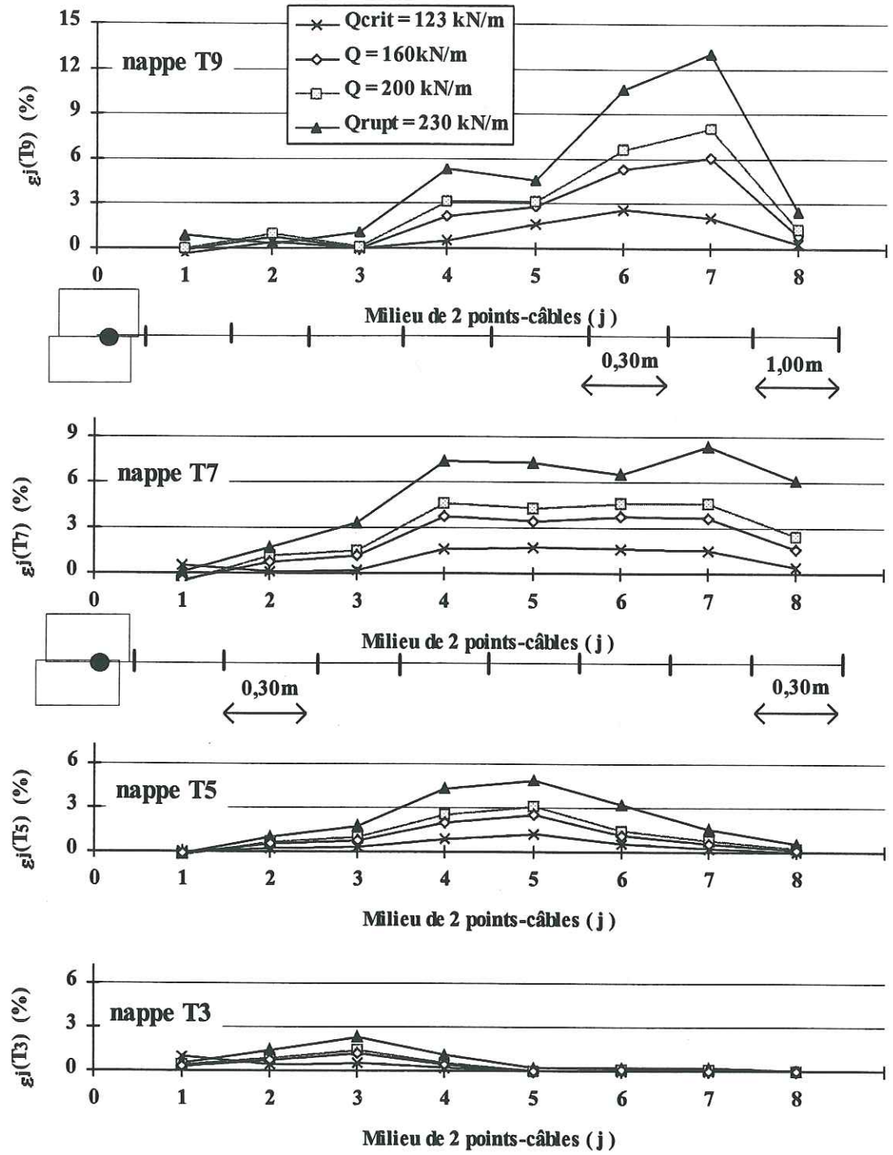
Durant l'essai, les nappes hautes ne sont pas déformées à l'arrière du parement ce qui montre la présence d'un bloc rigide en haut du massif, juste derrière le parement. Elles se sont légèrement déformées dans leur parties amont (Figures B - 57). La nappe NT9 est déformée très localement sous la face amont de la dalle alors que la nappe NT7 est déformée plus uniformément sur toute sa longueur.

Notons le « recul » vers l'amont du lieu des déformations maximales dans la nappe NT7 quand le chargement augmente.

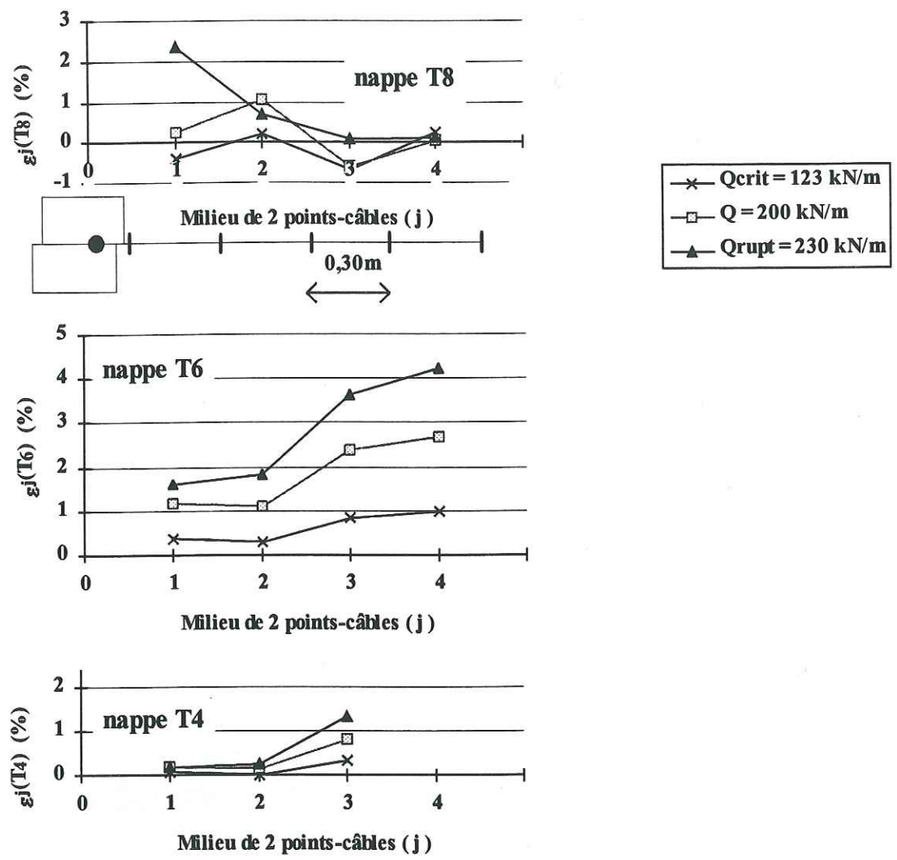
Dans la base du massif NT, la partie aval des nappes NT3 et NT5 se déforme d'autant plus qu'on est proche du parement. Ces nappes se sont déformées sur une grande longueur. La présence du chargement local en surface induit des déformations faibles mais largement réparties dans les renforcements en base d'ouvrage.



Figures B - 57 : Accroissement des déformations $\varepsilon_i(NT_i)$ sur toute la longueur des renforcements Non Tissés pendant l'essai



Figures B - 58 : Accroissement des déformations $\varepsilon_i(T_i)$ sur toute la longueur des renforcements longs Tissés pendant l'essai



Figures B - 59 : Accroissement des déformations $\varepsilon_i(T_i)$ sur toute la longueur des renforcements courts Tissés pendant l'essai

Dans le massif T, une zone de déformations importante est déjà apparue dans le massif dès le chargement critique (Q_{crit} = 123 kN/m, Figures B - 58, p 217). Ensuite, les déformations augmentent assez régulièrement en s'accentuant dans les zones où elles sont maximales.

En partie supérieure, quand le chargement atteint Q = 160 kN/m, le lieu des renforcements les plus déformés semble avoir « reculé » vers l'extrémité amont des renforcements (visible dans les nappes T7 et T9).

Quand le chargement dépasse Q = 200 kN/m, bien que la partie amont des nappes hautes se déplace vers l'aval, celles - ci continuent à se déformer.

Comme dans le massif NT, les déformations augmentent légèrement quand le chargement atteint de nouveau une valeur importante, après un léger déchargement, et aucune déformation ne se produit durant le palier de fluage (Figures B - 56, p 214).

Les déformations des renforcements du massif T sont moins localisées que dans le massif NT (la nappe T7 s'est déformée presque uniformément sur 2/3 de sa longueur (Figures B - 58). *Cela peut être mis en liaison avec la présence d'un coin de poinçonnement formé sous la dalle de chargement, plus marqué sous la face amont de la dalle que sous sa face aval.* A la fin de l'essai, la nappe T9 s'est fortement déformée, presque sous la face amont de la dalle ($\varepsilon_7(T_9)$ = 13%, valeur maximale dans tous les renforcements du massif T) (Figures B - 56). Elle s'est déformée deux fois moins sous la face aval de la dalle ($\varepsilon_4(T_9)$ = 6%), et encore plus faiblement directement sous la dalle. De même, la nappe T7 s'est légèrement plus déformée du côté amont de la dalle ($\varepsilon_7(T_7)$ = 8%) que de son côté aval ($\varepsilon_5(T_7)$ = 7%). Cependant, cette nappe est très largement déformée sous toute la longueur de la dalle.

La localisation de ces déformations montre la présence d'un coin de sol. Un tel coin de poinçonnement, similaire à celui produit lors du poinçonnement d'une fondation sur un sol non renforcé (bien que légèrement dissymétrique), a déjà été observé expérimentalement : sur modèles réduits construits en petits rouleaux de Schneebeli (H.C. Hardiyatmo, 1995 [70]), sur des modèles centrifugés et en grandeur réelle (A. Séré, 1995 [1]) ou encore numériquement (R. Arab, 1997 [12]).

Dans la partie basse du massif T, les déformations sont plus localisées, en partie centrale de la nappe T5 et plus près du parement dans la nappe T3. La partie aval de la nappe T5 ne se déforme pas, comme la partie amont de la nappe T3.

Les nappes courtes sont seulement déformées dans leur partie amont quand elles le sont (Figures B - 59, p 218). La déformation maximale dans les nappes courtes se produit à l'extrémité amont de la nappe T6, $\varepsilon_4(T_6)$ = 4%. Sur les Figures B - 58 et B 59 le lieu des déformations maximales développées dans les renforcements apparaît assez clairement. Cette zone de déformation constitue la zone de passage de la ligne de rupture qui sépare, dans l'ouvrage , la zone active en mouvement et la zone passive en amont.

Notons que la nappe courte T8, totalement incluse dans la zone active, s'est quand même déformée. L'action du chargement local en tête semble assez diffus dans le massif pour concerner ainsi les renforcements inclus dans la zone active.

IV.3.6.4. Etat de déformation des renforcements en phase 1 de chargement

Sur les Figures B - 60, Figures B - 61 et Figures B - 62 (p 221, 222, 223) sont tracées, le long des renforcements des deux massifs, les déformations acquises en fin de construction et l'accroissement de déformation produit en phase 1 de chargement (depuis le début des essais jusqu'à $Q_{crit}(NT) = 140$ kN/m et $Q_{crit}(T) = 123$ kN/m).

Dans le massif NT, les déformations acquises en phase 1 de chargement restent faibles, et du même ordre de grandeur ($\varepsilon_j(NT_i) < 1{,}3\%$).

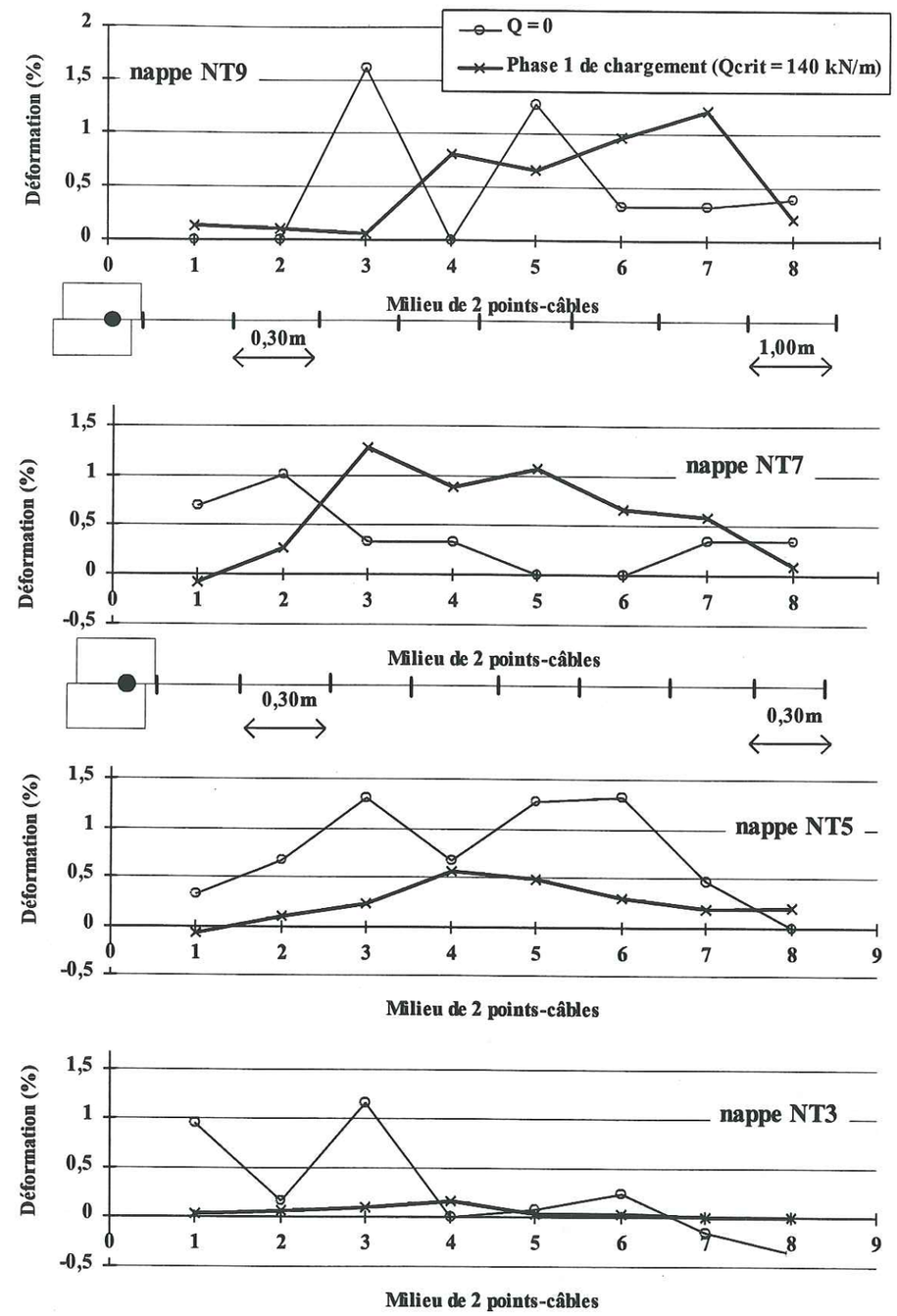
Plus précisément, deux types de comportement sont à noter :

- De manière générale, les nappes hautes se sont plus déformées pendant le chargement jusqu'à Q_{crit} que pendant la construction, sauf la deuxième nappe sous la dalle, dans laquelle les déformations sont du même ordre. Jusqu'à Q_{crit}, l'accroissement de déformation est plus uniformément réparti, du milieu de la nappe vers l'amont. Les renforcements supérieurs, peu sollicités pendant la construction (cela paraît logique car ils sont recouverts d'une faible épaisseur de sol), voient leurs déformations augmenter plus rapidement qu'à la base de l'ouvrage quand Q augmente. Le lieu des déformations maximales semble ainsi « remonter » dans la hauteur du massif.

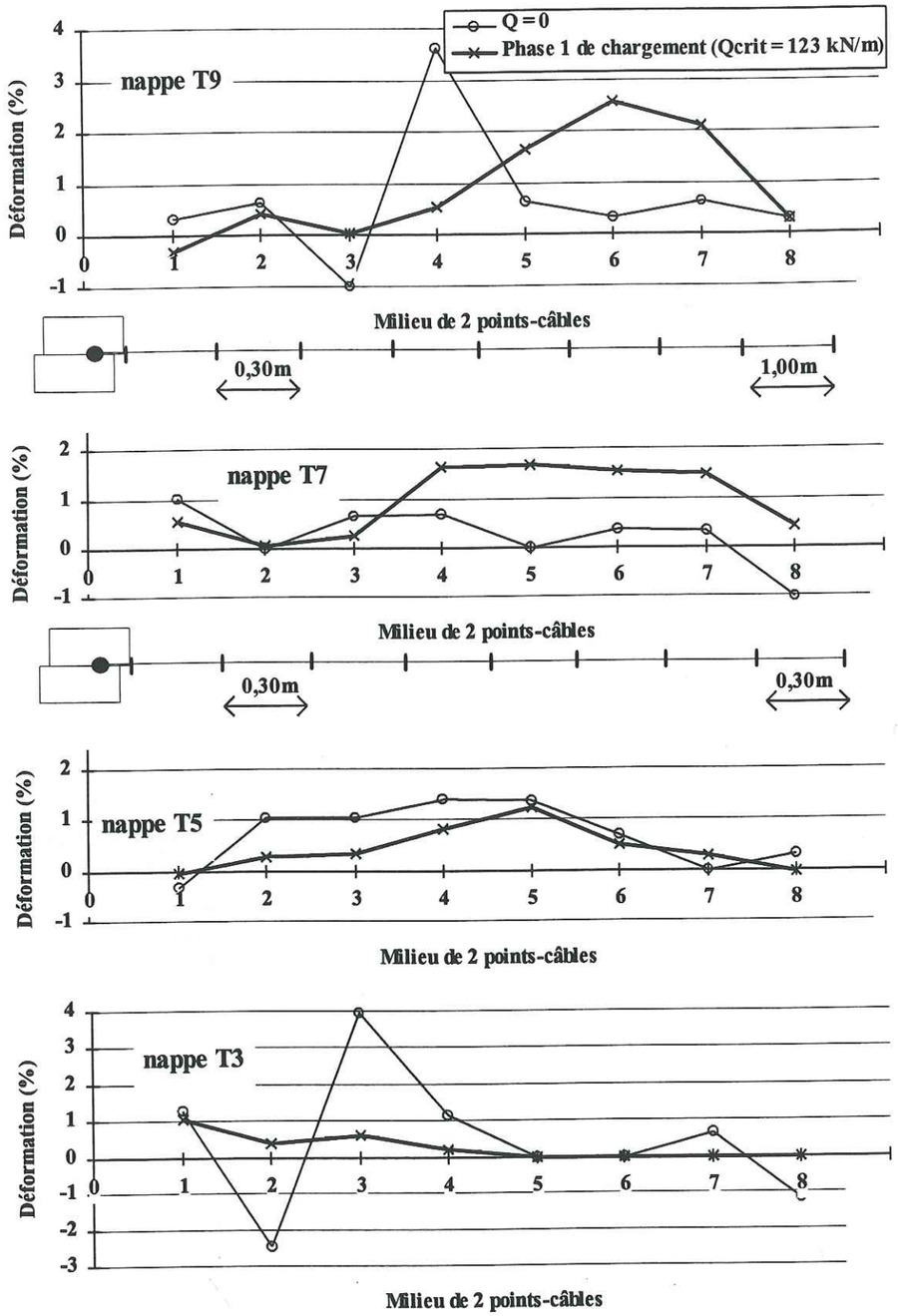
- Les déformations acquises dans les nappes basses en phase 1 de chargement, par contre, sont plus faibles que les déformations acquises durant la construction de l'ouvrage :

- nappe NT3 : $\varepsilon_4(NT_3) = 1{,}1\%$ (max, Q = 0)
  pour $\varepsilon_3(NT_3) = 0{,}1\%$ (max, phase 1 de chargement)
- nappe NT5 : $\varepsilon_6(NT_5) = 1{,}3\%$ (max, Q = 0)
  pour $\varepsilon_4(NT_5) = 0{,}5\%$ (max, phase 1 de chargement)

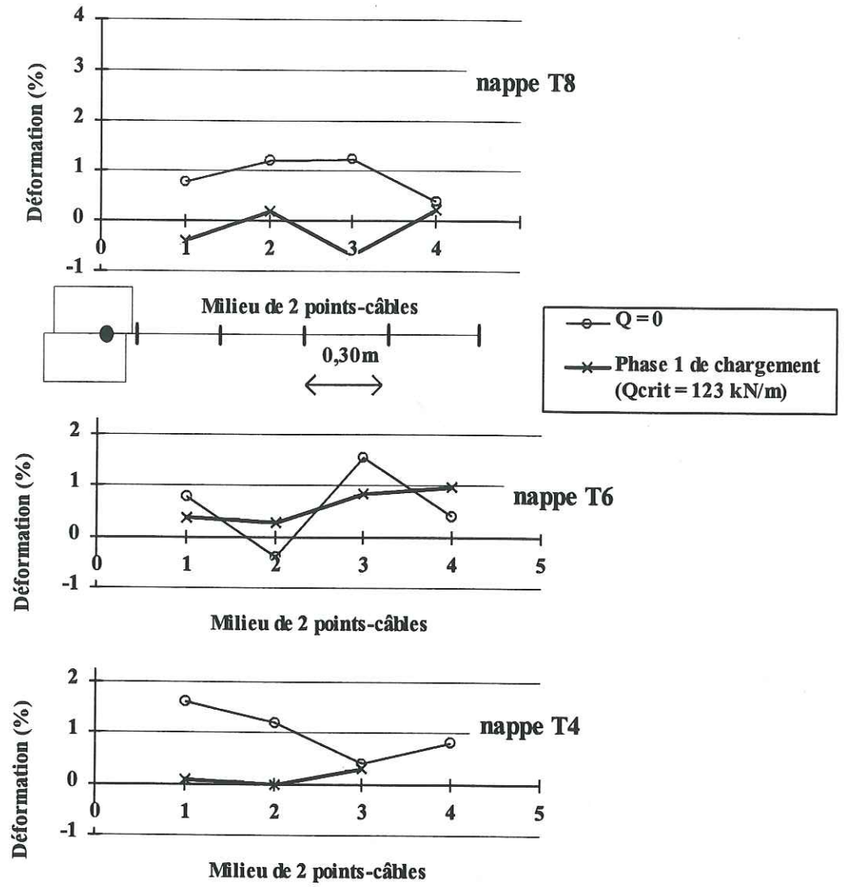
Pendant le chargement jusqu'à Q_{crit}, aucune déformation supplémentaire ne s'est produite aux extrémités des nappes et l'accroissement des déformations est assez uniforme dans la partie centrale des renforcements. L'effet est accentué en partie haute de l'ouvrage.



Figures B - 60 : Déformations $\varepsilon_j(NT_i)$ des renforcements du massif NT acquises en fin de construction et en phase 1 de chargement



Figures B - 61 : Déformations $\varepsilon_j(T_i)$ des renforcements longs du massif T acquises en fin de construction, et en phase 1 de chargement



Figures B - 62 : Déformations $\varepsilon_j(T_i)$ des renforcements courts du massif T acquises en fin de construction, et en phase 1 de chargement

Comme dans le massif NT, les déformations dans les renforcements du massif T, en phase 1 de chargement, sont du même ordre de grandeur que les déformations produites pendant la construction et restent faibles ($\varepsilon_j(T_i) < 1,3\%$, sauf dans les nappes hautes où ces déformations sont supérieures, entre $\varepsilon_j(T_i) = 1,5\%$ et $\varepsilon_j(T_i) = 2,5\%$).

La partie proche du parement des renforcements s'est légèrement plus déformée pendant la construction, alors que la partie amont des renforcements s'est plus déformée sous l'effet de Q (sans tenir compte des 2 pics de déformation dans les nappes T3 et T9 qui, dans cette zone, ne mobilisent aucune déformation supplémentaire pendant le chargement. Ces fortes valeurs peuvent être considérées

comme erronées par leur manque d'homogénéité avec le comportement global de l'ouvrage) (Figures B - 61, p 222).

Ce comportement est bien visible dans les nappes hautes : à 2,60 m de hauteur (nappe T7), un accroissement de déformation uniforme sur les 2/3 amont de la nappe ($\varepsilon_j(T_i)$ = 1,6%) est mobilisé pour une déformation maximale avant essai $\varepsilon_1(T_7)$ = 1%. C'est moins visible dans la nappe T5 où les déformations acquises en phase 1 de chargement sont supérieures, derrière le parement, à celles produites pendant la construction, mais à peine sur la partie amont de la nappe (0,15% entre les maximales). Il semble ici que la zone de déformation se décale vers l'amont du massif.

Dans les nappes courtes, l'accroissement de déformation dû à Q reste inférieur à celui apparu pendant la construction : $\varepsilon_j(T_i) < 1\%$.

Dans la base de l'ouvrage, un comportement encore différent est relevé : la partie amont de la nappe T3 n'a mobilisé aucune déformation supplémentaire (et sa partie aval une très faible) pendant le chargement jusqu'à Q_{crit}. La base de l'ouvrage n'est quasiment plus sollicitée : la zone de déformation importante semble « remonter » plus haut dans le massif.

IV.3.6.5. Etat de déformation des renforcements en phase 2 de chargement

Il apparaît clairement sur les figures p 216, p 217 et p 218 que les déformations produites en phase 1 de chargement sont très inférieures à celles produites en phase 2 de chargement (entre Q_{crit} et Q_{rupt}). Les nappes se déforment à Q_{crit} dans un fuseau d'amplitude de 1,3 % (massif NT) et 2,5% (massif T), alors que les déformations acquises en fin d'essai vont jusqu'à 22 % (massif NT) et 13 % (massif T). Ces amplitudes de déformations sont d'autant plus grandes que le renforcement concerné est proche de la dalle de chargement.

Les déformations acquises en phase 2 de chargement sont moins importantes dans le massif T que dans le massif NT : les déformations atteintes à Q_{crit} sont multipliées par 9,5 en base du massif NT jusqu'à 18,1 en haut du massif pour atteindre leur valeurs en fin d'essai. Dans le massif T, les déformations atteintes à Q_{crit} sont multipliées par 4 en base, jusqu'à 6,1 en haut du massif pour atteindre leur valeurs à Q_{rupt}.

La partie supérieure du massif NT s'est plus déformée entre Q_{crit} et Q_{rupt} que celle du massif T, alors que le contraire s'est produit dans la base des ouvrages.

Dans la nappe T9 (la plus haute instrumentée) le lieu de la déformation maximale ne se situe pas exactement au même endroit à Q_{crit} et à Q_{rupt}. Il semble, en effet, avoir « reculé » vers l'extrémité amont du renforcement quand le chargement vaut 160 kN/m; ce phénomène est également visible dans la nappe NT7 (et moins clairement dans la nappe T7).

IV.3.6.6. Bilan sur les déformations des renforcements pendant les essais

Les nappes de renforcement se sont d'autant plus déformées sous l'action de Q qu'elles sont hautes dans le massif. Les nappes basses (à moins de 0,60 m de hauteur) se sont plus déformées pendant la construction que pendant les essais de chargement (l'amplitude de ces déformations reste inférieure à 1,5 % pendant la construction et augmente de 1,1 % au maximum jusqu'à Q_{crit}).

Dans les deux massifs, une petite chute de la valeur du chargement ne fait pas diminuer les déformations acquises (et le palier maintenu pendant 15 heures ne provoque aucun fluage des renforcements). Par contre, elles augmentent légèrement quand il y a rechargement (elles augmentent de moins de 1% pour une remontée de charge de 15 à 20 kN/m). Les déformations semblent irréversibles.

Les renforcements du massif NT se sont peu déformés jusqu'à Q_{crit} ($\varepsilon_j(NT_i) < 1,3\ \%$). Ensuite, les déformations se sont accentuées pour atteindre, depuis le début des essais, 1,5 % à 22 % en haut du massif.

Le massif T a commencé à se déformer notoirement avant le chargement à Q_{crit}. En phase 1 de chargement, les déformations maximales varient entre 1 % en base d'ouvrage et 2,5 % dans la partie amont des nappes supérieures. Jusqu'au chargement final (Q_{rupt} = 230 kN/m), elles varient entre 2,3 % (dans le renforcement situé à 0,60 m du sol de fondation) à 13 % (dans le renforcement situé à 0,60 m sous la dalle de chargement).

Le lieu des déformations maximales semble être « remonté » dans les massifs depuis le début des essais, et avoir « reculé » vers l'amont des massifs au cours du chargement, lorsqu'il dépasse Q_{crit}.

Les déformations acquises durant l'essai, en partie haute du massif NT, sont supérieures à celles produites en partie haute du massif T. La remarque inverse s'applique en partie basse des ouvrages (Tableau B - 14).

n° de renforcement	Z (m)	Massif NT	Massif T
9	3,80	22 %	13 %
7	2,60	19 %	8 %
5	1,45	7,2 %	4,8 %
3	0,60	0,6 %	2,3 %

Tableau B - 14 : Accroissement maximum des déformations (à Q_{rupt}) depuis le début des essais de chargement, dans les renforcements des deux massifs expérimentaux

Il semble que la sollicitation des renforcements souples reste locale alors qu'elle se répartit plus largement dans les renforcements plus rigides.

Un phénomène de poinçonnement du massif par la dalle de chargement semble apparaître dans le massif T. Un coin de sol légèrement dissymétrique vers le parement est visualisé par la présence de deux zones de déformation plus importantes dans l'avant dernière nappe haute du massif T (Figures B - 58, p 217). P.L. Bourdeau et al. (1992 [71]) ont montré, par le suivi par rayons X des déplacements de marqueurs liés au renforcement, que les déformations maximales se localisent sous les coins de la dalle et les déformations minimales se situent sous son centre.

IV.3.6.7. Localisation de la rupture

Après les essais, pendant le démontage de chaque massif, le profil déformé des nappes de renforcement a été relevé. Ainsi, une coupe des massifs déformés après rupture peut être représentée (Figure B - 63 ,p 228).

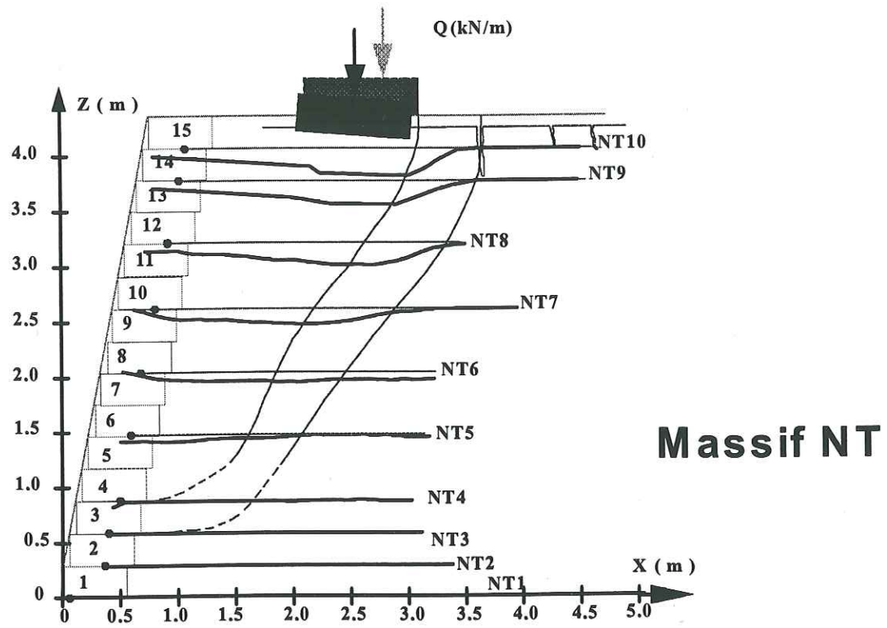
La zone des déformations maximales des nappes mesurées lors du chargement permet de définir un fuseau dans lequel est localisée la « ligne » moyenne de rupture (ligne le long de laquelle les renforcements sont le plus sollicités) (Figures B - 57, p 216 et Figures B - 58, p 217).

Les deux ouvrages se sont rompus à l'arrière de la semelle de chargement.

Dans le massif T, la ligne de rupture ne déborde pas côté amont du fuseau des déformations maximales défini sur la Figure B - 63. En effet, les nappes courtes, dans la partie inférieure du massif, sont sollicitées sur leur extrémités amont; elles ne le seraient pas si la ligne de rupture passait en amont d'elles ($\varepsilon_4(T_6) = 4{,}2\%$, $\varepsilon_4(T_4) = 1{,}3\%$).

Nous rappelons que la méthode de calcul des déformations des renforcements se fait à partir du déplacement relatif entre deux points-câbles espacés de 0,30 m. Ceci ne permet pas d'accéder à d'éventuelles zones très localisées de fortes déformation.

Dans le massif NT, la zone de cisaillement descend assez verticalement sous l'arrière de la dalle de chargement et s'incline pour sortir au parement entre le niveau des nappes NT 3 et NT 5. La déformée des nappes observée lors du démontage ne permet pas de voir son émergence exacte au parement. Les déplacements des points-câbles permettent de le préciser. La tension mobilisée dans la nappe NT3 (située à 0,60 m du sol), bien que faible ($T_1(NT_3) = 0{,}54$ kN/m), se localise juste derrière le parement, où une légère tension du renforcement sur le parement est mesurée ($F_{pg} = 0{,}2$ kN). La partie aval de la nappe NT 3 s'est surtout déplacée (0,5 cm au parement). De plus, la zone de cisaillement du sol émerge sous la nappe NT5 (située à 1,45 m du sol) car la zone de déformation maximale de cette nappe se situe environ à 1,8 m en amont du parement ($\varepsilon_4(NT_5) = 7{,}2\%$). L'observation de la déformée des nappes basses confirme les mesures de déformation : la partie basse du massif n'a pas été sollicitée.



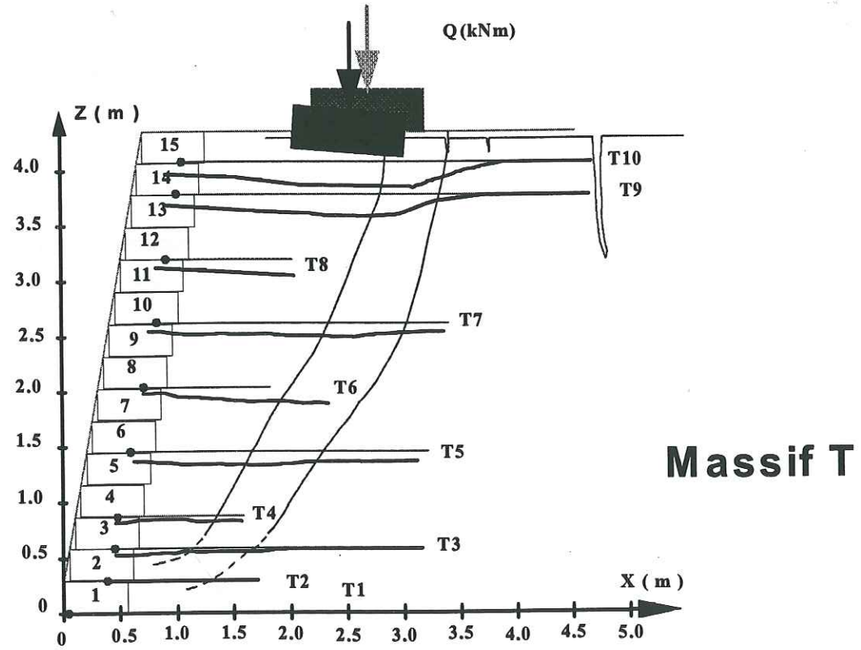


Figure B - 63 : Fuseaux des déformations maximales des renforcements des massifs NT et T

En fin d'essai (Q_{rupt} = 230 kN/m), les déformations maximales (depuis le début de l'essai) dans les nappes instrumentées du massif NT sont les suivants :

- nappe NT3 : $\varepsilon_1(NT_3) \approx 0$
- nappe NT5 : $\varepsilon_4(NT_5) \approx 7\%$ à 1,8 m du parement
- nappe NT7 : $\varepsilon_5(NT_7) \approx 17\%$ entre 1,8 m et 2,5 m du parement
- nappe NT9 : $\varepsilon_7(NT_9) \approx 22\%$ à 2,7 m du parement

Une mesure manuelle de déformation du renforcement NT 10 (juste à l'amont de la dalle) indique un accroissement de la déformation de 5% produite lors du dernier palier de chargement, juste avant le déchargement.

Les renforcements du massif NT sont sollicités très localement. La ligne de glissement est comprise dans le fuseau un peu plus resserré des déformations maximales défini sur la Figure B - 63 (p 228).

Pour le massif T, la zone de rupture descend aussi assez verticalement sous l'arrière de la dalle de chargement, mais s'incline sous le niveau de la nappe T3 pour émerger au parement. Les déformations maximales de cette nappe sont faibles mais éloignées du parement ($\varepsilon_3(T_3)$ = 2,3% à 1,5 m à l'arrière de la face aval du parement).

En fin d'essai (Q_{rupt} = 230 kN/m), les accroissements des déformations maximales (depuis le début de l'essai) des nappes longues instrumentées du massif T sont les suivants :

- nappe T3 : $\varepsilon_3(T_3) \approx 2\%$ à 1,5 m du parement
- nappe T5 : $\varepsilon_5(T_5) \approx 4\%$ à plus de 2 m du parement
- nappe T7 : ε_4-$\varepsilon_7(T_7) \approx$ 7-8% entre 1,8 m et 2,8 m du parement
- nappe T9 : $\varepsilon_7(T_9) \approx 12\%$ à 2,8 m du parement

Ces déformations indiquent que la zone de rupture s'incline vers le parement au niveau de la nappe T5 et sollicite légèrement la troisième nappe avant d'émerger au parement.

L'émergence de la ligne de rupture dans le massif T est plus basse que dans le massif NT.

IV.3.6.8. Tensions dans les renforcements

Notons $T_j(NT_i)$, $T_j(T_i)$ l'accroissement de tension mobilisée dans la nappe (i) du massif NT et du massif T, entre les points-câbles (j) et (j+1) numérotés à partir de la face amont du parement, depuis le début du chargement.

L'allure des courbes de mobilisation en tension des renforcements est similaire à celles des déformations. Nous calculons en effet les tensions dans les renforcements à partir des valeurs des déformations et des courbes déformation / traction, caractéristiques des géotextiles tissés et non tissés utilisés (cf. B-§ III.1.1). Nous utilisons le module tangent. Nous appliquons la relation :

$T_j(NT_i \text{ ou } T_i) = a \,.\, \varepsilon_j(NT_i \text{ ou } T_i) + b$, où a et b sont les coefficients des droites tangentes aux courbes précédentes, au point correspondant à la déformation $\varepsilon_j(NT_i \text{ ou } T_i)$).

Les valeurs des coefficients a et b sont très différentes pour les deux types de géotextiles utilisés (la seule valeur des modules 10 % de déformation en atteste : $J_{10\%}NT = 95$ kN/m et $J_{10\%}T = 340$ kN/m).

Ainsi, les conclusions quantitatives sur les variations des tensions sont différentes de celles effectuées sur les déformations. Nous constatons que les tensions développées dans les renforcements du massif T sont très supérieures à celles développées dans ceux du massif NT.

IV.3.6.9. Tensions dans les renforcements en phase 1 de chargement

Les renforcements du massif NT se sont beaucoup moins tendus que ceux du massif T en phase 1 de chargement. Cela provient du fait que le nombre de renforcements longs dans le massif NT est environ double de celui dans le massif T.

Sur la Figures B - 64, la Figures B - 65 et la Figures B - 66 (p 232, 233, 234) sont tracées les tensions mobilisées en phase 1 de chargement, en comparaison avec les tensions évaluées en fin de construction.

Dans le massif NT, le chargement jusqu'à Q_{crit} provoque un accroissement de tension dans les renforcements inférieur à 1,1 kN/m (même ordre de grandeur que les tensions mobilisées pendant la construction), avec une tension négligeable supplémentaire derrière le parement.

Notons que la sommation des tensions mobilisées dans la deuxième nappe sous la dalle (nappe NT9) avant essai et pendant la phase 1 de chargement, tend à uniformiser la mise en tension de la nappe (autour de 1 kN/m, ce qui reste très faible, de l'ordre de grandeur de l'erreur liée au dispositif de mesure).

Les nappes courtes du massif T se mobilisent pendant la mise en charge en partie amont. Cet accroissement de tension reste inférieur aux tensions mobilisées pendant la construction ($T_j(T_i) = 4$ kN/m pour $T_j(T_i) = 7$ kN/m en fin de construction, pour les valeurs maximales).

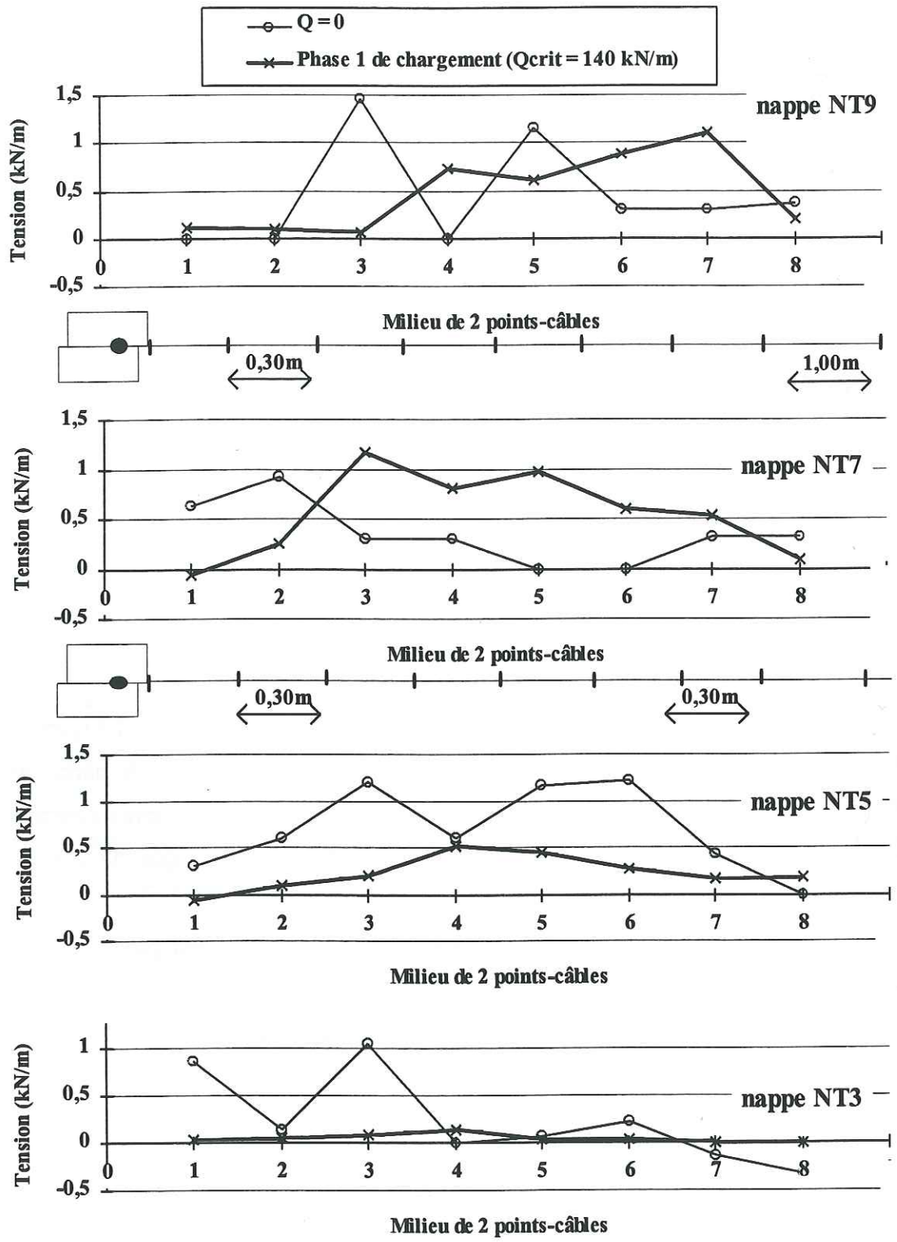
Dans la partie aval des renforcements du massif T (derrière le parement), les tensions mobilisées pendant la phase 1 de chargement, restent faibles et inférieures aux tensions mobilisées pendant la construction.

L'effet observé est inverse en partie amont des nappes hautes (Figures B - 65) : dans la nappe T7, à Q_{crit}, l'accroissement de tension, sur 1 m en partie amont du renforcement, est égal à 7 kN/m, pour un maximum de tension, après construction, de 2,8 kN/m. Près du parement, l'accroissement de tension n'est que de 2,3 kN/m pour 4,3 kN/m après construction.

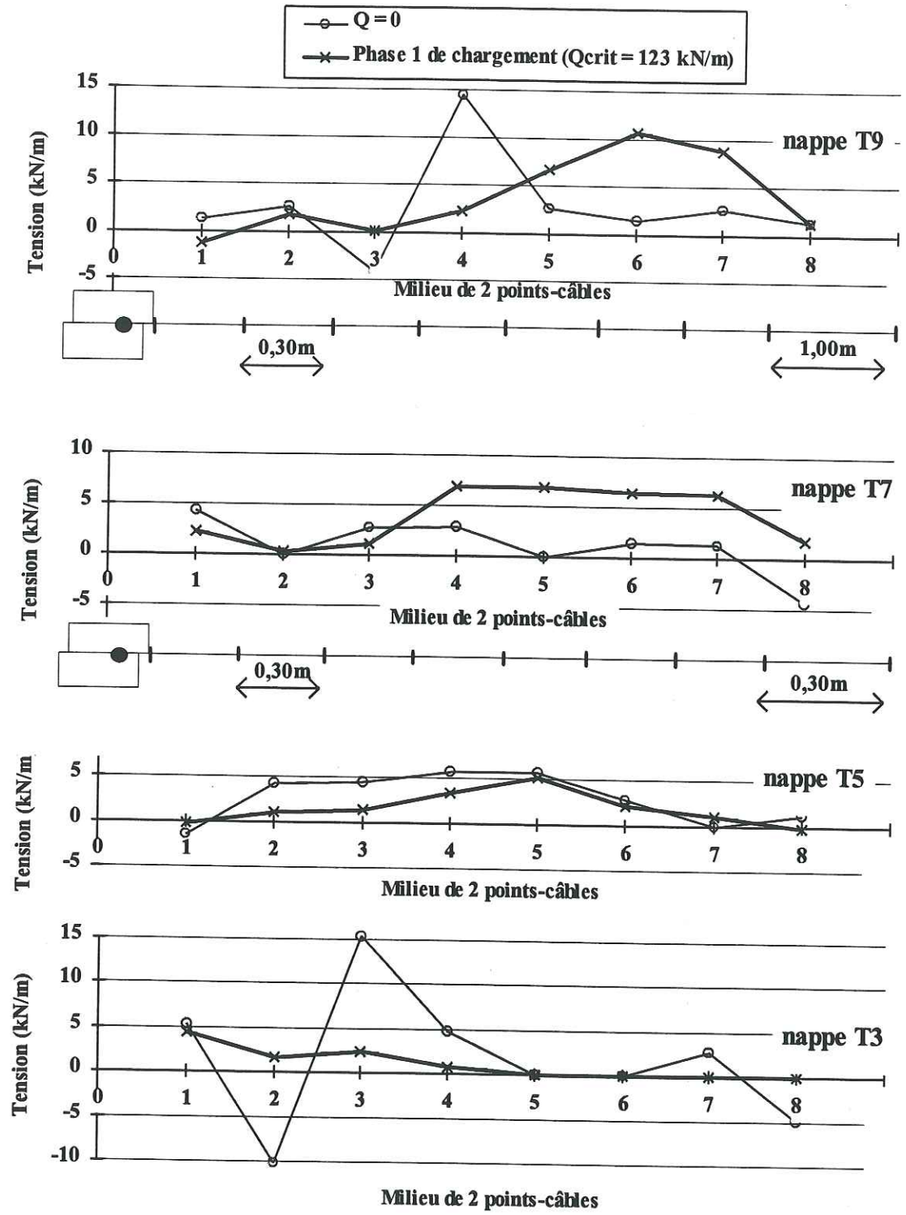
Le pic de tension de la nappe T9 après construction n'est pas accru pendant le chargement.

Les nappes basses longues ont moins ressenti l'action du chargement que les nappes hautes. Dans la nappe T5, il y a seulement 0,6 kN/m d'écart entre la tension maximale mobilisée avant essai et la tension maximale mobilisée pendant la phase 1 de chargement (où $T_5(T_5) = 5{,}1$ kN/m); Dans la nappe T3, aucun accroissement de tension ne s'est produit dans sa partie amont pendant la montée en charge.

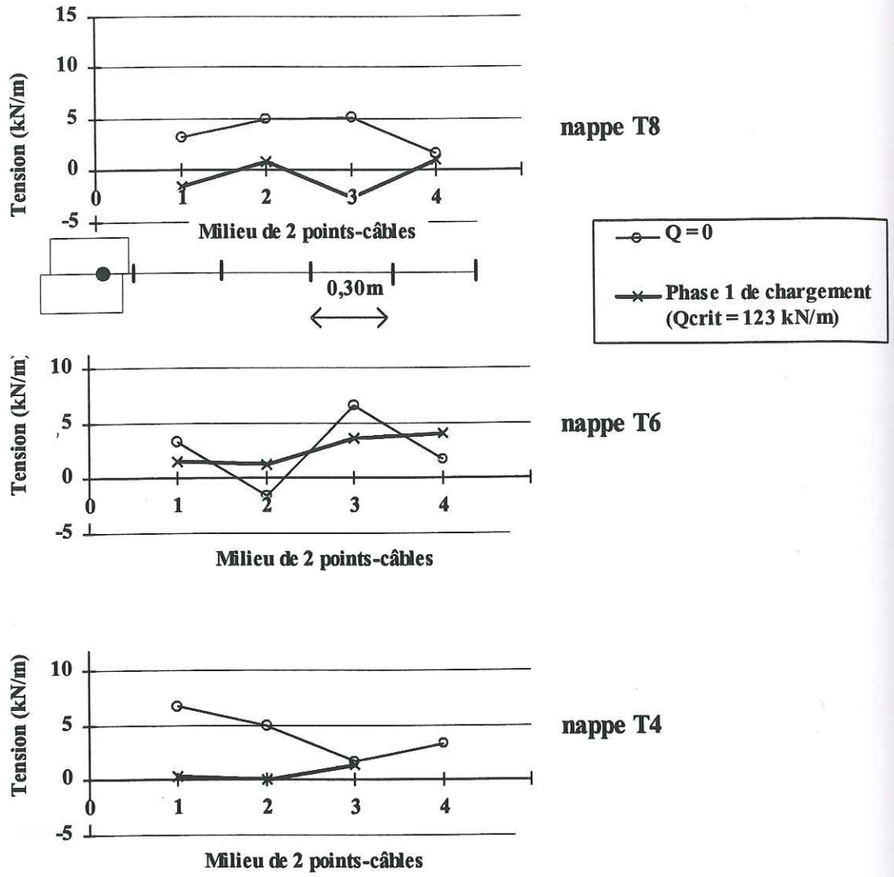
Les renforcements du massif T se mettent plus rapidement en tension que ceux du massif NT lors du chargement. Les tensions mobilisées avant essai dans le massif NT et celles mobilisées en phase 1 de chargement sont du même ordre de grandeur. Par contre, dans le massif T, un facteur de 1 à 5 donne la proportion entre ces tensions dans les renforcements du massif T.



Figures B - 64 : Tensions dans les renforcements du massif NT avant chargement et tensions $T_j(NT_i)$ mobilisées pendant la phase 1 de chargement



Figures B - 65 : Tensions dans les renforcements longs du massif T avant chargement et tensions $T_j(T_i)$ mobilisées pendant la phase 1 de chargement



Figures B - 66 : Tensions dans les renforcements courts du massif T avant chargement et tensions $T_j(T_i)$ mobilisées pendant la phase 1 de chargement

Globalement, pour atteindre les tensions mobilisées depuis le début de la construction, on peut ajouter 1 kN/m aux tensions développées pendant l'essai, dans les renforcements du massif NT, et 6 kN/m à celles du massif T (soit 4% de la tension de rupture à la traction des armatures NT et 13% des armatures T). On voit ainsi que la mise en tension des armatures tissées est effective dès la construction de l'ouvrage, et même sous faible chargement (c'est peut-être dû à la moindre densité des renforcements longs tissés, par rapport aux non tissés).

IV.3.6.10. Tensions dans les renforcements en phase 2 de chargement

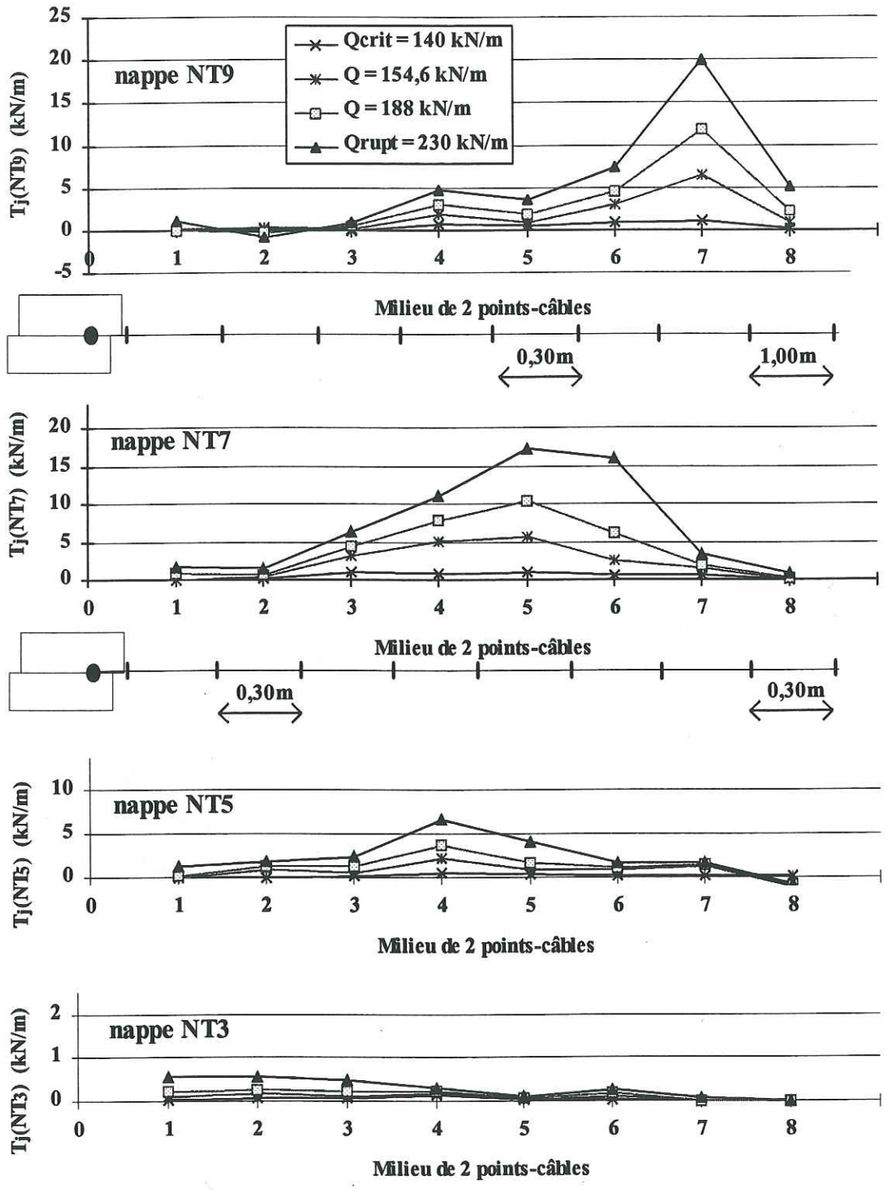
Sur les Figures B - 67, les Figures B - 68 et les Figures B - 69 (p 236, p 237 et p 238) sont tracés les accroissements de tensions $T_j(NT_i)$, $T_j(T_i)$ mobilisées dans les renforcements du massif NT et du massif T dans la phase 2 de chargement (entre Q_{crit} et Q_{rupt}).

En fin d'essai, la tension maximale $T_7(NT_9)$ mobilisée dans la deuxième nappe sous la dalle du massif NT a augmenté de 18,9 kN/m depuis le chargement à Q_{crit} (où la tension maximale mobilisée en phase 1 de chargement valait seulement $T_7(NT_9)$ = 1,1 kN/m). Cette forte augmentation confirme une localisation des sollicitations des renforcements et met en valeur la présence probable d'un pic de tension.

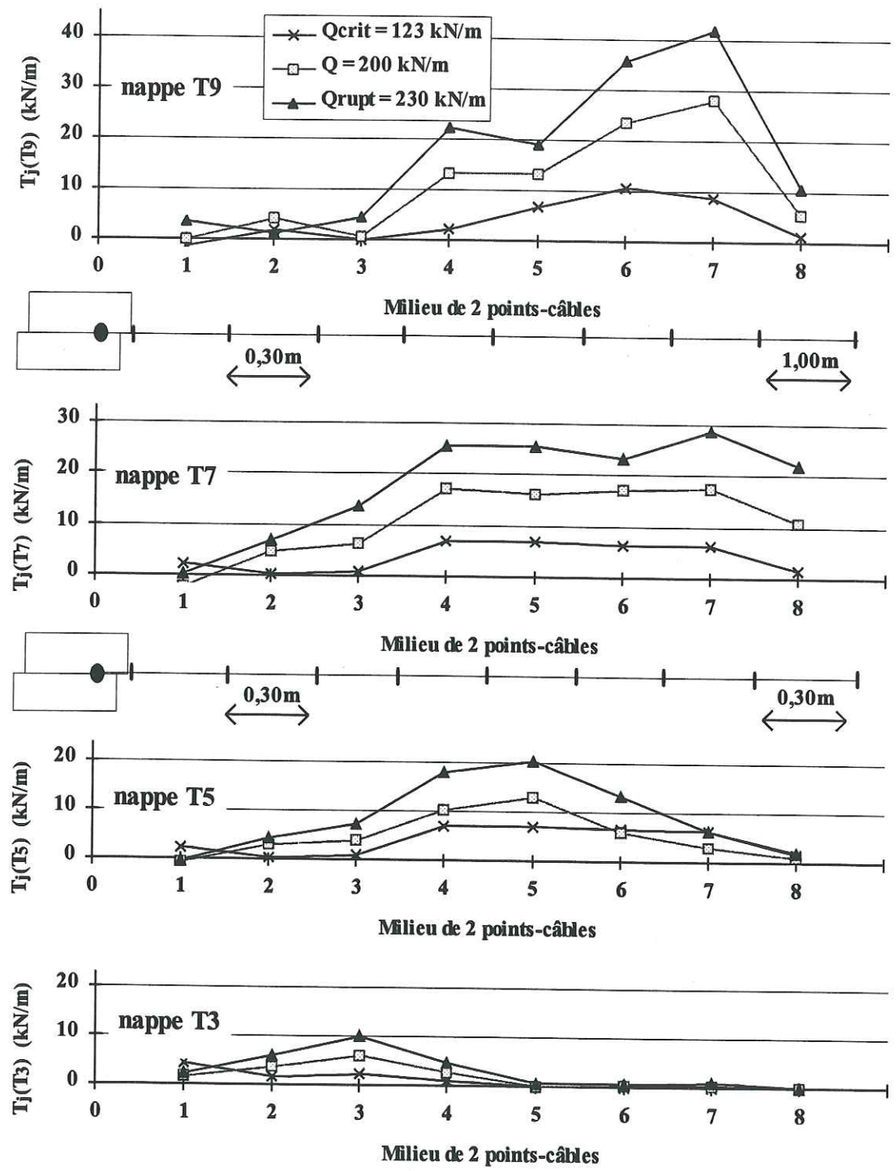
Dans le massif NT, les tensions mobilisées en phase 1 de chargement sont inférieures, dans toutes les nappes, à 1,1 kN/m. Pendant tout l'essai, les accroissements de tension restent inférieurs à 1,7 kN/m en tête de nappe (près du parement) et inférieurs à 0,8 kN/m en fin de nappe (sauf dans la deuxième nappe sous la dalle où l'accroissement de tension, en fin de nappe, vaut $T_8(NT_9)$ = 5 kN/m) (Figures B - 67).

En phase 2 de chargement, l'accroissement de tension est bien supérieur à 1,5 kN/m sur tout le reste de la longueur des nappes, sauf en base du massif NT, dans la nappe NT3, où il vaut au maximum 0,5 kN/m en tête de nappe (pour un accroissement maximal en phase 1 de chargement $T_4(NT_3)$ = 0,14 kN/m). Finalement, cette nappe aura mobilisé, depuis sa mise en place, une tension maximale de 1,5 kN/m (en tête de renforcement).

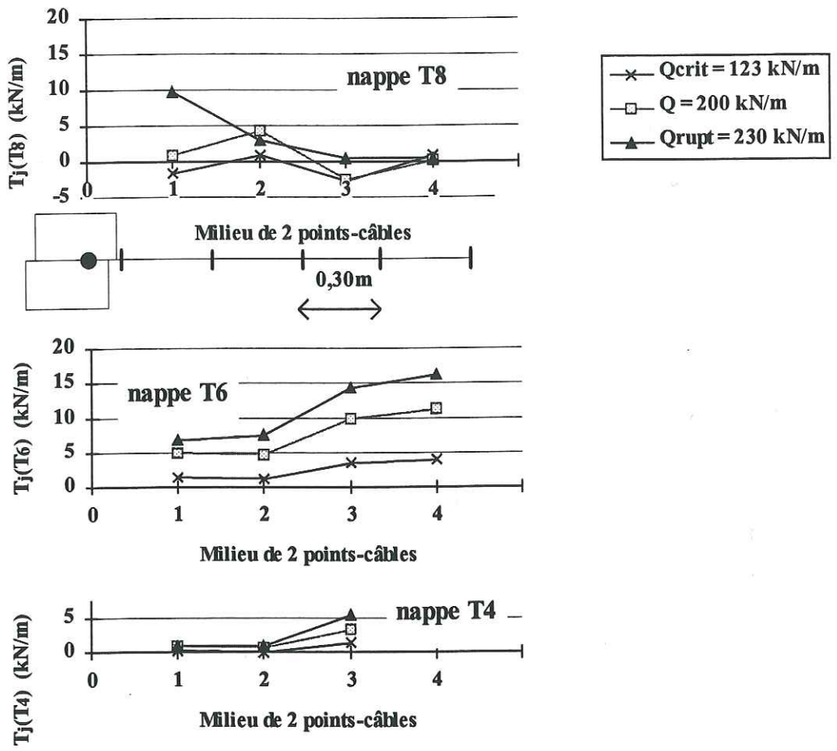
Les nappes, dans la moitié supérieure du massif T, ont continué à se tendre jusqu'à la fin de l'essai essentiellement le long des 2/3 amont de leur longueur (Figures B - 68). Proche du parement, les deux nappes longues hautes instrumentées (nappes T7 et T9) mobilisent une tension supplémentaire en fin d'essai très faible ($T_1(T_7)$ = 0,28 kN/m). Entre Q_{crit} et Q_{rupt}, l'accroissement maximum de tension a été multiplié presque par 5 dans la nappe T9, et par 4 dans la nappe T7 (pour atteindre des valeurs de tension importantes en partie amont des renforcements : $T_7(T_9)$ = 41,8 kN/m et $T_7(T_7)$ = 28,5 kN/m).



Figures B - 67 : Tensions $T_j(NT_i)$ mobilisées dans les renforcements du massif NT en phase 2 de chargement



Figures B - 68 : Tensions $T_j(T_i)$ mobilisées dans les renforcements longs du massif T en phase 2 de chargement



Figures B - 69 : Tensions $T_j(T_i)$ mobilisées dans les renforcements courts du massif T en phase 2 de chargement

Les nappes courtes ont suivi ce comportement (Figures B - 69). La tension mobilisée en partie amont de la nappe T6 a été multipliée par 4 durant la phase 2 de chargement. Mais la nappe T8 s'est surtout tendue, pendant le chargement, en tête ($T_1(T_8)$ = 9,8 kN/m) et n'a mobilisé aucune tension supplémentaire à son extrémité amont (elle est totalement inclue dans le zone active du massif à la rupture).

Les nappes longues basses se sont peu tendues pendant le chargement dans leur partie aval, et pas du tout dans leur moitié amont (surtout celles situées entre 0 et 0,60 m du sol).

Jusqu'à la fin de l'essai, la nappe T5 (à 1,50 m du sol), s'est tendue suivant la même répartition de tension qu'à Q_{crit}, mais de façon plus accentuée : l'accroissement en tension maximum en fin d'essai est $T_5(T_5)$ = 20 kN/m, contre un accroissement maximum à Q_{crit}, $T_5(T_5)$ = 5,1 kN/m.

Pour appréhender les comportements relatifs de chaque massif dans les différentes phases de chargement, nous calculons, dans le

Tableau B - 15, p 240 et le Tableau B - 16, p 241, les rapports des tensions maximales mobilisées dans chaque renforcement aux chargements Q = 0, Q_{crit} et Q_{rupt}. :

- soit α_1 le rapport entre la tension mobilisée au chargement Q_{crit} et celle mobilisée en début d'essai,
- soit α_2 le rapport entre la tension mobilisée au chargement Q_{rupt} et celle mobilisée au chargement Q_{crit},
- et enfin α_{21} le rapport entre la tension mobilisée au chargement Q_{rupt} et celle mobilisée en début d'essai.

Ces rapports sont calculés trois fois pour chaque renforcement, entre les points-câbles où la tension est maximale pour chaque valeur du chargement considérée.

Le rapport α_2 est plus important dans les renforcements du massif NT. Une forte mobilisation des renforcements s'est principalement produite entre ces deux chargements dans le massif NT, alors que dans le massif T, les renforcements sont fortement tendus avant le chargement Q_{crit}.

IV.3.6.11. Conclusion sur les tensions mobilisées dans les renforcements

Les renforcements du massif NT ne commencent à être visiblement sollicités qu'à partir du chargement critique (Q_{crit} = 140 kN/m) où les tensions maximales estimées sont seulement de $T_7(NT_9)$ = 1,1 kN/m et $T_3(NT_7)$ = 1,1 kN/m (

Tableau B - 15, p 240).

Les renforcements du massif T sont sollicités dès le début du chargement. Au chargement Q_{crit} (= 123 kN/m), les accroissements de tension dans les renforcements hauts sont déjà importants ($T_6(T_9)$ = 10,7 kN/m et $T_4(T_7)$ = 6,9 kN/m) (Tableau B - 16, p 241).

Il est à noter que la base des deux ouvrages est très faiblement sollicitée.

Jusqu'à la fin des essais, les renforcements dans le massif T se sont beaucoup plus tendus que ceux du massif NT et ont été plus sollicités sur leur partie amont. La plus faible densité des renforcements T (rigides) dans le massif explique que, pour un même état d'équilibre, ils aient à mobiliser une tension supérieure à celle développée dans les renforcements NT (souples), plus nombreux.

n° nappe Z (m)	n° point-câble j	$T_j(NT_i)$ (en gras : maximale)			$\alpha_1 = T_j(Q_{crit}) / T_j(Q=0)$	$\alpha_2 = T_j(Q_{rupt}) / T_j(Q_{crit})$	$\alpha_{12} = T_j(Q_{rupt}) / T_j(Q=0)$
		Q = 0	**Q_{crit}**	**Q_{rupt}**			
9	3	**1,471**	0,059	1,000	0,04	16,95	0,68
	7	0,299	**1,106**	20,055	3,70	18,13	67,07
Z = 3,77	7	0,299	1,106	**20,055**	3,70	18,13	67,07
7	2	**0,924**	0,246	1,448	0,27	5,89	1,57
	3	0,307	**1,167**	6,326	3,80	5,42	20,61
Z = 2,61	5	0	0,970	**17,332**	/	17,87	/
5	6	**1,212**	0,273	1,606	0,23	5,88	1,33
	4	0,610	**0,518**	6,558	0,85	12,66	10,75
Z = 1,45	4	0,610	0,518	**6,558**	0,85	12,66	10,75
3	3	**1,053**	0,090	0,481	0,09	5,34	0,46
	4	0	**0,146**	0,292	/	2,00	/
Z = 0,58	2	0,146	0,058	**0,553**	0,40	9,53	3,79

Tableau B - 15 : Tensions maximales (en gras) mobilisées à Q = 0, accroissement maximum des tensions (en gras), depuis le début des essais, à Q_{crit} et Q_{rupt} - Facteurs multiplicateurs de ces tensions - Massif NT

n° nappe Z (m)	n° point-câble j	$T_j(T_i)$ (en gras : maximale)			$\alpha_1 = T_j(Q_{crit}) / T_j(Q=0)$	$\alpha_2 = T_j(Q_{rupt}) / T_j(Q_{crit})$	$\alpha_{12} = T_j(Q_{rupt}) / T_j(Q=0)$
		Q = 0	**Q_{crit}**	**Q_{rupt}**			
9	4	**14,410**	2,337	22,274	0,16	9,53	1,55
	6	1,389	**10,692**	35,831	7,70	3,35	25,80
Z = 3,77	7	2,750	8,799	**41,883**	3,20	4,76	15,23
7	1	**4,310**	2,298	0,287	0,53	0,12	0,07
	4	2,873	**6,895**	25,665	2,40	3,72	8,93
Z = 2,61	7	1,357	6,242	**28,578**	/	4,58	/
5	4	**5,766**	3,460	17,875	0,60	5,17	3,10
	5	5,687	**5,119**	20,048	0,90	3,92	3,53
Z = 1,45	5	5,687	5,119	**20,048**	0,90	3,92	3,53
3	3	**15,370**	2,467	2,164	0,16	0,88	0,14
	1	5,410	**4,328**	9,867	/	2,28	/
Z = 0,58	3	15,370	2,467	**9,867**	0,16	4,00	0,64

Tableau B - 16 : Tensions maximales (en gras) mobilisées à Q = 0, accroissement maximum (en gras) des tensions, depuis le début des essais, à Q_{crit} et Q_{rupt} - Facteurs multiplicateurs de ces tensions - Massif T

IV.3.6.12. Modification de résistance en traction des renforcements après essai

Des bandes de renforcements dans l'axe central des massifs ont été prélevés lors du démontage pour subir des essais de traction afin de quantifier la perte en résistance des géotextiles sollicités lors de l'expérimentation. Les nappes 3, 7, et 9 ont été testées a posteriori sur trois zones : en aval de l'empreinte des dalles, dans la zone des tensions maximales et sous la dalle de chargement dans la nappe 9.

La perte de résistance en traction dans les nappes géotextiles NT atteint 20% dans la zone sous la dalle où les déformations ont été maximales (dans la nappe NT9). La perte de résistance dans les autres nappes testées ne dépasse pas 14%.

Pour le géotextile T, la perte de résistance maximale en traction à la rupture est seulement de 3% et l'allongement à l'effort maximum mesurés est de 10%. Ces valeurs restent dans le domaine de dispersion des mesures; les caractéristiques du matériau ne sont donc pas altérées.

Les renforcements T (rigides) n'ont subi qu'une très faible perte de résistance en traction du fait de l'expérimentation. Par contre, dans les zones de déformation maximale, les renforcements NT (souples) ont perdu jusqu'à 20% de leur résistance en traction initiale. L'allongement à l'effort maximum diminue dans les nappes proches de la dalle de chargement. Pour la zone la plus déformée de la nappe NT9, il est de 25,7% et de 31,7% pour la nappe NT7, l'allongement correspondant du produit neuf étant de 30%.

IV.3.7. Sollicitation des parements

IV.3.7.1. Interaction parement / renforcement

Le dispositif d'accrochage des renforcements au parement (cf. B-§ III.1.4) apparaît comme efficace pour éviter tout glissement des renforcements par rapport au parement. Les cellules de traction fixées entre certaines pierres du parement et leur barre d'accrochage du renforcement ont permis d'approcher les sollicitations d'interaction entre le parement et les renforcements.

L'accroissement de l'effort de liaison parement / renforcement (i), durant les essais, noté $F_{pg}(NT_i)$ et $F_{pg}(T_i)$ dans les deux massifs, est représenté sur la Figure B - 70 (p 243) pour différents niveaux de chargement de la dalle supérieure. Seuls les efforts mesurés entre les nappes longues (3, 5, 7 et 9) et le parement sont représentés. Les autres ne sont pas plausibles car trop importantes ou négatives, ce qui est impossible compte tenu que les géotextiles ne peuvent pas transmettre d'effort de compression. Là encore, les mauvaises conditions extérieures (humidité, froid) ont pu perturber le bon fonctionnement de certains capteurs.

L'analyse globale des données valides peut ouvrir des pistes pour la compréhension de l'interaction parement / renforcement.

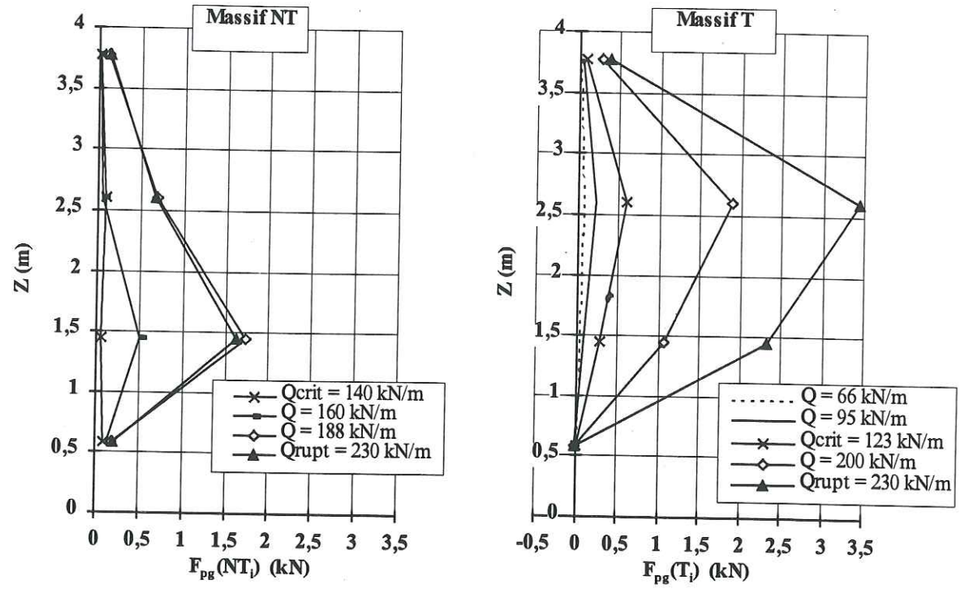


Figure B - 70 : Effort parement / renforcement $F_{pg}(NT_i)$ et $F_{pg}(T_i)$ dans les deux massifs, au cours des essais

Aucun effort parement / renforcement n'apparaît dans le massif NT tant que le chargement ne dépasse pas Q_{crit} ($F_{pg}(NT_i) \approx 0$). Les paliers de chargement supérieurs, jusqu'à Q = 160 kN/m, entraînent une augmentation régulière des efforts $F_{pg}(NT_i)$. La valeur maximale ($F_{pg}(NT_5)$ = 0,5 kN/m) se mobilise en partie centrale du massif.

Quand le chargement dépasse Q = 160 kN/m, l'effort parement / renforcement augmente fortement, sur toute la hauteur du parement. Sa valeur maximale se situe sous la moitié inférieure du massif. A Q = 188 kN/m, les efforts parement / renforcement ont atteint leur borne maximale, et n'évoluent plus jusqu'à Q_{rupt} (= 230 kN/m).

Dans le massif T, l'effort parement / renforcement $F_{pg}(T_i)$ augmente dès le début de l'essai. Au chargement Q = 95 kN/m, le maximum se localise déjà dans le tiers supérieur du parement ($F_{pg}(T_7)$ = 0,2 kN).

La croissance est linéaire dans cette zone jusqu'à la charge Q = 200 kN/m (où la valeur maximale, $F_{pg}(T_7)$ = 1,9 kN, se situe au niveau du tiers supérieur du mur). Pour Q_{crit} = 123 kN/m, la valeur de $F_{pg}(T_i)$ est déjà plus importante que dans le massif NT ($F_{pg}(T_7)$ = 0,6 kN, pour une valeur maximale dans le massif NT $F_{pg}(NT_7)$ = 0,1 kN).

Entre les chargements à Q = 200 kN/m et Q_{rupt} = 230 kN/m, l'accroissement des efforts parement / renforcement du massif T s'accélère. Sous le chargement final, jusqu'au moment du déchargement, l'effort parement / renforcement continue à augmenter (pendant 25 min., $F_{pg}(T_7)$ évolue de 0,7 kN/h). Aucune stabilisation n'est atteinte pour le chargement final.

Dans les deux massifs, la liaison parement / renforcements supérieurs n'a pas été très sollicitée. Au niveau des nappes NT9 et T9, les efforts maximaux enregistrés sont faibles : 0,12 kN dans le massif NT et 0,38 kN dans le massif T. Cela reste en accord avec une avancée en bloc importante de la crête aval des deux massifs, sans déformation des nappes dans cette zone et donc avec une liaison parement / renforcement peu sollicitée.

Les liaisons les plus sollicitées se situent environ en milieu d'ouvrage :

- $F_{pg}(NT_5)$ = 1,7 kN à 1,50 m de hauteur (valeur maximale dans tout le parement), soit 26% de la tension maximale mesurée sur cette nappe,

- $F_{pg}(T_7)$ = 3,4 kN à 2,60 m de hauteur (valeur maximale dans tout le parement), soit 19,6% de la tension maximale mesurée sur cette nappe.

Dans le massif T, les liaisons parement / renforcement sont plus éprouvées que celles du massif NT, sur une plus grande hauteur de mur (toute la partie centrale du parement T et seulement le niveau du tiers inférieur du parement NT).

Nous retrouvons ici que les renforcements non tissés sont sollicités très localement à l'intérieur du corps du remblai. Les efforts qu'ils ont à développer concernent faiblement le parement. L'ancrage des renforcements en zone active est assez fort pour les reprendre, par frottement sol / géotextile, sur une petite longueur. La liaison parement / renforcement n'a pas à être sollicitée pour compenser un manque d'ancrage.

Pendant le palier de fluage ($Q_{nuit}NT$ = 154,6 kN/m, $Q_{nuit}T$ = 137,6 kN/m), une atténuation des efforts F_{pg} est à noter :

- dans le massif NT, cette atténuation atteint 8,6% au niveau de la nappe NT5 (où la valeur maximale $F_{pg}(NT_5)$ = 0,5 kN est atteinte au début du palier de fluage),

- dans le massif T, cette diminution atteint 15% au niveau de la nappe T7 (où la valeur maximale $F_{pg}(T_7)$ = 1,4 kN est atteinte au début du palier de fluage).

Une redistribution des efforts dans les renforcements semble alors se produire (pourtant, aucune augmentation de tension n'est relevée après le palier de nuit).

En fin d'essai, le comportement des deux ouvrages est différent : dans le massif NT, alors que la charge sur la dalle augmente, les efforts de liaison parement / renforcement restent constants; dans le massif T, ils augmentent alors que la charge sur la dalle reste constante (Q_{rupt} = 230 kN/m). L'accroissement localisé de sollicitations dans le massif NT concerne très localement les renforcements à l'intérieur du corps du remblai. Par contre, malgré la rupture atteinte du massif T, les liaisons sont de plus en plus sollicitées. Les efforts diffusés dans le massif semblent être transmis au parement par les renforcements rigides. Les tensions reprises sont plus importantes et nécessitent une zone d'ancrage actif plus longue, ainsi un accrochage au parement.

IV.3.7.2. Comparaison F_{pg}(NT ou T_i) / T_1(NT ou T_i) (tension dans les renforcements à l'arrière du parement)

Nous comparons ici les efforts mesurés à la liaison du parement et les tensions évaluées dans les renforcements immédiatement à l'arrière du parement (à partir du dispositif de mesure des déplacements des nappes). Nous avons tracé ces deux grandeurs sur la hauteur des deux massifs pour les chargements Q_{crit} et pour Q_{rupt} (Figure B - 71, p 246). Sont tracées également les tensions $T_1(T_i)$ dans les nappes courtes du massif T.

Dans le massif NT, ces efforts restent faibles (différence maximale relevée en fin d'essai au niveau de la nappe NT9 : 1 kN). La tension calculée en tête de la nappe NT7 est maximale : 1,45 kN.

Dans le massif T, les valeurs de ces deux grandeurs dans les nappes longues sont plus disparates, l'une plus grande que l'autre de façon incohérente. Aucune comparaison n'est possible avec les $T_1(T_i)$ des nappes courtes car les valeurs des $F_{pg}(T_i)$ mesurées sont aberrants à ces niveaux.

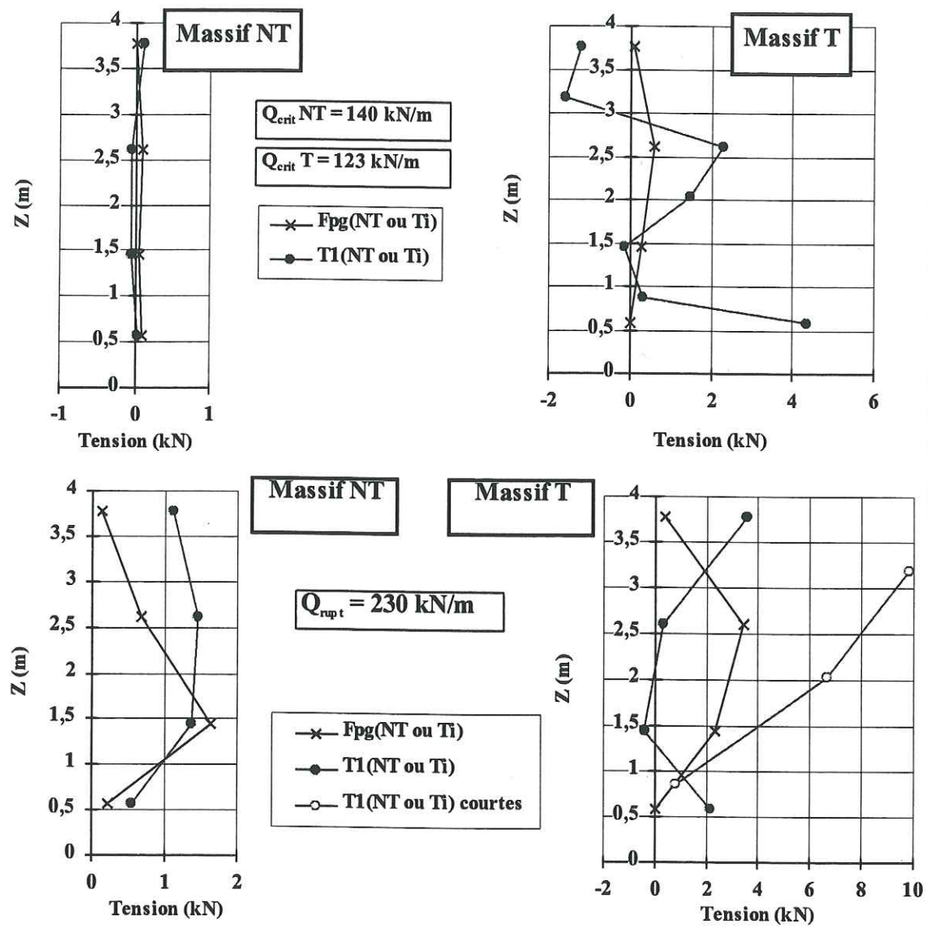


Figure B - 71 : Effort parement / renforcement F_{pg}(NT ou T_i), et Tension T_1(NT ou T_i) derrière le parement, à Q_{crit} (= 140 kN/m dans le massif NT et 123 kN/m dans le massif T) et à Q_{rupt}

Aucune relation ne peut être déduite de ces comparaisons entre l'effort parement / renforcement et la tension développée juste à l'arrière du parement. Comme les

valeurs sont faibles, elles restent dans la plage d'erreur possible. De plus, le dispositif de mesure des tensions à la liaison ne semble pas avoir apporté toute satisfaction.

IV.3.7.3. Contraintes au parement

Les cellules de mesure de contrainte totale horizontale à l'arrière du parement, et les capteurs de pression mesurant la pression verticale appliquée pierre sur pierre permettent d'approcher l'état de contrainte dans le parement au cours du chargement.

(1) Contraintes horizontales derrière le parement

Les valeurs des contraintes horizontales derrière le parement (σH), avant essais et sous différents chargements sont représentés sur la Figure B - 72 (p 248). Leurs accroissements depuis le début des essais sont également représentés.

Avant chargement, la distribution des contraintes horizontales mesurées derrière le parement est assez uniforme sur toute la hauteur des deux murs. Elle reste très inférieure à la pression des terres au repos ($K_0 = 1 - \sin\phi_s$) et à la pression active de Rankine ($K_a = tg^2(\pi/4 - \phi_s/2)$) en parties centrales et inférieure des massifs (et très légèrement en partie supérieure du massif NT).

Il apparaît sur la Figure B - 72 que l'application du chargement conduit à une augmentation de la contrainte horizontale en partie centrale du massif NT et plus en hauteur dans le massif T. En tête d'ouvrage, les contraintes horizontales mesurées sont supérieures à la pression des terres au repos et à la pression active de Rankine. Le massif T est surtout concerné par cette remarque car, avant même le début des essais, la contrainte horizontale contre son parement est supérieure à celle de Rankine sur la demi hauteur supérieure.

En fin d'essai (Q_{rupt} = 230 kN/m), ces deux courbes repères sont largement dépassées dans la moitié supérieure du massif T alors qu'à peine légèrement dans la partie centrale du massif NT dont la partie supérieure reste peu sollicitée. La contrainte horizontale sur les moitiés inférieures des deux murs restent inférieure à la pression active de Rankine (cas limite à Q_{rupt}).

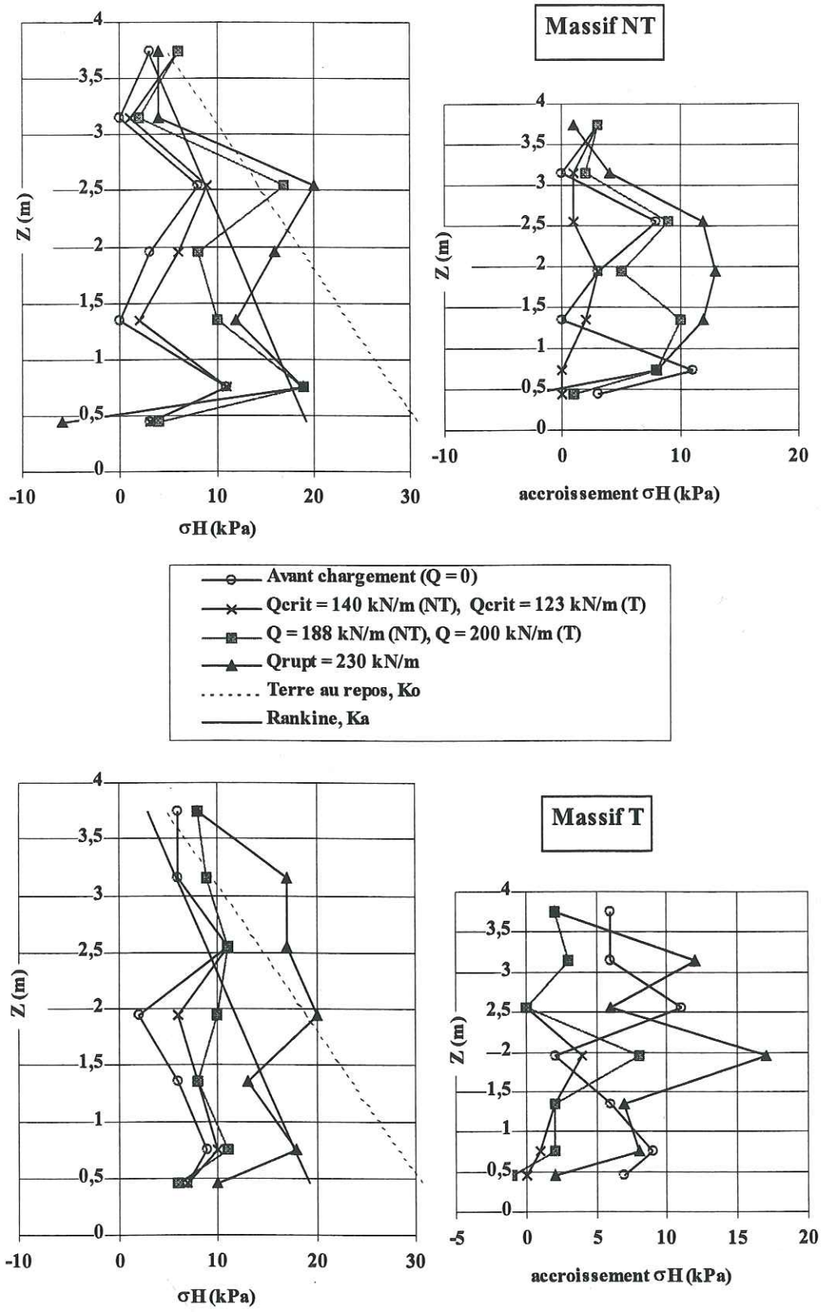


Figure B - 72 : Contraintes horizontales σH et accroissements de contraintes horizontales derrière les parements pendant le chargement

Ces résultats peuvent être mis en parallèle aux mécanismes de rupture proposés d'après l'observation de la déformée du parement des massifs expérimentaux.

Le massif NT s'est bombé en partie centrale où la contrainte horizontale mesurée contre le parement est la plus forte.

Le massif T s'est déversé en partie haute vers l'aval. Dans la zone, les contraintes sur le parement sont encore très importantes.

Le parement doit « retenir » le sol de remblai, la liaison aux renforcements limitant le déplacement. Cette association pourrait expliquer l'augmentation de contrainte importante dans la zone en fort déplacement du parement, en fin d'essai. Dans les expérimentations menées par B.R. Thamm (1990 [6]), de fortes contraintes contre le parement en haut du massif ont également été observées.

(2) Comparaison de l'effort horizontal F_H exercé contre le parement avec l'effort de traction F_{pg}

Les efforts de liaison parement / renforcements F_{pg} s'ajoutent à la résistance interne du parement pour « contenir » le remblai. Les pressions et les efforts horizontaux contre et dans le parement sont mesurés par les cellules Glötzl de mesure de pression totale et les capteurs de traction parement / renforcements. Elles peuvent permettre de quantifier l'équilibre local du parement.

Nous comparons, dans ce paragraphe, la composante horizontale F_H de l'effort appliqué contre les cellules du parement et l'effort de traction F_{pg} (« en sens opposé ») qu'exercent les renforcements sur le parement au niveau des barres d'accrochage (Figure B - 73, Figure B - 74, p 251).

Dans le massif NT, à Q_{crit}, les efforts de traction F_{pg} restent faibles (valeur maximale F_{pg} (NT_3) = 0,1 kN qui est de l'ordre de grandeur des incertitudes de mesures) (Figure B - 74, p 251). L'effort de poussée horizontale F_H contre le parement reste maximum au niveau du tiers supérieur du massif NT, et s'élève à F_H = 2,9 kN à Q_{crit} et F_H = 6,6 kN à Q_{rupt}. Il est, sur toute la hauteur du massif, supérieur à l'effort de traction du renforcement sur le parement qui s'élève au maximum en fin d'essai à F_{pg}(NT_5) = 1,6 kN au niveau du tiers inférieur du massif.

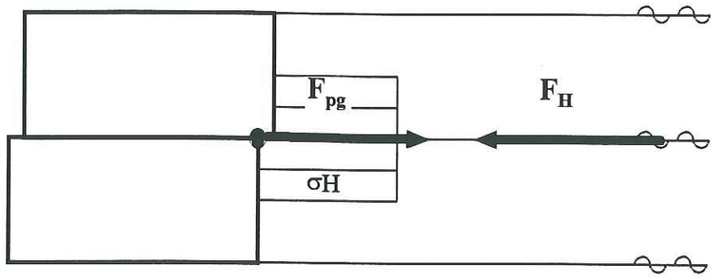


Figure B - 73 : Efforts horizontaux F_{pg} et F_H appliqués contre le parement

A Q_{crit}, les efforts de traction F_{pg} des renforcements du massif T sur le parement et l'effort de poussée horizontale F_H contre le parement, sont déjà supérieurs à ceux développés dans le massif NT (Figure B - 74, p 251).

Ces deux grandeurs ont le même type de distribution sur la hauteur du massif T, avec F_H très supérieur à F_{pg} à Q_{crit}. Leur valeurs maximales sont atteintes au niveau du tiers supérieur du parement (à 2,60 m du sol).

A Q_{crit} = 123 kN/m, les valeurs maximales atteintes sont :

- $F_{pg}(T_7)$ = 0,6 kN,
- F_H = 3,6 kN.

En fin d'essai, les distributions d'efforts restent du même type, les valeurs maximales des efforts de traction se rapprochant des efforts de poussée horizontale.

A Q_{rupt} = 230 kN/m, les valeurs maximales atteintes sont :

- $F_{pg}(T_7)$ = 3,4 kN,
- F_H = 5,6 kN

Aucun effort d'interaction parement / renforcement ne semble s'être produit en base du massif T.

Au début du chargement, dans les deux massifs, la traction du parement par les renforcements reste faible face aux poussées horizontales déjà effectives. Les valeurs mesurées dans le massif T sont supérieures à celles du massif NT. Le parement participe faiblement à la stabilité de l'ouvrage.

Jusqu'à la rupture, sous un chargement croissant, ces deux efforts s'accentuent mais ne s'équilibrent jamais.

La liaison parement / renforcement est essentiellement sollicitée au niveau du tiers supérieur du parement, où la poussée horizontale est importante. La présence de cette poussée provoque un accroissement de la traction renforcement / parement. Un rapport de cause à effet existe en théorie, mais les efforts parement / renforcement participent, en partie seulement, à l'équilibre du parement (toute la résistance au cisaillement du parement est sollicitée). La poussée horizontale sur les faces amont des pierres instrumentées est effectivement supérieure à l'action de traction mesurée des renforcements sur le parement.

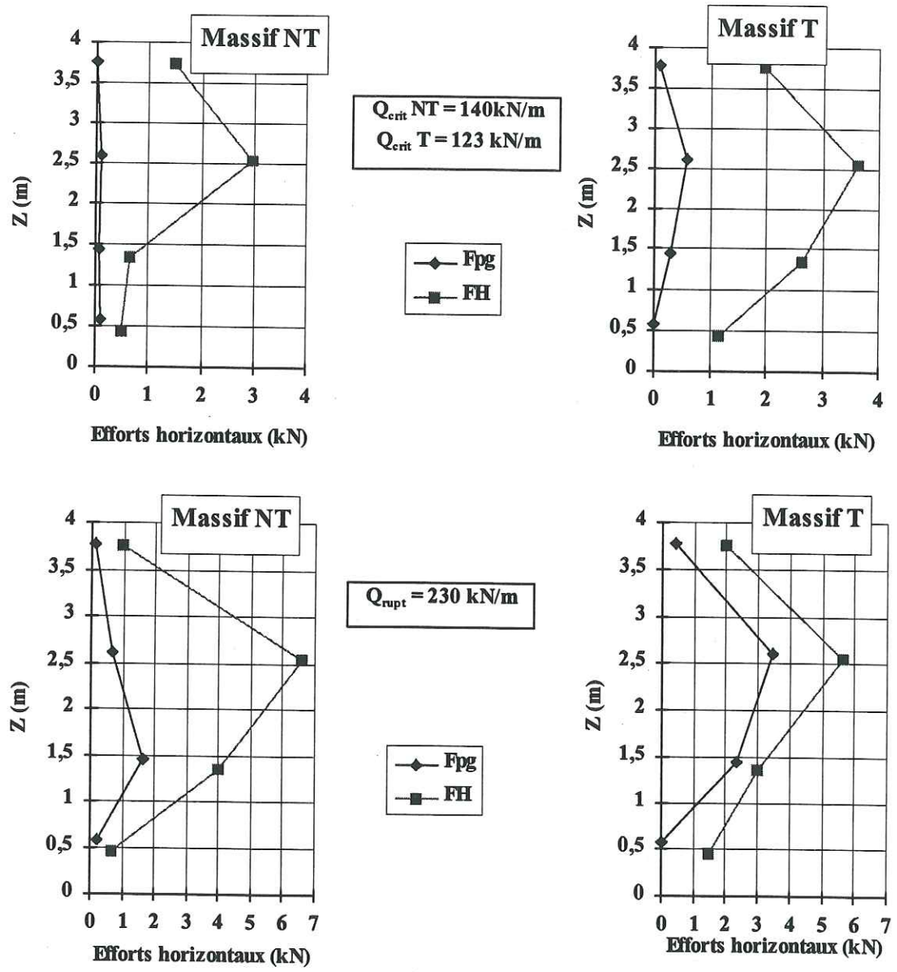


Figure B - 74 : Effort horizontal F_H contre le parement et effort de traction renforcement / parement F_{pg} dans les deux massifs - Q_{crit} et Q_{rupt}

D'après ces résultats, il semble que le pincement des renforcements entre les cellules du parement soit prépondérant face à l'accrochage des renforcements aux cellules. Celui - ci n'est pas acteur de la stabilité en phase 1 de chargement (jusqu'à Q_{crit}). En fin d'essai, la liaison parement / renforcement participe plus efficacement, bien que faiblement, à la stabilité des ouvrages qui est ainsi sans doute accrue.

(3) Sollicitations verticales dans le parement

Sur la Figure B - 75 (p 253) est représentée l'accroissement de la contrainte verticale σVp dans le parement au cours des essais. La détermination de cette contrainte est définie dans le chapitre B-§ IV.1.2.2. Les valeurs des efforts inter-pierres sont parfois incohérentes (valeurs négatives traduisant une traction entre les pierres). Le principe de moyenner les efforts en quatre points de mesures pour atteindre celui produit entre deux plans est plus aléatoire qu'entre trois points, mais cette approche était techniquement inconcevable.

La pression verticale due au poids propre des cellules surmontant chaque niveau instrumenté est également représentée sur la Figure B - 75, p 253. Pour ce calcul, nous supposons le sol compacté dans les cellules d'une densité volumique γ_h = 18 kN/m³. Une pierre Löffel vide pèse 130 kg. Le poids d'une cellule remplie vaut alors :

Poids d'une cellule : 18 . (0,29 . 0,47 . 0,5) + 1,3 = 1,23 kN.

En considérant ce poids réparti sur toute la surface horizontale d'une cellule, la pression d'une pierre sur sa base vaut :

Pression d'une cellule sur sa base : 1,23 / (0,55 . 0,57) = 8,06 kPa.

Les mesures d'efforts dans le parement ont commencé au début du chargement. Seulement les accroissements d'effort dus à Q croissant sont ainsi accessibles.

L'évolution des contraintes verticales dans les deux parements est similaire : elles augmentent avec le chargement en tête. Cet accroissement reste en général inférieur à la contrainte initiale estimée égale au poids propre du parement surmontant le niveau considéré (Figure B - 75, p 253).

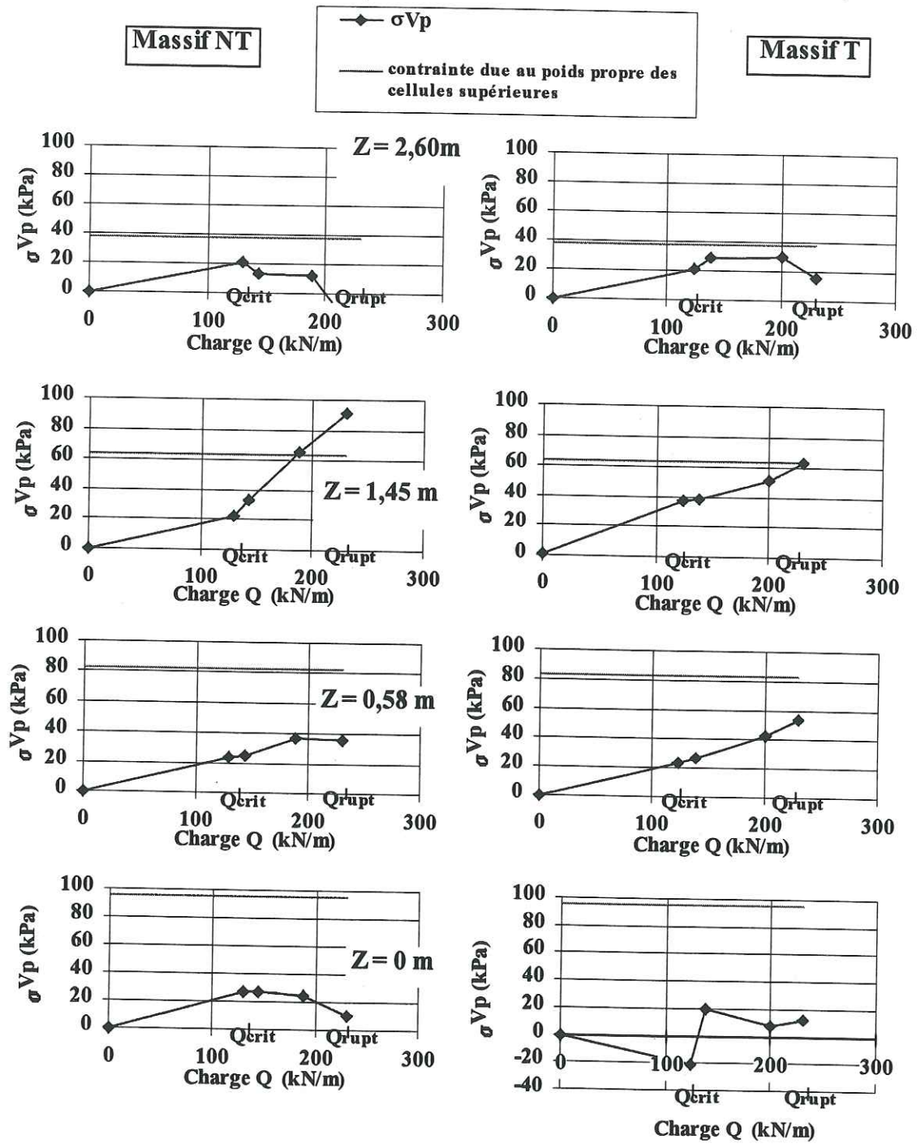


Figure B - 75 : Evolution des contraintes verticales σVp dans les parements pendant les essais

A Q_{crit}, l'accroissement de contrainte verticale est maximum sous le parement du massif NT. Il vaut 19,2% du chargement Q_{crit} (= 140 kN/m). Au niveau du tiers inférieur du massif NT (Z = 1,45 m), il devient maximum dès que Q_{crit} est dépassée (pour Q = 143,6 kN/m). Il vaut alors 24,4% du chargement Q_{crit}.

A ce niveau du massif T, l'accroissement de contrainte verticale dans le parement est maximum dès le début de l'essai (à Q_{crit} = 123 kN/m, il vaut 30,6% de ce chargement).

La diffusion du chargement localisé atteint le parement au moins à ce niveau (au tiers inférieur du massif), donc sous un angle de diffusion $\alpha \geq 31°$ (Figure B - 76).

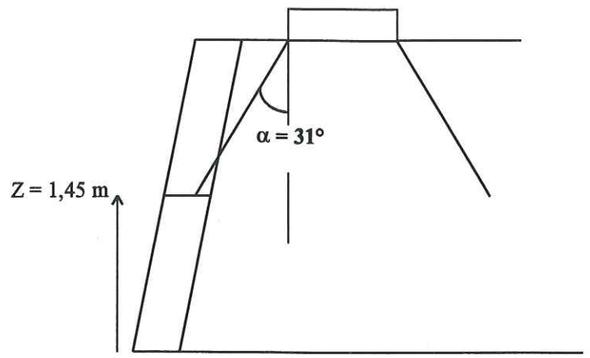


Figure B - 76 : Diffusion du chargement local en tête à travers le massif, jusqu'au parement

En supposant la diffusion du chargement linéaire, la pression verticale appliquée dans le parement à ce niveau (Z = 1,45 m, $\alpha = 31°$) par Q_{crit} est σ_{Qz} = 27,4 kPa dans le parement du massif T, valeur qui reste inférieure à l'augmentation de pression mesurée (σVp = 37,7 kPa). Dans le massif NT, σ_{Qz} = 31,2 kPa, valeur à peine inférieure à celle mesurée dans le parement au voisinage de Q_{crit} σVp = 33,7 kPa.

A ce niveau du parement du massif T (Z = 1,45 m), la pression verticale continue d'augmenter avec le chargement. Par contre, au niveau des 2/3 de la hauteur du parement (Z = 2,60 m), l'augmentation de la contrainte verticale, après le chargement à Q_{crit}, atteint σVp = 29 kPa et n'augmente plus avec le chargement. En phase 2 de chargement, l'effet de la semelle en surface se reporte plus bas dans le parement, au niveau du tiers inférieur du mur (Z = 1,45 m). Il semble que le comportement du massif T change entre les phase 1 et 2 de chargement.

Au chargement Q_{rupt} = 230 kN/m, au niveau du tiers inférieur du mur, l'accroissement de pression verticale dans le parement atteint les valeurs σVp = 91,7 kPa dans le massif NT (soit 40% de Q_{rupt}) et σVp = 64 kPa dans le massif T (soit 27,8% de Q_{rupt}). Cette zone du parement s'est beaucoup déplacée et est

fortement sollicitée sous fort chargement (comme nous le verrons dans le paragraphe suivant).

Sous fort chargement, la pression verticale entre pierres du massif NT semble globalement diminuer alors qu'elle ne cesse d'augmenter dans le massif T. A la rupture des ouvrages, le parement du massif NT est de moins en moins sollicité. Un comportement contraire est observé dans le massif T. Ceci corrobore l'hypothèse d'un mécanisme différent.

L'effet du chargement sur les sollicitations verticales dans le parement s'applique essentiellement au niveau du tiers inférieur des murs, de façon accentuée en phase 2 de chargement (après Q_{crit}). Au niveau des 2/3 des murs, cet effet se stabilise en phase 2 de chargement. La cinématique de rupture des ouvrages semble changer à cette valeur du chargement.

(4) Contraintes expérimentales

En combinant les contraintes horizontales mesurées derrière le parement avec les pressions verticales entre les pierres du parement, nous pouvons déduire la contrainte expérimentale σ_p^{exp} appliquée par le remblai sur le parement (cf. B-§ IV.1.2.3).

Malgré les fortes approximations que cette approche entraîne, l'analyse globale des résultats donne quelques indications intéressantes sur les poussées au parement de tels ouvrages.

Sur la Figure B - 77 (p 256) sont représentées les contraintes exercées sur les parements, d'après le calcul simplifié exposé ci - dessus, à Q_{crit} et à Q_{rupt}. Les vecteurs indiquent la direction et le sens de ces contraintes d'après les données expérimentales. Les contraintes dirigées vers le haut ou vers l'amont paraissent inexploitables.

Dans le massif NT, à Q_{crit} = 140 kN/m, la contrainte appliquée sur tout l'arrière du parement du massif est σ_p^{exp} = 23 kPa, très inclinée (de 67° à 85° par rapport à l'horizontale), descendante (Figure B - 77, p 256) et constante sur toute la hauteur du mur.

Les chargements ultérieurs induisent un accroissement de la poussée sur le parement au niveau de son tiers inférieur. En fin d'essai, la contrainte appliquée à Z = 1,45 m est maximale (σ_p^{exp} = 92,5 kPa, Figure B - 77, p 256).

Cette augmentation est en accord avec la valeur maximale de l'effort parement / renforcement F_{pg} observée à ce niveau.

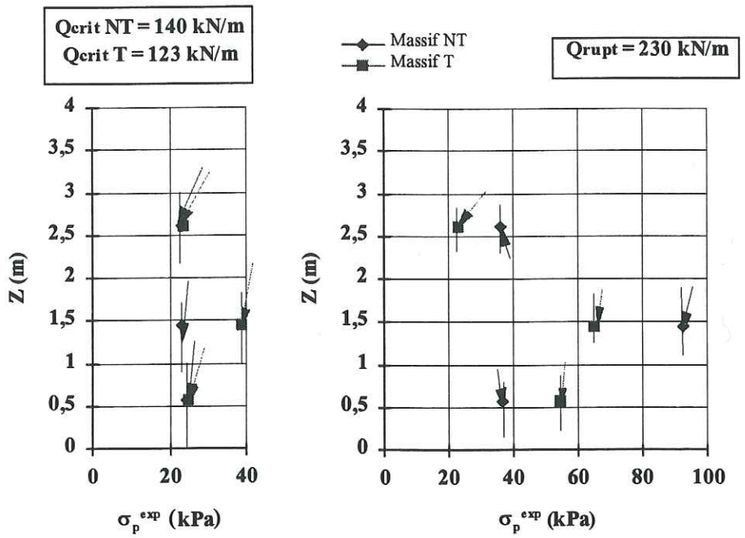


Figure B - 77 : Contraintes expérimentales σ_p^{exp} derrière le parement à Q_{crit} et à Q_{rupt}

Dans le massif T, dès le début du chargement, la contrainte maximale derrière le parement se localise au niveau du tiers inférieur du parement (à 1,45 m du sol) (Figure B - 77, p 256). A Q_{crit}, elle vaut σ_p^{exp} = 38,5 kPa.

En phase 2 de chargement, la contrainte appliquée sur toute la hauteur du parement du massif T est, comparativement, supérieure à celle appliquée contre le parement du massif NT.

Après le chargement de 200 kN/m, les contraintes derrière le parement du massif T augmentent rapidement. Elles restent verticales descendantes, et peu inclinées en partie haute du parement où la composante horizontale est supérieure (Figure B - 77). En fin d'essai, cette contrainte est inclinée à 43° (contre 79° aux autres niveaux de mesure).

La contrainte maximale est appliquée au niveau du tiers inférieur du parement (Z = 1,45 m) : $\sigma_p^{exp} = \sigma_{max}$ = 65,2 kPa.

En fin d'essai, le parement du massif NT est localement, à Z = 1,45 m, plus sollicité que celui du massif T.

Nous récapitulons sur la Figure B - 78 (p 258), pour Q_{crit} et Q_{rupt}, les valeurs des accroissements de la contrainte expérimentale appliquée sur le parement des deux massifs depuis le début du chargement. Pour comparaison, nous avons tracé également les valeurs de contrainte due à la poussée active du sol (supposé non surchargé) sur le parement. Pour ce calcul, nous utilisons les analyses théoriques de A. Caquot, J. Kérisel (1966 [76]), et E. Absi (1984 [77]).

Nous considérons cette contrainte inclinée d'un angle $\delta = 2/3\phi_s$ par rapport à la normale du parement (avec l'angle de frottement du remblai, $\phi_s = 36°$, soit $\delta = 24°$). Une comparaison entre des mesures expérimentales de la poussée horizontale sur le parement cellulaire d'un massif renforcé, et la poussée ainsi calculée montre en effet un meilleur accord lorsque l'inclinaison de la poussée par rapport à la normale au parement δ vaut 2/3 de l'angle de frottement du sol de remblai (R. Michael et al., 1993 [78]).

Le sol de remblai a une cohésion C_s = 4 kPa et est supposé compacté à une densité volumique de 19 kN/m³. Des tables de poussée, nous tirons le coefficient de poussée du sol pesant $ka_\gamma = 0,174$ et du sol non pesant uniformément surchargé $ka_q = 0,187$. D'où les expressions des contraintes sur l'écran dues à la poussée du sol de remblai (non chargé en crête) pesant et cohérent (en supposant un coin de sol en état d'équilibre limite derrière le parement, suivant le critère d'équilibre limite de Coulomb) :

- $\sigma_\gamma = ka_\gamma \,.\, (H - Z)$ (inclinée à $\delta=2/3\phi_s'$, soit à $(\delta-10°) = 14°$ par rapport à l'horizontale)
- $\sigma_{cohésion} = - ka_q \,.\, C'/tg\phi_s'$ (perpendiculaire au parement, soit inclinée à 10° par rapport à l'horizontale)
  $+ ka_q \,.\, C'/tg\phi_s'$ (inclinée à $\delta=2/3\phi_s'$, soit à $(\delta-10°) = 14°$ par rapport à l'horizontale)

Par projection, les contraintes verticale et horizontale appliquées sur l'écran par le sol de remblai non surchargé sont déduites :

- $\sigma_{Vsol} = 0,7998 \,.\, (H - Z) - 0,7062$
- $\sigma_{Hsol} = 3,2078 \,.\, (H - Z) - 4,4185$ avec H, hauteur du massif.

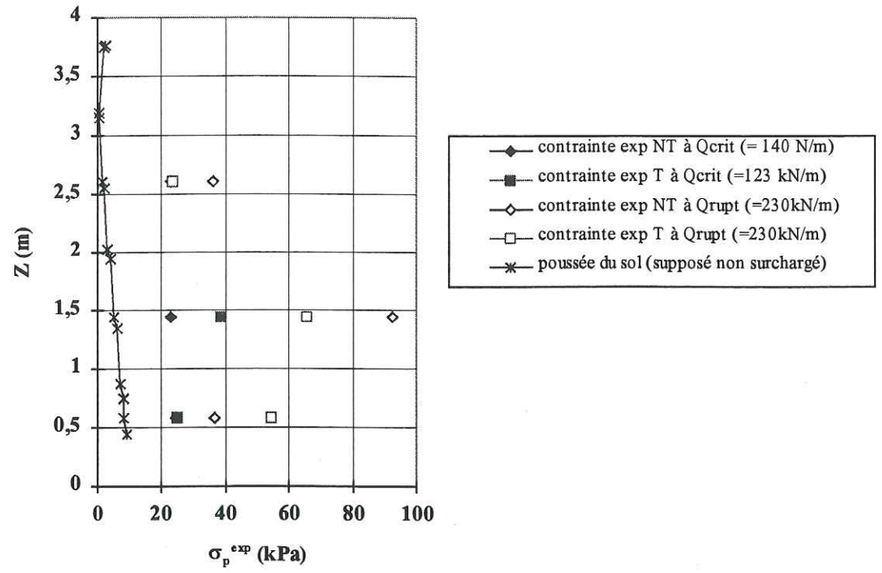


Figure B - 78 : Contraintes expérimentales σ_p^{exp} derrière le parement à Q_{crit}, Q_{rupt} et poussée du sol (non surchargé - calcul théorique)

Au chargement Q_{crit}, le parement du massif T est plus sollicité que le parement du massif NT. Mais lorsque cette charge est dépassée, l'effet s'inverse. La contrainte au niveau du tiers inférieur de la hauteur (Z = 1,45 m) devient maximale dans le massif NT et supérieure à celle du massif T (Tableau B - 17).

	Massif NT	**Massif T**
Q_{crit} = 140 kN/m (NT) Q_{crit} = 123 kN/m (T)	23 kPa	38,5 kPa
Q_{rupt} = 230 kN/m	92,5 kPa	65,2 kPa

Tableau B - 17 : Contrainte expérimentale σ_p^{exp} maximale, aux chargements Q_{crit} et Q_{rupt} (à Z = 1,45 m)

Sur toute la hauteur du massif NT, la contrainte derrière le parement augmente avec le chargement, mais assez faiblement en haut et en bas de l'ouvrage. A la fin de l'essai, la contrainte à l'arrière de la base du parement est de 36 kPa pour 92,5 kPa au niveau du tiers inférieur de la hauteur (Z = 1,45 m).

Par contre, derrière le haut du parement du massif T, les contraintes n'augmentent pas pour les chargements supérieurs à Q_{crit} ($\sigma_p^{exp} \approx 23$ kPa). Elles sont maximales au niveau du tiers inférieur du parement, et assez fortes à son pied : à Q_{rupt} = 230 kN/m, la contrainte expérimentale contre le parement est σ_p^{exp} = 54,4 kPa en base du massif T, pour une valeur maximale σ_p^{exp} = 65,2 kPa au niveau du tiers inférieur du massif.

Globalement, les contraintes expérimentales appliquées sur le parement, induites par le chargement localisé, sont très verticales, plus sur le parement NT que sur le parement T (de 63° à 85° par rapport à l'horizontale, à Q_{crit} - Figure B - 77, p 256).

Dans un calcul de poussée théorique, pour prendre en compte le chargement, nous supposons le remblai chargé uniformément en crête afin de calculer les contraintes théoriques appliquées sur l'écran.

Le chargement final (Q_{rupt} = 230 kN/m) peut être réparti sur plusieurs longueurs :

- s'il est réparti uniformément sur toute la surface, la poussée sur l'écran augmente de 43 kPa (Figure B - 79),
- s'il est seulement réparti sur 4 m, la poussée sur l'écran augmente de 10,7 kPa (avec une pression de 57,3 kPa supposée appliquée en surface). Une longueur de 4 m est envisagée car les renforcements supérieurs ont cette longueur, et forment, dans le massif T, une dalle « fictive » en emprisonnant, sous fort chargement, le sol qu'elles enveloppent.

On voit sur la Figure B - 79 que les répartitions des contraintes calculées sont différemment réparties que les contraintes expérimentales. Le calcul théorique accentue les contraintes en base d'ouvrage. Rappelons qu'il considère le chargement

uniformément réparti, et qu'il tient compte du poids propre du sol qui s'accroît en profondeur.

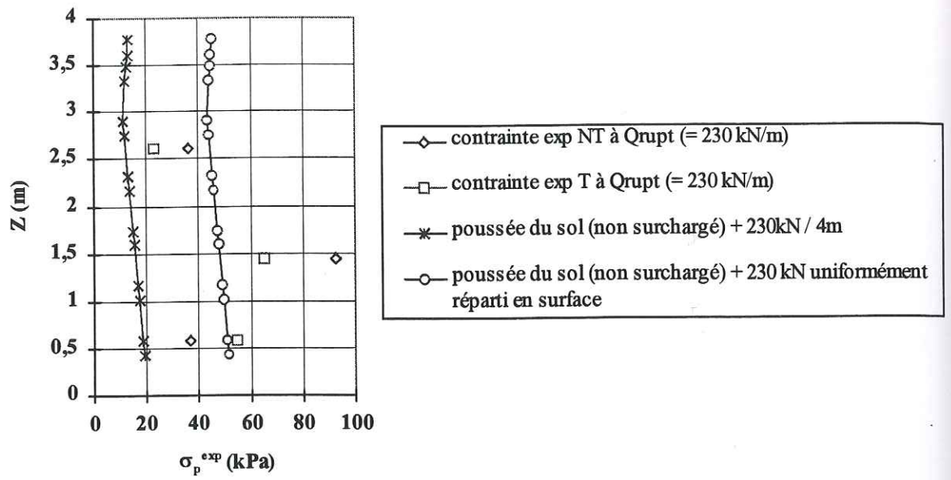


Figure B - 79 : Contraintes expérimentales σ_p^{exp} derrière le parement à Q_{rupt} , poussée du sol (supposé surchargé uniformément - calcul théorique)

Lorsque la surcharge Q_{rupt} est répartie sur 4 m, la distribution calculée est plus faible que celle déduite expérimentalement.

En considérant Q_{rupt} répartie sur toute la surface supérieure de l'ouvrage, la distribution calculée est plus proche des distributions expérimentales des deux massifs (avec une répartition différente). Pourtant, dans ce cas, l'effort total appliqué en surface du massif renforcé est quatre fois supérieur.

Rappelons que les mesures des contraintes expérimentales sur le parement n'expriment que leur accroissement pendant l'essai (sans tenir compte de l'effet du sol déjà présent avant le début des essais). Il apparaît qu'un chargement localisé en tête d'ouvrage près de la crête du parement sollicite plus celui-ci qu'un chargement uniformément réparti sur un remblai dont le parement est supposé rigide.

Le dispositif d'accrochage des renforcements au parement peut être mis partiellement en cause pour ces fortes contraintes déterminées en fin d'essai. Avant

d'être sollicitées, sous fort chargement, les liaisons des renforcements au parement ne mettent pas les barres d'accrochage en butée contre les encoches des cellules où elles sont posées. Le déplacement du parement est alors plus facile, ce qui fait chuter le coefficient de poussée des terres. Mais, quand la butée se mobilise, le parement peut moins se déplacer. Comme le chargement continue d'augmenter, le coefficient de poussée des terres peut croître. Ceci pourrait expliquer, en partie, le fort accroissement de contrainte contre le parement en fin d'essai.

IV.4. BILAN DE L'EXPERIMENTATION

L'observation en détail des deux expérimentations du programme GARDEN nous a permis d'identifier ou de confirmer des phénomènes comportementaux particuliers d'ouvrages renforcés par des géotextiles et chargés localement en tête. L'association à un parement cellulaire particulier complique la tâche. L'utilisation de deux géotextiles de nature différente, un souple et un plus raide, offre une comparaison intéressante.

IV.4.1. Récapitulatif des observations expérimentales

Dans le Tableau B - 18 et le Tableau B - 19, nous récapitulons les observations principales acquises lors de ces expérimentations, pendant la construction des massifs, et durant leur sollicitation jusqu'à la rupture.

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MAISON DES GEOSCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr
19 AOUT 2003

CONSTRUCTION	Massif NT	Massif T
déplacement des têtes de nappes	Bombement	Renversement
	- plus important dans le massif T (nappes basses et hautes) (max : 2,7 cm (T) et 2,3 cm (NT)) - la base des deux massifs s'est peu déplacée, contrairement à leur partie haute	
contrainte sur le sol support	équivalente au poids propre du sol, mais plus faible à l'arrière du parement et en amont des dalles	
pression horizontale sur le parement	assez uniforme sur toute la hauteur du parement (inférieure à la poussée de Rankine (seulement dans la moitié inférieure du massif T)	
déformation des renforcements	faibles (entre 0 et 1,5%), max en partie centrale ou en tête de nappe	
tensions mobilisées	globalement, la construction mobilise **4%** de la tension à la rupture en traction (**1** kN/m)	globalement, la construction mobilise **13%** de la tension à la rupture en traction (**6** kN/m)
	T_{exp} (NT) < T_{exp}(T)	

Tableau B - 18 : Récapitulatif des observations expérimentales pendant la construction des massifs

COMPORTEMENT PENDANT ESSAIS	Massif NT	Massif T
courbe tassement de la dalle Δz / chargement Q Q_{crit} (NT) = 140 kN/m Q_{crit} (T) = 123 kN/m	Q_{crit} = 140 kN/m, Δz = 22 mm	Q_{crit} = 123 kN/m, Δz = 33 mm
	Q_{crit} (NT) > Q_{crit} (T) - pour Q < Q_{crit}, la dalle NT tasse moins que la dalle T : 0,157 mm/(kN/m) (NT) et 0,478 mm/(kN/m) (T) - pour Q > Q_{crit}, la dalle NT tasse plus que la dalle T : 2,26 mm/(kN/m) (NT) et 0,953 mm/(kN/m) (T) - à Q_{rupt} = 230 kN/m, - Δz(NT) = 226 mm - Δz(T) = 135 mm et augmente à charge constante - la dalle (T) tasse « instantanément » à chaque nouveaux paliers de chargement (≠ dalle (NT))	
déplacement du parement	bombement accentué - pour Q < Q_{crit}, le déplacement du parement est faible (10 à 15% du déplacement maximum topographie)	renversement accentué - pour Q < Q_{crit}, le déplacement du parement est fort (42 à 48% du déplacement maximum topographie)
	- pas de fluage observé pendant le palier de nuit - déplacement horizontal maximum équivalent pour les deux massifs (17 - 19 cm) aux 2/3 de la hauteur du massif NT, en partie haute du massif T	

COMPORTEMENT PENDANT ESSAIS	Massif NT	Massif T
mouvement des dalles	- rotation : face amont de la dalle s'enfonce dans le massif pour Q > Q_{crit} - la dalle (NT) pivote 5 fois plus que la dalle (T) (mais cela reste faible : 3,6°)	
pression verticale sous les ouvrages	- l'accroissement de pression dû au chargement est plus grand sous le massif NT (40 kPa contre 20 kPa sous le massif T à Q_{rupt}) - valeur maximale entre le parement et une verticale à l'aval de la dalle	
déplacements des renforcements	initialisés à Q_{crit}	initialisés dès le début du chargement
	- un « bloc » haut, derrière le parement avance (dans les 2/3 supérieurs) - tout mouvement produit reste acquis quand Q diminue, et augmente quand Q remonte - élévation derrière la dalle pour Q élevée (gonflement du sol)	
déformation des renforcements ε_j	ε_j faible jusqu'à Q_{crit} (ε_j < 1,3%), ensuite accroissement jusqu'à 22% en haut du massif (et seulement 0,6% en base)	ε_j commence avant Q_{crit} (et atteint alors 2,5%), ensuite accroissement jusqu'à 13% en haut du massif (et 2,3% en base)
	- ε_j plus grand quand la nappe est plus haute - en base, ε_j est plus grand pendant la construction que pendant les essais - aucune déformation des renforcements pendant le palier de fluage - une déformation produite reste acquise quand Q diminue, et augmente quand Q remonte (faiblement : 1% pour une remontée de Q de 15 à 20 kN/m) - zone des déformations maximale plus visible dans le massif NT que dans le massif T - la zone de déformations maximale recule vers l'extrémité amont de la dalle de chargement et remonte dans le corps des massifs pendant le chargement (surtout au passage de Q_{crit})	
tensions dans les renforcements T_j	- pour Q < Q_{crit}, accroissement des T_j équivalent à celles mobilisées pendant la construction ($T_j$max = 1,1 kN/m, à Q_{crit})	- pour Q < Q_{crit}, accroissement des tensions T_j en partie amont des renforcements très supérieur à celles mobilisées pendant la construction (facteur de 1 à 5) ($T_j$max = 10,4 kN/m, à Q_{crit})

COMPORTEMENT PENDANT ESSAIS	Massif NT	Massif T
tensions dans les renforcements T_j	- mobilisation effective des T_j seulement après Q_{crit} ($T_j$max = 20 kN/m, à Q_{rupt})	- mobilisation des T_j dès le début de l'essai (surtout sur la partie amont des renforcements) ($T_j$max = 41,8 kN/m, à Q_{rupt})
	- perte jusqu'à 20% de résistance à la traction dans les renforcements après essai	- aucune perte de résistance à la traction après essai dans les renforcements
	- plus faible dans le massif NT que dans le massif T - base très peu sollicitée - entre Q_{crit} et Q_{rupt}, forte augmentation (surtout en partie haute du massif NT où Tj(NT) > Tj(T) qui se sont mobilisées pour de plus faibles chargements)	
Sollicitations du parement : - effort F_{pg} parement / renforcement	- F_{pg} max au 1/3 inférieur de la hauteur du massif - F_{pg} reste constant dès Q = 188 kN/m	- F_{pg} max au 1/3 supérieur de la hauteur du massif - F_{pg} augmente quand Q est constant à 230 kN/m
	- avant la fin d'essai, F_{pg} augmente avec Q - F_{pg} diminue quand le chargement de nuit est imposé - aucune relation possible ente F_{pg} et la tension mobilisée en tête des renforcements - F_{pg} reste inférieur à l'effort de poussée horizontal contre le parement	
- contraintes horizontales σH contre le parement	- σH augmente en partie centrale du massif	- σH augmente dans le 1/3 supérieur du massif
	- en fin d'essai, σH supérieure à la pression des terres au repos, et à la poussée active de Rankine, en partie centrale du massif	- avant essai, σH supérieure à la pression des terres au repos, et - en fin d'essai, σH supérieure à la poussée active de Rankine, sur la demi hauteur supérieure du massif
	- σH augmente uniformément avant essai - en partie supérieure des massifs, σH supérieure à la pression des terres au repos, et à la poussée active de Rankine - en partie basse des massifs, σH inférieure à la poussée active de Rankine - σH est maximale en fin d'essai au niveau du 1/3 supérieur des massifs	

COMPORTEMENT PENDANT ESSAIS	Massif NT	Massif T
Sollicitations du parement : - pression verticale σVp dans le parement	- l'accroissement augmente pendant tout l'essai - au niveau des 2/3 de la hauteur , cet accroissement augmente en phase 1 de chargement puis stagne jusqu'à la fin des essais - l'accroissement, pendant tout l'essai (massif T) et en phase 2 de chargement (massif NT), est maximum au niveau du 1/3 inférieur des massifs (soit un angle de diffusion α ≥ 31°) et vaut : - à Q_{crit} : 24,4% de Q_{crit} (NT, à Q ≥ Q_{crit}) et 30,6% de Q_{crit} (T) - à Q_{rupt} : 40% de Q_{rupt} et 27,8% de Q_{rupt} - σVp (NT) diminue en fin d'essai, alors que σVp (T) augmente	
- contrainte expérimentale σ_p^{exp} contre le parement	≈ uniforme jusqu'à Q_{crit}	maximale au niveau du 1/3 inférieur dès le début de l'essai
	- en phase 1 de chargement, σ_p^{exp} (NT) < σ_p^{exp} (T), ensuite, l'inverse se produit - σ_p^{exp} est très verticale - σ_p^{exp} est très supérieure au cas théorique où le massif est chargé uniformément (et équivalent si Q_{rupt} est appliquée sur toute la surface supérieure)	

Tableau B - 19 : Récapitulatif des observations expérimentales du comportement pendant les essais des massifs

IV.4.2. Interprétation des mécanismes de rupture

IV.4.2.1. Déformée des massifs

Les parements des massifs T et NT n'ont pas la même déformée à la rupture. La base des deux massifs n'a pas été sollicitée durant l'expérimentation.

Les deux massifs n'ont pas la même cinématique de rupture :

- Le massif NT s'est bombé lors du chargement. Sa rupture est vraisemblablement atteinte par rotation de la partie supérieure de l'ouvrage.

La cinématique de rupture du massif NT a pu être approchée par une modélisation numérique en Eléments Finis développée au L.i.r.i.g.m. (R. Arab et al., 1996 [65]).

- Le massif T a plutôt basculé autour de son pied, vers l'aval. Ce comportement est mis en relief par une large et profonde fissure apparue en surface, à l'extrémité amont des nappes hautes et une fissuration importante à l'amont des dalles de chargement. Le faible espacement entre les deux nappes hautes (T10 et T9) induit vraisemblablement un comportement d'ensemble qui explique l'ouverture de la large fissure le long de leur extrémité, et le glissement d'ensemble de ces deux renforcements en fin d'essai.

Notons que les membranes PEHD, qui ont pour rôle d'isoler les deux massifs renforcés du milieu extérieur, se sont bombées lors du chargement des massifs. Ces observations attestent que le comportement d'un massif chargé localement en tête n'est pas assimilable au comportement d'un massif chargé par une semelle filante de longueur infinie.

La différence de comportement des deux massifs peut être attribuée à la moins grande extensibilité des nappes T et à leur plus faible densité de répartition dans l'ouvrage. Dans le massif T, à 1,20 m sous la surface du massif, la huitième nappe est courte et ne participe pas à la stabilisation de la zone du remblai en mouvement.

Lors du chargement local de modèles réduits, renforcés par des géogrilles, Miyata et al. (1996 [79]) ont observé que la courbe tassement de la dalle de chargement en fonction de l'effort appliqué perd son aspect linéaire lorsque le parement commence à bouger. Lors des expérimentations du projet GARDEN, le parement NT s'est beaucoup déformé après le palier de chargement à Q_{crit}, et le parement T avant ce chargement.

IV.4.2.2. Sollicitation du parement

Le parement du massif T est plus fortement sollicité que celui du massif NT jusqu'au chargement Q_{crit}.

En fin d'essai, il semble que le niveau du tiers inférieur du massif NT subisse une pression plus importante que celui du massif T. En phase 2 de chargement, les niveaux supérieurs au tiers inférieur des massifs ne sont plus sollicités, alors que ce dernier l'est de plus en plus quand le chargement augmente. Il semble que l'effet du chargement dans le parement s'accentue dans le tiers inférieur des ouvrages après Q_{crit}.

La pression horizontale contre le parement est maximum au niveau du tiers supérieur (Z = 2,60 m) des deux massifs. La pression verticale dans les deux massifs

est maximale au niveau du tiers inférieur (Z = 1,45 m) de leur hauteur. Elle diminue en fin d'essai dans le massif NT alors qu'elle s'accroît dans le massif T.

Il semble que les renforcements moins extensibles diffusent les efforts qu'ils ont à mobiliser alors que les renforcements plus souples (et plus nombreux) se déforment plus localement. Ainsi, en fin d'essai, l'interaction renforcement / parement dans le massif T s'accentue alors que dans le massif NT, elle stagne et a toujours été très inférieure à celle du massif T. Elle est maximale au niveau du tiers inférieur du massif NT et du tiers supérieur du massif T.

La résistance interne du parement est fortement sollicitée pour compenser la poussée exercée par le remblai. Le pincement des renforcements entre les cellules du parement est prépondérant face à l'accrochage des nappes dans les cellules, qui s'active faiblement et seulement lorsque le chargement est élevé, pour participer à la stabilisation des massifs. Pour les chargements élevés, l'accrochage des renforcements au parement a sans doute accru la stabilité des ouvrages. Sur des modèles réduits (en sol modélisé par des petits rouleaux de Schneebeli), H. Wilson Jones (1992 [80]) a en effet observé que le coefficient de poussée des terres sur le parement diminue lorsque les renforcements sont liés au parement et que la stabilité du massif est accrue. Sans cette liaison, le massif peut être considéré comme la juxtaposition de deux ouvrages.

IV.4.2.3. Sollicitation des renforcements et du sol de remblai

En assimilant la zone de déformation maximale des renforcements à celles du sol, nous pouvons localiser la zone de cisaillement maximal dans le sol de remblai. Cette zone de rupture probable dans les ouvrages semble être « remontée » dans les deux massifs lors des essais, et semble avoir « reculé » vers l'amont quand le chargement Q augmente (surtout quand Q dépasse Q_{crit}). Elle se localise au niveau de la face amont de la dalle de chargement car un point de faible résistance est alors trouvé pour son émergence en surface.

En cours de construction, toute la hauteur des massifs est sollicitée. Nous avons pu localiser les prémices d'une zone de cisaillement dans les remblais, sur toute leur hauteur. D'après Juran et al. (1990 [81]), cette zone privilégiée, mise en place lors de la construction, sera très vite sollicitée en cisaillement dans la vie future de l'ouvrage. Mais un chargement très localisé en tête détourne ce mécanisme de rupture initialisé

pendant la construction, pour le localiser plus haut dans le massif. Ce comportement a également été observé lors de l'expérimentation au B.A.St. (A. Séré, 1995 [1], Rapport d'expérimentation, 1991 [19]).

L'utilisation de deux géosynthétiques de raideur et de résistance limite en traction différentes, associée à une répartition également différente a induit un comportement non similaire des deux ouvrages.

(1) Massif NT

Les renforcements déformables du massif NT ont été sollicités très localement. Les zones très déformées se localisent sous la fondation, sans passer sous la nappe NT5 (Z = 1,45 m). La rupture concerne une faible zone (moins importante que le massif T). La faible rigidité des renforcements a permis au sol localisé sous la dalle de se comprimer fortement et ainsi d'absorber assez de sollicitations pour ne pas concerner trop profondément le massif. C'est pourquoi la rupture se localise essentiellement en haut du massif.

La zone des tensions maximales $T_j(NT_i)$ est positionnée à la verticale de la face amont de la dalle de chargement (région supposée coïncider avec la ligne de rupture).

En outre, lors de la rupture, une fissure apparaît à l'arrière des nappes hautes et les nappes basses avancent légèrement vers l'aval après le déchargement. Ceci peut montrer la désolidarisation entre le massif renforcé et le reste du remblai, mais les extrémités amont des nappes n'ont pas bougé.

(2) Massif T

Dans le massif T, avec des renforcements plus rigides mais moins densément répartis, nous observons un coin de poinçonnement sous la dalle de chargement. Un coin de sol solidaire à la dalle poinçonnante qui s'enfonce dans le massif est observé. Ce coin développé dans le massif T est plus profond que dans le massif NT car la nappe T3 (à 0,60 m du sol) est déformée.

La partie haute de la ligne de rupture du massif T, depuis la face amont de la dalle, apparaît clairement.

Les déformations calculées dans les renforcements sont plus diffuses le long des nappes géotextiles que dans le massif NT. Cela laisse supposer une redistribution plus large des contraintes verticales, localisées en partie haute de l'ouvrage. Les deux couches hautes de sol, dont la plus basse est prisonnière des nappes hautes, forment une couche de transition redistribuant les efforts. Ce phénomène peut s'expliquer par l'association de différents effets :

- une déformation latérale assez faible qui confirme un confinement latéral important apporté par les géotextiles « raides ». P.L. Bourdeau et al. (1992 [71]) ont observé ce phénomène lors d'expérimentations où ils suivent les déplacements de marqueurs radioactifs dans le sol ou fixés sur le renforcement,

- l'association de la rigidité importante des renforcements tissés et du frottement sol / géotextile permet une diffusion horizontale, des tensions développées dans les nappes hautes, plus lointaine dans les parties ancrées des renforcements, de part et d'autre du coin de poinçonnement. Il a été observé sur modèles réduits (le sol étant modélisé par des rouleaux de Schneebeli) qu'une raideur importante du renforcement induit un fort confinement du sol (H.C. Hardiyatmo, 1995 [70]). N. Gofar et P.L. Bourdeau (1994 [53]) proposent un modèle déduit de la théorie stochastique qui définit le même type de comportement : une résistance élevée du renforcement et un frottement apparent important induisent un confinement sol / géotextile fort qui permet une distribution lointaine des contraintes latérales.

Cette dalle de transition qui apparaît sous la dalle de chargement peut expliquer plusieurs observations :

- La ligne de glissement semble « reculer » dès un chargement de 160 kN/m (70% du chargement final) vers l'amont de l'ouvrage pour trouver un point plus faible en résistance. Ainsi, une fissure derrière les nappes hautes s'ouvre largement dans le massif T.

- En fin d'essai, les deux nappes hautes (ou dalle fictive de chargement) glissent vers l'aval en emportant le sol qui les surmonte, pour se « déverser » vers l'aval.

Partie C

Validation de la méthode Double - Blocs sur les résultats expérimentaux

Nous utilisons les résultats expérimentaux des deux ouvrages du programme G.A.R.D.E.N. pour valider la méthode Double - Blocs et ses améliorations.

Dans les différents calculs présentés ici, nous utilisons comme résistance maximale à la traction des renforcements, les valeurs déterminées sur les produits neufs (Tr = 25 kN/m (NT) et Tr = 44 kN/m (T)).

I. Analyse inverse - Méthode Globale

Dans la méthode globale, la méthode du double - blocs considère uniquement la composante horizontale des tensions mobilisables par les armatures , qui travaillent toutes avec le même taux de sollicitation. Nous avons utilisé cette approche pour mener une analyse inverse sur les résultats expérimentaux du programme G.A.R.D.E.N. et proposer une prise en compte de l'effet transversal apporté par les renforcements en partie haute.

La recherche de la ligne de glissement la plus défavorable s'est limitée à la zone du fuseau des déformations maximales relevées expérimentalement dans les deux massifs. Nous définissons ainsi les lignes de glissement (LG_T 1), (LG_T 2) pour le

massif T (Figure C - 1, p 273), et les lignes (LG_{NT} 1), (LG_{NT} 2) pour le massif NT (Figure C - 2, p 275 et Figure C - 4, p 278).

Nous considérons les notations suivantes :

- $T_{mob}j$, tension horizontale mobilisable déduite ou introduite dans la méthode Double - Blocs en calcul GLOBAL (identique dans tous les renforcements, $\beta = 0$),
- Tj, tension mobilisable inclinée ou pas, introduite dans la méthode Double - Blocs en calcul GLOBAL ($\beta \geq 0$),
- $T_{LOC}j$, tension horizontale mobilisable déduite de la méthode Double - Blocs en calcul LOCAL,
- T_{essai}, tension déduite des mesures expérimentales de déplacement des renforcements pendant l'essai,
- T_{exp}, tension déduites des mesures expérimentales pendant l'essai ajoutée à celle estimée pendant la construction du massif.

I.1. PROCEDURE DE L'ANALYSE INVERSE

L'analyse consiste à saisir les efforts de tension dans les géotextiles $T_{mob}j$ aux points d'intersection avec la ligne de glissement et à déterminer le coefficient de sécurité sur le cisaillement du sol F_{sr} , permettant d'atteindre l'équilibre.

Les calculs sont menés avec deux approches :

- Première approche (G1) : la tension maximale des renforcements est supposée mobilisée le long de la ligne de glissement :

$$- T_{mob}j = \min\left(\frac{Tr}{Fr} = T_I, \frac{T_A j}{F_A}\right) \text{ ou}$$

$$- T_{mob}j = \min\left(Tj, \frac{T_A j}{F_A}\right) \text{ ou}$$

$$- T_{mob}j = \min\left(T_{essai}, \frac{T_A j}{F_A}\right) \text{ ou}$$

$$- T_{mob}j = \min\left(T_{exp}, \frac{T_A j}{F_A}\right) \qquad \text{avec } Fr = F_A = 1.$$

Le coefficient de sécurité du sol F_{sr} est alors déterminé.

- Deuxième approche (G2) : inversement, la mobilisation totale de la résistance au cisaillement du sol, le long de la ligne de glissement est supposée atteinte ($F_{sr} = 1$); la tension mobilisable pour atteindre cet équilibre $T_I = Tr$ est alors calculée en supposant que toutes les nappes interceptées travaillent avec la même sollicitation.

I.2. RESULTATS

I.2.1. Calcul « à la rupture » (Q_{rupt} = 230 kN/m)

Sur les Figure C - 1 (p 273) et Figure C - 2 (p 275) sont représentées les tensions déterminées par la méthode Double - Blocs pour différentes valeurs du coefficient de sécurité F_{sr} sur le cisaillement du sol comparativement aux tensions expérimentales T_{exp} obtenues lors de la rupture des massifs.

Remarque : Dans le massif NT, la tension maximale mobilisée en ancrage est toujours supérieure à la tension de rupture des armatures.

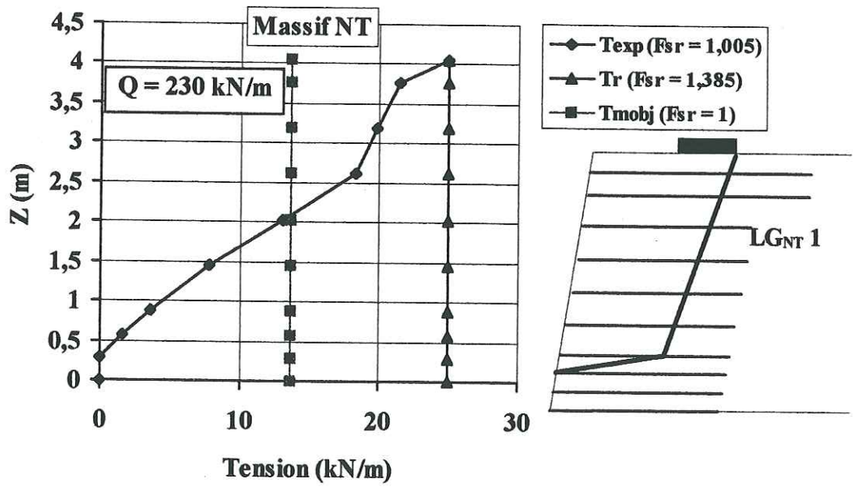


Figure C - 1 : Massif NT - LG_{NT} 1 - Q_{rupt} = 230 kN/m - Coefficient de sécurité F_{sr} déduit des Tensions T_{exp} , Tr (approche (G1)) et Tensions $T_{mob}j$ (approche (G2))

Les lignes de glissement choisies dans cette analyse inverse ($LG_{NT}1$, LG_T1 et LG_T2) sont satisfaisantes car elles fournissent un coefficient de sécurité F_{sr} proche de 1 : en prenant en compte les valeurs des tensions expérimentales T_{exp} aux points d'intersection des armatures avec la ligne considérée, le calcul global donne des valeurs satisfaisantes du coefficient de sécurité F_{sr}, bien que supérieure à 1 :

- F_{sr} = 1,005 (massif NT, LG_{NT} 1)
- F_{sr} = 1,025 (massif T, LG_T 1)
- F_{sr} = 1,155 (massif T, LG_T 2)

Le calcul global (approche (G1)) considérant mobilisé l'effort de traction maximum dans toutes les armatures aboutit à un coefficient de sécurité sur le cisaillement du sol excessif, non réaliste compte tenu des déformations des massifs constatées :

- F_{sr} = 1,385 (massif NT, LG_{NT} 1)
- F_{sr} = 1,89 (massif T, LG_T 1)
- F_{sr} = 1,845 (massif T, LG_T 2)

Ces résultats sont confirmés par un calcul des tensions T_{mobj} dans les armatures alors que le coefficient de sécurité F_{sr} est imposé égal à l'unité (approche (G2)). Les tensions obtenues sont très inférieures aux valeurs des tensions de traction maximale des renforcements :

- T_{mobj} = 13,7 kN/m (massif NT, LG_{NT} 1), très inférieure à Tr = 25 kN/m
- T_{mobj} = 20,2 kN/m (massif T, LG_T 1), très inférieure à Tr = 44 kN/m
- T_{mobj} = 16,25 kN/m (massif T, LG_T 2), très inférieure à Tr = 44 kN/m

La méthode Double - Blocs, par un calcul global, doit être utilisée avec précaution comme méthode de dimensionnement de ce type d'ouvrage à forte charge localisée. Il faudrait, en particulier, considérer des coefficients de mobilisation des armatures réduits puisque nous observons sur les ouvrages expérimentaux qu'à la « rupture », seules une ou deux armatures (en haut du massif) atteignent leur résistance maximale, l'état de déformation locale étant important.

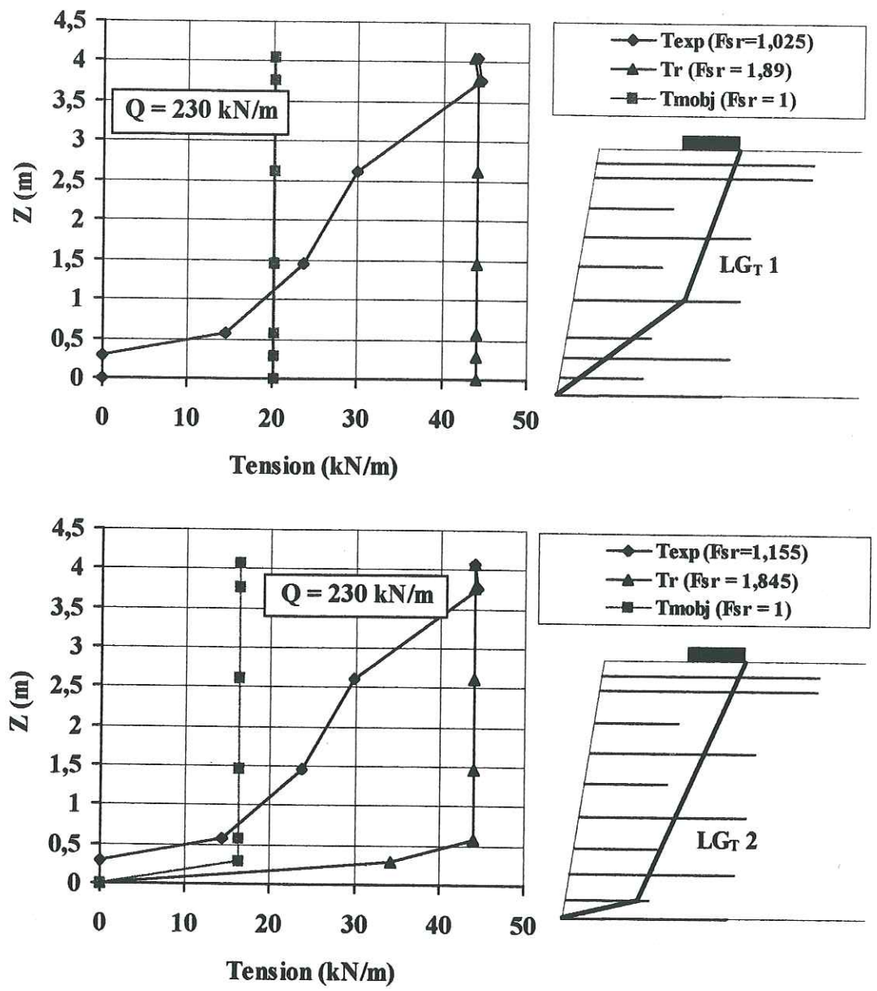


Figure C - 2 : Massif T - LG_T 1 et LG_T 2 - Q_{rupt} = 230 kN/m - Coefficient de sécurité F_{sr} déduit des Tensions T_{exp} , Tr (approche (G1)) et Tensions T_{mobj} (approche (G2))

I.2.2. Calcul « à l'état critique » ($Q_{crit}NT$ = 140 kN/m, $Q_{crit}T$ = 123 kN/m)

Comme nous l'avons établi dans la Partie B, l'« état critique » correspond au changement de comportement des massifs, particulièrement observé sur le diagramme de chargement en fonction du tassement de la dalle de chargement (cf. B-§ IV.3.1)

Nous considérons cet « état critique » comme la limite du domaine admissible, correspondant à la charge limite en service d'une structure de Génie Civil, ceci par analogie à une démarche utilisée pour les calculs de fondation.

Sur les Figure C - 4 (p 278) et Figure C - 5 (p 279), sont tracées les tensions mobilisables par tous les renforcements pour assurer différentes valeurs du coefficient de sécurité F_{sr} sur le cisaillement du sol, alors que les massifs sont « à l'état critique », c'est-à-dire supportant la charge Q_{crit} ($Q_{crit}NT = 140$ kN/m, $Q_{crit}T = 123$ kN/m).

Les lignes de glissement retenues sont celles définies à la rupture des ouvrages, d'après le fuseau des déformations maximales des renforcements (LG_{NT} 1, LG_T 1). Nous avons montré dans la Partie B, que la zone des déformations maximales des renforcements est localisée sous la charge et émerge au pied des ouvrages lorsque la charge est inférieure à Q_{crit} (Figure C - 3, p 276). Quand le chargement dépasse cette valeur critique, les déformations maximales se déplacent vers l'amont, ce qui initialise la zone de rupture finale.

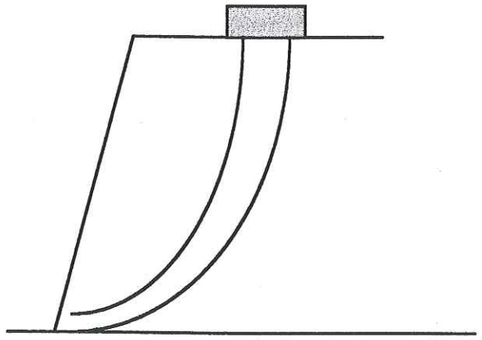


Figure C - 3 : Zone de déformation maximale dans les massifs de l'expérimentation G.A.R.D.E.N. à Q_{crit}

Nous considérons également sur les Figure C - 4 et Figure C - 5 des lignes contenues dans le fuseau des déformations maximales des renforcements lorsque le chargement est à peine supérieur à Q_{crit} : la ligne LG_{NT} 2 est proche de la ligne LG_{NT} 1, et émerge au pied du parement; la ligne de glissement LG_T 1 est déjà incluse dans le fuseau de déformation maximale.

Les tensions déduites de l'expérimentation sont également tracées alors que les charges valent Q_{crit} et Q légèrement supérieure à Q_{crit}.

Sur la Figure C - 5, les marques « blanches » des courbes expérimentales représentent les tensions déterminées dans les nappes courtes.

L'analyse inverse est menée par les deux approches (G1) et (G2) précédemment explicitées.

I.2.2.1. Approche (G1) : Coefficient de sécurité F_{sr} déduit des tensions expérimentales T_{exp}

Les tensions expérimentales (T_{exp} = tensions obtenues en fin de construction ajoutées aux accroissements de tension mesurés jusqu'au chargement envisagé : Q_{crit} , ou Q légèrement supérieur à Q_{crit}) sont supposées mobilisées dans les armatures interceptant les lignes de glissement considérées. Les coefficients de sécurité obtenus ne sont pas très satisfaisants (Figure C - 4, Figure C - 5).

Les valeurs estimées des tensions expérimentales T_{exp} ne permettent pas d'obtenir l'équilibre ($F_{sr} < 1$).

Pour le massif NT, le coefficient de sécurité F_{sr} est plus élevé si on retient la ligne de glissement critique obtenue à la rupture (LG_{NT} 1) plutôt que si on retient celle déterminée juste après le passage de Q_{crit} (LG_{NT} 2). Lorsque la charge excède légèrement Q_{crit}, les tensions mobilisées dans les renforcements augmentent fortement mais ne suffisent pas pour équilibrer le double - blocs (F_{sr} augmente mais reste inférieur à 1).

Cette faiblesse des valeurs de tensions expérimentales est sans doute à corréler à une sous-estimation possible des efforts de traction maxima réels. En effet, nous rappelons que la mesure de tension est une mesure moyenne sur un segment de 0,30 m (entre deux points-câbles), ce qui peut masquer des pics d'élongation localisés.

I.2.2.2. Approche (G2) : T_{mobj} déduites du coefficient de sécurité F_{sr} sur le cisaillement du sol

En fixant la sécurité sur le cisaillement du sol (F_{sr}), les valeurs des tensions T_{mobj} nécessaires théoriquement à l'équilibre peuvent être comparées aux tensions évaluées expérimentalement.

Nous pouvons constater sur les Figure C - 4 (p 278) et Figure C - 5 (p 279) que les tensions obtenues pour $F_{sr} = 1,5$ (et donc pour $F_{sr} = 2$) sont largement supérieures à celles constatées expérimentalement.

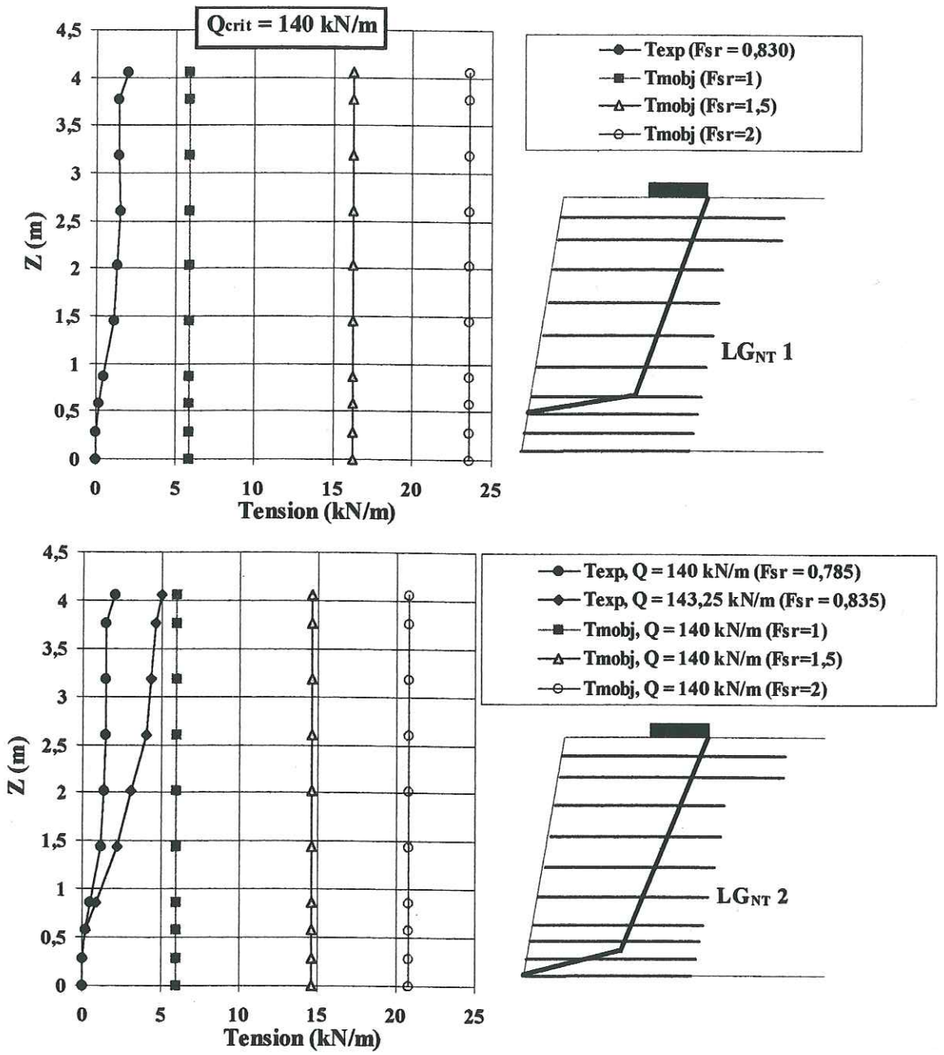


Figure C - 4 : Massif NT - LG_{NT} 1 et LG_{NT} 2 - $Q_{crit} = 140$ kN/m, Q = 143,25 kN/m - Coefficient de sécurité F_{sr} déduit des Tensions T_{exp} , Tr (approche (G1)) et Tensions T_{mobj} (approche (G2)) pour différentes valeurs de F_{sr}

Pour $F_{sr} = 1$, dans le massif NT, la distribution obtenue est aussi très supérieure à celle constatée à Q_{crit}, alors que dans le massif T, elle en est assez proche (et même inférieure lorsque la ligne de glissement LG_T 2 est considérée).

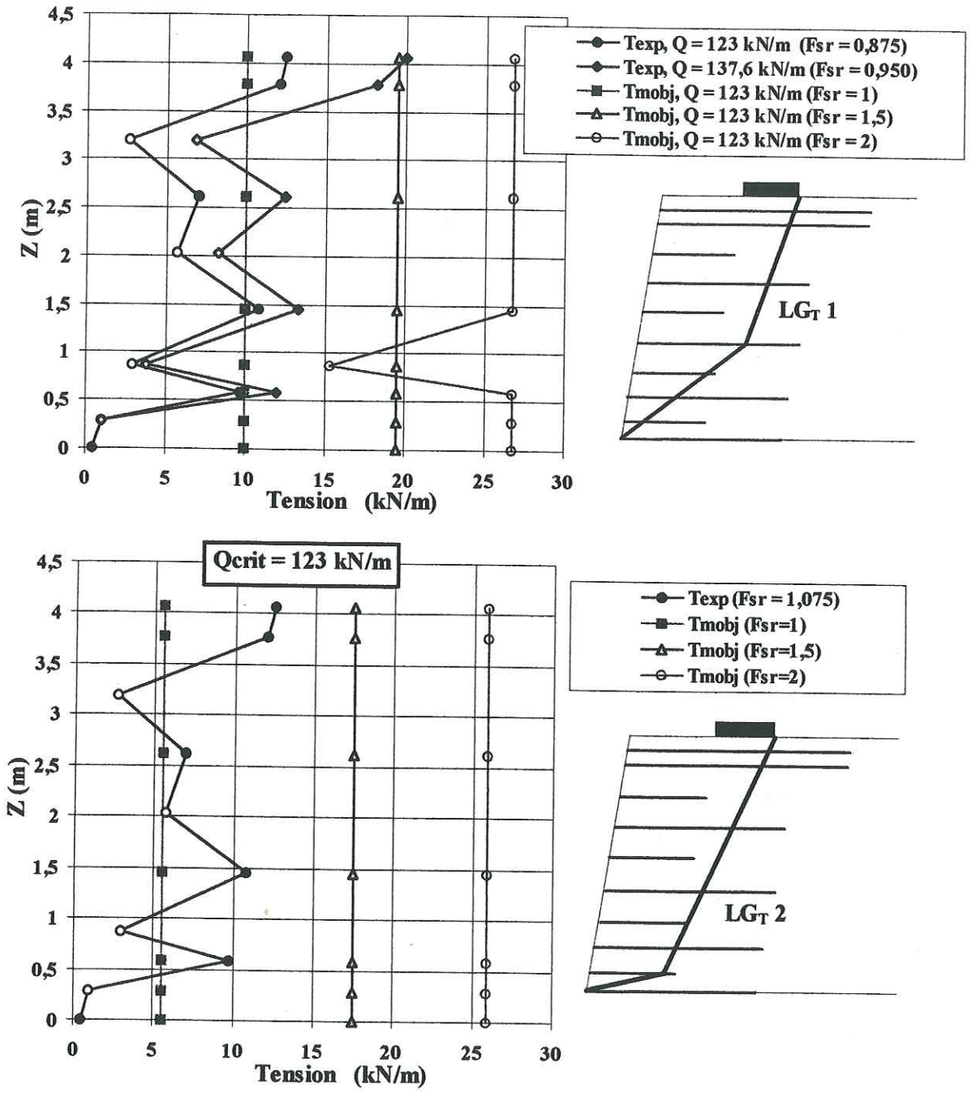


Figure C - 5 : Massif T - LG_T 1 et LG_T 2 - $Q_{crit} = 123$ kN/m, Q = 137,6 kN/m Coefficient de sécurité F_{sr} déduit des Tensions T_{exp} , Tr (approche (G1)) et Tensions T_{mobj} (approche (G2)) pour différentes valeurs de F_{sr}

	$F_{sr} = 1,5$ - $Q = Q_{crit}$	
	Ligne de glissement	T_{mob} j (kN/m)
Massif NT	LG_{NT} 1	16,25
	LG_{NT} 2	14,60
Massif T	LG_T 1	19,55
	LG_T 2	17,45

Tableau C - 1 : Tensions intrinsèques T_{mob}j pour $F_{sr} = 1,5$, à Q_{crit}

La méthode Double - Blocs en calcul GLOBAL semble largement sécuritaire, car elle impose pour « l'état de service », $F_{sr} = 1,5$, une tension nominale de dimensionnement qui surestime les tensions réellement mobilisées (Tableau C - 1) à l'état critique observé.

I.3. EFFET D'UNE INCLINAISON DES TENSIONS

Dans le calcul global de la méthode Double - Blocs, nous avons rendu possible la prise en compte de l'effet transversal des renforcements par une inclinaison possible des tensions mobilisées le long des lignes de cisaillement définies par le double - blocs.

I.3.1. Action symétrique le long des faces du coin sous la dalle

Dans ce chapitre, nous considérons dans les calculs la composante éventuelle de la tension développée dans les renforcements « hauts », tangente aux deux lignes de rupture constituées par les deux faces du bloc sous la dalle de chargement.

Seuls les renforcements interceptant ce bloc sont susceptibles, compte tenu d'une grande déformation transversale localisée, d'avoir une composante de tension le long de la ligne de glissement. En effet nous rappelons que lors du démontage, nous avons observé que seuls les renforcements supérieurs se sont fortement déformés, les renforcements en base d'ouvrage ne se déformant que très peu (ou pas) transversalement.

La tension mobilisée par les éléments bas reste horizontale (effet transversal de renforcement nul).

Les lignes de glissement prises en compte dans ce type de calculs se situent dans le fuseau des déformations maximales des nappes géotextiles, observées à la rupture. Le point de cassure F des lignes de glissement est placé assez haut dans le massif afin que, dans le calcul, seuls les renforcements supérieurs s'inclinent (renforcements au dessus du point de cassure F). La modification apportée à la méthode Double - Blocs autorise en effet une inclinaison identique de la tension dans tous les renforcements pour une même ligne d'interface du double - blocs.

Plusieurs lignes de glissement sont considérées sur les Figures C - 6 (p 282) pour étudier l'influence de la position du point de cassure F des lignes de glissement sur la sécurité obtenue et convenir éventuellement du meilleur choix de géométrie du double - blocs pour s'approcher au mieux des résultats expérimentaux.

Les calculs se font à la rupture ($Q_{rupt} = 230$ kN/m).

Sur les Figures C - 6 (p 282) et Figures C - 7 (p 283) sont représentées les évolutions du coefficient de sécurité F_{sr} des deux massifs expérimentaux, en fonction de l'inclinaison β des tensions dans les renforcements « hauts ».

Le bloc situé sous la dalle de chargement est symétrique par rapport à son axe (Figures C - 6 et Figures C - 7) afin de simuler l'enfoncement du coin de sol solidaire à la fondation poinçonnant son sol support.

Nous verrons ultérieurement l'influence de l'application d'un effet de renforcement le long de la ligne interne inter - blocs.

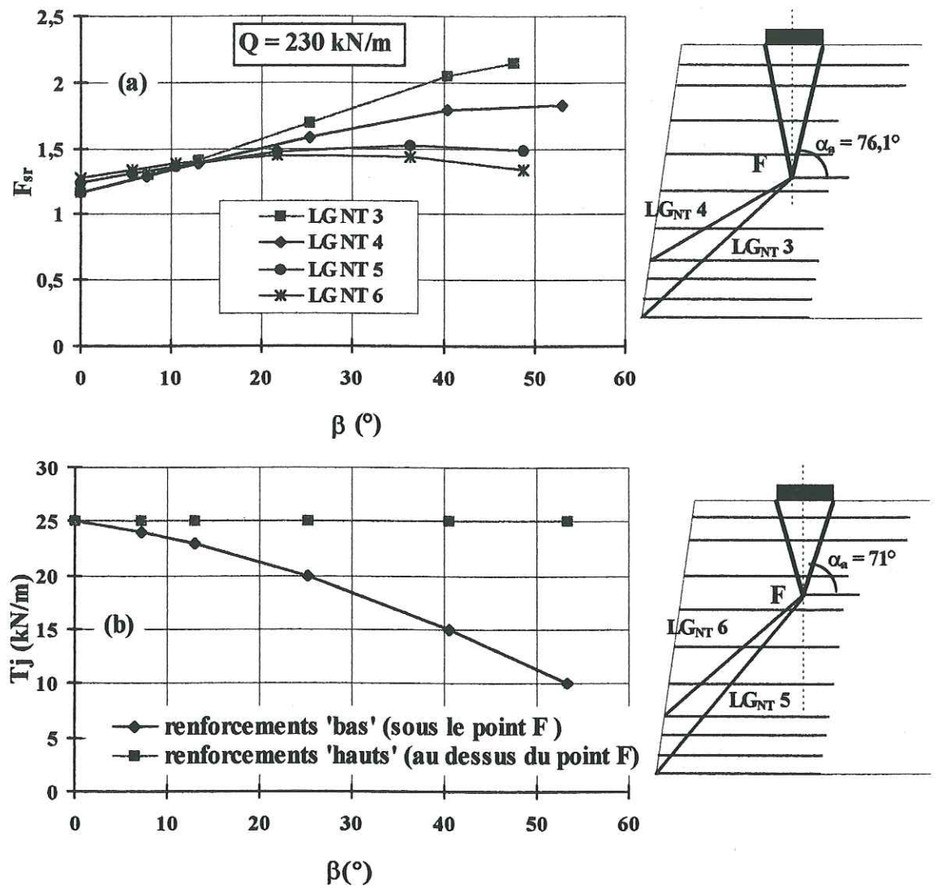
Nous considérons ici que les nappes « hautes » mobilisent la tension de rupture en traction du géotextile (Tj = Tr = 25 kN/m pour le géotextile (NT) et Tj = Tr = 44 kN/m pour le géotextile (T)).

Les nappes interceptant la partie basse des lignes de glissement mobilisent une tension Tj plus faible (facteur déterminant dans le calcul pour l'obtention de l'inclinaison β en partie haute). Cette hypothèse n'est pas sécuritaire car F_{sr} reste supérieur à 1 et les tensions expérimentales restent inférieures à ces valeurs (Figure C - 1, p 273 et Figure C - 2, p 275).

Notons le changement de la ligne de glissement critique (celle qui conduit au coefficient de sécurité F_{sr} le plus faible) lorsque l'inclinaison des tensions mobilisées dans les armatures hautes augmente.

Si les tensions restent horizontales dans toutes les armatures ($\beta = 0$), la ligne de glissement, dont le point de cassure est le plus haut, est la moins critique (F_{sr} supérieur,

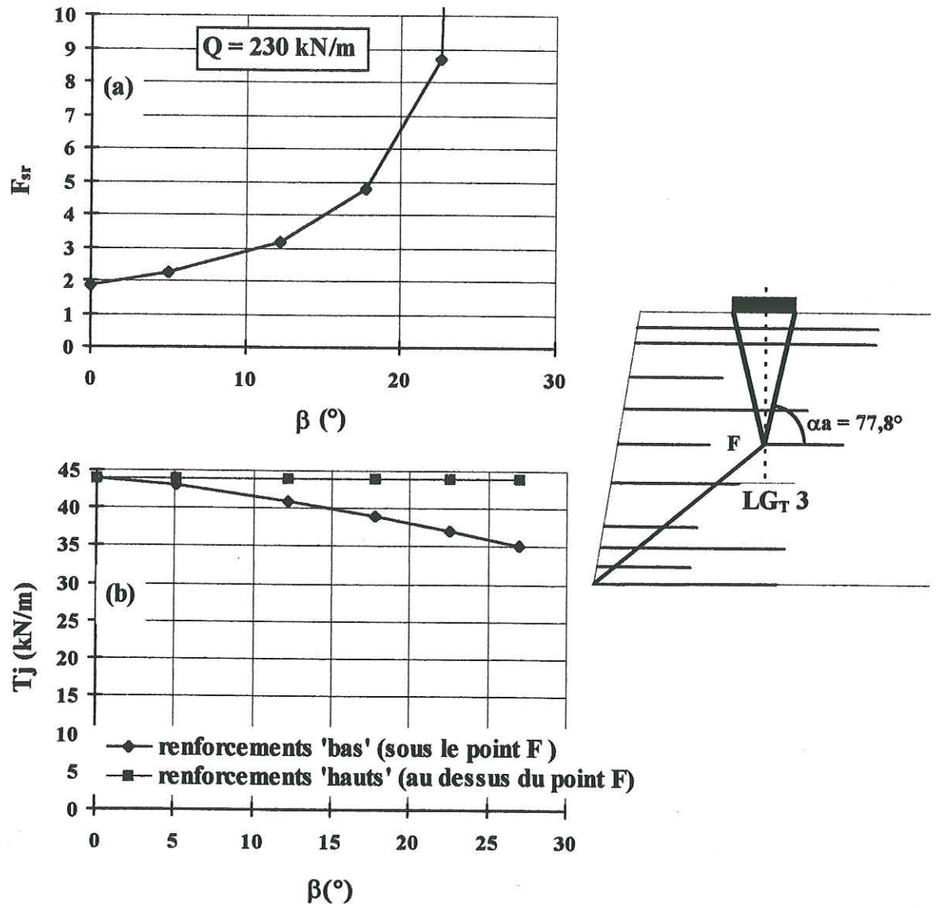
pour un volume de sol contenu dans la zone active équivalent) (LG_{NT} 5, LG_{NT} 6, Figures C - 6, p 282). Cela découle du principe de calcul de la méthode Double - Blocs où la charge constituée par le bloc amont et les efforts appliqués à sa surface provoquent la rupture.



Figures C - 6 (a)(b) : Massif NT - Evolution du coefficient de sécurité F_{sr} et des modules des tensions Tj dans les armatures, en fonction de l'inclinaison β des nappes hautes

Par contre, si les renforcements hauts s'inclinent ($\beta \neq 0$), plus le point de cassure F de la ligne de glissement est bas, plus grand est le nombre de renforcements qui

s'inclinent; d'où un effet transversal de renforcement plus important pris en compte dans les calculs. Ainsi, les lignes de glissement dont le point de cassure F est haut deviennent plus critiques lorsque β augmente de façon effective (LG_{NT} 5, LG_{NT} 6, Figures C - 6, p 282).



Figures C - 7 (a)(b) : Massif T - Evolution du coefficient de sécurité F_{sr} et des modules des tensions dans les armatures, en fonction de l'inclinaison β des nappes hautes

Nous pouvons constater également sur ces courbes que le coefficient de sécurité F_{sr} augmente avec l'inclinaison des nappes hautes, ou présente un maximum. Cet accroissement est à mettre en relation avec les valeurs des tensions mobilisées dans les

renforcements. La sécurité augmente alors que les tensions mobilisées dans les nappes basses diminuent, celles dans les nappes hautes restant constantes mais de plus en plus inclinées.

Dans le massif NT, les double - blocs dont le bloc amont est plus petit (point de cassure F de la ligne de glissement haut) (LG_{NT} 5, LG_{NT} 6, Figures C - 6) ont un coefficient de sécurité F_{sr} maximum lorsque $\beta = 40°$. Une telle inclinaison de la tension dans les armatures supérieures n'est pas incompatible avec l'expérimentation, sans avoir été mesurée parfaitement. Lors du démontage de l'ouvrage NT, la nappe haute (nappe NT10) exempte de toute sollicitation et de confinement, est inclinée de 34° et l'avant dernière nappe (nappe NT9) est inclinée seulement de 21,4°. Ceci laisse penser que toutes les nappes interceptant la partie supérieure des lignes de glissement LG_{NT} 5 et LG_{NT} 6 (Figures C - 6) sont loin d'être inclinées toutes à 40°, et qu'il conviendrait de distribuer l'inclinaison le long de la ligne de glissement ou à défaut, d'estimer une valeur moyenne plus faible.

De la même façon, dans le massif T, le coefficient de sécurité augmente très rapidement lorsque β, inclinaison des renforcements hauts s'accentue (Figures C - 7). Notons que pour $\beta = 0$, le coefficient de sécurité est déjà élevé ($F_{sr} = 1,9$).

Lors du démontage, l'inclinaison moyenne des deux renforcements supérieurs est $\beta = 20,1°$. D'après le calcul présenté ici, en considérant inclinés tous les renforcements situés au dessus du point de cassure de la ligne de glissement, le coefficient de sécurité passe à $F_{sr} = 6,9$ si $\beta = 20,1°$.

Ce type de résultat n'est pas satisfaisant. Il ne faut sans doute pas considérer qu'un coin de sol s'enfonce en restant symétrique sous la dalle de chargement, d'autant que les mesures d'inclinaison des renforcements montrent qu'ils se sont beaucoup moins inclinés à l'intérieur de la zone active qu'à l'extérieur, le long de la ligne de glissement.

Nous allons regarder, dans le chapitre suivant, l'influence de l'application de l'effet transversal de renforcement le long de la ligne inter - blocs.

I.3.2. Effet transversal de renforcement sur la face inter - blocs

Pour visualiser l'action tangente des renforcements le long de la face inter - blocs du double - blocs constituant la zone active en mouvement, nous augmentons progressivement la mobilisation de l'effet transversal de renforcement sur cette ligne.

Nous utilisons les résultats expérimentaux obtenus sur les deux massifs. Les tensions mobilisées dans les nappes hautes, interceptant le coin de sol sous la dalle, sont supposées toutes égales à la moyenne des tensions expérimentales calculées à leur niveau ($Tj = \text{moyenne}(T_{exp})$). Les nappes interceptant la partie basse de la ligne de glissement mobilisent les tensions déduites de l'expérimentation à leur niveau ($Tj = T_{exp}$). Nous calculons le coefficient de sécurité pour $Q_{rupt} = 230$ kN/m en considérant des lignes de glissement incluses dans le fuseau des déformations maximales des renforcements observé expérimentalement (LG_{NT} 4, Figure C - 8, LG_T 3, Figure C - 9), et dont le point de cassure F est placé haut dans les massifs pour que seuls les renforcements supérieurs s'inclinent.

Dans la partie haute, les tensions sont inclinées à $\beta = 27,7°$ dans le massif NT, et $\beta = 20,1°$ dans le massif T, ce qui correspond à la moyenne des inclinaisons relevées lors du démontage des massifs. Les renforcements en partie basse sont horizontaux et mobilisent les valeurs des tensions déduites des mesures expérimentales au moment de la rupture des ouvrages :

- $Tj_{« haut »}$ (NT) = 21,1 kN/m (inclinée)
- $Tj_{« haut »}$ (T) = 39,4 kN/m (inclinée)
- $Tj_{« bas »} = T_{exp}$ (horizontale)

Notons $Tcr_{inter\text{-}blocs}$ la composante, sur la ligne inter-blocs, de la tension mobilisée par les renforcements à ce niveau.

L'effet de renforcement transversal le long de l'inter - blocs ($Tcr_{inter\text{-}blocs}$) est introduit en pourcentage de celui appliqué sur la face amont du coin sous la dalle, en partie haute de la ligne de glissement ($Tcr_{LG\ sup}$). Son influence dans l'équilibre du double - blocs est quantifiée par les variations de F_{sr} (Figure C - 8, p 286 et Figure C - 9, p 286).

La présence de $Tcr_{inter\text{-}blocs}$ augmente la stabilité du massif. L'influence semble linéaire. Cette action est assez notable : dans le massif NT, F_{sr} passe de 1,46 à 2,01 lorsque l'effet transversal de renforcement est appliqué entièrement sur la face inter -

blocs, et dans le massif T, F_{sr} passe de 1,26 à 1,735 (soit un accroissement de 37,7 % pour les deux massifs).

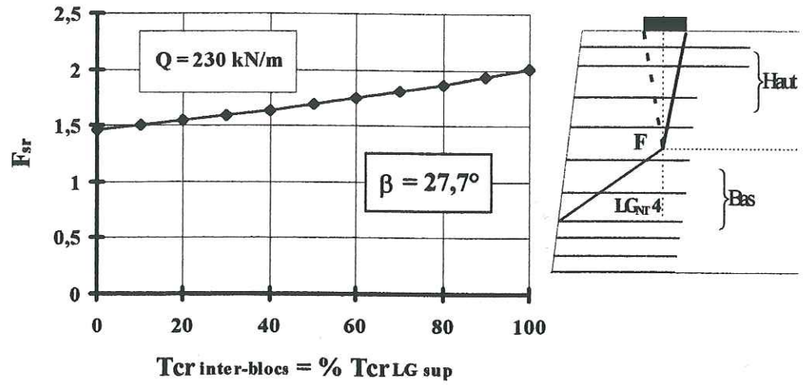


Figure C - 8 : Evolution du coefficient de sécurité F_{sr} en fonction de l'application de l'effet transversal de renforcement sur la face inter - blocs du double - blocs $Tcr_{inter\text{-}blocs}$ (Massif NT)

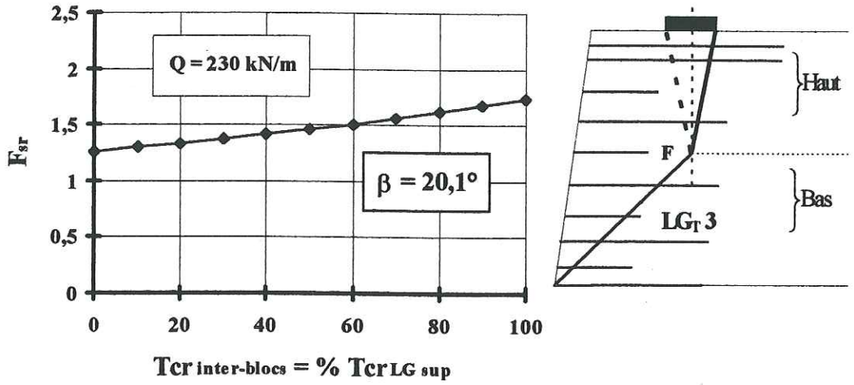


Figure C - 9 : Evolution du coefficient de sécurité F_{sr} en fonction de l'application de l'effet transversal de renforcement sur la face inter - blocs du double - blocs $Tcr_{inter\text{-}blocs}$ (Massif T)

Il faut noter que les observations expérimentales ont donné une inclinaison des renforcements plus faible de 60 % le long de la ligne inter - blocs en comparaison de la partie supérieure de la ligne de glissement. Dans ce cas ($Tcr_{inter\text{-}blocs} = 60\%Tcr_{LGsup}$), une augmentation de la sécurité de 12,3% pour le massif NT et de 9,2% pour le

massif T est obtenue par rapport au cas où les renforcements s'inclinent seulement en partie supérieure de la ligne de glissement.

En considérant horizontales les tensions introduites dans les calculs précédents ($Tj_{« haut »}$ (NT) = 21,1 kN/m, $Tj_{« haut »}$ (T) = 39,4 kN/m et $Tj_{« bas »} = T_{exp}$), le coefficient de sécurité F_{sr} diminue :

- F_{sr} = 1,17 (massif NT)
- F_{sr} = 1,87 (massif T)

F_{sr} reste cependant supérieur à 1, alors que la méthode de calcul prévoit la rupture pour $F_{sr} = 1$. Le calcul global conventionnel prévoit donc la rupture ($F_{sr} = 1$) pour un chargement plus fort que celui appliqué durant l'expérimentation.

En appliquant un effet transversal de renforcement uniquement le long de la partie haute de la ligne de glissement, toutes les données expérimentales restant identiques par ailleurs, le coefficient de sécurité calculé augmente :

- F_{sr} = 1,46 (massif NT)
- F_{sr} = 1,26 (massif T)

Ces résultats n'indiquent pas que la rupture de l'ouvrage est atteinte ($F_{sr} > 1$). Cela provient en partie du choix de la ligne de glissement qui n'est pas critique, mais qui permet de considérer l'inclinaison symétrique des renforcements hauts (les lignes de glissement sont les lignes $LG_{NT}1$, LG_T1 définies sur les Figure C - 1, p 273 et Figure C - 2, p 275).

I.4. LIAISON AVEC LE DEPLACEMENT VERTICAL DU BLOC AMONT OBSERVE

Nous avons rappelé dans la première partie de ce travail (cf. A-§ III.2.3) le principe de la méthode « en déplacements ». On impose un déplacement vertical en tête de la zone active par rapport à la zone passive, qui se répercute au niveau de chaque renforcement. Dans le volume de sol en cisaillement qui se développe au contact de ces deux zones, un renforcement j se déforme en membrane sur une hauteur verticale $\delta_v j$ et la tension qu'il mobilise s'incline à ce niveau.

Nous allons procéder à la recherche inverse. Nous cherchons le déplacement vertical $\delta_v 9$ des renforcements supérieurs d'après l'inclinaison de la tension que l'on suppose mobilisée à l'intersection avec la ligne de glissement.

Le renforcement NT9 est incliné à $\beta = 21{,}4°$ et le renforcement T9 est incliné à $\beta = 19{,}2°$. Les lignes de glissement précédentes ($LG_{NT}4$, Figure C - 8, p 286 et LG_T3, Figure C - 9, p 286), cohérentes avec les zones de rupture observées expérimentalement sont considérées, soit une inclinaison $\alpha_a = 76{,}1°$ dans le massif NT et $\alpha_a = 77{,}8°$ dans le massif T. D'après l'angle de diffusion du chargement considéré dans les calculs ($\alpha = 8{,}5°$), la contrainte verticale, à la rupture, appliquée au niveau de ces renforcements est $\Delta q = 195$ kN/m.

Nous rappelons l'expression du déplacement vertical δ_v d'une membrane en son intersection avec une ligne de cisaillement (A. Ratel, 1986 [31], Figure C - 10) :

$$\delta_v j = \frac{2Tj}{\Delta q} \cdot \frac{\sin\beta \cdot \left(\frac{Tj}{J} + 1\right) - \beta + \frac{\Delta q}{2Tj} \cdot U_A}{\cos\alpha_a + \left(\frac{Tj}{J} + 1\right) \cdot \cot g\alpha_a \cdot (1 - \cot g\alpha_a)}$$

avec : - Tj, tension mobilisée dans le renforcement à son intersection avec la ligne de cisaillement,

- J, module de déformation plane du géosynthétique,

- U_A, déplacement cumulé des deux extrémités A_a et A_p ancrées de la membrane.

Nous estimons U_A comme le déplacement relatif entre les deux points-câbles en limite du fuseau de déformation maximale du renforcement.

Les déplacements ainsi calculés des nappes NT9 et T9 sont :

$\delta_v 9NT = 17{,}4$ cm avec { - Tj = 21,52 kN/m, - J = 95 kN/m - U_A = 6,55 cm

$\delta_v 9T = 13{,}8$ cm avec { - Tj = 44 kN/m, - J = 340 kN/m - U_A = 3,94 cm

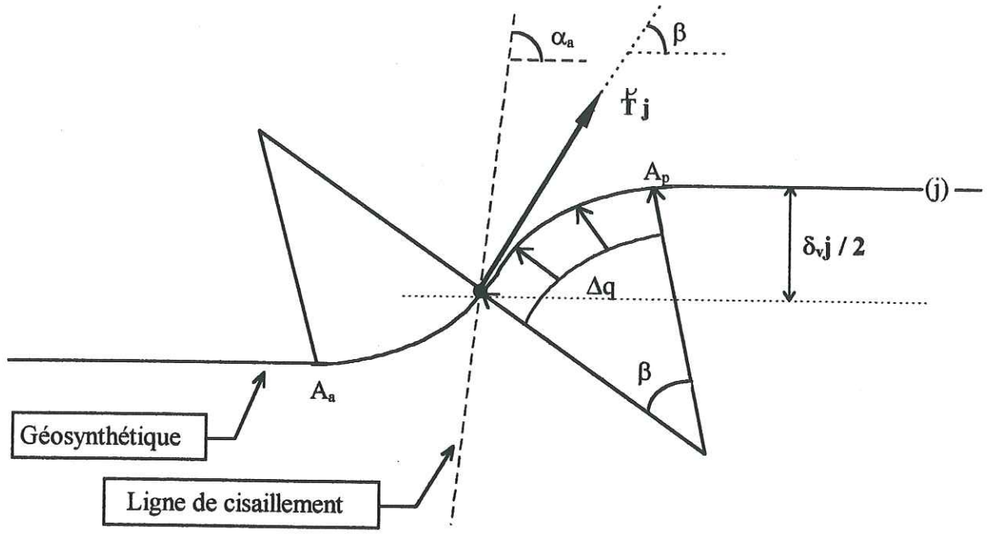


Figure C - 10 : Calcul du déplacement vertical d'un renforcement déformé en membrane (d'après A. Ratel, 1986 [31])

Ces valeurs sont inférieures aux déplacements verticaux maximaux mesurés expérimentalement en fin d'essais sous la face amont de la dalle (la nappe NT9 s'est enfoncée de 22 cm et la nappe T9 de 19 cm). Il faut noter que les déplacements exacts des ancrages des renforcements (U_A) sont difficiles à quantifier précisément expérimentalement.

Dans le calcul de $\delta_v j$, une variation de ± 0,5 cm de la valeur de U_A conduit à :

- une variation de $\delta_v 9(NT)$ de ± 1,1 cm,
- une variation de $\delta_v 9(T)$ de ± 1,2 cm.

I.5. CONCLUSION METHODE GLOBALE

Nous avons introduit les résultats de l'expérimentation G.A.R.D.E.N. dans des séries de calculs menées avec la méthode Double - Blocs par un calcul global. Une possibilité de prendre en compte l'inclinaison des tensions mobilisées dans les renforcements en partie supérieure de la ligne de glissement et le long de la ligne inter - blocs contenue dans la zone active a été testée. Nous nous sommes intéressés à deux phases du chargement : la phase « critique » ($Q_{crit}NT$ = 140 kN/m, $Q_{crit}T$ = 123 kN/m) et la phase de rupture (Q_{rupt} = 230 kN/m).

La modélisation permet d'atteindre la rupture théorique ($F_{sr} = 1$) sous un chargement Q supérieur à la charge de rupture expérimentale Q_{rupt}.

Les calculs menés avec les tensions déduites de l'expérimentation, prises seulement horizontales le long de la ligne de glissement critique, estiment la rupture théorique ($F_{sr} = 1$) pour un chargement proche de Q_{rupt}. Le problème réside donc dans l'évaluation des tensions mobilisées.

Une étude paramétrique montre que, pour une sécurité donnée, les renforcements peuvent mobiliser des tensions minimales à condition qu'ils puissent s'incliner et donc incliner les tensions qu'ils mobilisent (cf. A-§ IV.6.4.2). Leur comportement en membrane est alors mieux modélisé.

Pour modéliser une inclinaison des tensions dans les renforcements supérieurs, la méthode de calcul proposée impose de positionner le point de cassure de la ligne de glissement F assez haut dans le remblai. Les lignes de glissement alors définies, bien que positionnées dans le fuseau des déformations maximales observées des renforcements, ne sont pas critiques. Le coefficient de sécurité déduit de ces calculs est donc majoré.

D'après les résultats expérimentaux du programme G.A.R.D.E.N., le poinçonnement du sol renforcé sous la dalle de chargement n'apparaît pas symétrique par rapport à l'axe du chargement. Les dalles de chargement ayant tourné autour de leur faces aval (proches du parement), le sol s'est plus cisaillé en partie haute des lignes de glissement, que sous les faces aval des fondations. *L'effet transversal de renforcement est donc plus effectif le long de la ligne de glissement.* Dans les deux massifs, l'inclinaison des renforcements supérieurs à l'intérieur de la zone active vaut 60 % de leur inclinaison en partie supérieure de la ligne de glissement.

Un phénomène de rotation de la dalle de chargement (face amont s'enfonçant franchement dans les sol renforcé) a été observé à plusieurs reprises, lors

d'expérimentations en vraie grandeur ([19], [39]) ou sur des modèles réduits centrifugés (A. Séré, 1995 [1]). J. Garnier et al. (1994 [13]) ont mené des essais de centrifugation de modèles réduits non renforcés, chargés localement en tête. Ils ont observé un coin de sol sous la fondation non symétrique : son extrémité s'incline vers le parement, et ce d'autant plus que la charge s'en rapproche. Si le massif est renforcé, cette tendance peut se traduire par la rotation du chargement. Cet enfoncement asymétrique du chargement produit un cisaillement du sol plus important sur la face amont du coin de poinçonnement formé sous la dalle de chargement. C'est donc le long de la ligne de glissement que les renforcements sont le plus déformés en membrane. L'effet transversal de renforcement se développe plus favorablement dans cette zone.

Dans la méthode Double - Blocs, l'effet de renforcement tangent appliqué sur la face inter - blocs influence notablement la sécurité calculée le long de la ligne de glissement. Si le rapport de l'effet transversal pris en compte (comme observé) est de 60 % de part et d'autre du coin de sol sous la dalle de chargement, le coefficient de sécurité F_{sr} augmente de 10 % par rapport au cas où les renforcements s'inclinent seulement sur la face amont du bloc, sur la ligne de glissement.

L'approche proposée de prise en compte du caractère déformable des renforcements dans la méthode Double - Blocs semble, dans cette première phase, satisfaisante.

Le calcul Global, où les tensions sont prises horizontales, en phase de prédimensionnement est sécuritaire lorsqu'on se place « en service », à Q_{crit}. F_{sr} = 1,5 est atteint avec des tensions T_{mobj} mobilisables, supérieures à celles déduites expérimentalement. Mais le calcul Global n'est pas sécuritaire « à la rupture » car à Q_{rupt}, F_{sr} = 1 est atteint alors que les tensions Tj sont très inférieures à celles déduites expérimentalement en partie supérieure de la ligne de glissement.

L'intégration de l'inclinaison β mesurée des renforcements hauts du massif dans les équations développées dans la méthode « en déplacements », permet de corréler le déplacement en tête d'ouvrage de façon assez cohérente avec ceux obtenus par l'expérimentation. Il faut noter cependant que certains paramètres nécessaires à ce

calcul sont particulièrement difficiles à quantifier et qu'une légère variation peut entraîner des différences notables.

Il reste cependant un grand nombre de simplifications qu'il faudrait reconsidérer. Il serait intéressant d'introduire dans les calculs un effet transversal de renforcement variable pour chaque nappe, en fonction de sa profondeur. Le sol renforcé est d'autant plus cisaillé du fait du poinçonnement du massif qu'il est proche de la dalle de chargement. Une telle modélisation se rapprocherait de celle de « l'effet membrane ».

En prédimensionnement, le calcul global impose d'introduire les tensions limites dans tous les renforcements (par manque de connaissance de la mobilisation effective des renforcements dans le massif). Les résultats sont peu comparables aux observations expérimentales.

II. Analyse inverse - Méthode Locale (équilibre local)

Nous sommes arrivés dans la Partie A à la conclusion qu'une charge localisée agit principalement en partie haute de massif, alors que dans le cas d'un ouvrage classique, l'action est mieux répartie au niveau de chaque nappe, les nappes basses participant généralement plus que les nappes hautes.

Nous proposons, dans la suite, une analyse inverse des expérimentations G.A.R.D.E.N. par la méthode LOCALE introduite dans la méthode Double - Blocs, qui prend en compte une répartition non uniforme des tensions dans les renforcements.

Contrairement à la méthode globale où les tensions peuvent s'incliner, dans le calcul Local, toutes les tensions restent encore horizontales.

II.1. CALCULS « A LA RUPTURE » (Q_{rupt} = 230 kN/m)

Sont présentées sur la Figure C - 11 (p 293, massif NT) et la Figures C - 12 (p 294, massif T) les distributions des tensions dans les renforcements : d'une part, les tensions mesurées expérimentalement depuis le début des essais de chargement jusqu'à la rupture (T_{essai}), d'autre part les tensions « totales » en fin d'essai (accroissement des

tensions jusqu'à la rupture ajoutées aux tensions mobilisées en fin de construction : T_{exp}), et enfin la distribution des tensions T_{LOCj} calculées par le calcul Local (F_{sr} = 1). Sont également représentées les tensions maximales mobilisables Tr par les renforcements. Une comparaison est faite entre l'approche globale (toutes les nappes interceptant la ligne de glissement mobilisent la même tension), et le calcul Local. Seules les tensions dans les nappes interceptées par la ligne de glissement considérée sont calculées; Ainsi, dans le massif T, certaines nappes courtes ne participent pas à la stabilité.

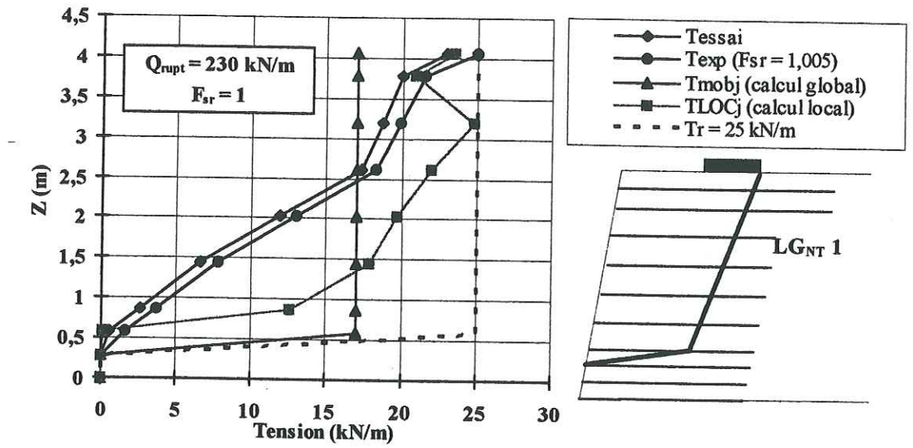
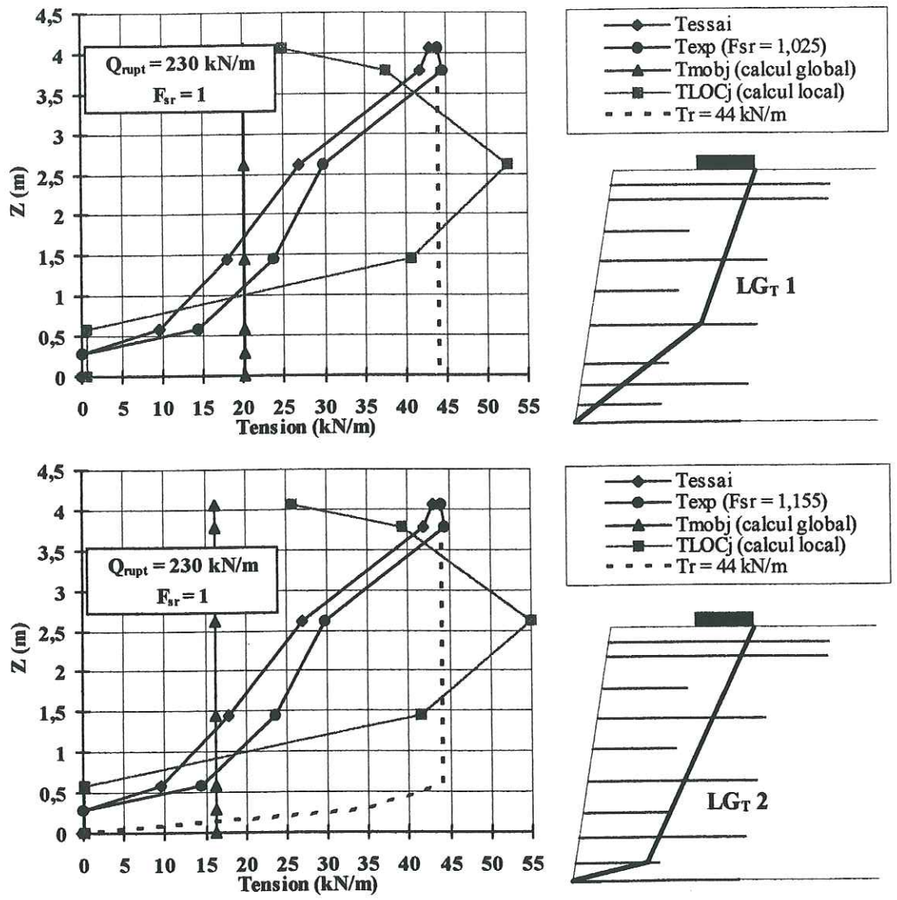


Figure C - 11: Massif NT - $LG_{NT}1$ - Tensions dans les renforcements (T_{essai}, T_{exp}), et tensions calculées par la méthode Double - Blocs (T_{mobj}, T_{LOCj})

Ces courbes permettent de constater que la distribution des tensions d'équilibre obtenues par le calcul Local a une allure proche de celle déterminée expérimentalement.

Pour les deux massifs, il faut noter que les lignes de glissement considérées, incluses dans le fuseau des déformations maximales des renforcements, ne produisent pas un déséquilibre du double - blocs non chargé (Q = 0). Aucune tension de calcul n'est à mobiliser dans les renforcements pour assurer cet équilibre (car $P_\gamma < 0$). Par conséquent, les tensions à mobiliser pour stabiliser les massifs non pesants mais surchargés sont égales aux tensions mobilisables ($T_{Qj} = T_{LOCj}$). Ceci semble logique avec l'expérimentation, où les tensions dans les renforcements estimées en fin de

construction sont réduites. Il est satisfaisant de constater que la distribution expérimentale se rapproche de celle calculée.



Figures C - 12 : Massif T - LG_T1, LG_T2 - Tensions dans les renforcements (T_{essai}, T_{exp}), et tensions calculées par la méthode Double - Blocs (T_{mobj}, T_{LOCj})

Comme dit précédemment, le calcul global n'approche pas la distribution des tensions expérimentales; il minore les tensions mobilisées dans les nappes hautes du massif et majore celles des nappes basses. Cette remarque est frappante pour le massif T.

Le calcul Local atténue fortement ce déséquilibre constaté. Cependant, il minore encore les tensions mobilisables dans les renforcements supérieurs, sous la dalle de chargement.

En base d'ouvrage, les tensions peuvent être également minorées si le point d'intersection de la ligne de glissement avec le renforcement n'est pas assez à la verticale du chargement : la diffusion du chargement n'atteint pas ce point et la tension mobilisable dans ce renforcement devient faible (c'est le cas des nappes situées entre 0,5 m et 1 m de hauteur dans le massif T).

II.2. CALCUL A L'ETAT « CRITIQUE » ($Q_{crit}NT$ = 140 kN/m, $Q_{crit}T$ = 123 kN/m)

Sur la Figures C - 13 (p 296) et la Figures C - 14 (p 297) sont tracées, alors que les massifs sont « à l'état critique » ($Q_{crit}NT$ = 140 kN/m et $Q_{crit}T$ = 123 kN/m), les tensions T_{LOCj} mobilisables par les renforcements calculées par la méthode de calcul Local pour assurer différentes valeurs du coefficient de sécurité F_{sr}.

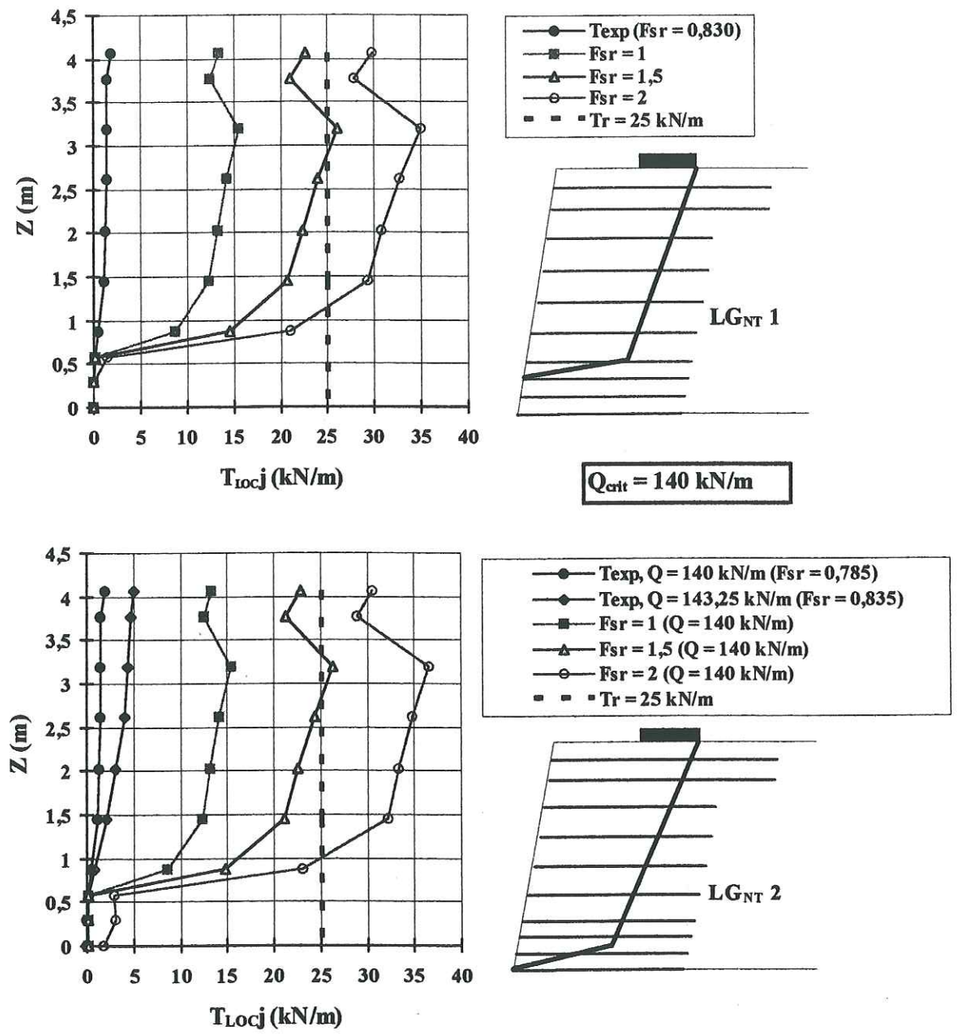
Les mêmes lignes de glissement que dans l'étude par la méthode globale sont considérées : celles définies par le lieu de la zone des déformations maximales à Q_{crit} ou sous un chargement légèrement supérieur à Q_{crit} ($LG_{NT}1$, $LG_{NT}2$, LG_T1 et LG_T2).

Pour comparaison, les tensions déduites des mesures expérimentales T_{exp} sont également représentées. Les marques « blanches » des courbes, pour le massif T, représentent les tensions expérimentales déterminées dans les nappes courtes.

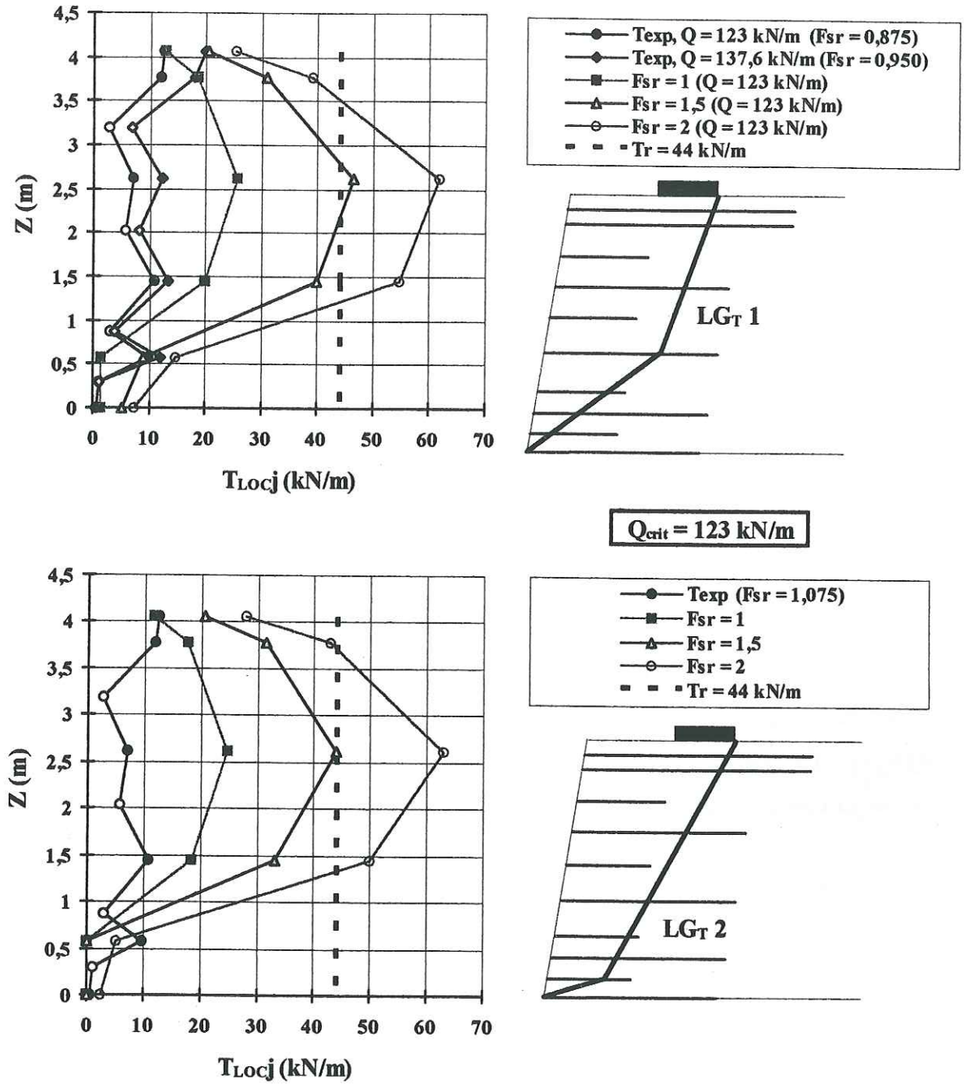
Nous constatons que les tensions obtenues pour $F_{sr} = 1$ (donc pour $F_{sr} = 1,5$ et $F_{sr} = 2$) sont supérieures aux tensions constatées expérimentalement.

Dans le massif T, les tensions calculées en base d'ouvrage sont plus faibles que celles déduites de l'expérimentation. La même remarque s'applique pour la nappe proche de la dalle lorsque le chargement dépasse Q_{crit}.

Les mêmes conclusions que celles faites à partir du calcul Global sont à tirer : le calcul Local est sécuritaire car il impose des tensions mobilisables à « l'état de service » surestimant fortement les tensions réellement mobilisées.



Figures C - 13 : Massif NT - LG_{NT} 1 et LG_{NT} 2 - Q_{crit} = 140 kN/m, Q = 143,25 kN/m - Tensions expérimentales T_{exp} et tensions T_{LOCj} mobilisables pour différentes valeurs de F_{sr}



Figures C - 14 : Massif T - LG_T 1 et LG_T 2 - Q_{crit} = 123 kN/m, Q = 137,6 kN/m - Tensions expérimentales T_{exp} et tensions T_{LOCj} mobilisables pour différentes valeurs de F_{sr}

II.3. CONCLUSION DU CALCUL LOCAL

Cette comparaison d'une distribution calculée par une approche d'équilibre local, avec des résultats expérimentaux sur des ouvrages en vraie grandeur semble satisfaisante.

Notons que pour différentes lignes de glissement comprises dans le fuseau des déformations maximales des renforcements, les variations des valeurs des tensions calculées sont beaucoup moins marquées dans le calcul Local que dans le calcul Global.

Une bonne corrélation Expérimentation / Calcul est obtenue parce que l'action du poids du sol de remblai n'intervient pas dans les calculs : l'équilibre du double - blocs (sans surcharge) est assuré sans avoir à solliciter les renforcements ($P_\gamma \leq 0$). Il semble logique qu'aucun effort ne soit à mobiliser dans les renforcements pour stabiliser le double - blocs sous son propre poids car ce type de massif, devant supporter un fort chargement en tête, est surdimensionné « à vide ».

La ligne de rupture dans le massif sous son propre poids est différente de celle envisagée lorsqu'il est chargé. L'assimilation de cette dernière à celle du massif « à vide » n'est pas rigoureuse. Il conviendrait, en toute rigueur, de dissocier la recherche de ces deux lignes de glissement. Mais celle du massif non chargé doit pouvoir être négligée (T_{ij} nulles ou très faibles) pour le dimensionnement des ouvrages. Ceci rejoint la constatation que la ligne critique évolue avec Q croissant. Un choix est à faire.

Les tensions mobilisées du fait de la présence du chargement localisé sont satisfaisantes en comparaison de celles calculées d'après l'expérimentation (malgré une tendance à minorer les tensions mobilisables en partie supérieure d'ouvrage).

Il pourrait être intéressant de pouvoir envisager une autre répartition de la poussée P_Q pour solliciter encore plus fortement les renforcements hauts.

Le choix de la valeur de l'angle de diffusion α du chargement dans le massif reste difficile. Nous avons observé que l'angle de diffusion α est supérieur à 8,5°. Or, cette valeur d'angle est considérée dans la méthode Double - Blocs et semble faible pour la méthode de calcul Local car des renforcements en base d'ouvrage sont moins sollicités d'après le calcul que d'après les résultats expérimentaux. Nous avons montré sur cas

types (cf. A-§ IV.6.5.2) que plus la diffusion du chargement est large, plus les renforcements en base d'ouvrage sont fortement sollicités.

Notons que si le point d'intersection d'un renforcement et de la ligne de glissement est atteint par la diffusion du chargement, la tension mobilisable dans ce renforcement est quasiment indépendante de l'ouverture angulaire de la ligne de glissement (LGT1 et LGT2, Figures C - 12, p 294 et Figures C - 14, p 297). Cependant, une étude paramétrique est menée dans le chapitre suivant sur l'influence de l'angle de diffusion α, pour atteindre, par le calcul Local, une meilleure approche des résultats obtenus expérimentalement.

Nous pouvons remarquer la meilleure cohérence de notre calcul Local avec les résultats expérimentaux obtenus sur le massif NT dans lequel les renforcements sont beaucoup plus nombreux et très rapprochés par rapport à ceux du massif T.

Le calcul Local mis en place dans la méthode Double - Blocs semble d'autant plus satisfaisant que l'espacement des renforcements est faible.

III. Conclusions des validations expérimentales : un projet de méthode de prédimensionnement

Le calcul global est sécuritaire en se plaçant à la charge critique en prédimensionnement. Mais le chargement prévu à la rupture est toujours excessif.

Par contre, la méthode Double - Blocs en calcul Local reste sécuritaire lors du prédimensionnement à la rupture, comme à l'état « critique ».

Nous proposons une méthode de prédimensionnement avec l'approche LOCALE qui présente des résultats sécuritaires, validés seulement sur les données de l'expérimentation G.A.R.D.E.N..

Les résultats de l'expérimentation nous permettent de proposer une ligne de glissement « type prédimensionnement » introduite dans le calcul Local. L'extensibilité des géotextiles utilisés n'intervient pas sur le choix de cette ligne bilinéaire. Les lieux des déformations maximales observés dans les deux massifs de l'expérimentation G.A.R.D.E.N. sont très proches, malgré la grande différence de rigidité des renforcements.

Par souci de simplification pour des utilisations ultérieures, sa géométrie est très schématique (Figure C - 15) : le point de cassure de la ligne de glissement est proche de la base de l'ouvrage ($Z_F = H/12$) et sur la verticale de la face aval du chargement. La ligne de glissement émerge le long de la face amont de la dalle et en pied d'ouvrage. Le bloc amont enveloppe exactement la dalle de chargement.

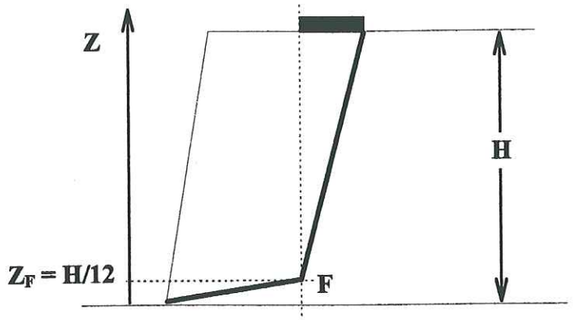


Figure C - 15 : Ligne de glissement « type prédimensionnement » de la méthode Double - Blocs proposée en calcul à l'équilibre Local

Notons que le choix de la ligne de glissement influe peu sur les tensions mobilisables calculées avec l'équilibre Local en comparaison du calcul Global. Les renforcements sont concernés par la diffusion du chargement uniquement par leur position d'intersection avec la ligne de glissement.

Il semble évident que cette proposition nécessitera des aménagements après avoir été validée sur d'autres ouvrages expérimentaux dont les caractéristiques précises sont accessibles.

Sur la Figure C - 16 sont tracées les tensions à la rupture calculées par cette proposition de méthode pour les deux massifs de l'expérimentation G.A.R.D.E.N.. Pour comparaison, les tensions déduites des résultats expérimentaux sont tracées. En estimant la rupture atteinte lorsque des tensions calculées dans certains renforcements valent Tr, avec un coefficient de cisaillement du sol imposé $F_{sr} = 1$, le calcul « type prédimensionnement » prévoit la rupture pour :

- massif NT : $Q_{rupture}$ = 220 kN/m
- massif T : $Q_{rupture}$ = 210 kN/m

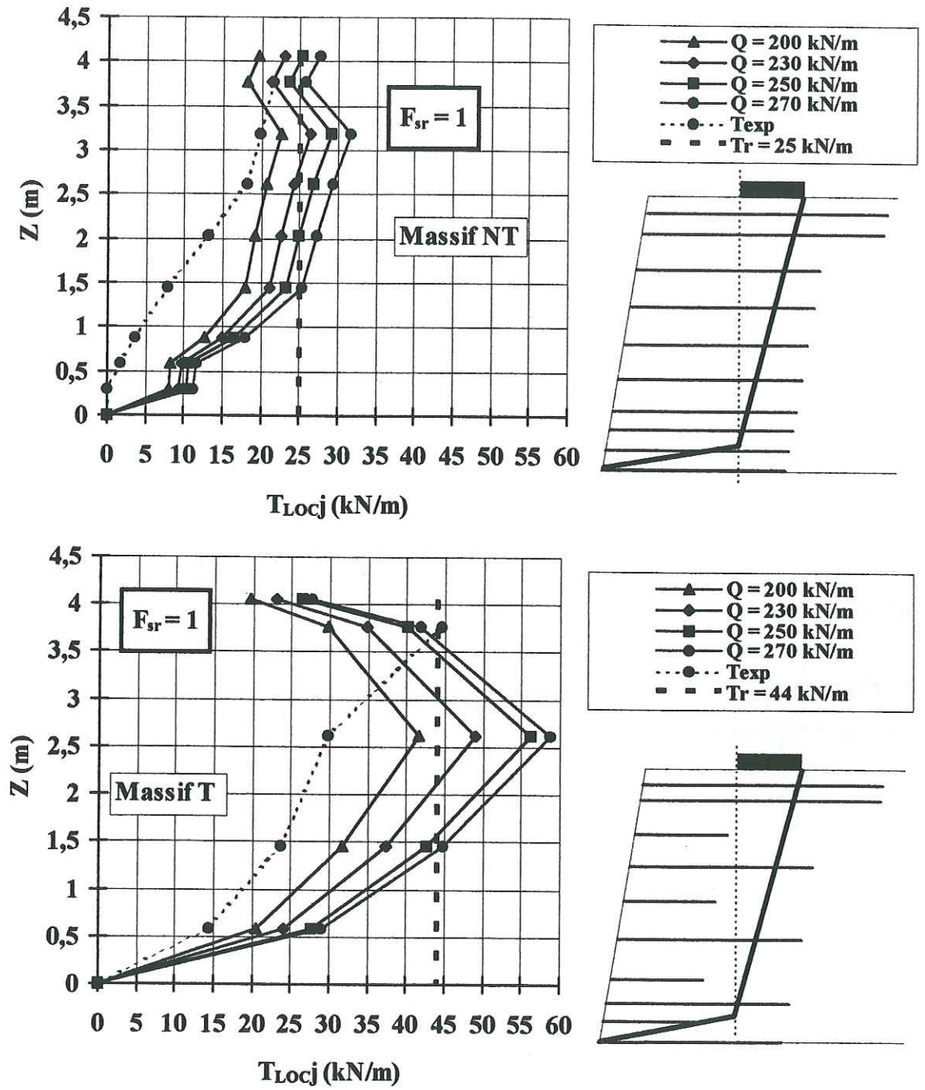


Figure C - 16 : Distribution des tensions T_{Locj} calculées par la méthode « type prédimensionnement » proposée en calcul Local pour les deux ouvrages T et NT

Ces résultats paraissent satisfaisants, la rupture réelle des ouvrages s'étant produite pour $Q_{rupt} = 230$ kN/m, bien que la distribution des tensions calculées n'ait pas exactement la même allure que celle déduite des expérimentations.

Lorsque les renforcements sont rapprochés (massif NT), la concordance est correcte et les résultats du calcul sont sécuritaires (tensions calculées supérieures aux tensions observées). Sinon, pour le massif T, la distribution est assez différente de celle observée et les tensions calculées en haut de l'ouvrage ne sont pas sécuritaires : la tension dans la nappe T9 déduite de l'expérimentation en fin d'essai est supérieure à celle calculée par la méthode Locale ($T_{exp}(T9) = 44,5$ kN/m et $T_{LOC}9 = 34,9$ kN/m).

Pour mieux adapter cette méthode aux observations expérimentales, nous avons modifié la valeur de l'angle de diffusion α dans les calculs menés avec la méthode « type prédimensionnement ». Sur la Figure C - 17 sont représentées les tensions T_{LOCj} pour diverse valeurs de α. Pour comparaison, les tensions expérimentales T_{exp} sont également tracées.

Il apparaît que la distribution des tensions calculées par la méthode Locale se rapproche des tensions expérimentales lorsque la diffusion du chargement est plus large que celle classiquement utlisée dans la méthode DB.

Cette proposition de méthode de prédimensionnement n'est encore qu'à ses prémices. L'objectif d'une telle méthode est de prédimensionner l'ouvrage à l'état de service, or le calcul se fait à la rupture. Tout le problème est de définir judicieusement la charge de rupture ou la charge ultime à considérer. Ici, aucun coefficient de pondération n'est appliqué au chargement Q_{rupt} déterminé par le calcul, pour définir une charge ultime.

Au regard des résultats expérimentaux du programme G.A.R.D.E.N., et de ceux du prédimensionnement en calcul Local, il apparaît, pour ce cas particulier, que le chargement critique Q_{crit} peut valoir $Q_{rupt}/2$. Pour un tel chargement, les déformations mesurées dans les deux massifs sont très faibles : aussi bien les déplacements du parement que l'enfoncement de la dalle de chargement, qui sont des paramètres essentiels pour la pérennité des ouvrages de culée de pont. Le chargement de service pourrait être choisi inférieur à $Q_{rupt}/2$, avec les coefficients de pondération adaptés.

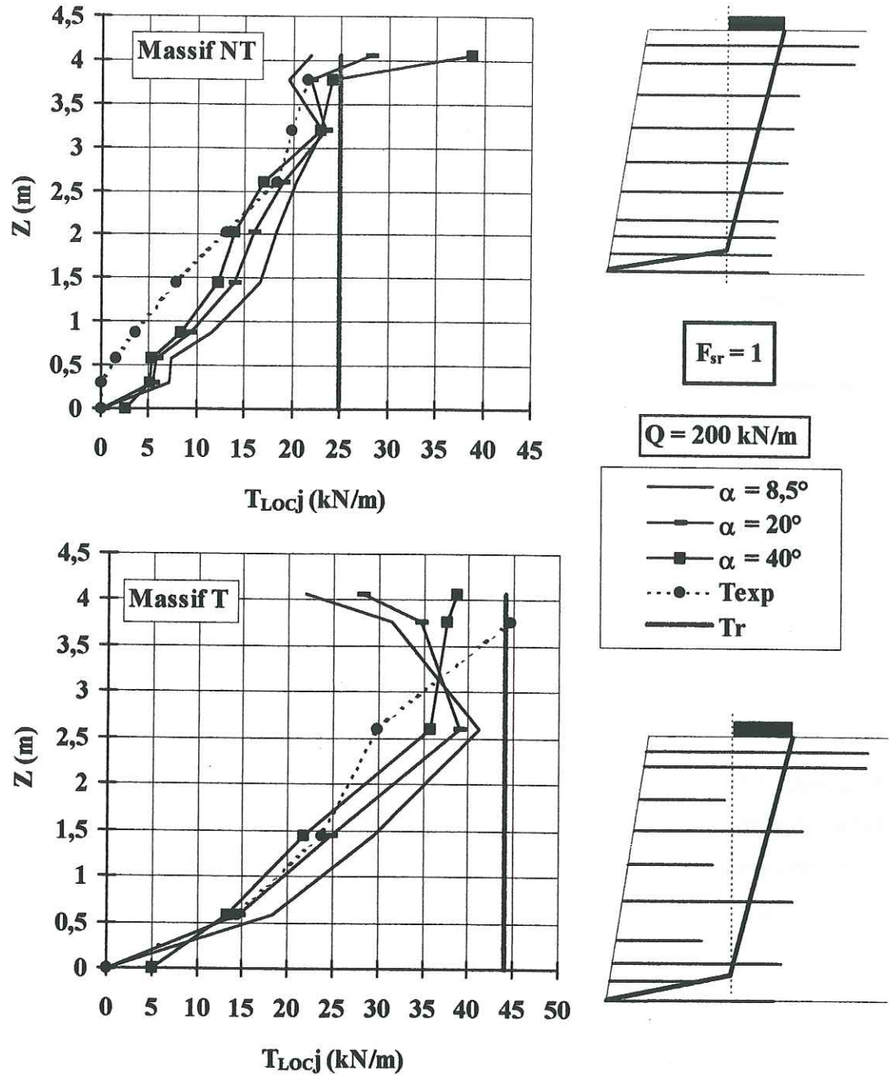


Figure C - 17 : Distribution des tensions T_{LOCj} calculées par la méthode « type prédimensionnement » pour les massifs NT et T, pour différentes valeurs de l'angle de diffusion α

Une méthode de prédimensionnement aussi simple s'oppose aux méthodes numériques type Eléments Finis, qui permettent de visualiser, après un temps de calcul souvent considérable, l'état d'une structure à tout stade de sollicitations. Ainsi, au laboratoire, la modélisation numérique des massifs expérimentaux(NT et T) a fourni

comme charge de rupture Q = 190 kN/m pour le massif NT, et Q = 230 kN/m pour le massif T. Ces résultats sont satisfaisants, mais ont nécessité l'introduction de nombreux paramètres comportementaux, et d'options de calcul particulières. Leur détermination est difficile et leur influence considérable sur les mécanismes obtenus. Ainsi, comme on peut le voir sur la Figure C - 18, les massifs modélisés atteignent la rupture lorsqu'une option de calcul dite « en grandes déformations » (GD) est considérée, et ne l'atteignent pas avec l'option en « petites déformations » (PD). Contrairement à une méthode assez systématique et rapide, le concepteur doit ici choisir le type de comportement qu'aura l'ouvrage, et bon nombre de ses paramètres mécaniques.

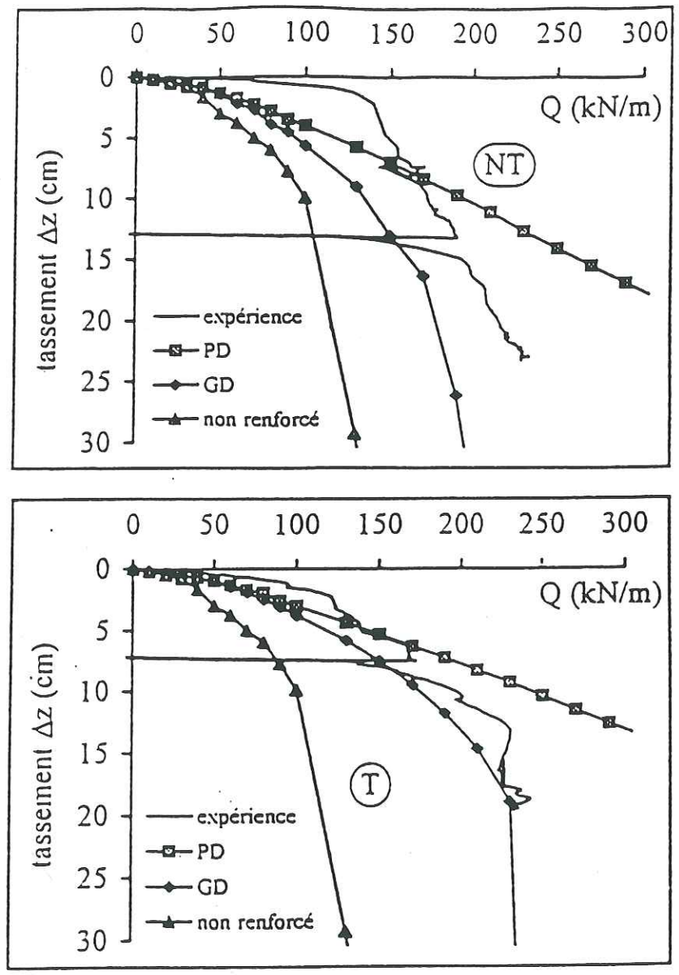


Figure C - 18 : Influence de l'option de calcul, en calcul numérique, sur les courbes tassement / chargement des dalles de chargement

Conclusion Générale

Le suivi des deux massifs expérimentaux du programme G.A.R.D.E.N. menés à la rupture, nous a fourni de nombreuses données expérimentales. Cette expérimentation en vraie grandeur a permis de mieux appréhender le comportement des ouvrages en sol renforcé par géosynthétiques, chargés localement en tête.

Nous avons modifié, en parallèle, une méthode de calcul à l'équilibre limite d'ouvrage renforcé par géosynthétiques (la méthode Double - Blocs). Cette méthode permet de calculer les tensions mobilisables dans les renforcements pour assurer un coefficient de sécurité F_{sr} sur les caractéristiques mécaniques du sol. Deux orientations ont été développées : nous avons intégré une prise en compte du caractère déformable des renforcements; nous avons développé une approche locale adaptée au calcul des massifs surchargés localement en tête (type culée de pont).

- Le comportement des deux massifs expérimentaux se dissocie en deux phases principales suivant les valeurs du chargement appliqué. Le chargement $Q_{critique}$ qui correspond à la transition entre ces phases peut être assimilé au chargement de service car les déplacements du parement et de la dalle de chargement y sont encore faibles. Pour les chargements supérieurs, les déplacements s'accélèrent jusqu'à la rupture de l'ouvrage.

Une zone de déformation maximale dans les renforcements apparaît au cours de la construction des massifs. Elle concerne, jusqu'à $Q_{critique}$, toute la hauteur du massif et se situe sur une ligne, allant du pied du massif au centre de la dalle de chargement. Lorsque le chargement en surface augmente, la rupture se localise plus en amont, au niveau de l'extrémité de la dalle de chargement et plus haut au niveau du parement. Les renforcements sont fortement sollicités en partie supérieure des massifs, et s'y déforment en membrane, au niveau des deux faces d'un coin de sol asymétrique, solidaire de la dalle de chargement.

Les deux massifs expérimentaux se sont rompus pour une valeur de charge Q_{rupt} très proche. Cependant, $Q_{critique}$ définie dans le massif NT (dont les renforcements sont souples et plus rapprochés) est supérieure à $Q_{critique}$ du massif T (dont les renforcements sont rigides et plus espacés).

Le renforcement souple (NT) est sollicité très localement alors que le renforcement rigide (T) transmet les efforts qui lui sont appliqués plus loin dans ses parties ancrées (jusqu'au parement).

Le massif NT s'est bombé, et le massif T s'est déversé. Ces déplacements ont débuté dés le début du chargement dans le massif T et seulement après $Q_{critique}$ pour le massif NT.

• En utilisant la méthode Double - Blocs et en prenant en compte les résultats expérimentaux, nous avons procédé à une analyse inverse en considérant les tensions déduites expérimentalement.

Par l'approche globale, où tous les renforcements sont supposés travailler de la même façon, l'analyse inverse est satisfaisante pour le chargement à la rupture. Elle l'est moins lorsque l'on se place au chargement $Q_{critique}$.

Nous avons adapté la méthode Double - Blocs, en calcul global, pour tenir compte de l'effet transversal du renforcement le long des lignes de cisaillement constituées par les faces du double - blocs.

Le long de ces lignes, les renforcements sont susceptibles de se déformer en membrane. Une composante verticale de la tension mobilisée par les armatures est introduite dans le calcul. Nous avons mis en évidence l'existence d'une inclinaison β optimale des renforcements pour assurer un même coefficient de sécurité tout en mobilisant une tension minimale. Au stade actuel de cette modélisation, tous les renforcements interceptant une même face du double - blocs mobilisent la même tension et s'inclinent de la même façon. Il conviendrait de répartir cette inclinaison le long des lignes de cisaillement car il a été constaté que tous les renforcements ne se déforment pas de façon identique sur toute la hauteur du massif.

Les mécanismes de rupture et le comportement des renforcements en zone active sont peu connus. L'effet transversal de renforcement doit être introduit avec précaution. Son application le long de la ligne inter-blocs modifie en effet notablement les coefficients de sécurité calculés.

Nous avons observé expérimentalement que les renforcements supérieurs de tels ouvrages sont les plus fortement sollicités, contrairement aux ouvrages surchargés uniformément où les renforcements de base connaissent les plus fortes tensions. Nous

calculons, dans l'adaptation de l'approche locale, l'équilibre local de chaque renforcement, avec une répartition approchées des sollicitations produites par le chargement local. La répartition est fonction de la position du point de sollicitation maximale dans ce renforcement, par rapport à la zone de diffusion du chargement. Le calcul local permet d'approcher le comportement observé sur les ouvrages expérimentaux menés à la rupture. Elle prévoit une distribution de tensions proche de celles observée expérimentalement. Le choix de l'angle de diffusion du chargement dans le massif est primordial dans cette approche. Une ouverture angulaire forte, constatée dans les observations expérimentales, convient à notre modélisation en approche locale.

Par contre, le choix de la ligne de glissement est moins contraignant qu'en calcul global. Celle-ci émerge juste à l'amont de la dalle de chargement, la position exacte du point de cassure et l'émergence au parement interviennent peu sur les valeurs des tensions obtenues.

L'analyse inverse menée sur les ouvrages de l'expérimentation G.A.R.D.E.N. par l'approche locale donne des valeurs de tensions satisfaisantes dans les deux massifs.

Cependant, notons une meilleure concordance des valeurs calculées et des valeurs mesurées expérimentalement dans le massif NT.

• Dans l'optique d'une utilisation en prédimensionnement, l'approche globale tend à surestimer la sécurité lors d'un calcul à la rupture, ainsi que la valeur du chargement à la rupture. Toutefois, ce calcul définit une ligne de glissement critique qui, en service semble être sécuritaire : les tensions calculées sont supérieures à celles observées expérimentalement pour ce même chargement.

Dans la même optique de prédimensionnement, nous avons défini, pour l'approche locale, une ligne de glissement « type prédimensionnement ».

L'approche locale semble plus sécuritaire pour trouver le chargement à la rupture. Un facteur 0,5 peut être attribué à ce chargement pour atteindre $Q_{critique}$. Le chargement de service peut être choisi inférieur à $Q_{critique}$, avec un facteur de correction qui tient compte de pondérations particulières classiquement considérées pour déterminer les chargements ultime et de service.

Les prolongements possibles de notre travail sont importants :

Il faut valider l'approche locale en prédimensionnement, en l'appliquant sur de nombreux ouvrages expérimentaux afin de mieux définir la ligne de glissement type, les facteurs de corrélation entre chargement à la rupture et chargement de service.

L'approche locale est à développer. Les tensions calculées en partie supérieure des massifs semblent encore légèrement en deçà des tensions déduites de l'expérimentation. Le choix d'une ouverture large du cône de diffusion des sollicitations locales exercées en surface, permet de mieux s'approcher des valeurs des tensions expérimentales. La prise en compte de la déformabilité des renforcements, variable le long de la ligne de glissement, permettrait de mieux s'approcher des valeurs de tensions expérimentales observées.

De plus, atteindre de faibles déformations des ouvrages en service, est un objectif essentiel en ingénierie. Expérimentalement, ces déformations restent faibles et sont finalement difficiles à chiffrer à la charge $Q_{critique}$, donc à fortiori pour le chargement de service.

Un calcul numérique permet certes de visualiser les déformations et les états de contrainte engendrés, mais l'approche que nous proposons, moyennant les quelques améliorations envisagées, permettrait de façon plus simple et plus rapide d'approcher l'état de sollicitation maximale dans les renforcements et le déplacement vertical de la dalle de chargement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Séré A. (1995)
Ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : comportement et dimensionnement, Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale des Ponts et Chaussées, 25 Janvier 1995.

[2] Antoine A. (1990)
Une méthode pour le dimensionnement à la rupture des ouvrages en sol renforcé, Revue française de Géotechnique, Janvier 90, n°50, pp 5-17.

[3] Sawicki A., Lesniewska D. (1987)
Failure modes and bearing capacity of reinforced soil retaining walls, Geotextiles and Geomembranes, Elsevier Applied Science Publishers Ltd, England, vol 5, pp 29-44.

[4] Sawicki A., Lesniewska D. (1988)
Limit analysis of reinforced slopes, Geotextiles and Geomembranes, vol 7, pp 203-220.

[5] Wichter L., et al. (1986)
Large scale test on the bearing behaviour of a woven-reinforced earth, Proceedings of the IIIth International Conference on Geotextiles, Vienna, Italia, pp 1073-1078.

[6] Thamm B.R. et al. (1990)
Full scale test on geotextile reinforced retaining structure, Proceedings of the IVth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague-Netherlands, vol 1, pp 3-8.

[7] Kharchafi M., Dysli M. (1994)
Performance of tow experimental full-scale embankments with geotextiles, Vth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapour, 5-9 Sept 94, pp 491-494.

[8] Kharchafi M., Dysli M. (1994)
Comportement des talus renforcés par géotextiles, XIIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Inde, vol 3, pp 1269-1273.

[9] Lesniewska D., et al. (1992)
Examples of rigid plastic model application in predicting the mode of failure on reinforced soil walls, Proceedings of the Symposium on Prediction versus Performance in Geotechnical Engineering, Bangkok, Thaïlande, Novembre - Décembre 92.

[10] Luong N.T., Legeay G. (1988)
Ouvrages en Terre Armée - Etude en laboratoire, rapport des L.P.C., série Géotechnique - Mécanique des sols - Sciences de la terre, GT-27, 71 p, L.C.P.C..

[11] Das B.M., et al. (1996)
Bearing capacity of strip foundation on geogrid - reinforced clay slop, International symposium on earth reinforcement practice, IS'Kyushu, Fukuoka, Japan, vol 1, pp 579-584.

[12] Arab R. (1997)
Modélisation des massifs renforcés sollicités localement en tête, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 16 Janvier 1997.

[13] Garnier, J.(1994)
Etude de la portance de fondation en bord de talus, XIIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Inde, pp 705-708.

[14] Kennedy J.B., and al. (1980)
Reinforced earth retaining walls under strip load, Canadian Geotech. J., vol 17, pp 382-394.

[15] DGTI, ministère des transports français (1991)
Les ouvrages en Terre Armée Recommandations et Règles de l'art, L.C.P.C., SETRA *(Sept 1979, révisé Juillet 1991).*

[16] Palmeira E.M., Gomes R.C. (1996)
Comparisons of predicted and observed failure mechanisms in model reinforced soil walls, Geosynthetics International, vol 3, n°3, pp 329-347.

[17] Thamm B.R., et al. (1990)
Full scale test of a geotextile reinforced soil wall, Performance of reinforced soil structures, BGS, pp 341-345.

[18] Balzer E., et al. (1990)
Geotextile reinforced abutment : full scale test and theory, Performance of reinforced soil structures, British Geotechnical Society, pp 47-52.

[19] Delmas P., et al. (1991)
Behaviour of non-wowen reinforced full scale test wall constructed with the french process EBAL-LCPC at the BASt, French-German cooperative research program, Report of mission.

[20] Schlosser F., Long (1974)
Recent results in french researchs on reinforced earth, ASCE journal of the construction division, 100 (CO3), pp 223-237.

[21] Bordairon (1986)
Dimensionnement des massifs en sol renforcé par géosynthétiques, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 28 Novembre 1986.

[22] Eurocode

[23] Prénorme NF 94220

[24] Prénorme NF 38064

[25] Sarma S.K. (1979)
Stability of embankments and slopes, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 105/GT12, pp 1511-1524.

[26] Raulin P., Rouquès G., Toubol A. (1974)
Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire, Rapport de recherche n°36, Ministère de l'Aménagement du territoire, de l'équipement et des transports, Laboratoires des Ponts et Chaussées, Juin 74.

[27] Jewell R.A., et al. (1984)
Design methods for steep reinforced embankments, Proceedings of the symposium on polymer grid reinforcement in civil engineering, London, U.K., pp 70-81.

[28] Schneider H.R., Holtz R.D. (1986)
Design of slopes reinforced with geotextiles and geogrids, J. Geotextiles Geomembranes, 3, pp 29-51.

[29] Gourc J.P. (1982)
Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols, Thèse de Doctorat Es - Sciences de l'Université Scientifique et Médicale et de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, 20 Décembre 1982.

[30] Gourc J.P., et al. (1986)
Design of fabric retaining walls : the « displacement method », Proceedings of the IIIth International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria, pp 289-294.

[31] Ratel A. (1986)
Modélisation d'un sol renforcé par géosynthétiques : application de la « méthode en déplacements », Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 30 Septembre 1987.

[32] Galera I. (1990)
Approche théorique du comportement du complexe sol - géosynthétique , Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 27 Septetmbre 1990.

[33] Gotteland P. (1991)
Renforcement des sols par géosynthétiques; dimensionnement et validation, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 25 Janvier 1991.

[34] Delmas P., et al. (1986)
Le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles - Programme Cartage, Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées 142, Ref 3094, Mars - Avril 86.

[35] Lemonnier P. (1995)
Application de la méthode variationnelle au problème de l'analyse de la stabilité des talus renforcés par des nappes géosynthétiques, Thèse de Doctorat de l'I.N.S.A. de Lyon, 483 p.

[36] Hamilton M. (1984)
Calculation method for the stabilityof reinforced embankments, Delf

[37] Onodera S., et al. (1992)
A design method for steep reinforced embankments with geotextiles, Proceedings of the International Symposium on earth reinforcement Practice, IS'Kyushu, Fukuoka, Japan, pp 391-396.

[38] Laba J.T., Kennedy J.B. (1986)
Reinforced earth retaining wall analysis and design, Canadian Geotech. J., vol 23, pp 317-326.

[39] GARDEN programme (1996)
Rapport final, Juillet 96

[40] **Tateyama M., Murata O. (1994)**
Geosynthetic reinforced soil retaining wall for abutments, XIIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Inde, vol 3, pp 1245-1248.

[41] **Matichard Y. (1981)**
Sol bicouche renforcé par géotextile - Application aux chaussées provisoires, Thèse de Doctorat de l'Université scientifique et médicale de Grenoble, 28 Septembre 1981.

[42] **Gofar N., Bourdeau P.L. (1994)**
Transmission of surface applied load in geosynthetic-reinforced soil structure, Vth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapour, 5-9 Sept 94, pp 207-210.

[43] **Bauer G.E., Zhao Y.J. (1994)**
Effect of soil dilatancy on shear strength of reinforced composites, Vth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapour, 5-9 Sept 94, pp 369-372.

[44] **Zhao Y.J. (1993)**
Strength and deformation behaviour of geogrid reinforced soil, Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering Carleton University, Ottawa, Canada.

[45] **Jewell R.A. (1980)**
Some effects of reinforcement on the mechanical behaviour of slopes, Ph. D. Thesis at Cambridge University, England.

[46] **Juran I., et al. (1981)**
Le renforcement des sols par barres passives, Compte - rendus du Xème Congrés International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Stockholm, Tome 3, pp 513-516.

[47] **Otani J. et al. (1994)**
Bearing capacity of geogrid reinforced ground, Vth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapour, 5-9 Sept 94, pp 117-120.

[48] **Morel J.C., Gourc J.P. (1996)**
Reinforced soil failure : analys at the biaxial compression test, International symposium on earth reinforcement practice, IS'Kyushu, Fukuoka, Japan, vol 1, pp 111-116.

[49] **Leshchinsky D., Perry E.B. (1987)**
A design procedure for geotextile - reinforced walls, Proceedings of the conference on Geosyntheticsn New Orleans, La, vol 1, pp 95-107.

[50] **Leshchinsky D., Volk J.C. (1986)**
Stability of geotextile retained earth railroad embankments, J. Geotextiles Geomembranes, 3, pp 105-128.

[51] **Juran I., et al. (1990)**
Strain compatibilityanalysis for geosyntheticreinforced soil walls, Journal of geotechnical engineering, vol 116, n°2, pp 312-329.

[52] **Juran I., Schlosser F. (1978)**
Theoretical analysis of failure in reinforced earth structures, convention ASCE, Pittsburg.

[53] **Gofar N., Bourdeau P.L. (1994)**
Transmission of surface applied load in geosynthetic-reinforced soil structure, Vth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapour, 5-9 Sept 94, pp 207-210.

[54] **Springman S.M., Balachandran S. (1994)**
Performance of a woven GRRW in the centrifuge, Vth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapour, 5-9 Sept 94, pp 251-254.

[55] **Jurgenson L. (1934)**
The application of theories of elasticity and plasticity to foundation problems, Contribution to Soil Mechanics, Boston Society of civil Engineers, 1 : 148-183.

[56] **Wu J.T.H., et al. (1993)**
Loading test of MSB wall. A new geosynthetic-reinforced retaining wall system, Civil Engineering European Courses, Paris, France, Presse des Pont et Chaussées.

[57] **Bastick M.J. (1990)**
Reinforced-earth narrow walls and abutment, Correlation of mesured performance with design, Performance of reinforced soil structures BGS, pp 59-64.

[58] **Huang C.C., et al. (1994)**
Reinforcement stiffness on load deformation characteristics of reinforced wall, Proceedings of the Vth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapour, pp 197-200.

[59] **Kim H.T., et al. (1996)**
Internal stability analysis and deformation prediction for fabric reinforced earth structure, International symposium on earth reinforcement practice, IS'Kyushu, Fukuoka, Japan, vol 1, pp 389-394.

[60] **Bathurst R.J., Simac M.R. (1994)**
Geosynthetic reinforced Segmental Retaining Wall structures in north America, Proceedings of the Vth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapour, (Reprint-Special lecture Keynote Lecture) pp 31-54.

[61] **Murray R.T. (1978)**
Design of reinforced earth walls, TRRL International report.

[62] **Kennedy J.B., et al. (1980)**
Reinforced retaining wall under strip load, Canadian Geotech. J., vol 17, pp 382-394.

[63] **Steward J.E., et al. (1977)**
Guidelinesfor use of fabrics in construction and maintenance of low volume roads, chapter 5, U.S. Forest Service, Portland, Oregon, June 1977.

[64] **Broms B.B. (1985)**
Polyester fabric as reinforcement in soil, I^{rst} International Conference Soils, Textiles, Paris, France.

[65] **Arab R., et al. (1996)**
Mecanism of reinforcement from two field trials, International symposium on earth reinforcement practice, IS'Kyushu, Fukuoka, Japan, vol 1, pp 303-308.

[66] **Rowe R.K., Ho S.K.P. (1996)**
Some insights into reinforced wall behaviour based on finite element anlysis, International symposium on earth reinforcement practice, IS'Kyushu, Fukuoka, Japan, vol 1, pp 485-490.

[67] **Nakajima T., et al. (1996)**
Field performance of a geotextile reinforced soil wall with concrete facing blocks, International symposium on earth reinforcement practice, IS'Kyushu, Fukuoka, Japan, vol 1, pp 427-432.

[68] **Murata O., et al (1992)**
Loading tests of geosynthetic-reinforced soil retaining walls and their stability analysis, Proceedings of the International Symposium on earth reinforcement Practice, IS'Kyushu, Fukuoka, Japan, pp 385-390.

[69] **Terzaghi K. (1943)**
Theoritical soil mechanics, John Wiley & Sons, New York, pp 376-377.

[70] **Hardiyatmo H.C. (1995)**
Approche expérimentale du dimensionnement des massifs renforcés à parement cellulaire, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 26 Septembre 1995.

[71] **Bourdeau P.L., et al. (1992)**
Observation of soil reinforcement interaction by X - ray radiography, Communication des laboratoires de mécanique des sols et des roches n°146, Ecole polytechnique de Lausanne.

[72] **Morel J.C. (1996)**
Appareil de compression biaxiale et sols renforcés, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 15 Janvier 1996.

[73] **Thamm B.R. et al. (1990)**
Full scale test of a geotextile reinforced soil wall, Performance of reinforced soil structures, BGS, pp 341-345.

[74] **Zanzinger H, Gartung E. (1992)**
Large scale model test for the determination of the structural behavior of a geogrid - reinforced slope, Proceedings of the International Symposium on earth reinforcement Practice, IS'Kyushu, Fukuoka, Japan, pp 317-322.

[75] **Binquet, Lee (1975)**
Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs, J. Geot .Eng. Div. ASCE, 101, pp 1500-1507.

[76] **Caquot A., Kérisel J. (1966)**
Traité de Mécanique des sols, Paris, Dunod.

[77] **Absi E. (1984)**
La théorie de la plasticité et l'équilibre limite en mécanique des sols, Paris, Annales de l'ITBTP, n° 421, Janvier.

[78] **Michael R., et al. (1993)**
Design Manual for Segmental Retaining Walls, first edition, National Concrete Masonry Association.

[79] **Miyata Y., et al. (1996)**
Effect of geogrid stiffness on the resistance behavior of reinforced embankment under loading, International symposium on earth reinforcement practice, IS'Kyushu, Fukuoka, Japan, vol 1, pp 245-248.

[80] **Wilson Jones H.A.E. (1992)**
Ouvrages renforcés par des géosynthétiques dans un modèle analogique plan, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 30 Octobre 1992.

[81] **Juran I., et al. (1990)**
Strain compatibility analysis for geosynthetics reinforced soil wall, Journal of geotechnical engineering, vol 116, n°2, pp 312-329.

Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier Grenoble I

Titre de l'ouvrage :

Ouvrages en terre renforcés par géosynthétiques, sollicités localement en tête : expérimentation et méthode de calculs

Auteur : **Elisabeth Haza**

Etablissement : Laboratoire interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique

Résumé

Les massifs en terre renforcés par géosynthétiques, à parement souple, sont couramment utilisés en France pour leur fonction de soutènement. L'étude présentée dans ce mémoire se focalise sur leur capacité à remplir également la fonction de portance lorsque le massif est chargé localement en tête. L'ouvrage rassemble ainsi toutes les fonctions d'une culée de pont.

Une expérimentation en vraie grandeur est présentée en détail (programme G.A.R.D.E.N.) : deux différents profils instrumentés sont menés à la rupture à l'aide d'un chargement localisé en tête.

Une méthode de prédimensionnement de ce type d'ouvrage est proposée. Il s'agit de l'adaptation de la méthode double-blocs basée sur le principe du calcul à l'équilibre limite. Cette méthode est en effet assez largement utilisée pour l'étude de la stabilité d'ouvrages non surchargés ou uniformément surchargés.

Deux axes de développement sont abordés. D'une part le caractère déformable des renforcements est pris en compte. D'autre part, l'action localisée du chargement en partie supérieure du massif est modélisée par une nouvelle répartition de ces efforts qui assurent l'équilibre du massif renforcé surchargé.
Ces approches sont satisfaisantes en comparaison aux données expérimentales.

Mots clés

sol renforcé - dimensionnement - exploitation expérimentale -expérimentation - géosynthétique