

Nº 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik
	PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches

Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich
Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Sonderbauwerke aus Lockergesteinen I Bewehrte Erde und Gabions

Ouvrages spéciaux en terre et en enrochements I Terre armée et gabions

Aufführung der Vorträge / Liste des conférences

F. Descoedres	Préface
J. Huder	Vorwort
F. Schlosser et A. Guilloux	La Terre armée
M. Branzanti	Ouvrages en gabions
J. Montuelle	La corrosion par les sols
A. Nabonne	Technologie et mise en œuvre de la Terre armée
P. Segrestin	Elaboration des projets et exemples de réalisation
S. Amar	Surveillance et contrôle des ouvrages en Terre armée
O. Gicot	Responsabilités et répartition des tâches pour les ouvrages réalisés en Suisse
M. Grangier	Aspects pratiques et économiques pour la réalisation d'ouvrages de Terre armée
F. Schlosser und A. Guilloux	Prinzipien und Theorie der bewehrten Erde
M. Branzanti und R. Agostini	Gabionenbauten
H. Böhni und F. Stalder	Korrosionsprobleme eingegrabener Metalle
A. Nabonne	Technologie und Einbringen der bewehrten Erde
S. Amar	Überwachung und Kontrolle von Bauwerken aus bewehrter Erde
P. Segrestin	Ausarbeitung von Projekten und Beispiele für die Realisierung
HP. Bernet	Verantwortungsbereiche, Zuständigkeiten und Pflichten bei bewehrten Erdwerken
G. Fontana	Beispiel eines Bauwerkes aus bewehrter Erde
B. Kuhn	Qualitätsvergleich von Drahtschotterkörben
W. Weyermann	Gabions für Fangdämme im fliessenden Wasser

Ouvrages spéciaux en terre et en enrochements I Terre armée et gabions

Sonderbauwerke aus Lockergesteinen I Bewehrte Erde und Gabions

Conférences de la journée d'étude
du 14 janvier 1981 à Lausanne

Referate der Studentenkonferenz
vom 6. März 1981 in Zürich

GTS Groupe spécialisé SIA pour
 les travaux souterrains

FGU SIA-Fachgruppe für Untertagbau

SSMSR Société suisse de mécanique
 des sols et des roches

SGBF Schweizerische Gesellschaft
 für Boden- und Felsmechanik

Copyright © 1982 Zurich by SIA und SGBF
Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdruckes, der auszugsweisen
oder vollständigen Wiedergabe (Photokopie, Mikrokopie), der Speicherung in
Datenverarbeitungsanlagen und das der Übersetzung, vorbehalten.

Table des matières / Inhalt

F. Descoedres	Préface	5
J. Huder	Vorwort	5
F. Schlosser et A. Guilloux	Ta Terre armée	7
M. Branzanti	Ouvrages en gabions	27
J. Montuelle	La corrosion par les sols	33
A. Nabonne	Technologie et mise en œuvre de la Terre armée	39
P. Segrestin	Elaboration des projets et exemples de réalisation	45
S. Amar	Surveillance et contrôle des ouvrages en Terre armée	53
O. Gicot	Responsabilités et répartition des tâches pour les ouvrages réalisés en Suisse	57
M. Grangier	Aspects pratiques et économiques pour la réalisation d'ouvrages de Terre armée	63
F. Schlosser und A. Guilloux	Prinzipien und Theorie der bewehrten Erde	65
M. Branzanti und R. Agostini	Gabionenbauten	85
H. Böhni und F. Stalder	Korrosionsprobleme eingegrabener Metalle	91
A. Nabonne	Technologie und Einbringen der bewehrten Erde	99
S. Amar	Überwachung und Kontrolle von Bauwerken aus bewehrter Erde	105
P. Segrestin	Ausarbeitung von Projekten und Beispiele für die Realisierung	111
HP. Bernet	Verantwortungsbereiche, Zuständigkeiten und Pflichten bei bewehrten Erdwerken	119
G. Fontana	Beispiel eines Bauwerkes aus bewehrter Erde	125
B. Kuhn	Qualitätsvergleich von Drahtschotterkörben	129
W. Weyermann	Gabions für Fangdämme im fliessenden Wasser	131

Nº 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Préface

par F. Descoedres, président du GTS

Dans le cadre des actions concertées entreprises par le Groupe spécialisé SIA pour les travaux souterrains et la Société suisse de mécanique des sols et des roches, une série de journées d'étude traitant des ouvrages spéciaux en terre et en enrochement a été envisagée.

L'utilisation de sols ou de roches comme matériaux de construction, en association avec d'autres matériaux du génie civil, permet en effet la réalisation d'ouvrages technique et économiquement intéressants. Certains procédés existent depuis fort longtemps, d'autres sont apparus récemment. Deux de ces procédés ont été choisis pour thème de la première journée, tenue à Lausanne le 14 janvier 1981 : la terre armée et les gabions.

Les *ouvrages en terre armée* avaient été présentés pour la première fois en Suisse au cours de la session d'automne 1967 de la Société suisse de mécanique des sols et des roches à Zurich, par l'inventeur français de cette technique originale qui faisait l'objet des premières réalisations. Depuis treize ans, près de 3'000 ouvrages en terre armée ont été construits dans une trentaine de pays et les progrès ont été considérables tant sur le plan de l'étude du comportement mécanique et du vieillissement que sur les aspects technologiques des éléments constructifs et la variété des applications.

Il nous a paru judicieux de faire le point des connaissances actuelles avec les principaux responsables de ce développement remarquable. Certaines particularités de l'utilisation en Suisse de la terre armée sont également évoquées pour compléter l'information technique et permettre à chacun de se faire une opinion aussi objective que possible. Il serait intéressant d'analyser les raisons qui ont fait que notre pays est resté quelque peu en retrait de l'essor de la terre armée par rapport à d'autres pays européens ou d'ailleurs, en comparant et en comparant des méthodes qui nous sont plus familières, murs traditionnels, murs en éléments-caissons, parois ancrées de toutes natures, etc. La présente publication amorcera peut-être cette réflexion.

Nous n'aurions pas voulu organiser cette journée sans y associer au moins une autre des techniques combinant du terrain et des armatures capables de résistance à la traction. Notre choix s'est porté sur les *ouvrages en gabions* qui depuis bientôt un siècle ont permis de résoudre des problèmes délicats de soutènement, de stabilisation de glissement, de protection fluviale ou maritime, etc. Si la place accordée aux gabions et relativement modeste, c'est que le dimensionnement ou l'exécution des ouvrages nous sont mieux connus; mais des progrès importants ont aussi été réalisés et il valait la peine de l'illustrer.

François Descoedres, prof. EPF
Institut des sols, roches et fondations
EPFL-Ecublens
1015 Lausanne

Vorwort

von J. Huder, Präsident der SGBF

Im Jahre 1967, an einer Tagung der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik in Zürich, sprach Herr Dr. Vidal über Theorie und Praxis der bewehrten Erde, ein damals junges Arbeitsfeld des Bauingenieurs. Seitdem wurden diese Ideen in vielen Ländern verwirklicht. Die Zahl der ausgeführten Bauwerke erreicht heute die stattliche Zahl von 3000.

Dabei nehmen sich die ausgeführten Arbeiten in der Schweiz bescheiden aus, und die Frage, woran dies liegen mag, kann gestellt werden. Persönlich bin ich der Auffassung, dass auch die Schweizer Ingenieure ihren Beitrag auf dem Gebiet der Erdbewehrung geleistet haben. Ich denke hier speziell an die Bodenanker, die auf alle Fälle ein interessanter "Exportartikel" geworden sind.

Die Anstrengungen auf diesem Gebiet haben wohl viele der Möglichkeiten blockiert, Lösungen mit anderen Methoden zu suchen, was aber nicht heisst, dass diese bei uns nicht auf fruchtbaren Boden gefallen sind.

Die Anforderungen an die Anker, insbesondere an permanente Anker, wurden in der Norm SIA 191 "Boden- und Felsanker" festgehalten. Neue Methoden müssen sich sinngemäss an diesen Anforderungen messen. Auf dem freien Arbeitsmarkt sollen sich interessante Lösungen bewähren und durchsetzen. Hier setzt die wichtige Aufgabe des projektierenden Ingenieurs ein, die Ebenbürtigkeit der Lösungen zu untersuchen, um nicht Lösungen zu bevorzugen, die sich einer Kontrollmöglichkeit entziehen.

Die Tagung "Sonderbauwerke aus Lockergesteinen I — Bewehrte Erde und Gabions", deren Referate nun als Sammelband vorliegen, ist die erste in einer Reihe von Veranstaltungen, die gemeinsam von SGBF und FGU geplant werden.

Promotor der Tagungen in Lausanne und Zürich ist unser Ehrenmitglied Herr Charles Schaefer; ihm gebührt unser Dank und unsere Anerkennung.

Prof. Dr. Jachen Huder
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
ETH-Hönggerberg
8093 Zürich

La Terre Armée

par F. Schlosser et A. Guilloux

1. GÉNÉRALITÉS

La Terre Armée, inventée par l'ingénieur français H. VIDAL en 1963, est un matériau de construction formé par l'association de terre et d'armatures, ces dernières étant le plus souvent des éléments linéaires (bandes métalliques) flexibles et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. La réalisation d'ouvrages en terre armée (fig. 1) nécessite de prévoir, aux extrémités libres des ouvrages, un parement pour empêcher la terre de s'écouler entre les armatures et pour donner à l'ouvrage la forme voulue.

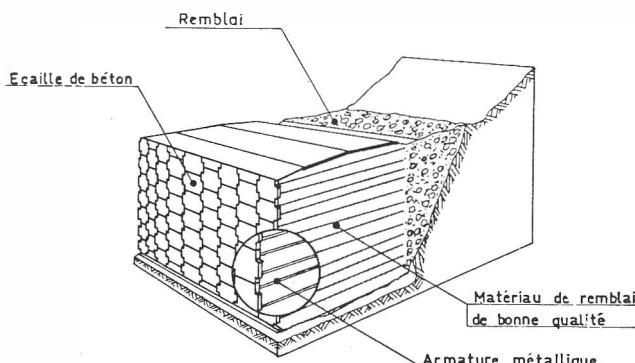


Fig. 1 : Vue éclatée d'un massif en Terre Armée

Le concept du matériau Terre Armée donné par VIDAL en 1963 est schématisé sur la figure 2. Les deux composants de la terre armée, la terre et les armatures, ont des modules de déformation très différents. Ainsi, lors d'une sollicitation, la terre transmet aux armatures les efforts de traction qui se développent dans la masse. Les armatures empêchent l'expansion du matériau dans la direction du renforcement, et tout se passe comme si la terre possédait dans la direction des armatures une cohésion proportionnelle à leur résistance à la traction. L'interaction entre la terre et les armatures est assurée par le biais du frottement qui se développe sur leurs surfaces de contact, et qui empêche leurs déplacements relatifs. Le frottement sol-armature est donc un aspect fondamental du mécanisme de comportement des ouvrages en terre armée.

Ce concept a permis de développer une technique moderne, qui après 12 ans d'utilisation s'est implantée dans 15 pays. Plus de deux mille ouvrages ont été actuellement construits dans le monde, représentant plus de 1 500 000 m² de parement. Il s'agit pour une grande part de murs de soutènement, bien que près de 600 culées de pont aient déjà été réalisées.

Si les applications de la terre armée ont été nombreuses, et si les premiers ouvrages ont été construits rapidement, c'est parce que, à côté de l'idée de base de ce nouveau matériau, se trouvaient rassemblées trois qualités fort bien mises en évidence par l'inventeur :

- 1) La souplesse du matériau.
- 2) La préfabrication des éléments de construction autres que la terre.
- 3) La compétitivité vis-à-vis des autres matériaux de Génie Civil.

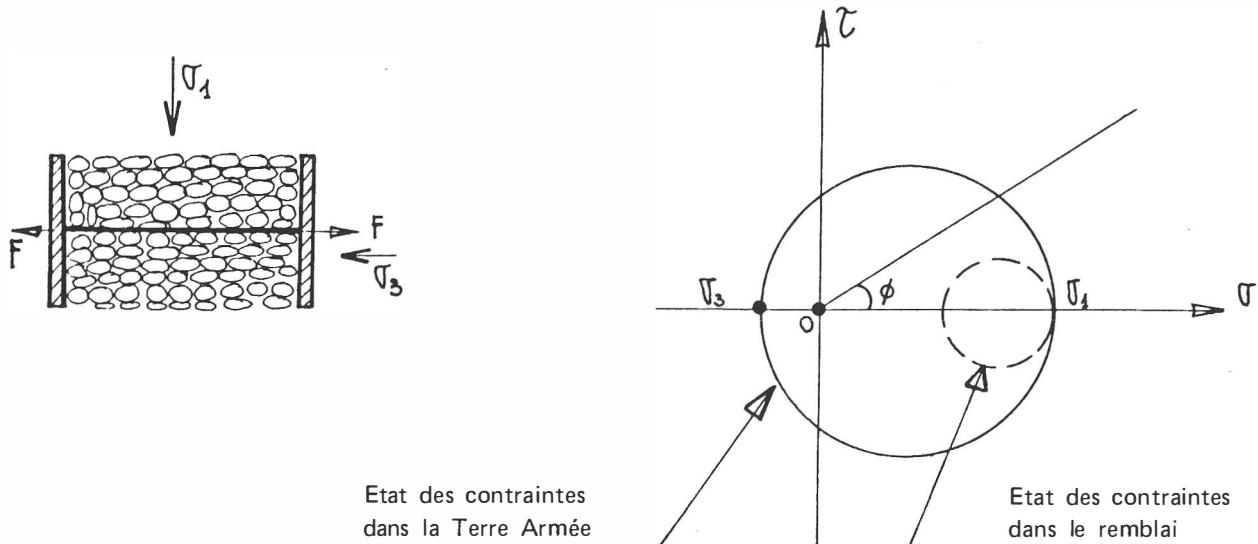


Fig. 2 : La Terre Armée en compression d'après VIDAL (1963)

Grâce à sa souplesse, la Terre Armée a trouvé des domaines d'applications où aucune autre technique ne pouvait être facilement utilisée. C'est le cas notamment des constructions sur des pentes instables, dans le domaine des routes et des autoroutes par exemple.

La préfabrication des éléments de parement et des armatures s'est révélée être un aspect important dans la construction du procédé. Elle permet en effet d'atteindre des cadences de construction comparables à celles des remblais classiques. Par ailleurs, garantissant la qualité de ces éléments qui sont les plus coûteux si on les compare au matériau de remblai, elle permet de les faire travailler à un taux de travail plus élevé et de les utiliser au mieux de leurs possibilités. C'est également grâce à la préfabrication que peut être assurée la pérennité des armatures, par exemple par la galvanisation dans le cas des armatures en acier.

Enfin, grâce à un renforcement limité aux zones du matériau de remblai sollicitées en traction, joint à une technique de construction ne requérant aucune spécialisation, le procédé s'est trouvé compétitif vis-à-vis des autres matériaux de Génie Civil : métal et béton armé. Dans de nombreux cas, les ouvrages en terre armée pouvaient être, du fait de leur souplesse, fondés directement à la surface du sol alors que des ouvrages classiques auraient nécessité des fondations profondes, d'où des économies importantes.

2. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Le principe du matériau terre armée repose sur l'existence d'un frottement entre le sol et les armatures. Ce frottement se traduit par des contraintes de cisaillement qui se développent dans le sol à la surface des armatures, entraînant ainsi une variation continue des efforts de traction dans ces dernières (Fig. 3).

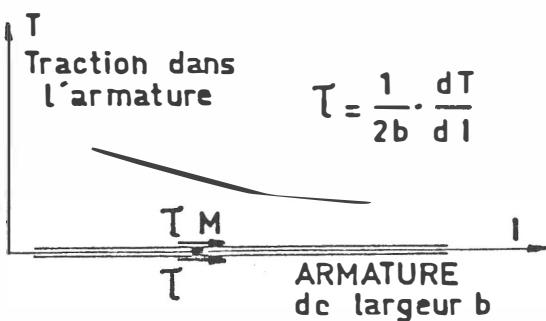
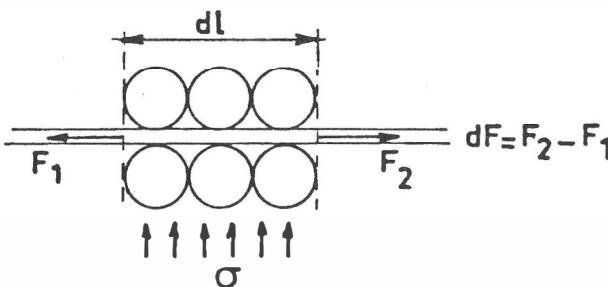


Fig. 3 : Variation de l'effort de traction dans l'armature et contrainte de cisaillement entre le sol et l'armature.

Aussi, toutes les mesures faites sur des modèles réduits ou sur des ouvrages réels concordent-elles pour montrer que dans une armature de terre armée, la force de traction n'est pas constante le long de l'armature. Aux extrémités libres des armatures, cette force de traction est bien sûr nulle, mais elle n'est pas maximale sur le parement de l'ouvrage auquel sont fixées les armatures.

Le lieu de tractions maximales dans un massif en terre armée sépare le massif en deux zones :

- Une «zone active», où le sable qui tend à glisser vers l'extérieur du massif est retenu par les efforts de frottement mobilisés sur les surfaces d'armatures. Ces efforts de frottement sont alors dirigés vers l'intérieur du massif et entraînent une augmentation des efforts de traction dans les armatures.
- Une «zone résistante», où l'armature, soumise à la force de traction maximale, tend à glisser vers l'extérieur du massif, mobilisant ainsi les efforts de frottement sur ses surfaces de contact avec le sol.

Dans un massif en terre armée, la ligne des tractions maximales représente une surface de rupture potentielle pour les armatures. Elle est essentiellement variable en fonction de la géométrie du massif, des sollicitations exercées, des caractéristiques du matériau de remblai, de la densité des armatures, de leurs caractéristiques, et en particulier de leur module de déformation. (Fig. 4)

Ainsi, c'est en créant la liaison entre la «zone active» et la «zone résistante» que les armatures confèrent au massif en terre armée une cohésion globale apparente. La mobilisation de cette cohésion a fait l'objet de plusieurs études.

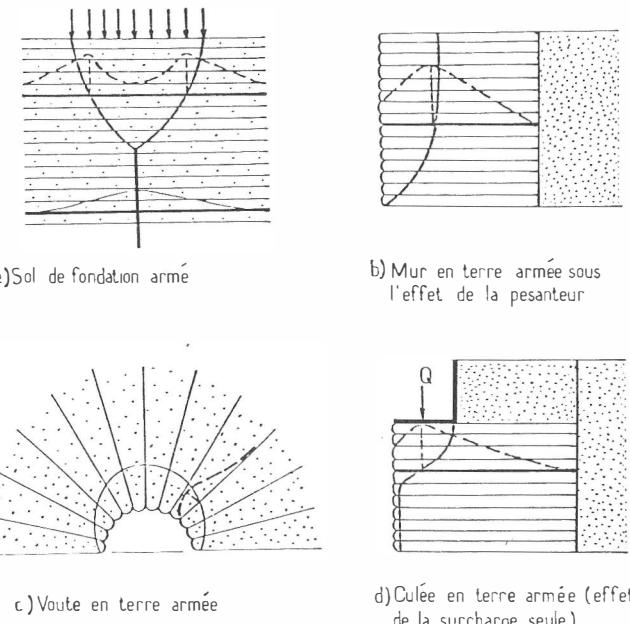


Fig. 4 : Répartition des tractions dans les armatures dans les différents ouvrages en Terre Armée.

3. COMPORTEMENT DU MATERIAU TERRE ARMEE

Considérant que la terre armée était avant tout un matériau et non pas un système d'ancrages, le L.C.P.C. a entrepris en 1969 des études à l'appareil triaxial sur des échantillons de sable armé par des disques horizontaux en papier d'aluminium (SCHLOSSER et LONG, 1972). Ces études, poursuivies par de nombreux chercheurs (BACOT, 1974; YANG et SINGH, 1974; ROMSTAD et al., 1974; HAUSSMANN, 1976; MADANI, 1979) ont eu pour but de réaliser un petit volume de terre armée et d'en étudier le fonctionnement, les propriétés, les mécanismes de rupture et la mobilisation des caractéristiques de résistance en fonction de différents paramètres : densité du sable, résistance des différents types d'armatures utilisées, densité des armatures.

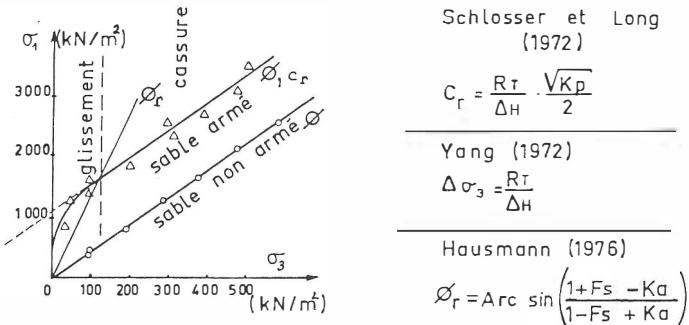


Fig. 5 : Rupture du sable armé et du sable non armé.

La figure 5 montre, dans le plan de contraintes principales, les courbes de rupture du sable armé et du sable non armé.

On constate que dans une première zone, où les contraintes de confinement (σ_3) sont faibles, l'armement du sable a essentiellement pour effet d'augmenter son angle de frottement interne apparent (ϕ'_a) — HAUSSMANN, 1976). L'amélioration de la résistance du sable est alors fonction de la densité des armatures et de la contrainte de confinement appliquée. La rupture, gouvernée par le frottement sable-armatures, s'amorce par suite d'un «défaut d'adhérence» entraînement le glissement entre le sable et les armatures.

Dans une deuxième zone, la présence des armatures donne au sable armé une cohésion apparente proportionnelle à la densité des armatures et à leur résistance à la traction (SCHLOSSER et LONG, 1972). La valeur maximale de cette cohésion anisotrope a pour expression :

$$C_{max} = \frac{\sqrt{K_p}}{2} \cdot \frac{R_T}{\Delta H} \quad (1)$$

R_T — Résistance à la traction des armatures par unité de longueur.

ΔH — Espacement vertical des lits d'armatures.

La rupture s'amorce par la cassure des armatures et la courbe de rupture du sable armé caractérisée par les paramètres de résistance apparente (C_{max} , ϕ) est pratiquement parallèle à celle du sable non armé. Les amorces de rupture dans les disques se situent sur des cercles concentriques constituant le lieu de tractions maximales (Fig. 6)

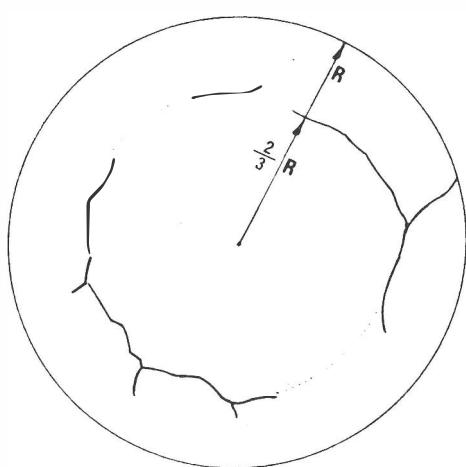


Fig. 6 : Etat des armatures de chaque lit ($\sigma_3 = 3$ bars)

Toutefois, à la rupture totale de l'échantillon, on observe toujours un plan de rupture classique incliné à $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ sur l'horizontale.

Des études plus précises effectuées soit par la méthode des éléments finis, soit par des mesures des tractions dans les disques, montrent (Fig. 7) que les armatures dans l'échantillon en terre armée créent des liaisons entre les zones périphériques où le sable tend à glisser vers l'extérieur («zone active») et la zone centrale («zone résistante»).

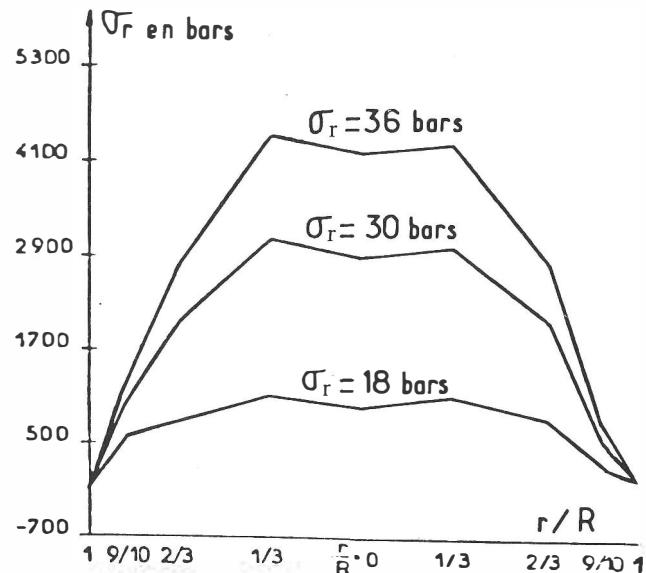


Fig. 7 : Contraintes radiales mesurées dans une armature (MADANI, 1979).

Ce sont ces liaisons qui donnent à la terre armée sa cohésion apparente.

Il est remarquable de constater que, lorsque les armatures cassent, la résistance au cisaillement du sable est entièrement mobilisée. Il n'en est pas de même avant la rupture où les évolutions des contraintes dans le sable et dans les armatures sont gouvernées par les modules de déformation de ces deux constituants de la Terre Armée. Ainsi, pour de faibles déformations axiales, les armatures sont beaucoup plus sollicitées que le sable. Elles empêchent les déformations axiales de l'échantillon et l'état des contraintes dans le sable est proche de l'état au

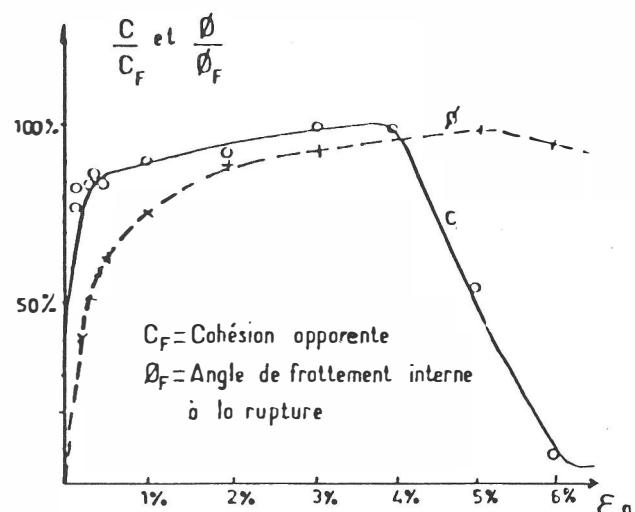


Fig. 8 : Mobilisation de l'angle de frottement interne ϕ et de la cohésion C dans la Terre Armée. (SCHLOSSER et LONG — 1972)

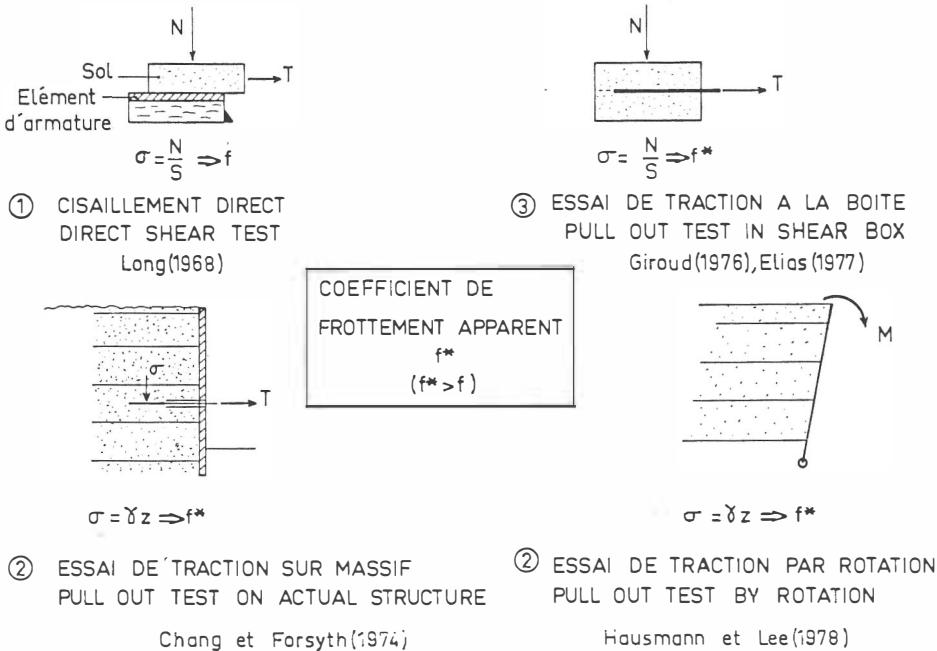


Fig. 9 : Mesure du coefficient de frottement sol-armature

repos. La figure 8 montre la mobilisation progressive de l'angle de frottement interne (ϕ) et de la cohésion globale apparente (C_{max}) au fur et à mesure de la déformation.

Ces résultats montrent que, dans l'analyse de la stabilité des massifs en terre armée, il n'est pas possible de considérer un coefficient de sécurité global vis-à-vis de la rupture du sable et des armatures et il faut étudier successivement l'état des contraintes dans le sol, les efforts dans les armatures et l'interaction sol-armatures.

4. LE FROTTEMENT SOL-ARMATURES

Le frottement sol-armatures est un phénomène complexe surtout lorsque les armatures sont des éléments linéaires, comme cela est le cas dans la plupart des ouvrages réalisés.

Afin de connaître la valeur du coefficient de frottement terres-armatures, plusieurs types d'essais ont été jusqu'à présent utilisés (Fig. 9)

1. Essais à la boîte de cisaillement entre le sol et un morceau d'armature, permettant de connaître la loi élémentaire du frottement, la valeur réelle f du coefficient de frottement maximal et sa valeur résiduelle f_{res} .
2. Essais de traction sur des armatures enterrées dans un remblai, dans un ouvrage réel en terre armée ou dans un massif en modèle réduit. L'armature est extraite à l'aide d'un vérin et l'on détermine la courbe traction-déplacement.

Cet essai qui n'est qu'une schématisation du phénomène de frottement entre la terre et les armatures dans les ouvrages en terre armée (Fig. 9) ne permet pas de connaître les valeurs réelles du coefficient de frottement. En effet, on ne connaît pas la composante verticale de la contrainte réelle qui s'exerce sur l'armature, et on détermine donc un coefficient de frottement apparent moyen f^* en rapportant la contrainte de cisaillement mesurée (τ) à la contrainte verticale due au poids des terres ($\sigma_v = \gamma h$) soit :

$$f^* = \frac{\tau}{\gamma h} = \frac{T}{2bL\gamma h} \quad (2)$$

où : T est l'effort de traction appliqué sur l'armature

b et L sont respectivement la largeur et la longueur de l'armature.

γ — poids volumique du sol

h — hauteur du remblai au-dessus de l'armature.

L'expérience montre que le coefficient f^* peut être très supérieur au coefficient de frottement réel f mesuré dans l'essai de cisaillement. Cette différence provient de la complexité du frottement terre-armature, qui outre le frottement proprement dit, fait également intervenir d'autres phénomènes et en particulier la dilatance qui a pour effet, dans les sols grenus denses, d'augmenter la valeur de la composante normale de la contrainte exercée par le sol sur l'armature.

Les essais de traction fournissent des résultats intéressants concernant :

- La valeur du coefficient de frottement apparent mobilisé f^* à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages.
- Les paramètres influant sur f^* .
- Le choix du matériau de remblai.

Les essais de traction diffèrent par la géométrie du massif (remblai, modèle réduit, ouvrage réel) ainsi que par le mode d'application de la force de traction. On peut noter en particulier deux types d'essais de traction :

- Essai de traction sur un groupe d'armatures par translation ou par rotation du parement dans des modèles réduits avec mesure de la force de traction dans chaque armature. Ce type d'essai permet d'étudier l'influence de la déformation du massif sur la résistance de toutes ses armatures au glissement dans des conditions analogues à celles d'un ouvrage réel. Il permet également, pour un type d'ouvrage donné, de définir un coefficient de sécurité global, vis-à-vis de la rupture par défaut d'adhérence. Toutefois, il ne permet pas de déterminer le coefficient de frottement apparent f^* car les efforts de frottement ne sont pas entièrement mobilisés sur toutes les armatures.
- Essai d'extraction d'une armature ou d'un groupe d'armatures dans un remblai, un ouvrage réel, ou un modèle réduit. Afin d'étudier l'effet de groupe, on a comparé sur modèles réduits l'effort T_g nécessaire pour extraire 4 armatures de largeur b , distantes de d , à la somme des efforts T_i nécessaires pour extraire chacune des armatures isolément. La variation du coefficient d'efficacité $C_{eff} = T_g/\sum T_i$ avec le rapport d/b montre (Fig. 10) que, pour des ouvrages en vraie grandeur ($d/b > 8$), il est justifié de considérer qu'il n'y a pas d'interférence entre les armatures, et que l'on peut étudier le comportement d'armatures isolées.
- Essai en laboratoire sur une boîte de grandes dimensions ($0,9 \times 0,9 \times 0,45$ m) spécialement conçue et munie de fentes

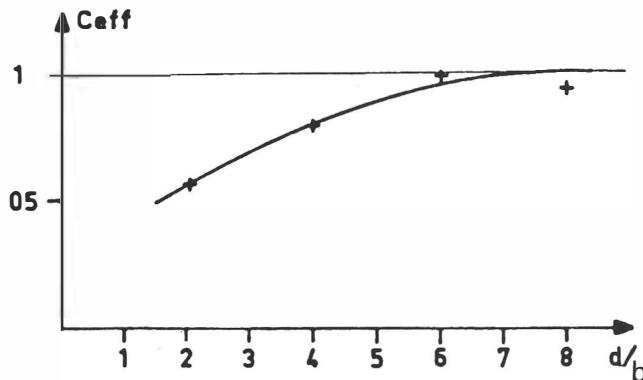


Fig. 10 : Coefficient d'efficacité d'un groupe d'armatures.

pour extraire des morceaux d'armatures. les pressions normales appliquées peuvent atteindre 200 kPa. Les résultats de ces essais ne sont pas directement comparables à ceux obtenus dans des essais d'extraction sur des armatures, car l'influence de la déformabilité des armatures et de la dilatance du sol sont probablement plus faibles.

On présente ci-dessous les résultats principaux concernant les paramètres les plus influents sur le coefficient de frottement apparent.

4.1 INFLUENCE DE LA DENSITÉ DU SOL

La densité du sol joue un rôle important sur la mobilisation du frottement ainsi que le montrent les courbes (f' , ΔI) (Fig. 11) provenant d'essais sur modèles réduits.

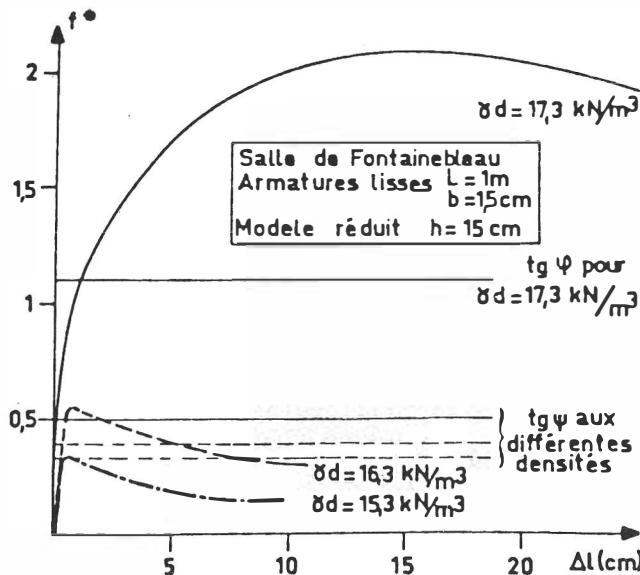


Fig. 11 : Influence de la densité sur les valeurs du coefficient de frottement apparent dans un essai d'extraction.

Aux faibles densités, le pic est obtenu pour de petits déplacements (quelques millimètres) et il est très accentué. La valeur résiduelle de f^* est inférieure de 50% à celle correspondant au pic. Aux fortes densités, il n'y a pratiquement plus de pic, mais un palier, obtenu pour de grands déplacements (plusieurs centimètres). De plus, les valeurs de f^* sont très fortes aux densités élevées.

Cette différence de comportement est due au phénomène de dilatance. Lors du cisaillement d'un sol, deux phénomènes se superposent :

- Un désenchevêtrement des grains et un frottement grains sur grains. Le désenchevêtrement s'accompagne d'une variation de volume qui est liée à la densité du sol. Si le sol est lâche, il y a cisaillement avec diminution de volume (dilatance négative); si le sol est dense, le cisaillement se fait avec augmentation de volume.

- Dans un remblai dense, les variations locales de volume sont limitées par la compressibilité de la masse de sol environnant. Lors du cisaillement du sol autour des armatures, la dilatance se traduit donc par une augmentation de la composante normale σ_n de la contrainte sur l'armature.

Le coefficient de frottement apparent f^* peut donc être beaucoup plus élevé que le coefficient de frottement réel f ($\sigma_v = \sigma_n \gg \gamma h$). Cette différence est surtout sensible aux fortes densités car un sol est d'autant plus dilatant qu'il est dense. Au contraire, aux faibles densités, le cisaillement se produit avec diminution de volume, il y a effondrement local de la structure du sol autour de l'armature, qui se déplace ensuite comme dans un tunnel, avec des contraintes normales très faibles. Ceci explique que le coefficient de frottement mesuré soit inférieur à celui déterminé dans un essai de cisaillement sol-armature à la boîte ($f^*_{\text{res}} < f = \operatorname{tg}\psi$).

4.2 INFLUENCE DE L'ÉTAT DE SURFACES DES ARMATURES

La figure 12 montre les courbes traction-déplacements obtenues, toutes choses égales par ailleurs, pour une armature lisse et pour une armature crénelée, dite à haute adhérence (H.A.) dans des essais d'extraction sur ouvrages. Les principales conclusions sont les suivantes :

- La valeur du coefficient de frottement apparent est plus élevée pour des armatures H.A. que pour des armatures lisses.
- Le pic est atteint pour des déplacements de l'ordre de 0,5 mm pour les armatures lisses et de 5 mm pour les armatures H.A.
- Le pic est très accentué pour les armatures lisses et conduit à une valeur résiduelle de la traction de l'ordre de 50% de celle du pic. Pour les armatures H.A., la valeur résiduelle est peu inférieure à la valeur de pic (environ 80%).
- Ces résultats conduisent à préférer presque toujours les armatures H.A. qui procurent une meilleure sécurité à l'adhérence et à utiliser dans ce cas la valeur de f^* correspondant au pic. Ces résultats sont particulièrement intéressants pour la construction des ouvrages en terre armée dans des zones sismiques où le frottement mobilisé lors de tremblements de terre, correspond à la valeur du frottement résiduel.

La différence de comportement entre ces deux types d'armature provient de la présence de nervures qui mobilisent un volume de sol plus important qu'une surface lisse. Le cisaillement, accompagné d'une dilatance, se fait donc dans un volume important, ce qui conduit à une augmentation d'autant plus forte de la composante normale de la contrainte verticale sur l'armature.

Par ailleurs, l'examen de l'état de surface des armatures extraites lors des essais montre que le cisaillement se fait au contact entre le sol et l'armature pour une armature lisse, et dans le sol lui-même pour une armature à surface fortement nervurée.

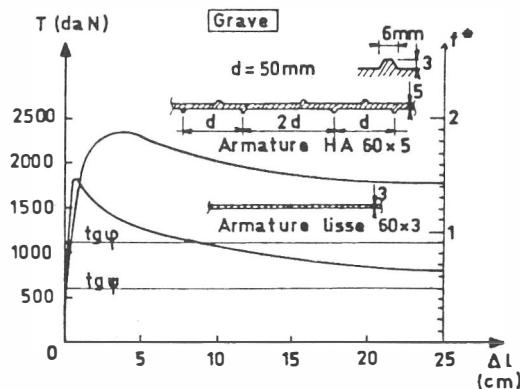


Fig. 12 : Influence de l'état de surface sur les valeurs du coefficient de frottement apparent dans un essai d'extraction.

4.3 INFLUENCE DU POIDS DES TERRES

La figure 13 montre les variations du coefficient de frottement apparent obtenues lors de nombreux essais d'extraction dans des sols utilisés habituellement en terre armée en fonction de la hauteur de terre au-dessus de l'armature. On donne les valeurs de f^* au pic et pour un déplacement en tête de 100 mm (valeurs résiduelles).

On observe que :

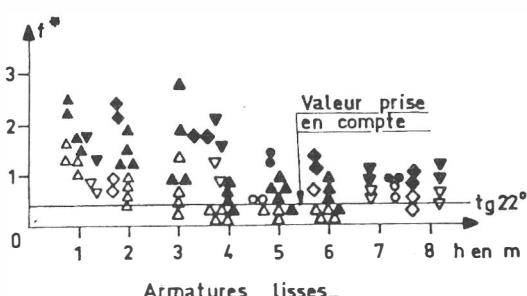
- Dans tous les cas, le frottement apparent diminue quand la hauteur de remblai au-dessus de l'armature augmente. Ce phénomène est très accentué pour les armatures crénelées.
- f^* atteint un palier voisin de $\text{tg}\phi$ où $f = \text{tg}\psi$ selon le type d'armature, pour une hauteur de remblai de 6 m environ.
- Les valeurs de f^* correspondant à une faible hauteur de remblai sont élevées : 1 à 2,5 avec les armatures lisses; 1,5 à 10 avec les armatures crénelées.

L'ensemble de ces résultats a été confirmé par les essais à la grande boîte (U.S.A.).

4.4 L'EFFET DE LA DILATANCE

Afin de mettre en évidence l'effet de la dilatance sur les valeurs du coefficient de frottement apparent f^* , on a réalisé au laboratoire des essais de cisaillement à volume constant sur le sable seul dans lesquels on empêche les variations de volume du sable

f^* pic	●	▲	▼	◆	■
f^* res. $\Delta L=100\text{mm}$	○	△	▽	◇	□
Sol	Grave	Grave	Sable fin	Grave	Grave sableuse
ψ	30°	27,5°	24°		22°
ψ	47°	46°	35°		37°



au cours du cisaillement par une augmentation correspondante de la contrainte normale appliquée. Par analogie avec la définition du coefficient de frottement apparent ($f^* = \tau/\gamma h$) dans les essais d'extraction, on a défini des coefficients de frottement apparent $\text{tg}\phi^*$ et $f^* = \text{tg}\psi^*$ dans les essais à volume constant par le rapport τ/σ_0 où σ_0 est la contrainte normale initiale en début d'essai. La figure 14 montre les variations de $\text{tg}\phi^*$ et $\text{tg}\psi^*$ au cours de l'essai. Ces variations reflètent bien les phénomènes suivants :

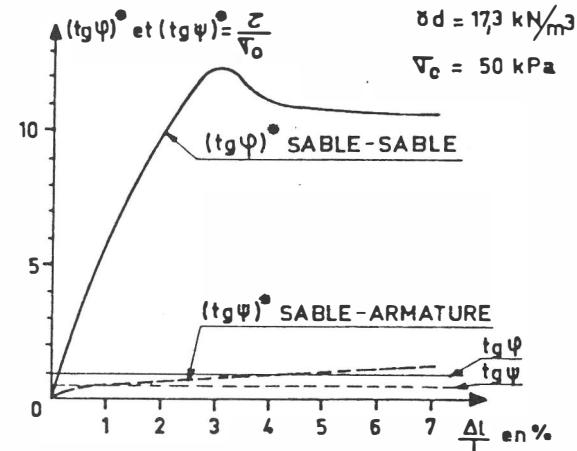


Fig. 14 : Coefficient de frottement apparent (Essais à volume constant).

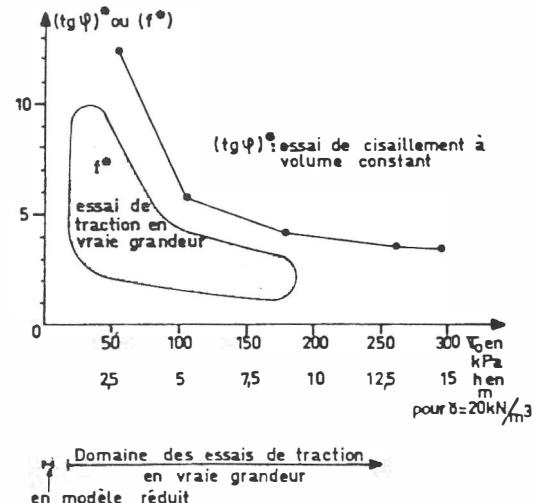


Fig. 15 : Variations du coefficient de frottement apparent en fonction de la contrainte initiale.

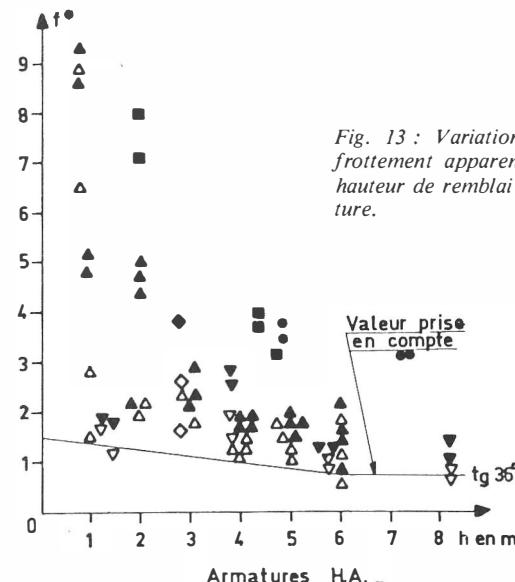


Fig. 16 : Variations du coefficient de frottement apparent en fonction de la hauteur de remblai au-dessus de l'armature.

L'effet de la dilatance sur le frottement sable-armature dans l'essai de cisaillement à la boîte est très faible car le sol est beaucoup moins désorganisé au voisinage de l'armature rigide et plane que dans le cas d'un cisaillement interne du sol, ou que dans le cas d'armatures souples dans un massif fortement compacté. Par contre la mobilisation $\text{detg} \varnothing^*$ est très voisine de celle observée pour f^* dans les essais d'extraction et ce coefficient atteint des valeurs très élevées (jusqu'à 12,5).

Ainsi, les variations de $\text{tg} \theta^*$ au pic en fonction de la contrainte initiale σ_0 reflètent bien le phénomène de la diminution de l'influence de la dilatance quand la contrainte normale augmente et comme le montre la figure 15, ces résultats sont comparables aux résultats des essais d'extraction en vraie grandeur.

4.5 INFLUENCE DE LA NATURE DU MATERIAU DE REMBLAI SUR f^*

Il est évident que l'angle de frottement interne et l'angularité du sol doivent intervenir dans le frottement sol-armatures, mais les paramètres sont si nombreux qu'il est difficile de les isoler.

Il apparaît néanmoins que le frottement apparent mesuré augmente de façon sensible avec l'étalement de la granularité du sol. Pour des profondeurs d'essai faibles ($h < 1 \text{ m}$), et pour des densités de mise en œuvre voisines de l'Optimum Proctor, les valeurs de f^* sont inférieures à 2 pour les sables uniformes, et elles atteignent 8 pour des graves (Fig. 16).

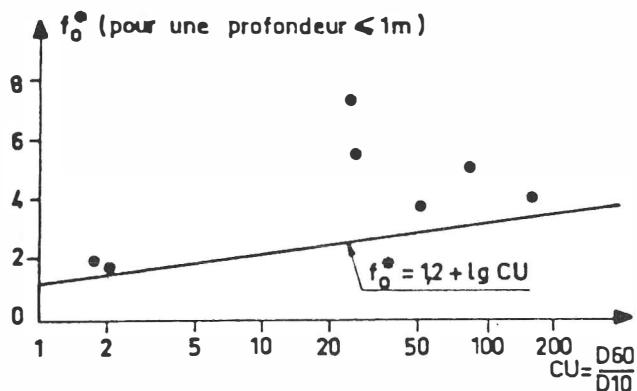


Fig. 16 : Variations du coefficient f_0^* en fonction du coefficient d'uniformité du sol.

4.6 INFLUENCE DE LA PROPORTION DE FINES SUR f^*

Le critère granulométrique initialement adopté pour assurer le frottement terre-armatures s'est avéré vite pessimiste lorsqu'on a mesuré directement en laboratoire le frottement entre le matériau de remblai et les armatures. Aussi les considérations économiques ont-elles conduit à entreprendre l'étude expérimentale de l'influence des fines sur les valeurs de l'angle de frottement interne par des essais de cisaillement à la boîte (SCHLOSSER et LONG, 1973) et sur les valeurs du coefficient de frottement apparent f^* par des essais d'extraction à la grande boîte (ELIAS, 1979).

Pour représenter des graves argileuses qui sont des matériaux fréquemment utilisés dans la terre armée, on a utilisé des mélanges de billes de verre et de poudre d'argile, ainsi que des mélanges de sable naturel et de poudre d'argile. Comme le cas le plus défavorable pour la valeur du frottement terre-armature correspond au comportement à court terme d'un matériau de remblai saturé, les matériaux étaient saturés, consolidés et ensuite cisaillés à une vitesse de 1,2 mm/min.

En fonction du pourcentage pondéral d'argile, l'angle de frottement à court terme \varnothing_u diminue depuis la valeur \varnothing_o correspondant au sable seul jusqu'à zéro, tandis que la cohésion à court terme C_u , nulle au début, augmente progressivement jusqu'à atteindre la valeur de la cohésion à court terme C de l'argile.

Dans les courbes présentant les variations de $\varnothing_u/\varnothing_o$ et C_u/C en fonction de l'indice de vides du squelette granulaire (e_g) (fig. 17), on peut distinguer 3 zones :

- Une première zone où l'argile ne remplit pas tous les vides entre les grains. La structure granulaire est très stable et les caractéristiques de résistance au cisaillement à court terme sont celles du milieu pulvérulent initial.
- Une seconde zone dans laquelle l'argile est en proportion plus importante, et conduit à une structure granulaire instable bien qu'il y ait encore des contacts entre les grains. L'angle de frottement diminue donc progressivement tandis que la cohésion augmente.
- Une troisième zone dans laquelle le volume important d'argile empêche pratiquement tout contact entre grains. La résistance au cisaillement du mélange est alors celle de l'argile pure.

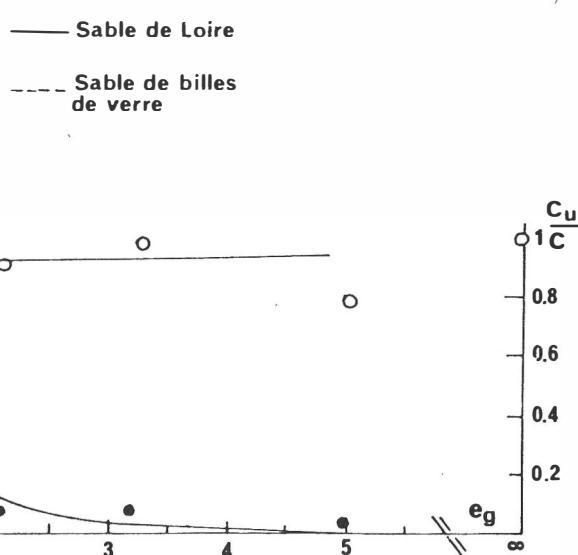


Fig. 17 : Evolution de l'angle de frottement interne et de la cohésion en fonction du pourcentage d'argile.

Dans la réalité, les sols qui ont un comportement intermédiaire entre celui des sols purement frottants et celui des sols purement cohérents (et notamment les limons) ont une granulométrie très différente des mélanges artificiels étudiés. Il faut alors déterminer expérimentalement la dimension critique des particules qui sépare les deux types du comportement.

Ces résultats ont conduit à adopter pour le matériau de remblai les deux critères suivants :

- Le pourcentage de matériau $< 15 \mu\text{m}$ doit être inférieur à 20%.
- L'angle de frottement interne du matériau saturé et consolidé ($\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$) déterminé par un essai de cisaillement rapide, doit être $> 25^\circ$.

Des recherches sur l'utilisation des sols fins sont en cours. Aux U.S.A., on a réalisé des essais d'extraction à la grande boîte avec des sols fins non plastiques ou peu plastiques présentant une bonne résistance au cisaillement à court terme (limon, kaolin pur) et compactés à 95% de la densité de l'Optimum Proctor avec une teneur en eau optimale. Ces essais montrent que comme dans le cas de matériaux purement frottants, le coefficient de frottement apparent diminue avec la contrainte normale appliquée, et atteint pour les fortes contraintes normales une valeur asymptotique qui est inférieure de 50% à l'angle de frottement interne effectif du matériau. Les essais de fluage réalisés au cours de l'extraction montrent que dans le cas des matériaux étudiés, l'interaction sol-armatures n'est pas fonction du temps.

Notons également que des essais de traction ont été réalisés sur des armatures enterrées dans un remblai constitué d'une grave fortement argileuse ($30\% < 80 \mu\text{m}$) non saturée ($w = 10\%$). La valeur de f^* au pic n'est guère plus faible que celle mesurée sur des graves propres (de l'ordre de 1 pour les armatures H.A. et 0,4 pour les armatures lisses à une profondeur de 6 m) mais la valeur résiduelle est très faible, voire nulle (Fig. 18)

Ce comportement particulier s'explique en considérant que le pic correspond essentiellement au désenchevêtrement des grains, peu sensible à la présence de fines, alors que le frottement résiduel correspond plutôt au frottement grain sur grain. Dans le cas d'une grave argileuse, les grains sont entourés d'une gangue argileuse, dans laquelle se concentre l'eau et qui est donc proche de la saturation, d'où un frottement intergranulaire pratiquement nul.

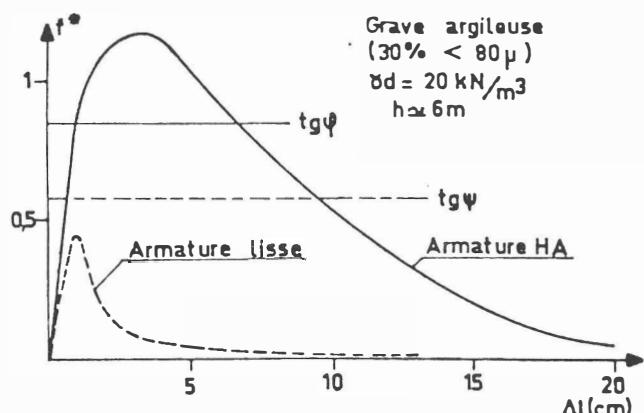


Fig. 18 : Cas particulier d'une grave fortement argileuse.

5. LE CHOIX DU MATERIAU DE REMBLAI

D'une façon générale, la qualité des matériaux de remblai utilisables pour la terre armée, qu'ils soient d'origine naturelle ou industrielle, doit répondre à des critères bien déterminés.

On distingue parmi ceux-ci :

- d'une part les critères géotechniques déjà mentionnés.
- d'autre part des critères chimiques ou électro-chimiques.

Parmi les critères géotechniques, l'ensemble des études sur le frottement sol-armatures ont conduit à adopter des critères mécaniques pour le choix d'un matériau de remblai utilisable en terre armée. Ces critères qui font partie des spécifications françaises pour les ouvrages en terre armée sont regroupés dans le tableau I.

De plus, les matériaux de remblai doivent saisir le critère de mise en œuvre limitant la dimension des plus gros éléments à 250 mm compte tenu de la faible épaisseur des couches (0,33 ou 0,375 cm).

Les critères chimiques et électrochimiques sont liés à la durabilité des armatures, qui conditionne la durée de vie d'un ouvrage en terre armée. Les recherches effectuées sur la corrosion des armatures enterrées dans le sol ont consisté à étudier les vitesses de corrosion en fonction des divers facteurs qui les caractérisent : nature du sol, type de métal, nature des ions de l'eau interstitielle, résistivité, Ph, teneur en eau. Le point de ces recherches et du suivi des ouvrages depuis maintenant 10 années, a été fait par DARBIN et al (1978). Ces études ont permis d'adopter dans les spécifications françaises des critères garantissant une durée de vie pré-déterminée pour différents types d'ouvrages en terre armée.

	$\leq 15\%$	Critère mécanique satisfait		
		$\leq 10\%$	Critère mécanique satisfait	
passant	$> 15\%$	à	Armatures H.A.	critère mécanique satisfait
			angle de frottement interne $\geq 25^\circ$	angle de frottement interne $< 25^\circ$
à	$80 \mu\text{m}$	$15 \mu\text{m}$	Armatures lisses	Matériau inutilisable en terre armée
			angle de frottement sol-armature $\geq 220^\circ$	critère mécanique satisfait
		$> 20\%$	angle de frottement sol-armature $< 220^\circ$	Matériau inutilisable en terre armée
			Matériau inutilisable en terre armée	

Tableau I : Critères mécaniques pour le choix d'un matériau de remblai.

6. TECHNOLOGIE ET DOMAINE D'UTILISATION

La caractéristique essentielle de la terre armée est d'être un matériau déformable. Les ouvrages en terre armée doivent donc être souples pour pouvoir supporter sans dommage des tassements différentiels même importants.

Une autre caractéristique est que la construction d'un ouvrage en terre armée doit pouvoir s'effectuer rapidement, c'est-à-dire au même rythme qu'un remblai, et par plots ou par étapes si cela s'avère nécessaire.

L'ensemble de ces deux conditions a conduit à adopter pour le procédé une technique de réalisation par éléments préfabriqués et assemblés sur place. Cela a permis la standardisation et l'industrialisation d'armatures et d'éléments de parements et par suite une facilité de montage.

6.1 LES ARMATURES

Les armatures constituent en dehors du matériau de remblai l'élément essentiel de la terre armée. Le choix du matériau constituant les armatures doit répondre aux critères suivants :

- faible déformabilité
- rupture non fragile
- durabilité
- économie.

Les armatures doivent être durables. Si elles sont métalliques, leur vitesse de corrosion doit être compatible avec la durée de vie de l'ouvrage. Si elles sont constituées d'un autre matériau, celui-ci ne doit pas vieillir prématurément avec une chute de ses caractéristiques mécaniques.

Mécaniquement, les armatures doivent être souples pour donner au matériau terre armée sa caractéristique essentielle de bonne déformabilité. Elles doivent par ailleurs supporter des efforts de traction importants et posséder un coefficient de frottement appréciable avec la terre.

En dépit de plusieurs tentatives, l'utilisation des matières plastiques a été limitée à des ouvrages expérimentaux. Les fibres de verre enrobées de résine de polyester qui semblaient être la matière plastique répondant le mieux aux critères mécaniques des armatures (peu de déformation, pas de fluage, pas de rupture fragile) ont dues être abandonnées après la dégradation complète d'un mur expérimental par les bactéries en 1966. A l'heure actuelle, ce sont encore les métaux qui donnent le plus de fiabilité. En France, après quelques années d'utilisation de l'alliage d'aluminium et de l'acier inoxydable, on est revenu à l'utilisation de l'acier galvanisé dont la corrosion est bien connue et qui apporte toutes garanties. L'acier doux non galvanisé est utilisé dans les sites maritimes.

A partir de 1975, il a été utilisé en France des armatures nervurées (Fig. 19) qui améliorent très nettement le frottement entre le sol et l'armature. Les armatures lisses ne sont utilisées que dans des cas particuliers.

6.2 LE PAREMENT

Le parement ne joue mécaniquement qu'un rôle local en empêchant le glissement du sol entre les lits d'armatures. Cependant, il doit présenter les caractéristiques suivantes :

1. Il doit être résistant pour supporter les efforts de poussée au voisinage immédiat de l'extrémité de l'ouvrage. Ces efforts sont d'autant plus importants que l'espacement entre les lits d'armatures est plus grand.
2. Il doit être flexible pour conserver à la terre armée sa qualité essentielle de souplesse.
3. Il doit être esthétique car l'aspect du parement d'un ouvrage constitue un élément architectural important.
4. Il doit être constitué d'éléments préfabriqués pour permettre une construction simple du massif armé.

Parmi ces caractéristiques, c'est la flexibilité qui est mécaniquement la plus importante. En effet, si le parement était rigide, celui-ci transmettrait au sol de fondation des efforts importants qui obligeraient à le rigidifier encore davantage et conduiraient à avoir un mur classique retenant un massif armé. On enlèverait ainsi complètement à la terre armée son caractère de matériau homogène.

Aussi dans la conception du premier type de parement utilisé, l'élément de base était-il une enveloppe cylindrique métallique à section semi-elliptique, très déformable et stable vis-à-vis des poussées exercées par le sol de remblai. Pour des raisons de compactage, la hauteur des éléments de parement est de 33,3 cm (Fig. 20 et 21).

En 1971, a été mis au point le parement avec écailles cruciformes en béton (Fig. 22 et 23) plus économique que le parement métallique et permettant de nombreuses variantes architecturales. Il permet notamment de construire des murs à courbure continue bien adaptés aux ouvrages de soutènement en sites urbains. Ce parement est actuellement de loin le plus utilisé.

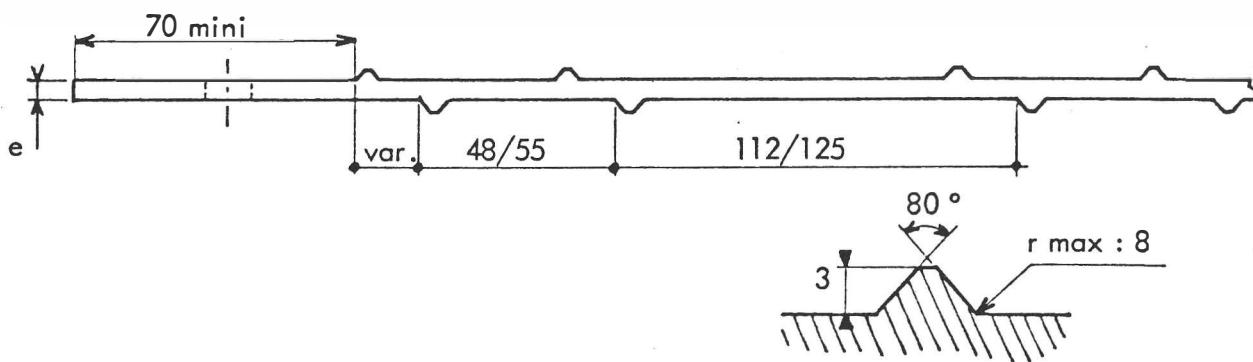


Fig. 19 : Armature à haute adhérence (Armature nervurée)

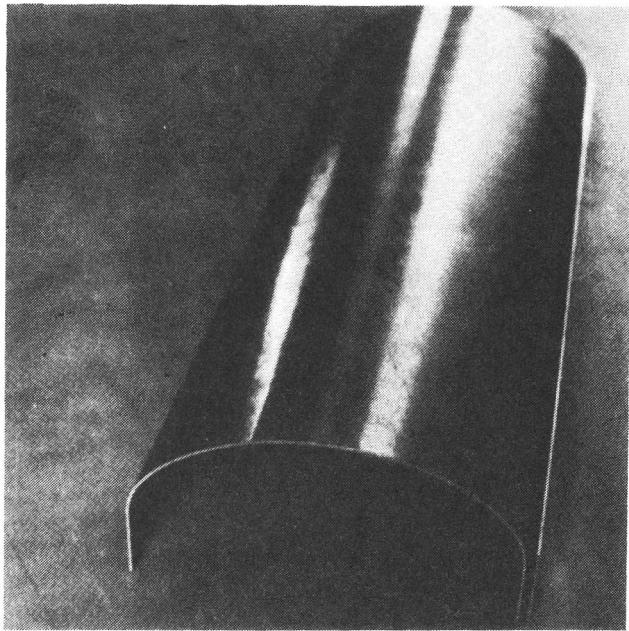


Fig. 20 : Profil d'un élément métallique

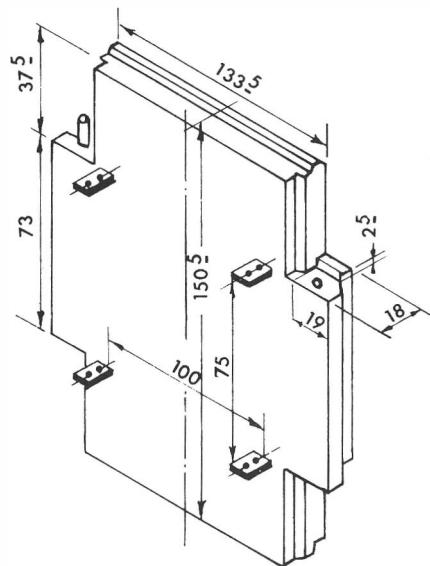


Fig. 22 : Profil d'une écaille de béton

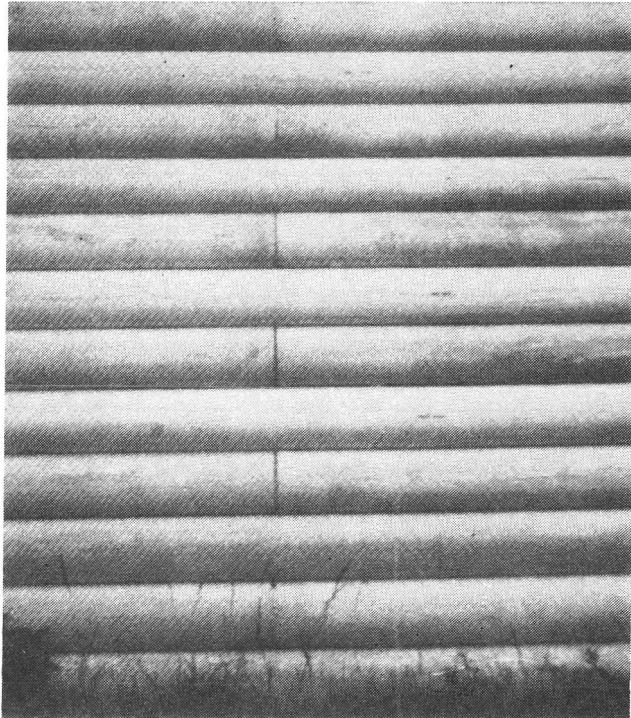


Fig. 21 : Peau à éléments métalliques

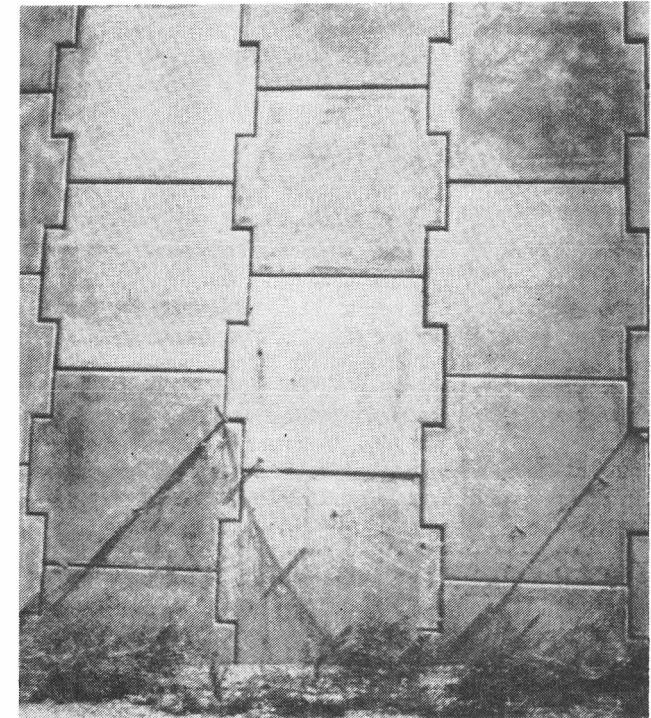


Fig. 23 : Peau en écailles de béton

6.3 DOMAINES D'UTILISATION

Dans le domaine du Génie Civil, le choix du matériau terre armée répond à des critères précis à la fois techniques et économiques.

La technologie de la terre armée permet de réaliser des massifs déformables à des cadences qui ne dépendent que de la mise en place du remblai. La construction d'un ouvrage en terre armée peut se faire comme pour un remblai par étapes lorsque le sol de fondation est de faible portance ou par plots lorsque des problèmes de stabilité de fouilles se posent. L'ouvrage de soutènement en terre armée peut se faire en même temps que le rem-

blaiement et l'on assure ainsi une continuité dans le comportement mécanique de l'ensemble par suppression des tassements différentiels entre l'ouvrage et le remblai d'accès. Par ailleurs, un massif en terre armée réalisé en matériau drainant et placé sur une pente, joue le rôle d'un masque drainant, et par suite, peut notamment améliorer la stabilité de cette pente, si cette dernière est critique par suite de la présence d'une nappe importante.

La caractéristique essentielle d'un massif en terre armée étant sa souplesse qui lui permet de s'adapter sans dommage à des déformations notables du sol de fondation ou de son environnement, la terre armée est particulièrement intéressante dans le

cas des constructions sur sols compressibles ou sur pentes instables, car elle permet d'économiser des fondations profondes.

La figure 24 montre pour différents types d'ouvrages la comparaison entre les solutions classiques et les solutions Terre Armée qui conduisent dans tous les cas de sols de fondation compressibles à une économie notable.

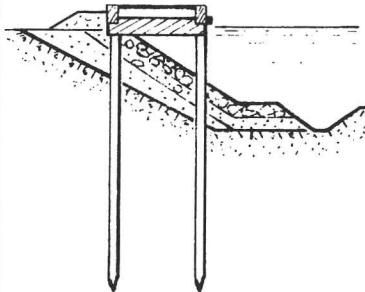
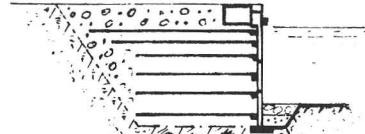
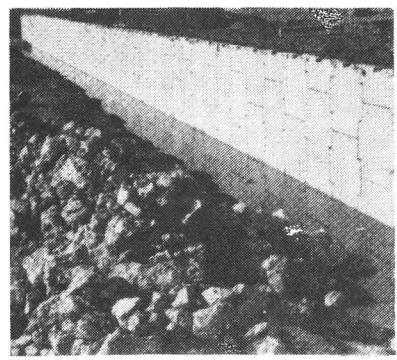
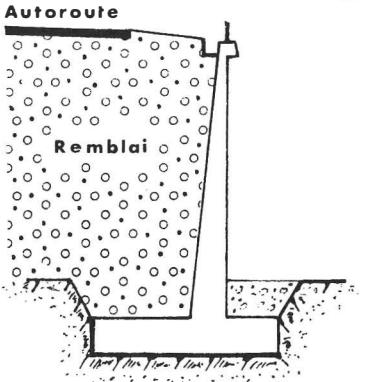
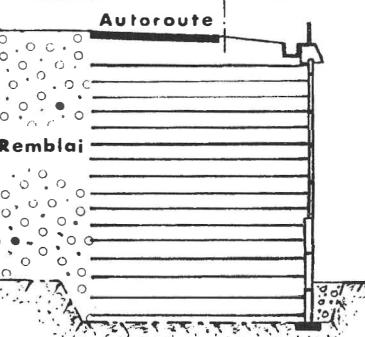
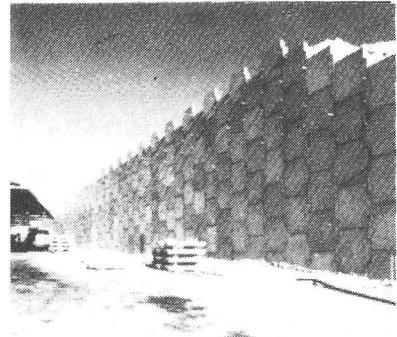
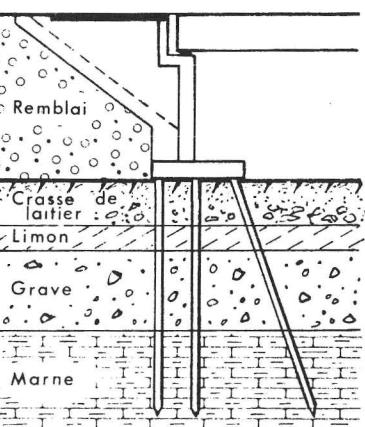
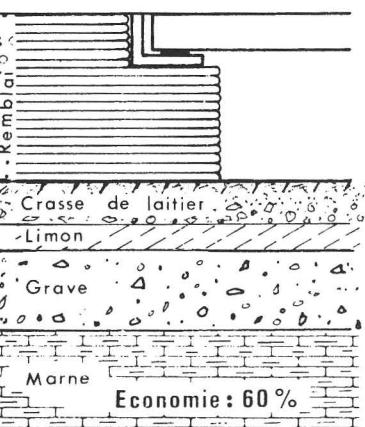
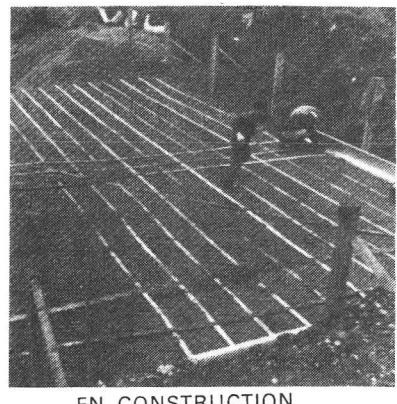
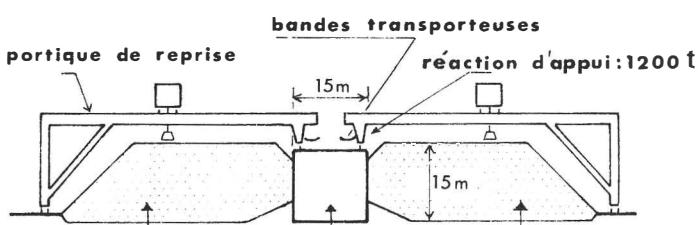
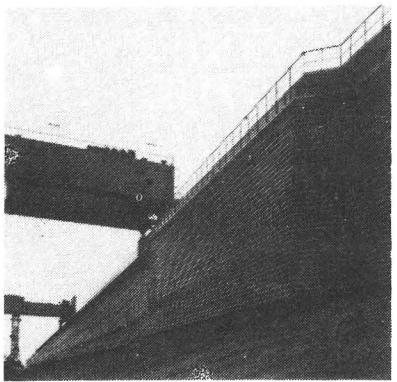
Le caractère massif d'un ouvrage en terre armée et sa souplesse donnent à l'ouvrage une résistance aux tremblements de terre qui est bien plus forte que celle d'ouvrages de soutènement classiques. De ce fait, la terre armée a eu un essor notable dans les zones sismiques.

En dehors des ouvrages de soutènement routiers et des culées de pont qui constituent plus de 80% des constructions en terre armée, la terre armée a été utilisée également dans les domaines suivants :

- construction et aménagement des voies ferrées.
- ouvrages en contact direct avec l'eau. Il s'agit soit d'ouvrages constamment immergés comme les murs de quai dont la construction est limitée par les difficultés d'exécution sous l'eau, soit des murs de soutènement en bordure de rivières ou le long de côtes.

Type Situat- ion	Solution classique	Solution Terre Armée	Photographie de l'ouvrage
ROUTE DE MONTAGNES	<p>Autoroute A8 (Roquebrune - Menton)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Eboulis instables - Nécessité de fondations profondes mais risque de cisaillement des pieux 	<p>Souplesse T A vis-à-vis des déplacements des éboulis</p> <p>- Plus de fondations profondes</p> <p>Economie: environ 30 %</p>	
OUVRAGES URBAINS	<p>RN187. Raccordement F18 au Pont de Sèvres - 1971</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sol de fondation de faible portance - Nécessité de fondations profondes 	<p>- Plus de fondations profondes</p> <p>- Economie: 45 %</p>	
Echangeur de Sète (CD2) 1971	<p>Sable lâche: vasard</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sol de fondation de faible portance - Nécessité de fondations profondes 	<p>- Plus de fondations profondes</p> <p>- Economie : environ 50 %</p>	

Fig. 24 : Exemples d'ouvrages types réalisés en Terre Armée dans le domaine des soutènements.

Type Situat- tion	Solution classique	Solution Terre Armée	Photographie de l'ouvrage
OUVRAGES MARTIMES	OUVRAGES MARTIMES	OUVRAGES MARTIMES	OUVRAGES MARTIMES
Murs de Quais - VALRAS (1971)		 Economie: 15 à 20%	
OUVRAGES DE GENIE CIVIL	OUVRAGES DE GENIE CIVIL	OUVRAGES DE GENIE CIVIL	OUVRAGES DE GENIE CIVIL
PALAISEAU (1971)		 Economie: 25 %	
Culée de Thionville (1972)		 Economie: 60 %	 EN CONSTRUCTION
OUVRAGES SPECIAUX	bandes transporteuses portique de reprise	Charbon Massif en terre armée Minerai de fer Sans l'utilisation de la terre armée il n'était pas possible d'envisager une solution de ce type pour le parc de stockage. Cette solution originale conduit à une économie notable sur l'ensemble des installations.	
Port autonome de Dunkerque (1970)			

— ouvrages industriels. Ce type de construction peut prendre des formes très variées correspondant aux différents besoins de l'industrie :

- Murs de soutènement pour les voies d'accès ou pour la limitation des plateformes sur lesquelles sont construits des ateliers, des bâtiments de service ou des aires de stockage et de chargement.

De tels murs ont été réalisés pour des industries diverses, incluant des centrales nucléaires et des aires de stockage pour produits pétroliers.

- Murs de soutènement inclinés pour la constitution de grands stockages de pondéreux particulièrement économiques dans les pays miniers (U.S.A. notamment).
- Merlons de protection pour la sécurité des réservoirs de liquides, ou pour les dépôts de produits explosifs. Les aménagements et ouvrages militaires de protection font appel très souvent à une solution Terre Armée qui présente une bonne résistance vis-à-vis d'explosions de fortes charges.

— les digues et les barrages constituent des applications très intéressantes de la terre armée dans la mesure où un barrage en terre classique ne peut jamais être submergé sans risque grave de rupture et nécessite toujours la construction d'un ouvrage déversant coûteux. Un barrage en terre armée peut par contre être submergé sans risque à condition que la crête soit bien protégée.

On n'abordera dans la suite que le dimensionnement des murs de soutènement et des culées de ponts en terre armée.

7. COMPORTEMENT ET DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE

Les premières recherches sur le comportement des ouvrages en terre armée ont été toutes effectuées sur des modèles réduits de murs rectangulaires uniformément armés. Il faut signaler les très nombreux essais réalisés par VIDAL de 1961 à 1963 sur des modèles dans lesquels parements et armatures étaient réalisés en papier journal, mais qui n'ont donné que des résultats qualitatifs.

Dès 1967, le LCPC a réalisé des modèles bidimensionnels qui ont été montés ou chargés jusqu'à la rupture. Ces modèles ont permis de mettre en évidence trois types caractéristiques de rupture.

- Une rupture «externe» qui peut provenir soit d'un grand glissement englobant le mur, soit d'un poinçonnemment du sol de fondation, soit d'un glissement sur la base. L'étude de cette stabilité «externe» de l'ouvrage fait appel aux méthodes classiques de calcul en mécanique des sols.
- Une rupture «interne» par cassure d'armatures.
- Une rupture «interne» par défaut d'adhérence entraînant le glissement des armatures.

Les modèles bidimensionnels, facilement reproductibles et peu coûteux, ont donné les premières indications sur l'influence quantitative de différents paramètres du renforcement (longueur, résistance et densité des armatures), sur le mécanisme de rupture et sur la résistance de l'ouvrage.

Toutefois, ce n'est qu'à partir des essais sur les modèles tridimensionnels réalisés dès 1969 par BACOT puis par d'autres chercheurs en France (LCPC - 1973) et à l'étranger (LEE et al. - 1973) qu'on a pu étudier le mécanisme de rupture particulier des ouvrages en terre armée et projeter la base théorique de leur dimensionnement actuel (JURAN - 1977).

Année	Nom	TYPE	Armatures	Parement	L. du mur	Hauteur (H)	Long. armat.
1968	Incarville	Mur de soutènement	Aluminium	Métal	50 m	10 m	10 m
1968-1969	Vigna II	2 murs de soutènement superposés supportant une plateforme routière	Acier galvanisé	Métal	177 m et 230 m	8,75 m et 7 m	10 m et 15 m
1970	Dunkerque	Mur de soutènement avec ponts roulants	Acier galvanisé	Métal	630 m	15 m	15 m
1971	Sète	Mur de soutènement avec plateforme routière	Acier galvanisé	Béton	181 m	9 m	9 m
1972	Brinborion	2 murs de soutènement avec plateforme d'autoroute	Acier galvanisé	Béton	150 m	8 m	12 m
1972	Thionville	Culée de pont	Acier galvanisé	Acier	18 m / 98 m	14 m	11 m
1973	La Doufine	Mur de soutènement avec remblai en pente	Acier galvanisé	Béton	80 m	8 m	8 m
1974	Chambéry	Mur de soutènement sur quai en planches	Acier galvanisé	Béton	400 m	8 m	8 m
1974	Lille	Culée de pont	Acier galvanisé	Béton	15 m	5,6 m, 7 et 10 m	
1976	Angers	Culée de pont	Acier galvanisé	Béton	17 m	6 m	7,5 et 11 m

Tableau II : Caractéristiques des expérimentations en vraie grandeur, réalisées par le L.C.P.C.

Par ailleurs, le comportement des ouvrages en terre armée a fait l'objet d'expérimentations en vraie grandeur réalisées en France et à l'étranger.

De 1968 à 1976, le LCPC a instrumenté 10 ouvrages dont les caractéristiques sont données dans le tableau II. En dehors de la France, la première expérimentation en vraie grandeur fut celle du mur de la route 38 en Californie en 1974. L'ensemble de ces expérimentations a fourni des conclusions essentielles à la connaissance du mécanisme de fonctionnement de la terre armée ainsi qu'au comportement des murs et des culées de pont.

La figure 25 montre les résultats des essais effectués au LCPC (1973) sur des modèles réduits tridimensionnels de murs rectangulaires, uniformément armés et montés jusqu'à la rupture.

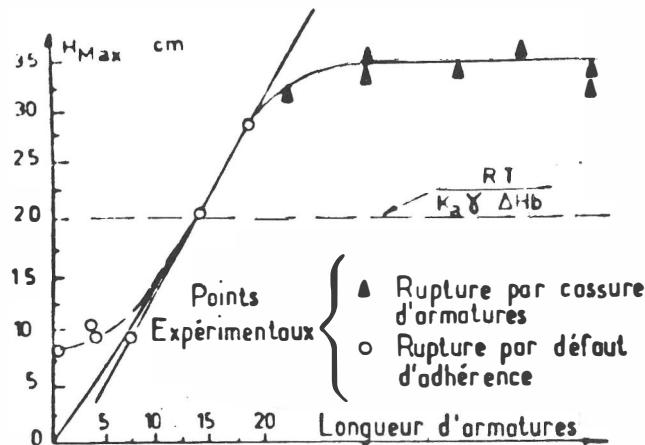


Fig. 25 : Essais sur modèles tridimensionnels (L.C.P.C. — 1973)

La variation de la hauteur de rupture H_c du mur avec la longueur de ses armatures L présente deux zones distinctes correspondant aux deux modes de rupture observés :

- Une première zone — Rupture par glissement des armatures : H_c croît avec L .
- Une deuxième zone — Rupture par cassure des armatures : H_c n'est pas fonction de L .

Pour éviter le premier mode de rupture, il est nécessaire de s'assurer que la portion de l'armature située dans la «zone résistante» ait une longueur suffisante afin que les efforts de frottement mobilisés sur les surfaces de cette portion puissent équilibrer la traction maximale qui se développe dans l'armature (T_{max}). Cette condition conduit à la définition d'une «longueur limite d'adhérence» — La — qui est donnée par la formule :

$$T_{max} = \int_{L-La}^L 2b f \sigma_v(x) dx \quad (3)$$

où : f est le coefficient de frottement sol-armature

$\sigma_v(x)$ est la contrainte normale exercée sur l'armature au point x

b est la largeur de l'armature.

En utilisant les valeurs du coefficient de frottement apparent f^* défini par l'équation 2, la formule 3 peut, dans le cas des murs rectangulaires uniformément armés, s'écrire également sous la forme :

$$T_{max} = 2b f^* \gamma h La \quad (4)$$

La longueur limite de l'armature est alors donnée par :

$$L = Lo + La$$

où Lo est la longueur de la portion de l'armature située dans la «zone active» et dont la définition nécessite la connaissance de la ligne géométrique des tractions maximales.

Pour éviter le deuxième mode de rupture, il est nécessaire d'assurer que la résistance de l'armature à la traction R_T soit suffisante vis-à-vis de la traction maximale — T_{max} .

Ainsi le dimensionnement interne des murs en terre armée nécessite de connaître la position de la ligne des tractions maximales et les valeurs de ces tractions. Les deux premières méthodes de dimensionnement ont considéré respectivement : (VIDAL et SCHLOSSER, 1969)

1. L'équilibre d'un coin classique de COULOMB retenu par les armatures en supposant que les efforts de traction dans les armatures croissent linéairement avec la profondeur.
2. L'équilibre local aux points d'attache des armatures au parement en supposant que ce dernier est soumis à la poussée de RANKINE.

Ces deux méthodes classiques ont conduit à la même expression pour la hauteur de rupture, soit :

$$H_c = \frac{R_T}{K_a \cdot \gamma \cdot \Delta H \cdot d} \quad (5)$$

où : K_a est le coefficient de poussée du sol à l'état limite de RANKINE.

γ est le poids volumique du sol

ΔH et d sont respectivement les espacements vertical et horizontal entre les armatures.

Or, comme le montre la figure 25, ces méthodes conduisent à sous-estimer considérablement la résistance des murs en terre armée, et par ailleurs on peut noter que, dans les cas des culées de pont, ces méthodes conduisent à sous-estimer notamment les effets de surcharges sur les valeurs des tractions dans les armatures.

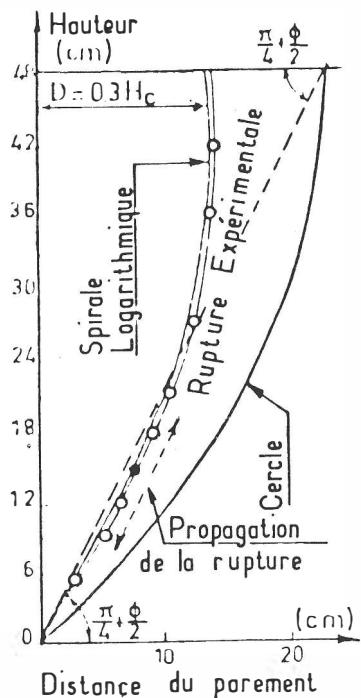
Toutefois, les essais sur les modèles tridimensionnels et des multiples observations sur les ouvrages réels expérimentés ont permis de constater que le comportement des ouvrages en terre armée ainsi que leur mécanisme de rupture sont fondamentalement différents de ceux des ouvrages de soutènement classiques.

Ces différences sont dues essentiellement à la présence des armatures dans le remblai, laquelle a pour effet de modifier l'état des contraintes dans la «zone active» et d'empêcher les déformations latérales et l'évolution d'un état limite de RANKINE dans le sol. Aussi la distribution de la poussée reprise par les armatures est sensiblement différente de la poussée de RANKINE.

Par ailleurs, les relevés des points de cassure des lits d'armatures dans les modèles réduits (Fig. 26a), ainsi que les mesures de traction dans les armatures sur les ouvrages réels (Fig. 26b) montrent que la ligne des tractions maximales, séparant dans le massif en terre armée les zones «active» et «résistante» est verticale en tête du mur et est très différente de la droite classique de COULOMB.

Ces lacunes des théories classiques ont conduit à proposer une nouvelle méthode pour le dimensionnement des murs et des culées en terre armée — JURAN 1977 —. Cette méthode prend en considération les résultats des observations sur les ouvrages réels et permet de déterminer la ligne géométrique des tractions maximales et les valeurs de ces tractions.

Le principe de cette méthode consiste à étudier l'équilibre de la «zone active» en considérant que le lieu des tractions maximales est à la fois une surface de rupture potentielle par cassure des armatures et une surface de glissement potentiel dans le sol. Des



Lieu des tractions maximales dans les modèles réduits.

Fig. 26a : Modèles réduits
(L.C.P.C. 1977)

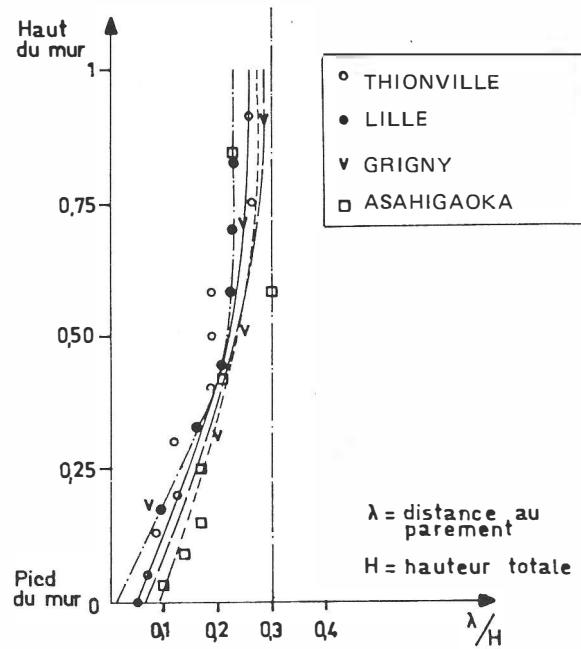


Fig. 26b : Ouvrages réels
(SCHLOSSER 1978)

considérations cinématiques à la fois théoriques et expérimentales ont conduit à supposer que cette surface est une spirale logarithmique à tangente verticale en tête du mur. De plus, il est supposé que la résistance au cisaillement du sol est entièrement mobilisée le long de cette surface. Cette méthode peut également être appliquée au dimensionnement des culées à condition de tenir compte des conditions aux limites statiques et cinématiques créées par le chargement du sommier.

La figure 27 montre que cette méthode donne des valeurs théoriques de la hauteur de rupture qui sont bien plus proches des résultats expérimentaux que les valeurs données par la théorie de RANKINE.

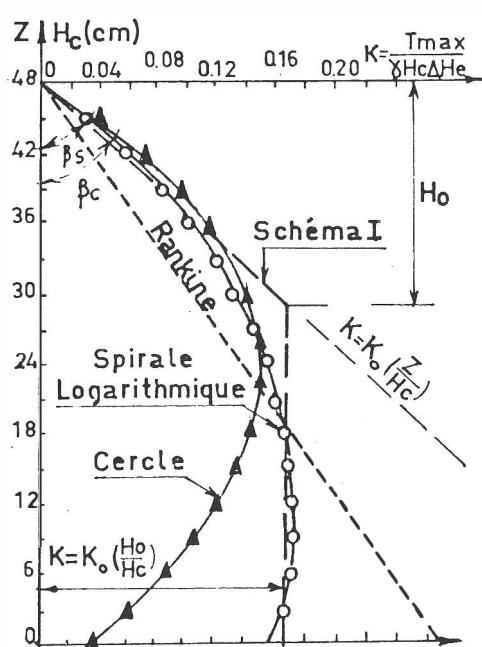


Fig. 28 : Lieu des T_{max}

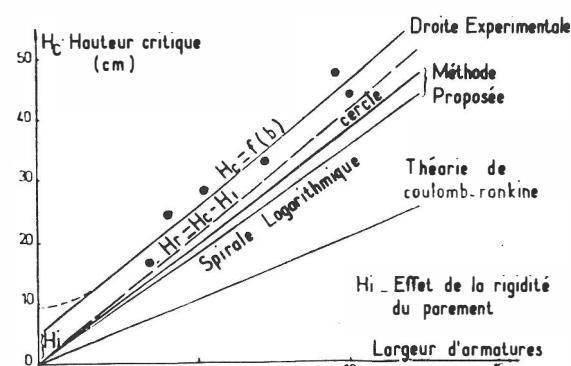
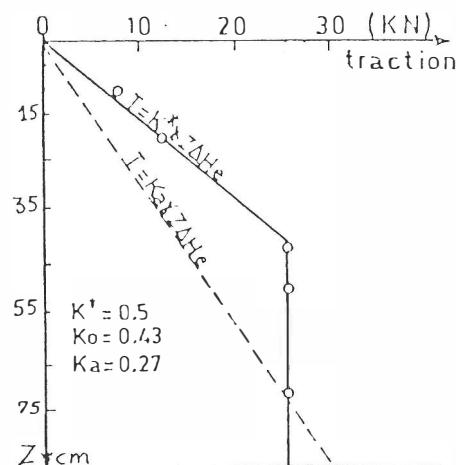


Fig. 27 : Variation de la hauteur critique H_c avec la largeur b d'armatures. — Modèles tridimensionnels.



— Distributions théoriques des tractions maximales.

La figure 28 montre la distribution théorique des tractions maximales.

Cette distribution est très différente de la distribution triangulaire de la poussée de RANKINE. Elle peut être schématisée de la façon suivante (Schéma I) :

1^e zone — dans le haut du mur — elle correspond à la poussée du sol à l'état K_o

2^e zone — dans le bas du mur — elle est quasiment uniforme avec la profondeur.

La figure 29 montre les résultats des expérimentations en vraie grandeur sur la culée de THIONVILLE (France — parement métallique) et sur le mur d'ASAHIKAOKA (Japon — parement en écailles de béton).

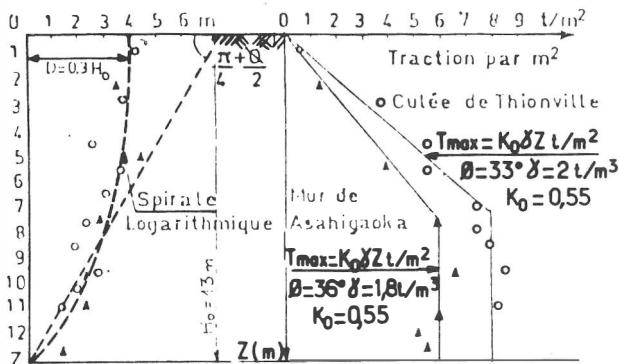
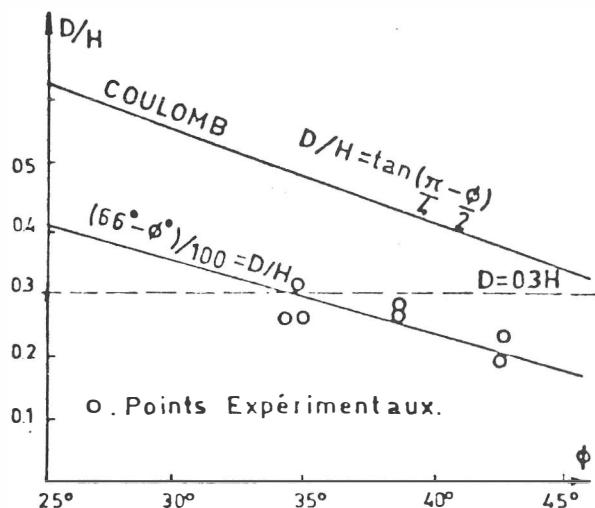


Fig. 29 : Lieu des T_{max} Distribution des T_{max}
Mur de ASAHIKAOKA — Japon) ouvrages réels
Culée de THIONVILLE — France)

Dans les deux ouvrages, le lieu des tractions maximales concorde bien avec la solution théorique de la spirale logarithmique et les répartitions des tractions maximales correspondent au schéma indiqué ci-dessus.

La figure 30 montre la variation de la géométrie de la zone active avec l'angle de frottement interne déduit des plusieurs expérimentations sur les murs réels. On constate que la droite classique de COULOMB conduit à des valeurs deux fois plus grandes pour la largeur de la zone active en tête. Pour tous les murs expérimentaux, une enveloppe des lignes des tractions maximales peut être obtenue par une portion de droite verticale située à la distance 0,3 H du parement jusqu'à la profondeur 0,5 H et par une portion de droite inclinée passant par le pied du mur. Ce schéma simplifié a été adopté par les spécifications françaises pour le dimensionnement des murs en terre armée.



Dimensionnement des ouvrages. — Méthodes adoptées par les spécifications françaises.

L'ensemble des recherches sur les modèles réduits et les expérimentations en vraie grandeur ont conduit à mettre au point deux types de méthodes de dimensionnement qui ont été adoptées par les spécifications françaises :

— Une méthode essentiellement calée sur les résultats des expérimentations en vraie grandeur. Cette méthode semi-empirique est utilisée pour le dimensionnement aux charges de service.

— Une méthode basée sur la considération de plans de rupture potentiels et intégrant à la fois une rupture par défaut d'adhérence et une rupture par cassure des armatures. Cette méthode appelée «la méthode des plans de rupture» est essentiellement utilisée pour vérifier que le dimensionnement de l'ouvrage offre effectivement une marge de sécurité appréciable par rapport à tout risque de rupture plane.

Dimensionnement aux charges de service.
Les murs.

Cette méthode semi-empirique considère l'équilibre d'un élément de sol entourant une armature et limité d'une part par le parement, d'autre part par la ligne des tractions maximales.

On utilise l'hypothèse vérifiée sur des modèles photoélastiques, que sur les plans médians horizontaux séparant les lits d'armatures voisines, la contrainte de cisaillement τ est nulle. Pour chaque lit d'armatures, on obtient la traction maximale T_{max} par la formule :

$$T_{max} = K \cdot \sigma_v \cdot \Delta H \quad (6)$$

où : σ_v est la contrainte verticale calculée, en faisant l'hypothèse d'une distribution de MEYERHOF, par l'équilibre des moments des forces agissant sur la portion de mur située au-dessus de l'armature considérée.

K est le coefficient de poussée du sol. Il est obtenu à partir des expérimentations en vraie grandeur qui sont portées sur le graphique de la figure 31 par la schématisation suivante :

$$\left. \begin{array}{l} K = K_o - (K_o - K_a) \frac{z}{z_o} & z \leq z_o = 6 \text{ m} \\ K = K_a & z > z_o \end{array} \right\} \quad (7)$$

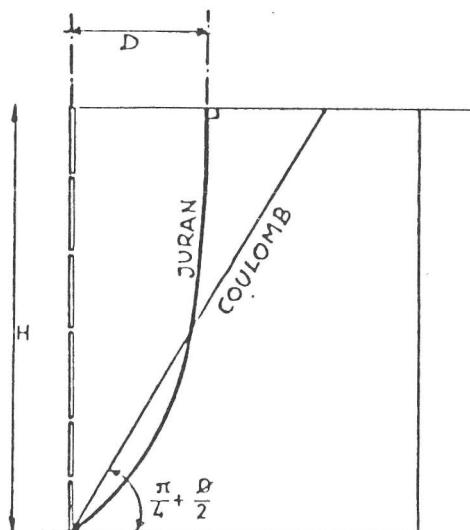


Fig. 30 : Variation du rapport D/H avec ϕ — Ouvrages réels.

où : K_0 est le coefficient de poussée du sol au repos;
 K_a est le coefficient de poussée du sol à l'état limite de RANKINE.
 Z est la profondeur mesurée à partir de la surface libre du remblai, à l'aplomb de la ligne de tractions maximales.

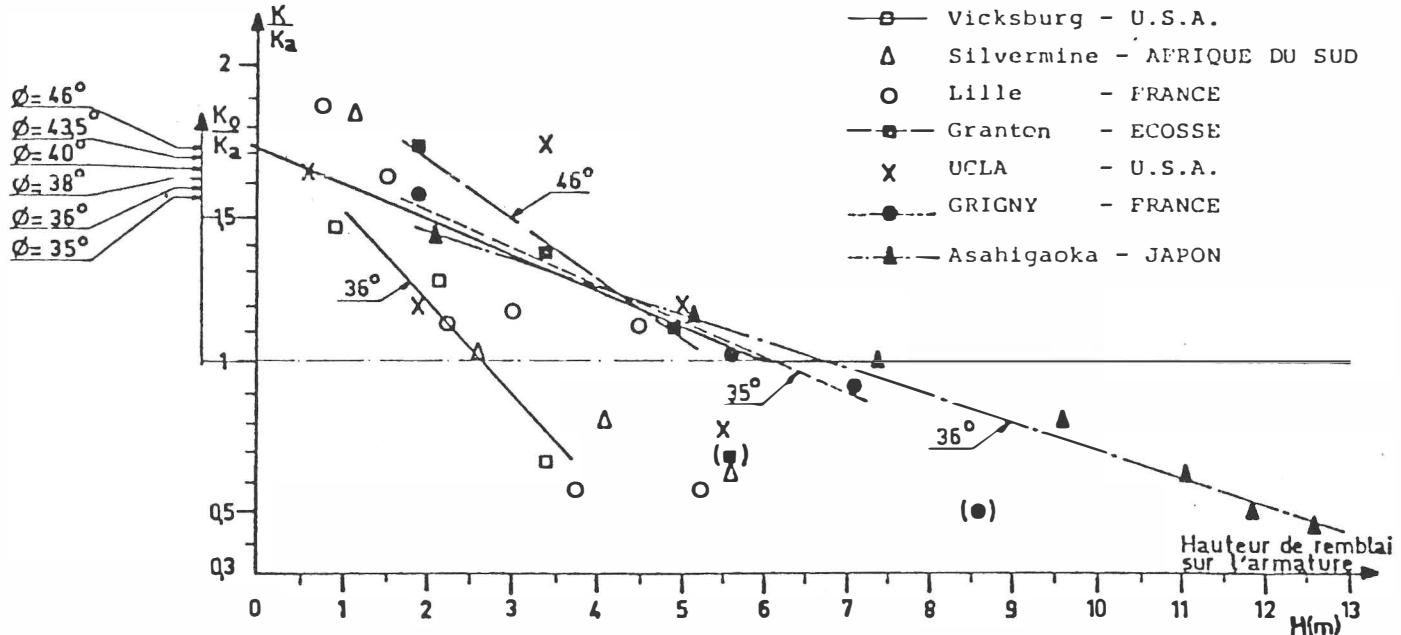


Fig. 31 : Valeurs expérimentales de K

On remarquera qu'en utilisant ce schéma, on obtient pour les murs hauts ($H > 13$ m) une distribution des tractions maximales semblable à celle dérivée de la méthode de JURAN.

Connaissant la ligne géométrique des tractions maximales et les valeurs de ces tractions, on peut dimensionner le mur en terre armée en considérant pour chaque armature la possibilité d'une rupture, soit par défaut d'adhérence, soit par cassure de l'armature.

La notion de sécurité est introduite dans le calcul par le biais de combinaisons d'actions et de pondération des charges appliquées suivant les spécifications françaises (les charges permanentes défavorables sont majorées de 35%, les surcharges courantes sont majorées de 60%) ainsi que l'introduction des coefficients de sécurité sur la résistance de l'armature à la traction ($F_R = 1,5$ pour les murs et 1,65 pour les culées) et sur le coefficient de frottement apparent f^* ($F_g = 1,35$ pour les murs et 1,5 pour les culées). Par ailleurs, pour assurer la durée de service requise de l'ouvrage, on considère qu'une partie de l'épaisseur de l'armature (e_s) est sacrifiée à la corrosion en relation avec la vitesse de corrosion. Par conséquent, l'épaisseur nominale de l'armature à prendre en compte pour le calcul de la résistance à la traction est : $e_n = e_o - e_s$; où e_o est l'épaisseur totale initiale de l'armature.

On obtient ainsi les deux critères de «rupture interne» :

$$\begin{aligned} \text{— cassure d'armature : } T_{\max} &\leq \frac{1}{F_R} R_T \cdot e_n \cdot b \\ \text{— défaut d'adhérence : } T_{\max} &\leq \frac{1}{F_g} \cdot 2b \int_{L-L_a}^L f^* \sigma' v(l) dl \end{aligned} \quad (8)$$

Dans le cas d'armatures lisses, on ne tient pas compte de l'effet du poids des terres, de telle sorte que le coefficient f^* est le même dans tout le massif de terre armée : $f^* = \tan \psi = 0,40$.

Dans le cas d'armatures H.A., on schématisé l'effet du poids des terres par une loi de variation de f^* en fonction de la profondeur, obtenue à partir d'une enveloppe inférieure de tous les résultats expérimentaux (Fig. 13). Ainsi dans le cas de remblais compactés, le coefficient de frottement apparent f^* est supposé constant tout le long d'une armature, et schématisé en fonction de la profondeur z par :

$$\left. \begin{aligned} f^* &= f^*_{o_0} - (f^*_{o_0} - \tan \phi) \frac{z}{z_0} & z \leq z_0 = 6 \text{ m} \\ f^* &= \tan \phi & z \geq z_0 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

où : z est la profondeur mesurée à partir de la surface libre du remblai, à l'aplomb de la ligne de tractions maximales.

Le coefficient $f^*_{o_0}$ dépend de nombreux paramètres (granularité, angularité, angle de frottement interne, etc...) Il peut être évalué en fonction du coefficient d'uniformité du remblai (CU) (Fig. 16) par la formule empirique :

$$f^*_{o_0} = 1,2 + \log_{10} CU \text{ avec } CU = D_{60} / D_{10} \quad (10)$$

où D_{60} et D_{10} représentent respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètres inférieurs représentent 60% et 10% du poids total. En l'absence de mesures précises, on retient comme valeur minimale : $f^*_{o_0} = 1,5$

La figure 32 montre le principe de dimensionnement d'un mur en terre armée.

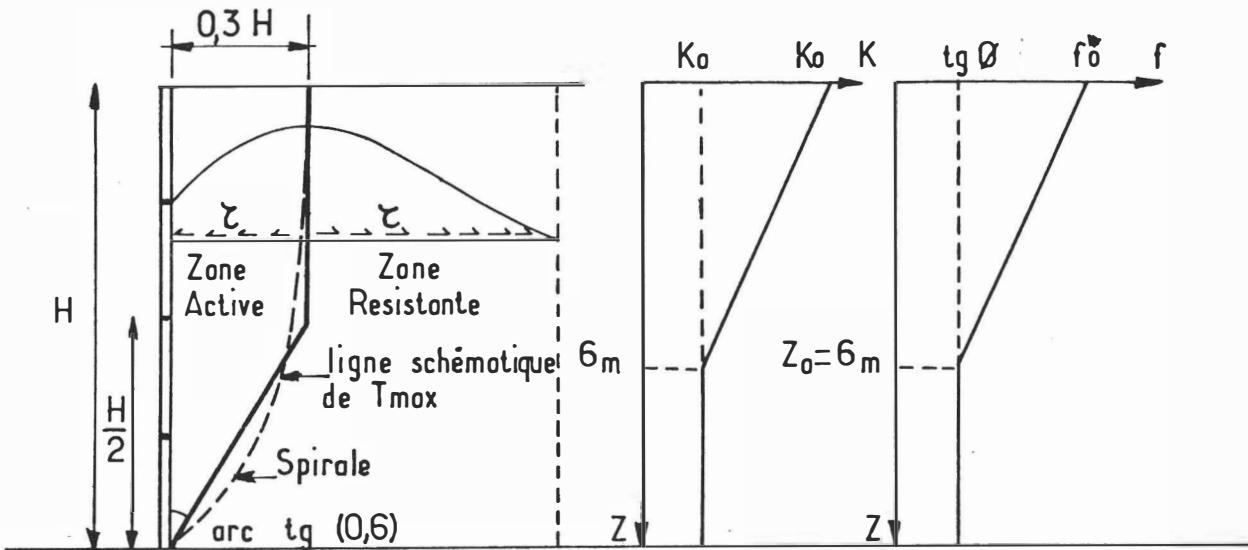


Fig. 32 : Dimensionnement des murs en Terre Armée. (Spécifications françaises — 1979)

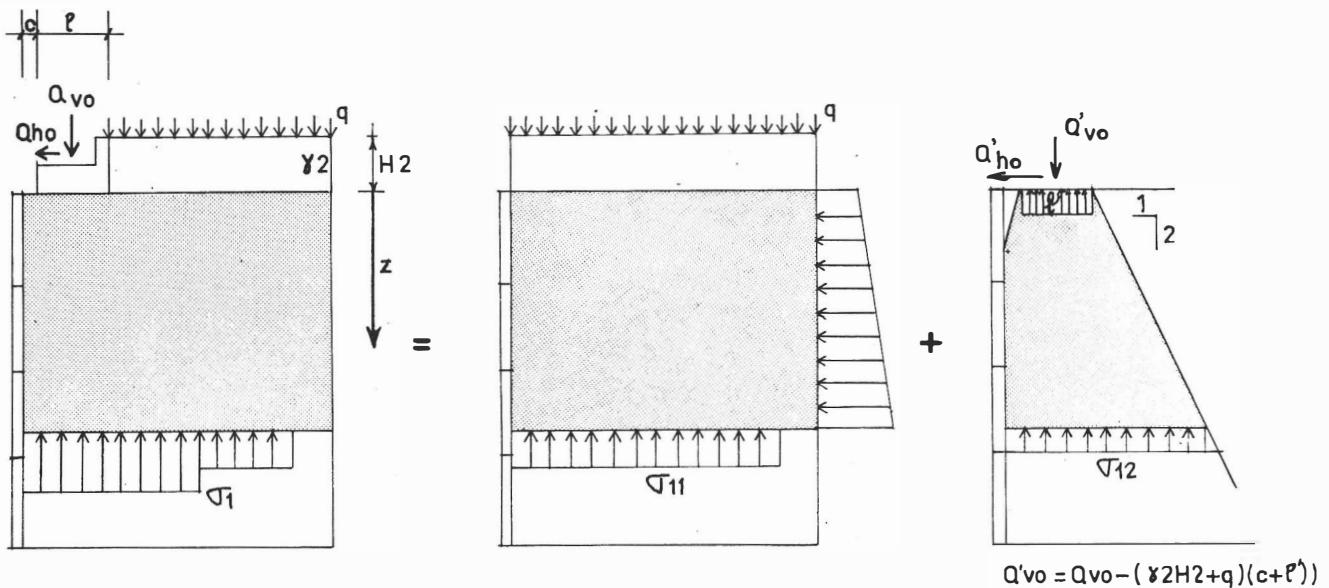


Fig. 33 : Détermination de la contrainte σ_1 dans une culée.

Les culées.

La figure 33 présente le principe de dimensionnement d'une culée de pont aux charges de service.

Les efforts de traction dans les armatures sont déterminés par la formule (6).

La contrainte verticale σ_v considérée est déterminée par la superposition des effets de toutes les charges s'exerçant sur la partie du massif au-dessus du lit d'armatures considéré.

Les contraintes sous le sommier sont uniformes et réparties sur une largeur réduite l' déterminée selon la méthode de MEYERHOF.

On considère d'abord les effets :

- du poids propre de la culée;
- du poids propre du remblai derrière le sommier et des charges routières ($q = 1t/m^2$) supposées uniformément réparties sur toute la largeur de la culée

— de la poussée du remblai derrière la culée.

La contrainte verticale correspondante σ_{v1} est calculée selon la méthode de MEYERHOF en écrivant l'équilibre de la partie du massif considérée.

Puis, on considère les effets des surcharges appliquées sur le sommier. La contrainte verticale σ_{v2} due à la surcharge verticale réduite $Q'vo = Qvo - (\gamma R H_R + q)(c + l')$ est calculée avec l'hypothèse de diffusion à 1/2.

Les charges horizontales transmises au massif par le sommier dans le cas d'une culée ou par les dalles frottantes de certaines barrières de sécurité, se traduisent perpendiculairement au parement par une augmentation, inversement proportionnelle à la profondeur, de la contrainte horizontale σ_{xx} transmise aux armatures sur une profondeur $Z_0 = 2(l' + c)$.

L'application de la surcharge sur le massif en terre armée a pour effet de modifier le lieu des tractions maximales dans les lits d'armatures. La figure 34 illustre son évolution, sous l'effet d'une surcharge appliquée en tête (cas de culées) à des distances variables du parement, dans un comportement purement élastique à la fois du remblai et des armatures, calculée par la méthode des éléments finis.

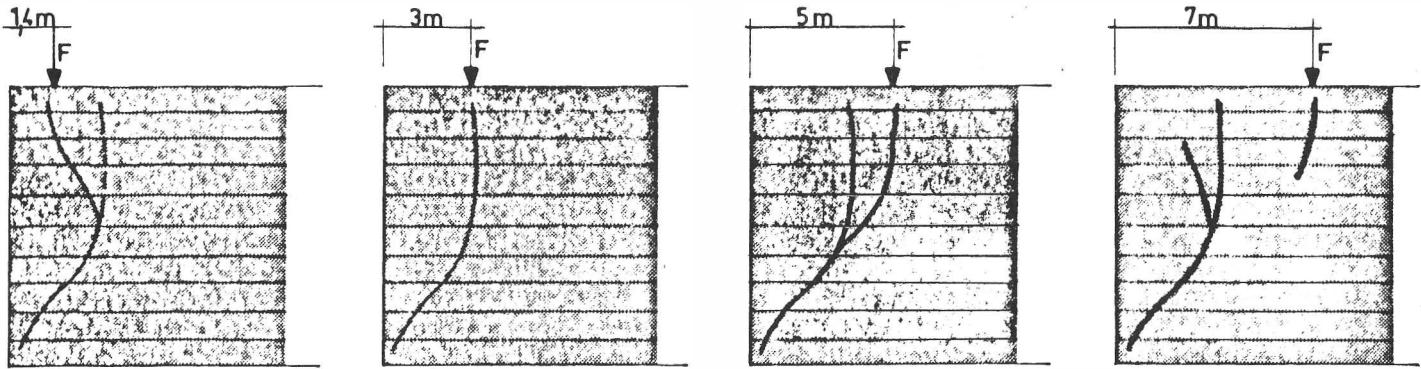


Fig. 34 : Evolution de la ligne des tractions maximales sous l'effet d'une surcharge.

Dans la pratique, le dimensionnement des ouvrages se fait en adoptant pour cette ligne une enveloppe supérieure comme indiqué à la figure 35.

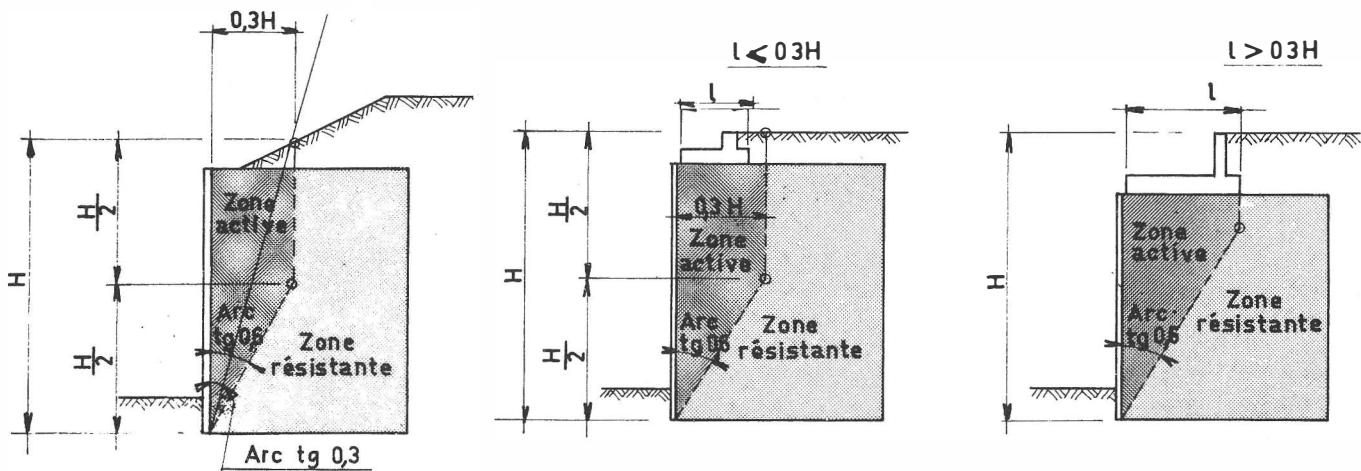


Fig. 35 : Schématisation de la ligne des tractions maximales.

Connaissant le lieu et la distribution des tractions maximales, on peut dimensionner la culée en terre armée.

Méthode aux états limites (par plans de rupture)

Principe.

On considère l'équilibre des coins délimités par le parement et un plan de rupture quelconque.

Chaque coin est soumis à l'action des forces suivantes : (Fig. 36).

- Poids W
- Charges et surcharges de composantes Q_v et Q_h
- Poussée de composantes P_h et P_v
- Réaction R du remblai, le long du plan de rupture, inclinée à l'angle θ sur la normale au plan.
- La somme ΣT_i des tractions mobilisables dans les armatures qui coupent le plan de rupture.

L'équilibre de ces forces s'écrit en considérant la résultante générale :

$$T_i = (P_h + Q_h) + (W + Q_v + P_v) \operatorname{tg}(\theta - \phi) \dots\dots\dots (11)$$

Il est alors possible, avec cette méthode, soit de vérifier la stabilité de tous les plans de potentiels de rupture, soit de dimensionner l'ouvrage (détermination du nombre d'armatures par lit et de la longueur des armatures) en commençant par les plans issus du haut du parement et en descendant progressivement.

Calcul des tractions T_i .

Pour chaque lit d'armatures, la force T_i est prise égale à la valeur minimum entre la résistance à la traction des armatures et la résistance au glissement, éventuellement divisée par un coefficient de sécurité, suivant la formule :

$$T_i = \min_{L-Lai} n_i R_T \int_0^L 2 \cdot b \cdot n_i \cdot \sigma^*_v \cdot f^* dx \quad (12)$$

avec :

n_i : nombre d'armatures par mètre linéaire dans le lit i.

R_T : résistance à la traction d'une armature.

b : largeur d'une armature.

σ^*_v : poids des terres et surcharges au-dessus de l'armature.

f^* : coefficient de frottement apparent.

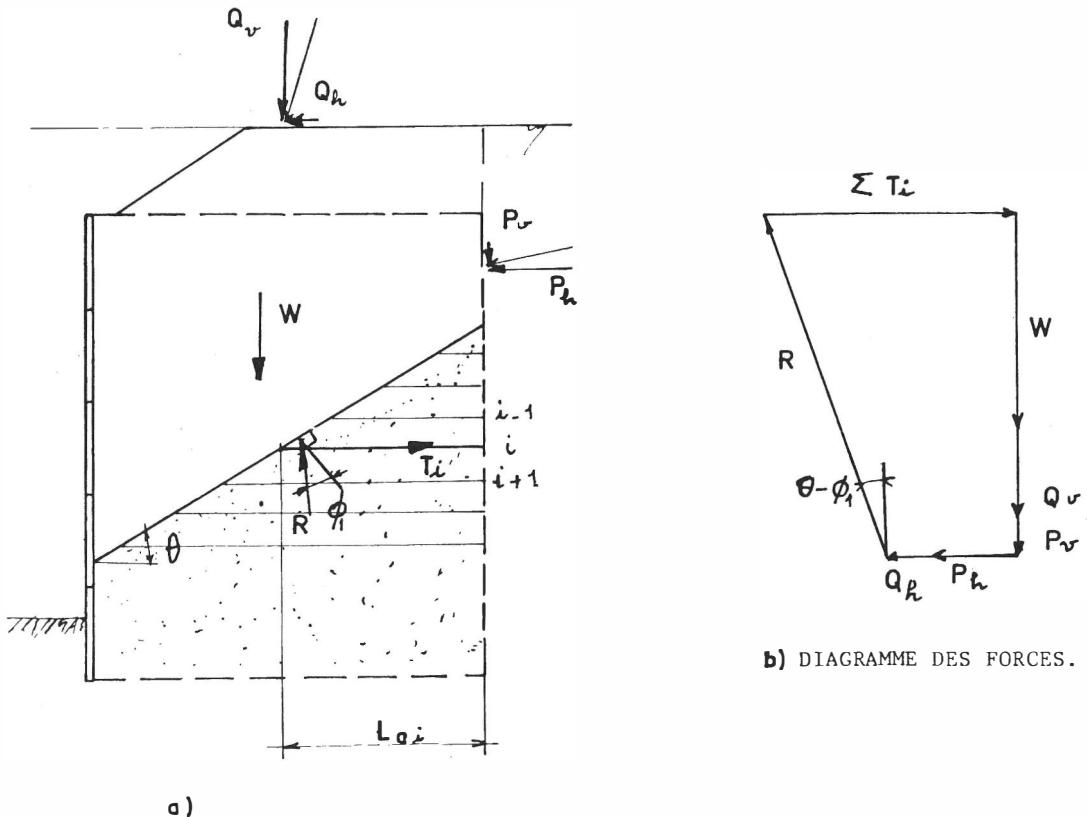


Fig. 36 : Equilibre d'un coin de rupture.

8. CONCLUSIONS

Durant les dix dernières années, la terre armée a été largement utilisée dans le domaine du Génie Civil. A côté des murs de soutènement qui restent encore les ouvrages les plus fréquemment construits, on a vu se développer des applications aux culées de ponts, aux radiers, aux barrages, aux murs inclinés et tout récemment à l'habitat. Il est certain que les avantages présentés par ce nouveau matériau conduiront à l'utiliser dans l'avenir dans d'autres types d'ouvrages.

Toutes les recherches effectuées jusqu'à maintenant ont montré que le comportement de la terre armée est fort éloigné des théories classiques des ouvrages de soutènement. Le frottement qui est le phénomène de base dans le matériau terre armée, s'avère complexe, et les contraintes de cisaillement qui se développent au voisinage des armatures conduisent à des états de contraintes dans le remblai fort différents de l'état simple de RANKINE.

Cependant, les expérimentations en vraie grandeur, réalisées depuis 10 ans, ont permis de mettre au point des méthodes de dimensionnement sûres et bien adaptées aux différents ouvrages que l'on construit maintenant.

Les recherches fondamentales sur la terre armée sont loin d'être terminées, même si certains aspects ont déjà été bien étudiés. Sans que la liste soit exhaustive, on peut citer les points suivants qui nécessitent une poursuite des recherches :

- 1) Le frottement sol-armature et notamment le frottement avec des sols comportant une grande proportion de fines.
- 2) Le comportement fondamental du matériau terre armée sous divers types de sollicitations et avec des armatures couvrant une large gamme de déformabilité.
- 3) La détermination du comportement des ouvrages à partir de la connaissance des lois élémentaires du comportement du matériau terre armée.

La construction de nouveaux types d'ouvrages nécessitera sans doute de nouvelles recherches expérimentales tant technologiques que fondamentales.

Mais d'ores et déjà, on peut affirmer que la terre armée a introduit une nouvelle manière de concevoir les ouvrages tout en faisant largement progresser la connaissance de phénomènes fondamentaux tels que la corrosion des métaux dans les sols et le frottement dans les sols.

La technique de la terre armée a notamment ouvert un large domaine de recherches sur la mécanique des sols. Peu à peu, les recherches se sont éloignées des simples essais de murs en modèles réduits pour aborder des aspects plus analytiques et plus fondamentaux, qui nous éclairent un peu plus sur les multiples aspects des lois de comportement des sols.

Adresse des auteurs :

Prof. François Schlosser et Alain Guilloux
TERRASOL
Tour Horizon — 52, quai de Diou Bouton
F-92 806 — PUTEAUX Cédex

N° 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studientagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Ouvrages en gabions

par M. Branzanti

1) Histoire

La structure en gabions pour ouvrages de protection fluviale fut inventée autour de 1890. Dès 1893, la société Maccaferri, dont la fondation remonte à 1879, utilisa les premiers gabions rudimentaires cylindriques formés par des mailles de fil à simple torsion, pour colmater la rupture d'une berge du Reno dans les environs de Bologne. (photo 1,2). Depuis cette période, les gabions Maccaferri sont produits dans cinq usines, dont deux en Italie et trois à l'étranger, et sont exportés dans presque tous les pays du globe en se perfectionnant sans arrêt grâce aux études et aux expériences accomplies.

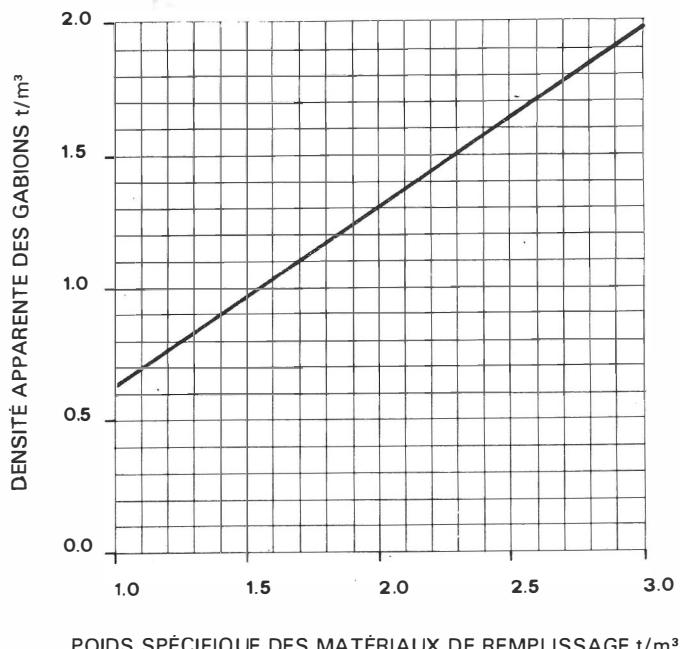


Fig. 1 — Diagramme pour déterminer la densité apparente des gabions en fonction du poids spécifique des matériaux de remplissage.

2) Caractéristiques des gabions

Actuellement, les gabions se composent de mailles hexagonales obtenues par double torsion des fils de façon à éviter que la carcasse ne se perce en cas de rupture éventuelle de quelques fils.

Tous les fils sont galvanisés conformément aux normes internationales et, en cas d'installation dans un milieu pollué ou en présence d'eaux salines, les fils galvanisés sont protégés par un revêtement spécial en P.V.C. de 0,5 mm d'épaisseur moyenne. La résistance du fil varie de 45 à 50 kg/mm².

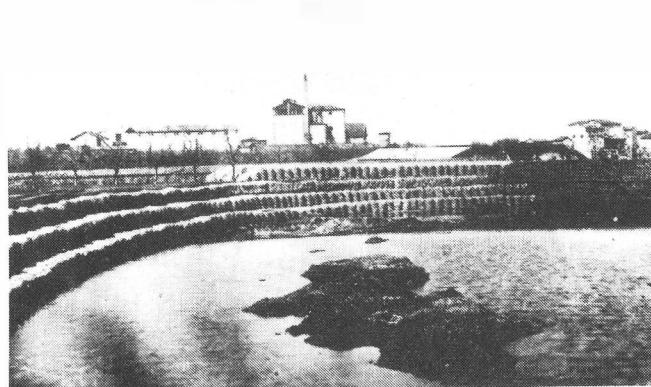


Photo 1 — Premier emploi de gabions cylindriques en 1879 pour colmater la rupture de la berge du fleuve Reno près de Bologne.



Photo 2 — Le même ouvrage photographié il y a quelques années. La végétation et les dépôts du fleuve ont presque complètement recouvert la structure.

Il existe quatre types de mailles standard : 10 × 12, 8 × 10, 6 × 8, 5 × 7, qui correspondent approximativement aux dimensions des deux diagonales des mailles hexagonales, tandis que le diamètre standard des fils varie de 3 à 2 mm. Des expériences en laboratoire ont démontré que la résistance d'un grillage standard dont les mailles mesurent 8 × 10 et le fil 3 mm de diamètre, est d'environ 5.000 kg par mètre de grillage en largeur et suivant la direction parallèle au sens du tissage.

Les gabions consistent essentiellement en deux types de structures : les structures de «grande section» et les structures de «section fine» (photo 3,4).

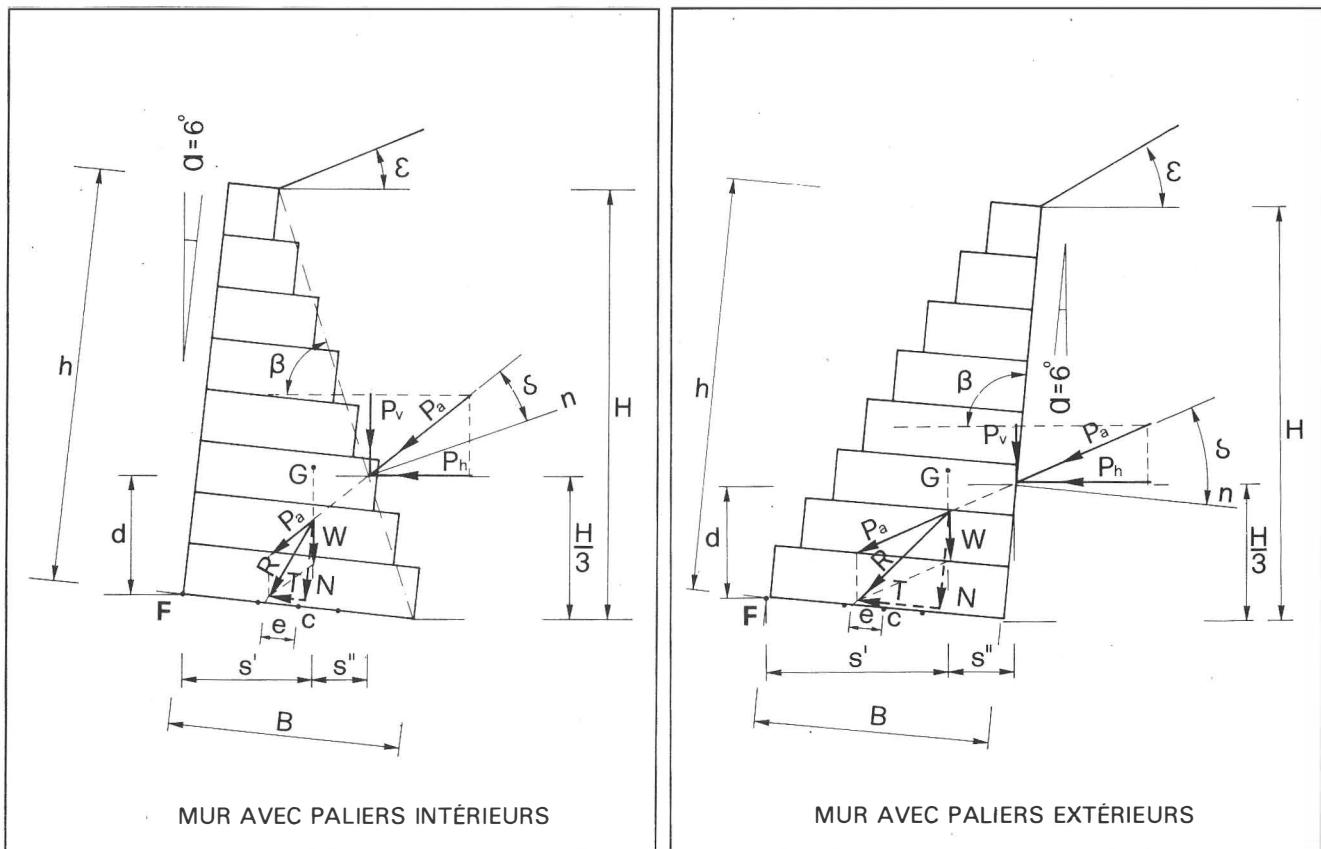


Fig. 2 — Représentation des forces qui agissent sur un mur de soutènement et le contrôle de stabilité à établir.

RENVERSEMENT

$$m = \frac{Mr}{Mo} \geq 1.5$$

Mr = Moment stabilisateur

Mo = Moment de renversement

GLISSEMENT

$$m'' = \frac{N}{T} \cdot f \geq 1.5$$

f = Coefficient de frottement entre la fondation et le sol

N = Composante normale de la résultante

T = Composante tangentielle de la résultante

PRESSION AU SOL

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

e = Excentricité de la résultante

B = Largeur de la fondation



Photo 3 — Exemple classique de structure en gabions à grande section pour la protection longitudinale des berges d'un cours d'eau.



Photo 4 — Exemple de revêtement des berges d'un fleuve avec une structure à section fine : les «Matelas Reno».

Les structures de «grande section» sont formées d'éléments de 0,50 ou 1 m d'épaisseur chacun et sont utilisées pour la réalisation d'ouvrages-poids.

Chaque gabion mesure 1 mètre de large et sa longueur varie de 1,5 à 2, 3 et 4 mètres.

Les structures de «section fine», généralement utilisées pour les revêtements, ont une épaisseur de 0,30 mètres ou moins et subissent généralement de fortes déformations. Plus particulièrement, ces éléments que l'on appelle «Matelas Reno» ont une largeur constante de 2 mètres et une longueur de 4, 5 ou 6 mètres.

Les gabions et les «Matelas Reno» sont livrés pliés et en paquets. Ils se déplient et s'assemblent directement sur le chantier.

Les éléments sont assemblés et ligaturés dans tous les angles pour former la structure demandée avec du fil ayant les mêmes caractéristiques que celui qui a été utilisé pour la fabrication des gabions et des «Matelas Reno». Le matériau de remplissage (avec un bon poids spécifique et non friable) mesure entre 100 et 200 mm pour les gabions et entre 70 et 150 mm pour les «Matelas Reno». Pour achever les opérations de fermeture, les couvercles sont repliés et ligaturés le long de tous les angles. La structure qui en résulte est donc solidaire et homogène.

3) Caractéristiques fonctionnelles des ouvrages en gabions

Les principales caractéristiques des ouvrages en gabions sont donc :

- a) adaptation et résistance à toutes sortes de pressions
- b) flexibilité
- c) perméabilité
- c) économie et durabilité

a) Adaptation et résistance à toutes sortes de pressions

La structure en gabions est une structure cellulaire renforcée suivant trois plans perpendiculaires donnés par les parois des gabions et par les diaphragmes internes. Les lignes de résistance sont parallèles aux fils qui forment le grillage.

b) Déformation ou flexibilité

En se déformant, la structure en gabions peut suivre les irrégularités ou les affaissements du plan de pose des fondations, ou l'augmentation de la poussée du terrain à la suite de variations dans ses caractéristiques géomécaniques (photo 5).

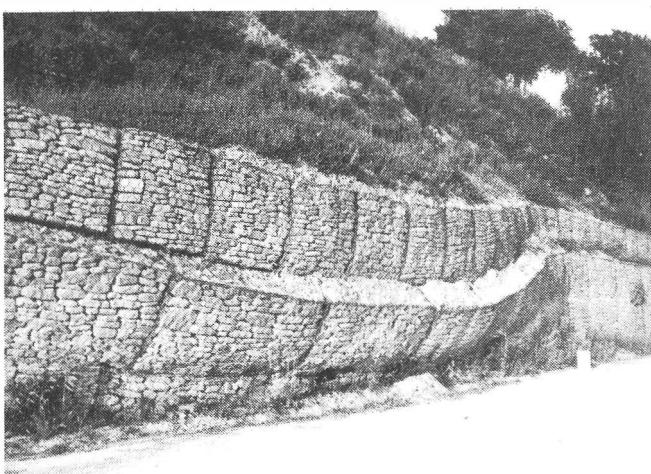


Photo 5 — L'augmentation de la poussée du terrain, suite au changement de ses conditions géomécaniques, peut provoquer la déformation de la structure qui ne sera pas endommagée comme pourrait arriver à une structure rigide.

Dans ce cas, la flexibilité est une caractéristique qui revêt une importance primordiale surtout là où les constructions rigides sont constamment menacées par l'érosion ou par les risques d'effondrement et où les structures semi-rigides peuvent se disjoindre.

Installées dans les rivières, les structures en gabions s'adaptent à l'érosion progressive du lit jusqu'à devenir une partie naturelle du lit du fleuve. Elles sont ensuite recouvertes par la végétation qui a été transportée et a saturé le remplissage des gabions (photo 6,7).

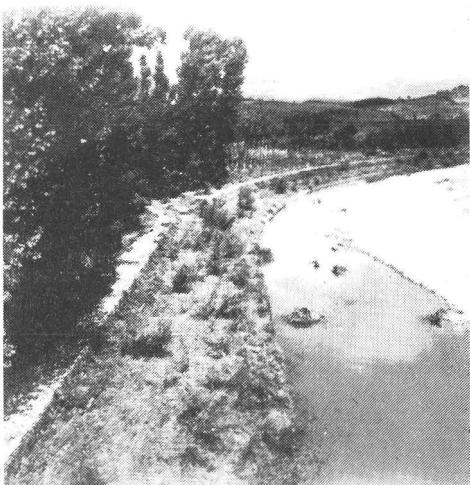


Photo 6,7 — Voilà comme apparaît cet ouvrage en gabions, pour la protection des berges d'un fleuve, aussitôt après son achèvement et quelques années plus tard. Suite au développement de la végétation, le même ouvrage assume les caractéristiques d'une défense naturelle.

c) Perméabilité

La perméabilité est une autre caractéristique fonctionnelle importante des ouvrages en gabions et produit l'effet drainant qui, dans les murs de soutènement, contribue à la consolidation du terrain.

Plus les caractéristiques géomécaniques du terrain sont pauvres, plus l'ouvrage en gabions peut devenir un remède efficace.

Parfois, les gabions ne sont utilisés que pour la réalisation de drains submergés dans le terrain. Par rapport aux drains normaux, ils ont l'avantage de mieux résister aux mouvements éventuels du terrain sans bloquer le drainage (photo 8).

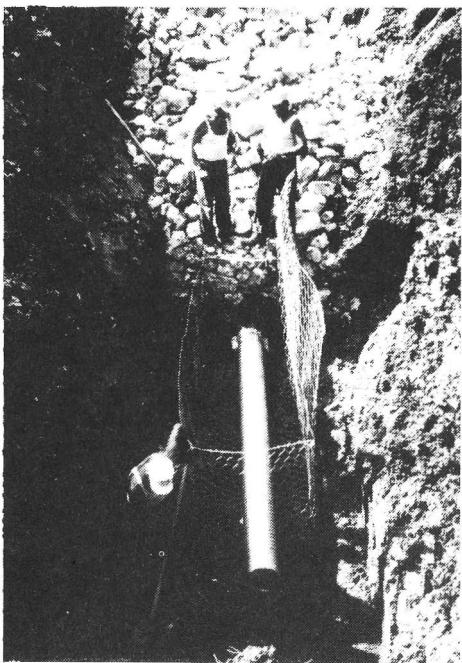


Photo 8 — Emploi de gabions dans la construction d'ouvrages de drainage pour que la structure résiste bien aux mouvements du terrain.

d) *Economie et durabilité*

L'exécution des ouvrages en gabions est facile et rapide. Ils peuvent être réalisés en toutes saisons et sans l'emploi de main-d'œuvre spécialisée. Le matériel nécessaire se limite à la machine qui a effectué les travaux de terrassement et sert pour les opérations de remplissage.

Les gabions, exportés depuis plus de 30 ans et utilisés en Italie depuis le début du siècle, accomplissent à la longue une véritable bonification du terrain en améliorant ses caractéristiques techniques et en rendant souvent stables les terrains qui ne l'étaient pas. Quand, après 40 ou 50 ans, ou même plus dans certains cas, la fonction du gabion s'affaiblit à cause de la détérioration du fil, la pierrière et le terrain qui ont rempli les vides jusqu'à saturation fusionnent avec le fil pour former une seule solution qui se transforme en défense naturelle. Ensuite, la végétation recouvre souvent complètement les ouvrages en donnant des résultats avantageux même du point de vue écologique.

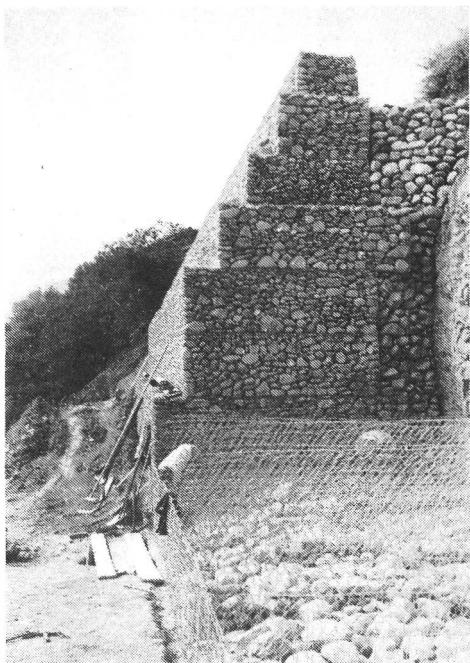


Photo 9 — Construction d'un mur de soutènement en remblai d'une route.



Photo 10 — Exemple classique de bride pour la régulation d'un cours d'eau en montagne. Il faut remarquer que le bassin de dissipation et le centre de la bride ont été entièrement réalisés en gabions.

4) *Emploi des structures en gabions*

Les caractéristiques techniques illustrées dans le paragraphe précédent permettent de comprendre la variété des applications possibles.

- Dans les terrains instables, les ouvrages en gabions s'emploient pour consolider et soutenir les talus (photo 9).
- Dans les cours d'eau naturels, les ouvrages en gabions permettent de stabiliser le lit du fleuve s'ils sont réalisés transversalement, comme les brides (photo 10) et les éperons (photo 11), et de protéger les berges s'ils sont réalisés longitudinalement (photo 12).
- Dans la construction et l'entretien des canaux pour le revêtement total ou partiel du périmètre mouillé.
- Dans les lacs, les lagunes, les ouvrages en mer, les gabions s'utilisent pour la protection des plages, des routes côtières, pour la construction de petites jetées et de ports de plaisance.

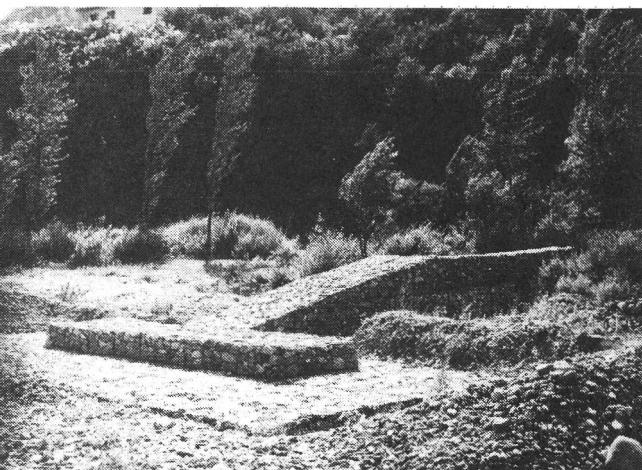


Photo 11 — Eperon en forme de marteau. Une vaste semelle déformable a été aussi construite en gabions pour protéger de l'érosion au pied.



Photo 12 — Exemple classique d'une vaste protection longitudinale d'une chaussée menacée par l'érosion.

Dans le premier cas, c'est-à-dire pour les ouvrages de consolidation des terrains instables, on emploie généralement des structures de soutien de grande section habituellement posées directement sur le terrain et à une profondeur suffisante pour éviter tout affouillement ou glissement.

Les murs de soutien en gabions s'emploient pour soutenir les routes, les autoroutes et les voies ferrées.

La section peut se présenter en escaliers internes ou externes en fonction des conditions statiques de la structure et de l'importance des excavations à effectuer. De plus, les gabions offrent une solution efficace et économique pour la protection des ponts et la construction des ponceaux.

N'oublions pas la protection des talus à l'aide de grillages à mailles hexagonales pour empêcher la chute de pierres sur la chaussée ou la voie ferrée. Il est évident que ce système garantit une protection bien supérieure à celle qui est offerte par les grillages à simple torsion.

Dans les cours d'eau naturels, les structures-poids peuvent être directement posées sur le terrain ou encore sur radiers. Dans le premier cas, il s'agira d'atteindre un niveau suffisant pour se garantir contre tout type d'érosion, alors que dans le deuxième cas le radier subit des déformations sous l'effet de l'érosion jusqu'à ce qu'il ait retrouvé son équilibre, puis reste stable.

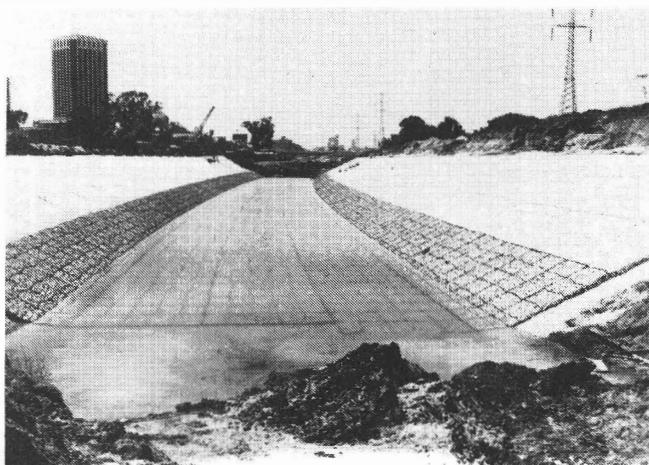


Photo 13 — Protection des berges de canaux au moyen de matelas-fluviaux René.

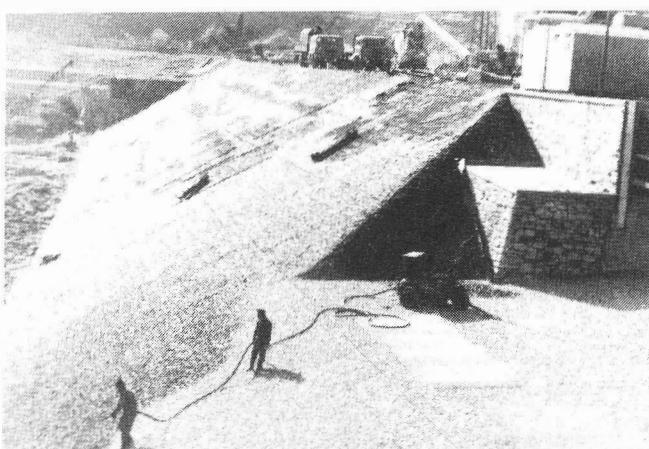


Photo 14 — Paroi-revêtement de protection à l'amont d'un barrage en terre, constitué par des matelas-fluviaux Reno scellés avec un mastic d'asphalte de coulage pour étancher le revêtement.

Dr. Ing. M. Branzanti
Directeur Technique régional
S.p.A Officine Maccaferri
40123 Bologna (Italie)
Via Agresti 6

Nº 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches <small>Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich</small>
--------	---

La corrosion par les sols

par J. Montuelle

I. INTRODUCTION

Les spécialistes du génie civil savent bien que la durabilité des constructions en béton précontraint ainsi que des ouvrages de soutènement stabilisés par des tirants d'ancrage actifs est principalement limitée par le comportement dans le temps de leurs parties métalliques — armatures et tirants. C'est très souvent, sinon même toujours, l'évolution des phénomènes de corrosion qui subissent inévitablement ces pièces métalliques qui compromettent la pérennité des ouvrages en question.

Les constructions en Terre Armée dont Monsieur François SCHLOSSER a rappelé la théorie et les principes de fonctionnement n'échappent pas à cette règle générale; elles comportent en effet un milieu corrosif (le matériau de remblai) et divers éléments métalliques (armatures, pattes d'attache, boulons de fixation des armatures sur les pattes). Il convient de s'efforcer de conserver le plus longtemps possible à ces pièces, malgré les inévitables phénomènes de corrosion, des propriétés mécaniques suffisantes pour assurer la tenue globale du matériau composite qu'est la Terre Armée. Madame BRACHET, au cours d'un récent colloque (1), a proposé une définition de la durabilité du renforcement des sols : c'est «*le délai pendant lequel les éléments de renforcement sont aptes à remplir leur fonction malgré l'action corrosive des sols auxquels ils sont incorporés*». L'armature d'une construction en Terre Armée est considérée comme apte à remplir sa fonction tant que son adhérence vis-à-vis du sol et sa charge de rupture en traction restent supérieures aux valeurs fixées par les conditions de limite d'utilisation. On remarquera alors que la «durabilité» ou «durée de service» est distincte de la «durée de vie» qui est le temps au bout duquel l'armature se rompt réellement.

Les promoteurs de la technique de la Terre Armée ont eu conscience très rapidement de l'influence des problèmes de corrosion sur la durabilité des ouvrages de ce type. Ils ont donc développé — dès l'origine — un vaste programme de recherches appliquées dans le domaine de la corrosion des matériaux métalliques par les sols, programme fondé sur l'utilisation de méthodes conventionnelles mais aussi sur l'emploi de techniques originales.

On peut schématiser comme suit les principaux objectifs de cette recherche :

1° Recherche et définition du matériau métallique le mieux adapté à la Terre Armée dans l'état actuel de la technique. Nous verrons qu'il s'agit de l'acier galvanisé à chaud. Cette définition a eu pour base une expérimentation réalisée par la Société la «Terre Armée» elle-même et d'autre part une analyse critique systématique de toutes les données bibliographiques disponibles en France et à l'étranger, et notamment celles du rapport ROMANOFF (2) qui couvre une expérience de plus de trente années dans le domaine de la corrosion par les sols acquise par le National Bureau of Standards des Etats-Unis.

- 2° Etude du comportement à long terme d'un certain nombre de matériaux métalliques revêtus ou non. Il s'agit d'une part, d'essais de corrosion réalisés dans des sols parfaitement connus et contrôlés du point de vue physico-chimique («essais en caisses») et d'autre part, d'essais «in situ» consistant dans l'extraction et l'examen d'éprouvettes témoins placées dans des ouvrages au moment de leur construction.
- 3° Mise au point et exploitation méthodique de techniques de mesure de la vitesse de corrosion instantanée grâce à la mise en œuvre de méthodes électrochimiques modernes.
- 4° Discussion et rédaction sous l'égide du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) de recommandations pour le choix des sols de remblai sur la base de la meilleure résistance à la corrosion ainsi que pour les méthodes de contrôle des caractéristiques physico-chimiques les plus significatives de ces sols de remblai. En outre, les divers matériaux métalliques à employer ont fait l'objet de spécifications en ce qui concerne notamment leur nature et leur épaisseur selon les conditions d'utilisation envisagées.
- 5° Enfin, l'une des contributions les plus originales de la Terre Armée a consisté dans la réalisation d'une expérience de corrosion en vraie grandeur : les armatures d'un mur expérimental de six mètres de hauteur ont été volontairement soumises à une corrosion accélérée jusqu'à rupture de l'ouvrage; cette expérience — unique dans les annales de la corrosion — était destinée à vérifier certaines hypothèses concernant l'évolution de la corrosion et à étudier les conséquences des désordres engendrés par la corrosion sur une structure en Terre Armée.

Il n'est pas question d'aborder tous ces points dans cet exposé à caractère général. Indiquons cependant qu'ils ont fait l'objet de plusieurs rapports particuliers au cours du Colloque sur le renforcement des sols tenu à Paris en mars 1979 (1).

II. GÉNÉRALITÉS CONCERNANT LA CORROSION DANS LES SOLS

La corrosion des matériaux métalliques enterrés est essentiellement un phénomène électrochimique, comme tout autre phénomène de corrosion en milieu aqueux. A ce titre, deux notions sont d'une particulière importance :

- tout d'abord celle de circulation d'un courant électrique à une échelle qui peut varier considérablement : circulation de courants soit à l'échelle microscopique (entre deux points

très voisins d'une structure) soit à l'échelle macroscopique (entre deux points très éloignés, comme cela est le cas dans la «pile géologique»). La circulation de courant implique que le sol doit être considéré en pratique comme un milieu électrolytique doué d'une certaine conductance électrique. La conductivité du sol provient de l'existence autour des «grains du sol» d'une phase aqueuse dans laquelle se trouve, à l'état dissous, tout ou partie des sels solubles inévitablement présents dans les sols (chlorures, sulfates, carbonates, nitrates...). Ce sont ces sels dissous dans la phase aqueuse et dissociés à l'état d'ions qui confèrent au sol son caractère électrolytique. A la limite un sol parfaitement sec serait un isolant électrique et ne pourrait corroder les métaux qui s'y trouveraient.

- la seconde notion importante est celle d'hétérogénéité : le fonctionnement d'une cellule de corrosion — à quelque échelle que ce soit — est toujours la conséquence d'une hétérogénéité relative soit au métal lui-même, soit au milieu corrosif. Or, la caractéristique essentielle d'un sol est précisément son hétérogénéité; trois phases y coexistent en effet :
 - la phase solide («les grains» du sol) qui constitue son squelette minéral; cette phase peut être elle-même hétérogène tant du point de vue granulométrique que du point de vue chimique.
 - la phase aqueuse qui existe toujours en pratique et qui «imprègne» les grains dans le cas des sols non saturés et qui les «baigne» dans le cas des sols saturés. La concentration en sels dissous de la phase aqueuse, et par conséquent sa résistance électrique, dépend du degré de saturation du sol (figure 1).

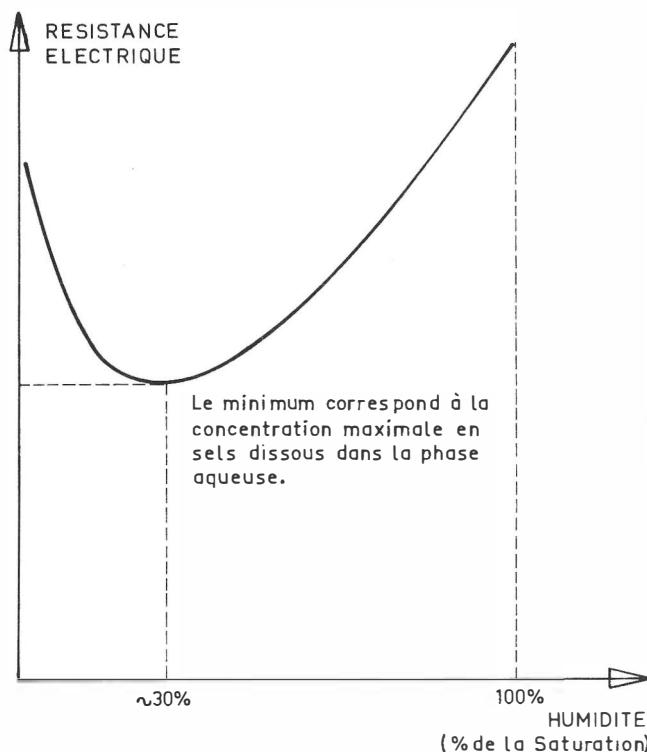


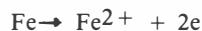
Fig. 1

Evolution schématique de la résistance électrique d'un volume donné de sol en fonction de son degré de saturation en eau.

- la phase gazeuse constituée principalement par de l'air et du gaz carbonique et parfois par d'autres gaz (méthane, hydrogène sulfuré). Cette phase occupe les interstices entre les grains du sol dans la mesure où ils ne sont pas totalement occupés par la phase aqueuse. Les gaz peuvent être partiellement ou totalement dissous dans la phase aqueuse.

Comme il a déjà été indiqué, c'est la phase aqueuse qui est la véritable responsable de la corrosion en permettant, grâce à son caractère électrolytique, la circulation de courants électriques entre, d'une part, les zones «anodiques» de la structure métallique où se produit la réaction «d'oxydation» (c'est-à-dire, à proprement parler, la corrosion) et d'autre part les zones cathodiques sur lesquelles se produit une réaction de réduction d'une espèce chimique présente dans le sol au voisinage du métal.

Dans le cas de l'acier, la réaction d'oxydation s'écrit :



Le fer passe à l'état d'ions Fe^{2+} dans le sol environnant.

En ce qui concerne la réaction de réduction qui consomme les électrons libérés par la réaction d'oxydation, elle dépend de la nature du sol (figure 2).

EXEMPLES DE REACTIONS CATHODIQUES (réduction) POUVANT SE PRODUIRE DANS LES SOLS:



Fig. 2

Au total, un phénomène de corrosion électrochimique apparaît comme un phénomène d'oxydo-réduction irréversible (figure 3) et peut être représenté schématiquement (figure 4).

REPRESENTATION SCHEMATIQUE DU MECANISME D'UN PHENOMENE DE CORROSION.(EN MILIEU ACIDE NON AERE VOIR FIGURE_2_)

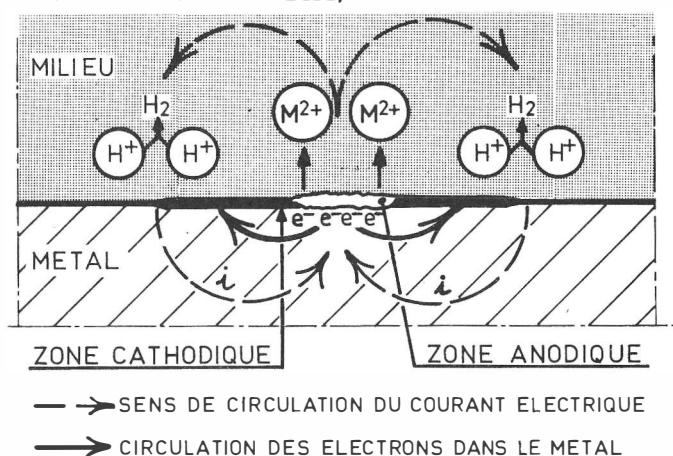
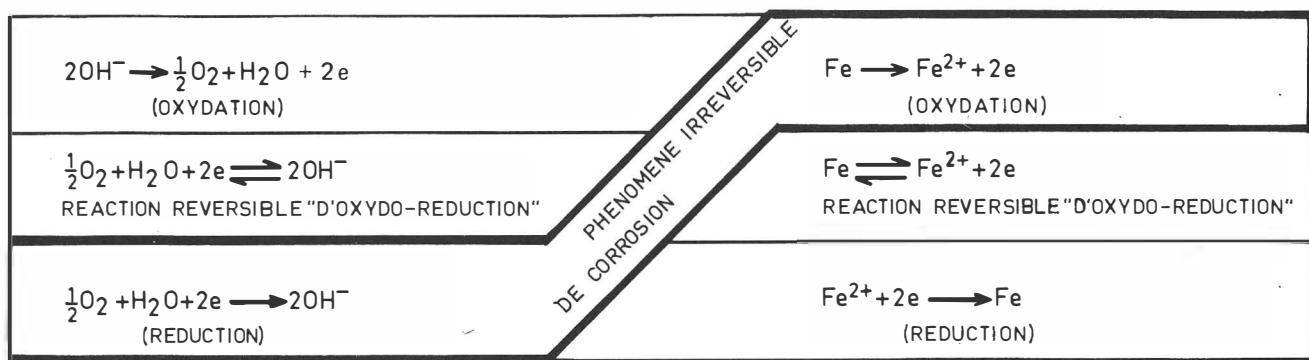


Fig. 4

Si la phase aqueuse est prépondérante dans le déclenchement d'un mécanisme de corrosion, les deux autres phases jouent un rôle très important sur l'évolution et donc sur la morphologie de la corrosion. Aussi par exemple, les grains les plus grossiers pourront créer des piles électrochimiques dues à des différences d'aération; le fonctionnement de ces piles dites d'aération différentielle est susceptible de provoquer l'apparition et le développement rapide de piqûres profondes notamment à l'aplomb des zones les moins bien aérées (figure 5). Le développement latéral de ces piqûres permettra d'observer à la longue un aspect de corrosion sensiblement uniforme, du moins à l'échelle macroscopique. Bien entendu, ce mécanisme de corrosion par aération différentielle, n'est pas spécifique du comportement d'un métal dans les sols; il se produit dans tout environnement électrolytique qui peut être le siège de gradients de concentration en oxygène dissous.

SYMBOLISATION DU PHENOMENE DE CORROSION DE L'ACIER EN MILIEU NEUTRE AERE



LES ELECTRONS LIBERES AU COURS DE LA REACTION D'OXYDATION SONT CONSOMMES PAR LA REDUCTION DE L'OXYGENE DISSOUS.

LA REACTION D OXYDATION CONCERNE LE METAL, LA REACTION DE REDUCTION CONCERNE LE MILIEU.

Fig. 3

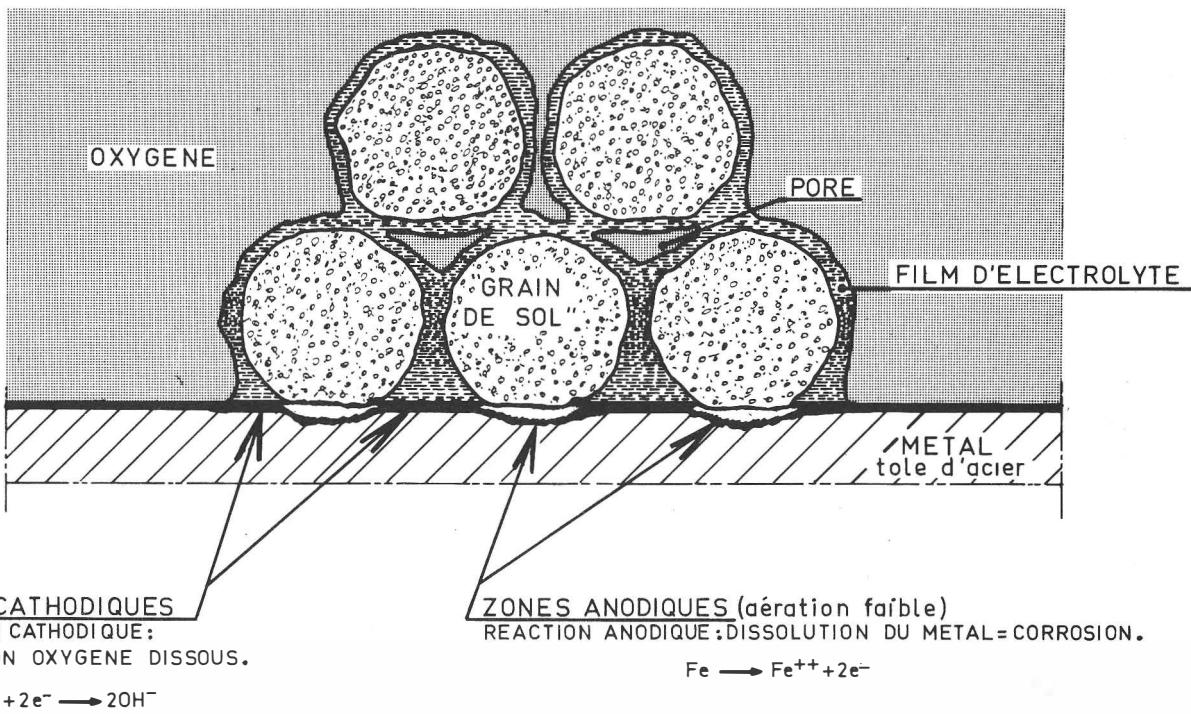
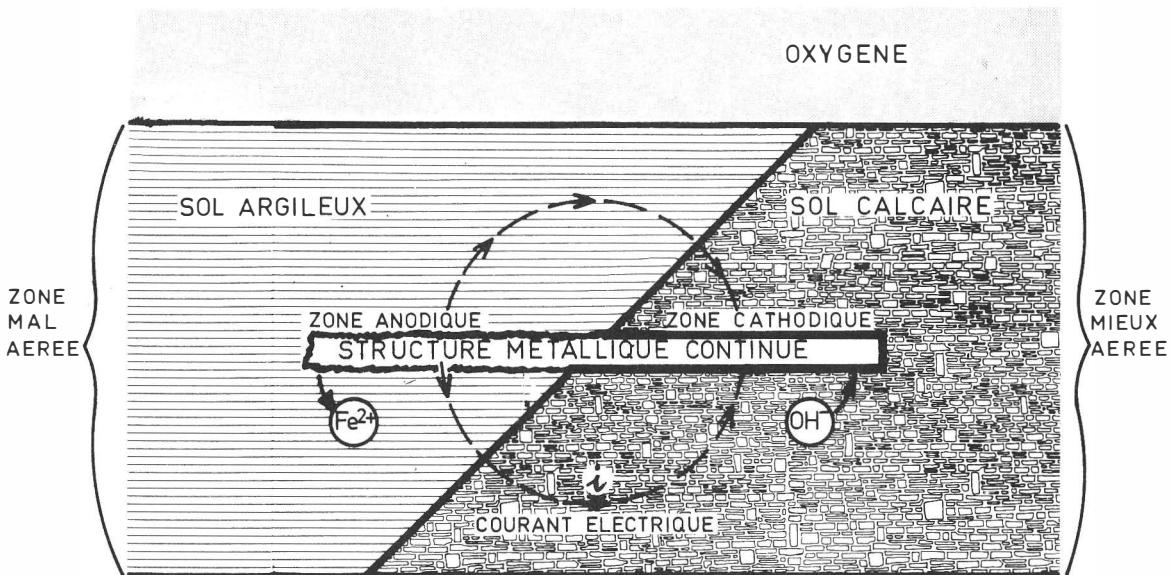


Schéma montrant la corrosion par piqûres se produisant par un mécanisme d'aération différentiel.

Fig. 5



SCHEMA DE FONCTIONNEMENT D'UNE PILE GEOLOGIQUE PAR AERATION DIFFERENTIELLE

Fig. 6

En ce qui concerne les sols, ce mécanisme peut être à l'origine d'une corrosion à grande échelle, dite géologique, lorsqu'une structure métallique continue traverse successivement un sol bien aéré puis un sol très peu perméable à l'air; c'est la zone la moins aérée de la structure qui constituera l'anode de la pile géologique ainsi constituée et qui se corrodera plus rapidement (figure 6).

Dans le cas de la corrosion par les sols, les produits de corrosion n'ont pas la possibilité de se disperser par diffusion dans le milieu comme cela est le cas avec un électrolyte liquide. Ils demeurent à proximité de la structure métallique en modifiant ainsi à la longue la composition du milieu au contact de l'élément métallique. En particulier, les grains fins et les grains moyens auront tendance à se souder par l'intermédiaire des produits de corrosion pour former une «gangue»; cette gangue dont la nature chimique et la texture sont différentes de celles du milieu initial jouera un rôle important sur le déroulement ultérieur de la corrosion; si elle est compacte et peu humide, elle exercera un rôle protecteur un peu analogue à celui d'un revêtement : ainsi s'explique le bon état de conservation dans lequel sont parfois retrouvés des objets métalliques enfouis depuis très longtemps. En revanche, si la gangue n'est pas étanche ou possède un caractère hydrophile, elle aura tendance à accélérer la corrosion par formation de «cellules occlusées», ce mécanisme peut être à l'origine de la disparition très rapide de structures enterrées.

Toujours au sujet de l'influence conjointe de la granulométrie et de la composition chimique des sols, il convient encore d'indiquer que des travaux récents montrent le rôle accélérateur de la corrosion joué par les éléments les plus fins des sols (éléments argileux constitués par certaines structures cristallines du silicate d'aluminium) : les ions métalliques provenant de la corrosion sont fixés sélectivement, selon un mécanisme d'échange d'ions, par les parties fines qui font office de «fixateur minéral» et s'opposent ainsi au ralentissement progressif de la corrosion.

La présence quasi générale de micro-organismes dans les sols est un autre caractère spécifique de ce type de milieu. Cependant, la prolifération des espèces susceptibles d'accélérer dangereusement la corrosion nécessite la réalisation d'un certain nombre de conditions bien définies quant à la nutrition des bactéries par des matières organiques, des sels minéraux, des gaz comme le gaz carbonique. Habituellement, les micro-organismes sont

classés selon leur aptitude à se développer en présence ou en absence d'oxygène. Les organismes qui nécessitent de l'oxygène pour leurs mécanismes nutritionnels sont dits «aérobies» et ne prolifèrent que dans les milieux contenant de l'oxygène dissous; en revanche, les organismes «anaérobies» se développent dans les milieux peu ou pas aérés. Les bactéries anaérobies les plus couramment rencontrées et responsables indirectes de la corrosion de structures enterrées sont les bactéries sulfato-réductrices dont le développement fait intervenir la réduction des sulfates en sulfures qui accélèrent le mécanisme de dissolution anodique du métal, c'est-à-dire la corrosion.

A l'opposé, les bactéries aérobies du type «thiobacillus thio-oxydans» sont capables d'oxyder les composés sulfurés sous forme d'acide sulfurique, créant ainsi un milieu très corrosif autour de la structure métallique. La constatation d'un pH acide compris entre 2 et 3 peut constituer une forte présomption de la présence active de ces micro-organismes dans des milieux contenant par ailleurs des sulfures (par exemple des schistes pyritiques).

Les bactéries sulfato réductrices d'une part et les bactéries du type thiobacilles peuvent agir de façon cyclique dans les sols en fonction de leur modification sous l'influence de facteurs saisonniers. Les premiers anaérobies croissent de préférence pendant les saisons pluvieuses (sols humides et pauvres en oxygène) tandis que les seconds réduisent les sulfures ainsi formés au cours d'une saison sèche favorisant la pénétration d'oxygène dans le sol.

L'activité humaine est elle-même à l'origine de certaines modifications plus ou moins localisées du milieu «sol» dans lequel se trouvent enterrés des éléments métalliques. Parmi ces modifications, citons en particulier l'épandage d'engrais dans les champs, de sels de verglaçants sur les chaussées, le stockage de déchets industriels ou agricoles, l'injection de saumures, l'exploitation de gisements de sels, la contamination des sols par la venue plus ou moins accidentelle d'eaux usées.

Par ailleurs, l'activité humaine peut modifier le caractère corrosif d'un sol par suite de la circulation de courants électriques «vagabonds»; il s'agit pour l'essentiel de courants continus issus d'installations industrielles ou de traction qui empruntent dans le sol des zones de résistance électrique assez faible et ceci jusqu'à ce qu'ils rencontrent une structure métallique dans

CORROSION D'UNE STRUCTURE ENTERREE PAR COURANTS VAGABONDS

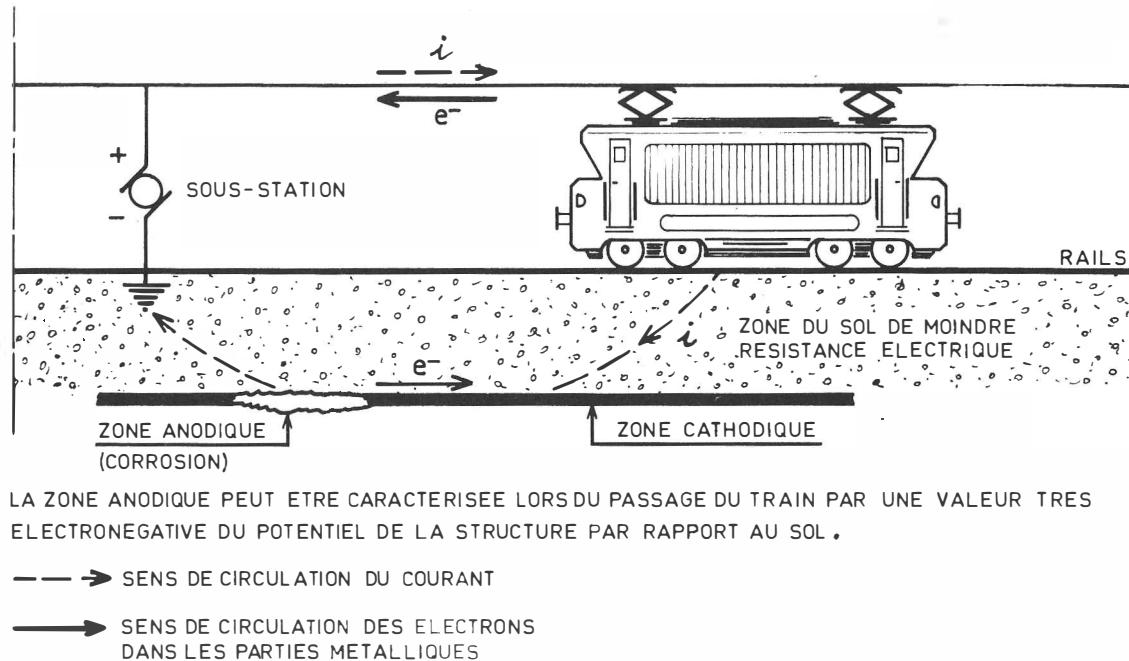


Fig. 7

laquelle ils pénètrent créant ainsi une zone cathodique (figure 7). A l'endroit où le courant quitte la structure pour rejoindre le générateur, il y a production d'une zone anodique, siège d'une corrosion localisée qui peut être très forte si les courants vagabonds sont intenses. Indiquons cependant que les structures en Terre Armée, par leur géométrie particulière (accumulation d'éléments courts parallèles) et par le choix du remblai (présentant une résistivité électrique suffisamment élevée) ne favorisent pas la pénétration par les courants vagabonds.

III. LA PROTECTION CATHODIQUE

Associée aux revêtements (peintures, matières plastiques), la protection cathodique constitue un mode habituel de protection des structures enterrées ou des structures immergées (eau de mer).

Son principe consiste à abaisser suffisamment le potentiel électrochimique de la structure à protéger de façon à ce que toute réaction d'oxydation y soit thermodynamiquement impossible; l'ensemble de la structure constitue une cathode, d'où le nom de ce type de protection. En pratique, la structure à protéger, le plus souvent de l'acier revêtu, est reliée électriquement à une masse d'un métal plus électro-négatif (zinc, magnésium, aluminium) qui va se corroder à la place de l'acier; les électrons libérés à l'anode par la réaction de corrosion sont transférés vers la structure à protéger sur laquelle se produit une réaction de réduction (par exemple, réaction de réduction de l'oxygène dissous). Une autre technique consiste à fournir les électrons à la structure par l'intermédiaire d'un courant continu extérieur : on réalise alors une électrolyse contrôlée dans laquelle la cathode constitue le métal à préserver de la corrosion.

Il n'y a pas d'objection de principe à l'application de ce type de protection aux massifs de Terre Armée. En pratique, ce mode de protection n'est pas bien adapté à cette technique qui, utilisant des armatures métalliques sans revêtement passif (peintures, matières plastiques...) nécessiterait une consommation très importante de matériaux anodiques ou de courant électrique. Par ailleurs, une telle protection impliquerait une interconnection électrique parfaite de l'ensemble des armatures d'un même massif.

IV. COMPORTEMENT DES MÉTAUX USUELS SUSCEPTIBLES DE CONSTITUER DES ARMATURES DE TERRE ARMÉE (3)

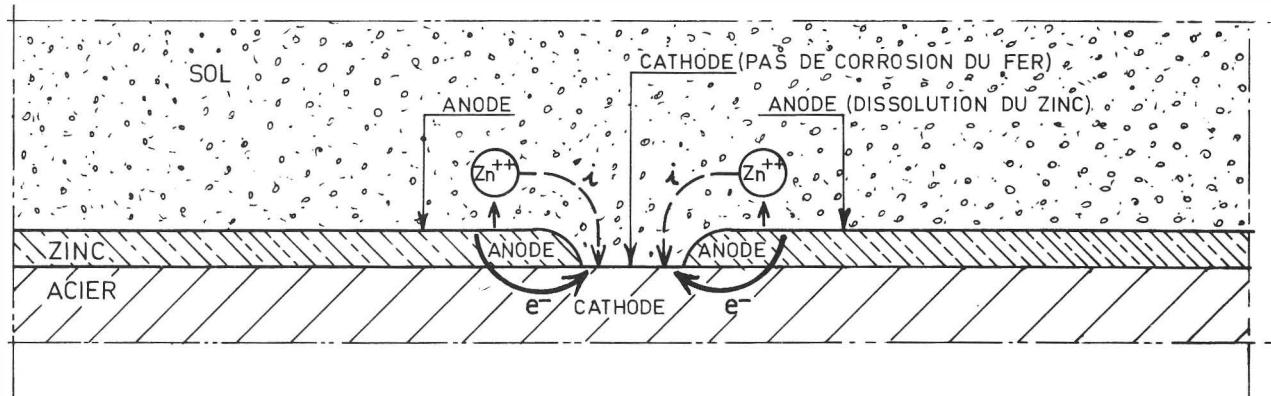
1. *ACIER DOUX ET ZINC* : ces métaux se corrodent dans le sol par dissolution relativement homogène dans le cas d'un sol saturé en eau ou par attaque plus irrégulière dans les autres cas, par suite d'une aération différentielle. La formation de produits de corrosion modifie la localisation des micropiles et tend à uniformiser le phénomène. Les zones corrodées sont larges mais peu profondes et, en définitive, il y a une perte d'épaisseur relativement uniforme du métal.

On constate que les produits de corrosion de l'acier et du zinc forment avec le sol une gangue protectrice adhérente qui joue un rôle décisif dans la réduction progressive de la vitesse de corrosion, phénomène quasi général et caractéristique du comportement de ces métaux dans la plupart des sols.

2. *ACIER GALVANISÉ* : l'acier galvanisé à chaud constitue sans aucun doute actuellement la meilleure solution pour la réalisation d'armatures pour Terre Armée. La couche de zinc se comporte d'abord comme un écran protecteur vis-à-vis de l'acier sous-jacent. Après sa disparition locale soit par corrosion, soit par effet mécanique éventuel (rayure), le zinc continue à protéger l'acier mis à nu par un effet de protection cathodique (figure 8). Selon la conductance du sol au contact de l'armature, cet effet protecteur se fera sentir sur des distances plus ou moins importantes. En outre, dans le cas de l'acier galvanisé, on a observé que les produits de corrosion du zinc contribuent efficacement à la formation d'une gangue protectrice, déjà évoquée plus haut, et prolongent l'action favorable du zinc même après sa complète disparition de la surface du métal.

3. *LES MÉTAUX PASSIVABLES* : on appelle ainsi les métaux qui sont susceptibles de se recouvrir d'un film mince d'oxyde plus ou moins spontanément. Dans le cas présent, il s'agira typiquement de l'acier inoxydable et des alliages d'alumini-

FONCTIONNEMENT DE LA PROTECTION CATHODIQUE EN CAS DE DISCONTINUITÉ DANS LA COUCHE DE GALVANISATION D'UN ACIER GALVANISE.



LES ELECTRONS ISSUS DE LA SURFACE ANODIQUE VONT ETRE CONSOMMES A LA CATHODE DANS UNE REACTION DE REDUCTION (REDUCTION H^+ ou REDUCTION O_2 DISSOUS)

Fig. 8

minium. Lorsque le film passif formé est stable, la protection est excellente; cependant lorsque le film est détruit localement soit par action mécanique, soit par action chimique, il peut en résulter une très grave corrosion par piqûres si les conditions de milieu sont telles que le film ne peut pas se reconstituer spontanément et rapidement. La présence dans le sol de certaines espèces chimiques spécifiques notamment les chlorures, accroît la probabilité d'apparition de ces désordres.

Par conséquent, les métaux passivables qui présentent un grand intérêt dans le cas des structures qui peuvent être examinées fréquemment sont à proscrire dans le cas de structures enterrées.

4. LES MATIÈRES PLASTIQUES : l'utilisation de matières plastiques renforcées ou non, pour la fabrication d'armatures peut paraître séduisante. Cependant, l'évolution de leurs propriétés mécaniques et chimiques dans des milieux aussi hétérogènes que les sols, qui peuvent en outre renfermer des bactéries, est encore très mal connue.

Seuls des essais de très longue durée, réalisés dans des sols très divers, permettraient de savoir si certaines matières plastiques pourraient constituer des structures enterrées fiables.

V. CONCLUSIONS

Dans le cas particulier de la technique de la Terre Armée, l'emploi d'armatures en acier galvanisé apparaît comme le meilleur compromis possible. La bonne connaissance que l'on a acquise au sujet de la corrosion de ce type de matériau a permis de définir des critères physico-chimiques de choix des matériaux de remblai à utiliser et d'établir des règles de dimensionnement des armatures en fonction des conditions d'environnement de l'ouvrage et la durée de service souhaitée pour celui-ci (4).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1) Colloque International sur le Renforcement des Sols, Paris Mars 1979
- 2) ROMANOFF
- 3) Messieurs M. DARBIN, JM. JAILLOUX et J. MONTUELLE
Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées 99, Janvier et Février 1979, page 25
- 4) Recommandations et règles d'art (LCPC 1979)

Adresse de l'auteur :

Jean Montuelle
Directeur de Recherches
Centre National de la Recherche Scientifique (C.N.R.S.)
ANVAR, 43, rue Caumartin
F-75436 Paris Cédex 09

N° 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Technologie et mise en œuvre de la Terre Armée

par A. Nabonne

A. TECHNOLOGIE

La technologie de la Terre Armée fait appel à 3 composants :

- le remblai
- les armatures et accessoires de liaison (boulons,...)
- le parement et accessoires

Nous allons examiner les solutions technologiques adoptées pour ces trois éléments.

A.1 — Le Remblai

Que les matériaux soient d'origine naturelle ou industrielle, ils doivent répondre à des critères bien déterminés, classés en deux familles :

- critères géotechniques permettant de vérifier que le frottement terre-armature, base du principe, sera correctement assuré et que la mise en œuvre pourra se faire dans de bonnes conditions
- critères chimiques et électrochimiques permettant de s'assurer de la comptabilité du matériau de remblai avec le type d'armature choisie et la durée de service souhaitée.

A.1.1. Critères géotechniques (mécaniques et de mise en œuvre)

A.1.1.1. Critères mécaniques (cf. figure 1)

Le seul critère de base est l'angle de frottement interne du matériau qui doit être supérieur à 25° . Cet essai est peu pratique, lourd et onéreux à réaliser. On a pu, grâce à l'expérience acquise sur l'ensemble des remblais utilisés en Terre Armée depuis plus de 10 ans, obtenir une corrélation entre l'angle de frottement et la granulométrie du matériau. C'est ainsi qu'il suffit de vérifier que le passant à 15μ est inférieur à 10% pour être certain d'avoir un angle de frottement interne mesuré à la boîte de cisaillement dans des conditions spécifiques à l'essai Terre Armée supérieur à 25° . On a gardé également le critère du passant à 80μ qui lorsqu'il est vérifié évite la réalisation d'une sédimetométrie.

A.1.1.2. Critères de mise en œuvre (cf. figure 1)

Ce sont les critères traditionnels liés à la mise en remblais d'un matériau par couches d'épaisseur donnée, soit pour le matériau Terre Armée :

- plus gros élément ≤ 250 mm
- teneur en eau voisine de l'optimum Proctor normal

A.1.2. Critères électrochimiques (cf. figure 2)

Les critères mesurent la conductibilité du matériau utilisé. Pour chaque critère, on définit deux seuils suivant que l'ouvrage est hors d'eau ou dans l'eau.

De façon générale, on peut indiquer que la très grande majorité des matériaux naturels utilisés satisfont à ces critères. En outre, la société LA TERRE ARMÉE a mis au point des tests de chan-

Passant à 80μ	$\leq 15\%$	CRITERE MECANIQUE SATISFAIT			
		$\leq 10\%$	CRITERE MECANIQUE SATISFAIT		
$> 15\%$	$\leq 10\%$	Passant à 15μ	Armatures H.A.	ψ interne $\geq 25^\circ$	Critère mécanique satisfait
				ψ interne $< 25^\circ$	INUTILISABLE
$\leq 10\%$	$\leq 10\%$	$\leq 20\%$	Armatures lisses	ψ sol-armat $\geq 22^\circ$	Critère mécanique satisfait
				ψ sol-armat $< 22^\circ$	INUTILISABLE
	$\geq 20\%$			INUTILISABLE	

1) Critère mécanique

CHOIX D'UN MATERIAU DE REMBLAI

2) Critère de mise en œuvre

- ↓ Plus gros élément ≤ 250 mm
- Teneur en eau limitée pour les matériaux sensibles à l'eau (cf. R.T.R.)

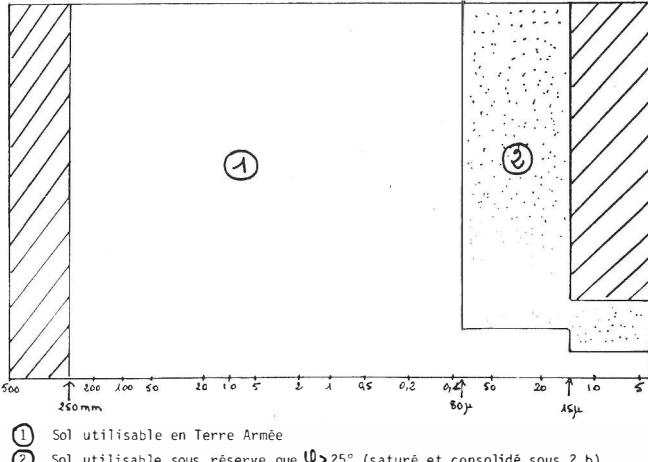


Fig. 1

tier très rapides qui permettent de s'assurer *in situ* que le matériau ne présente pas d'anomalies.

A.2. - Les Armatures

Pour assurer le service demandé, les armatures de terre armée doivent répondre aux conditions suivantes :

- a) résistance en traction élevée
- b) faible déformabilité sous les charges de service
- c) allongement important avant rupture (absence de fragilité)
- d) bon frottement avec le sol
- e) bonne durabilité

CRITERES CHIMIQUES ET ELECTROCHIMIQUES DE CHOIX D'UN MATERIAU DE REMBLAI			
1) Si	$5 < \text{PH} < 10$	UTILISABLE dans l'eau si sulfures < 100 mg/kg 1000 $> \rho > 5000 \Omega\text{cm}$ hors d'eau si sulfures < 300 mg/kg	
2) Si	$5 < \text{PH} < 10$ et $1000 < \rho < 5000 \Omega\text{cm}$	UTILISABLE dans l'eau $\rho > 3000 \Omega\text{cm}$ $[\text{Cl}^-] \leq 100 \text{ mg/kg}$ $[\text{SO}_4^{2-}] \leq 500 \text{ mg/kg}$ sulfures < 100 mg/kg hors d'eau $[\text{Cl}^-] \leq 200 \text{ mg/kg}$ $[\text{SO}_4^{2-}] \leq 1000 \text{ mg/kg}$ sulfures < 300 mg/kg	
3) Si	$\text{PH} < 5$ ou $\begin{cases} \text{PH} > 10 \\ \rho < 1000 \Omega\text{cm} \end{cases}$	INUTILISABLE (rare)	
A titre indicatif :	eau de mer	$\rho \approx 22 \Omega\text{cm}$	
	eau potable	$\rho \geq 2500 \Omega\text{cm}$	

Fig. 2

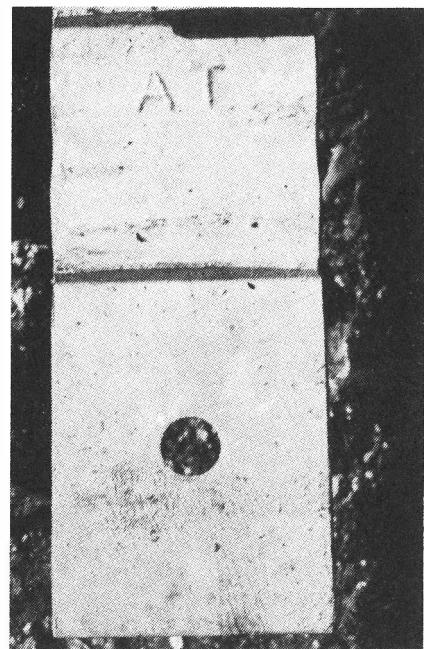


Photo 4 : armature 60 × 5 mm vue de l'extrémité côté écaille

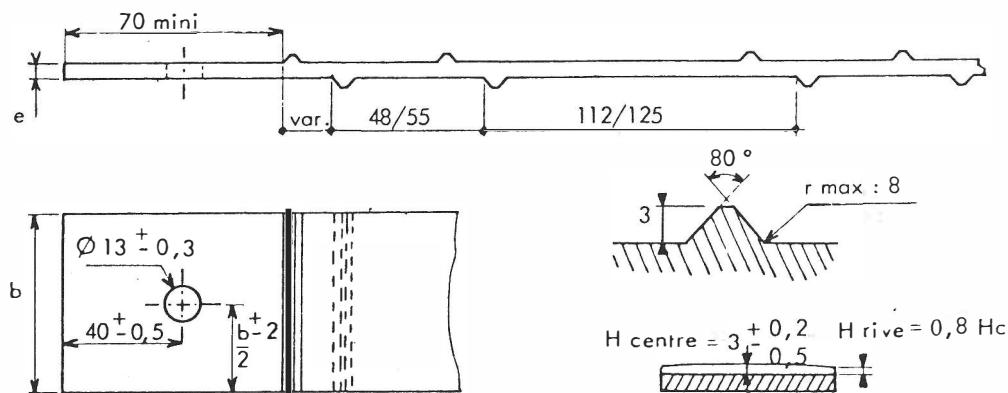


Fig. 3

Dans l'état actuel de la technologie, c'est l'acier doux qui répond le mieux et dans des conditions économiques satisfaisantes aux trois premières conditions. Le frottement sol-armature déjà très bon avec de l'acier lisse est encore amélioré par l'utilisation d'acier à haute adhérence.

La condition de durabilité est satisfaite comme l'article de Monsieur MONTUELLE sur la corrosion des métaux dans les sols l'a montré par galvanisation à chaud de l'acier.

Les armatures utilisées sont en acier doux E 24-1, cranté, galvanisé à chaud (minimum de 5 g/dm²), d'épaisseur 5 mm et de largeur 40 ou 60 mm.

A.3 - Le Parement

Au début du lancement du procédé, la peau était métallique et constituée par des bandes horizontales de forme semi-elliptique de 33 cm de hauteur. Le renchérissement du prix de l'acier et le développement de la Terre Armée en milieu urbain a nécessité la mise au point d'un parement en béton.

La solution retenue est l'écaille que nous voyons sur la figure 5. Le système de goujon et de tube permet un guidage au montage. Le système de feuillure associé aux joints assure la souplesse du parement.

Sans changer le module de base, la solution béton permet la réalisation de parements architectoniques ou colorés.

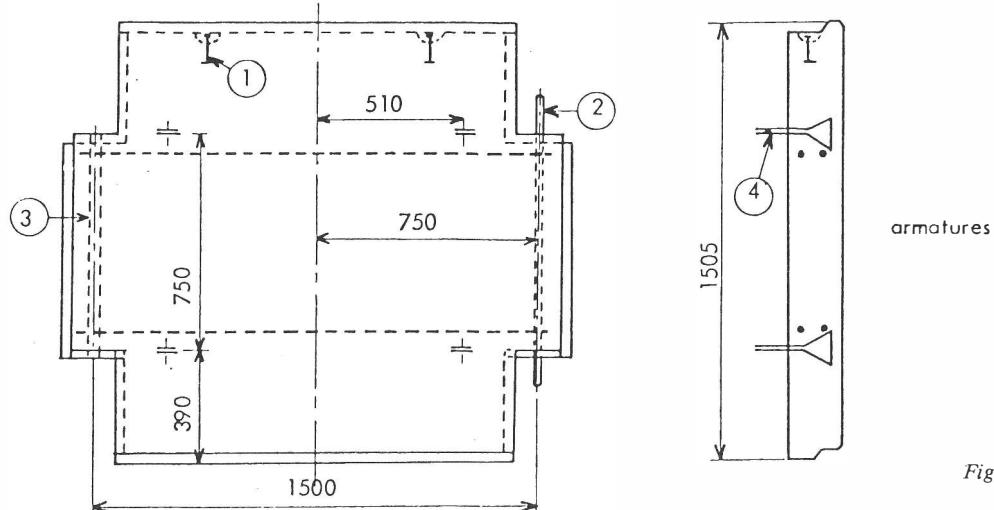


Fig. 5

B — MISE EN OEUVRE

L'un des grands avantages de la Terre Armée réside dans sa simplicité de mise en œuvre. Toutefois, cette simplicité ne doit pas nous faire oublier que tout ouvrage en Terre Armée est un *ouvrage d'art* et qu'à ce titre des règles bien précises doivent être observées si l'on veut obtenir un résultat satisfaisant.

Examinons les phases de chantier dans l'ordre chronologique :

B.1. - Avant ouverture du chantier

- recherche des matériaux de remblai satisfaisant aux critères déjà énoncés
- étude géotechnique, plan d'exécution (cette partie est développée dans l'article de M. SEGRESTIN)

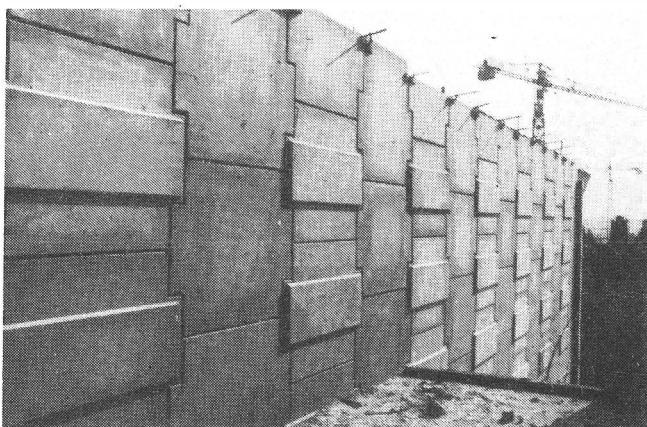


Photo 6 : écaille à bossage

B.2 - A l'ouverture du chantier

- conformité du sol de fondation aux résultats de l'étude géotechnique
- s'assurer de l'assainissement du chantier, captage des eaux de ruissellement et évacuation pour obtenir une assise saine

B.3 - Différentes phrases de montage

Le montage se caractérise par l'imbrication des phases de montage et de remblaiement :

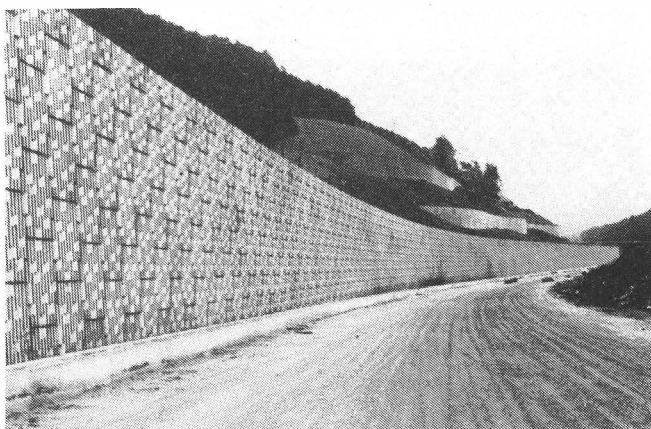


Photo 8 : parement architectonique

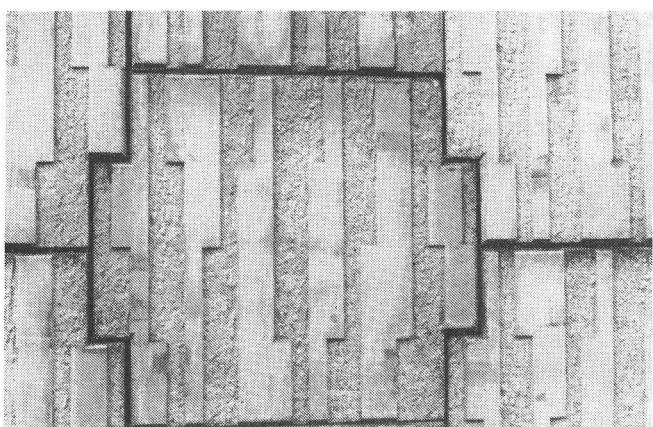


Photo 7 : parement anti-affiche

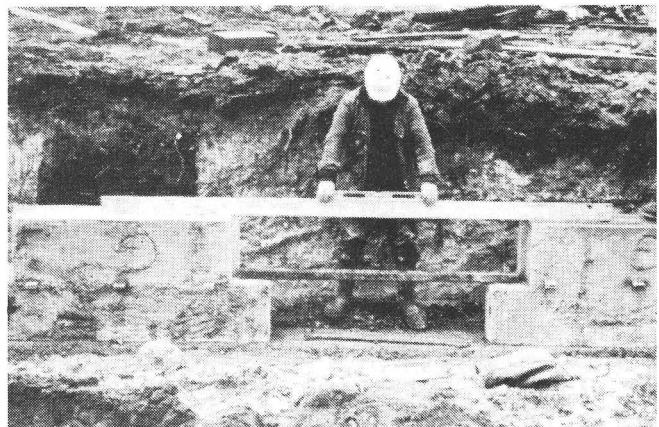


Photo 9 : calage 1/2 écaille basse

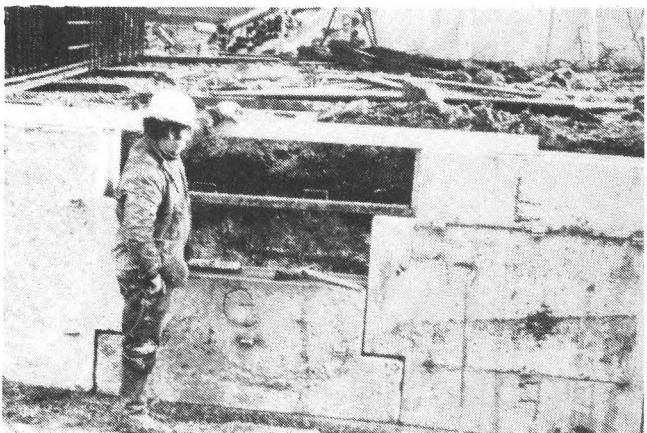


Photo 10 : calage écaille entière basse



Photo 14 : compactage contre le parement



Photo 11 : raccordement des armatures

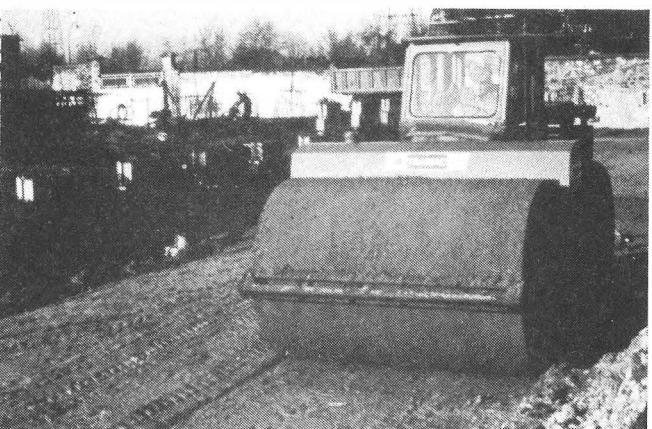


Photo 15 : compactage en pleine section



Photo 12 : plan d'armatures en place

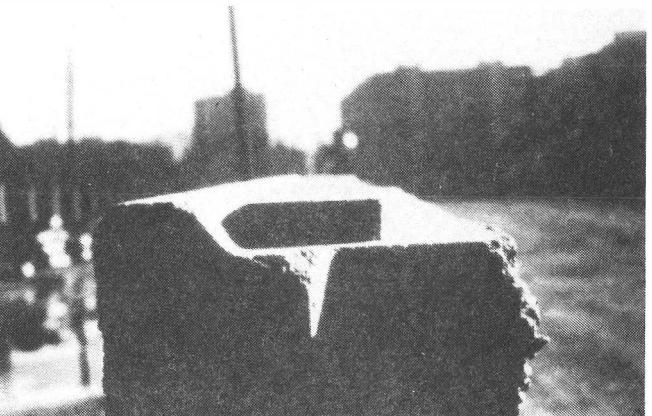


Photo 16 : joint horizontal entre écailles



Photo 13 : remblaiement



Photo 17 : joint vertical en mousse

B.4 - Rendements

Le rendement moyen d'une équipe de pose comprenant :

- 1 chef d'équipe
- 4 à 5 hommes
- 1 grue légère avec son conducteur

peut être estimé de la façon suivante :

- dans le cas de petits ouvrages, d'accès difficile, à 15 écailles par jour (soit 30 m^2 par jour)
- dans le cas des ouvrages de grande longueur, d'accès facile, à 50 écailles par jour (soit 100 m^2 par jour)

Ces rendements tiennent compte des temps nécessaires pour le déchargement, le stockage, la mise en œuvre et le réglage de tous les éléments préfabriqués (écailles, armatures, boulons, joints). Ils ne comprennent pas la mise en œuvre du remblai.

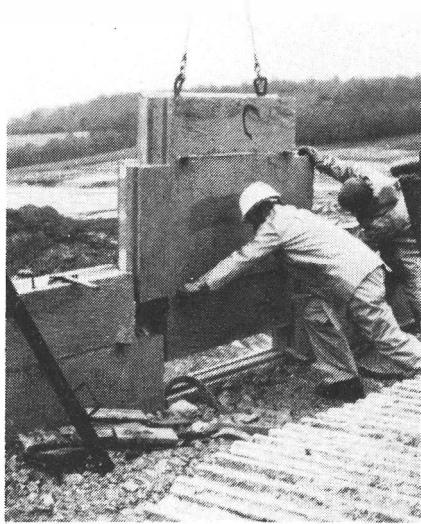


Photo 18 : pose écaille rang suivant

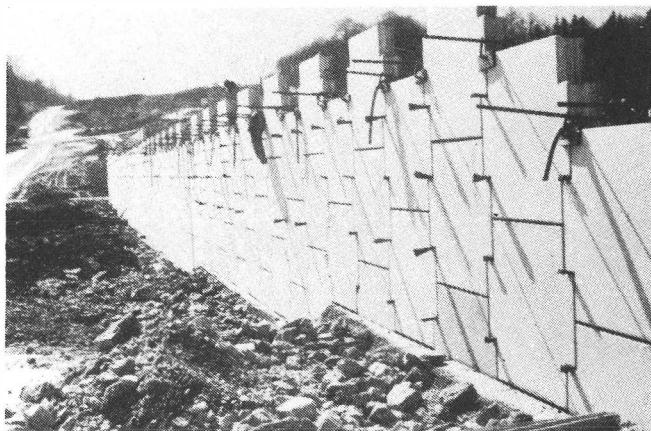


Photo 19 : calage provisoire des écailles avec coins et serre-joints

Adresse de l'auteur :

A. Nabonne
Société La Terre Armée S.A.
52, quai de Dion Bouton
F-92806 Puteaux Cédex

N° 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Elaboration des projets et exemples de réalisation

par P. Segrestin

ELABORATION DES PROJETS

Mission de la Société d'Etudes de la Terre Armée (S.E.T.A.)

Il est sans doute utile, avant de présenter quelques exemples de réalisation, et d'illustrer à travers eux comment des projets d'ouvrages en Terre Armée peuvent s'élaborer, de situer le rôle de la Société d'Etudes de la Terre Armée (SETA) dans ce processus.

Il faut d'abord rappeler que Monsieur H. VIDAL, l'inventeur de la terre armée et le détenteur des brevets, a accordé à la Société «TERRE ARMÉE» une licence exclusive pour l'exploitation du procédé et la fourniture des matériaux nécessaires, en France, ainsi que dans quelques autres pays d'Europe (dont la Suisse), d'Afrique et du Moyen-Orient. Cette licence impose que les projets des ouvrages soient approuvés par la «Société d'Etudes de la Terre Armée», pour ce qui concerne leur dimensionnement interne et les caractéristiques des matériaux; ceci dans le souci de ne voir utiliser le nom et les fournitures de la Terre Armée que dans les meilleures conditions de sécurité, vérifiées par des ingénieurs spécialisés.

La «Société d'Etudes» française assure d'ailleurs la même responsabilité auprès de quelques autres sociétés «TERRE ARMÉE» étrangères.

La SETA peut jouer ce rôle de deux manières différentes :

- la première, habituelle en France, consiste pour elle à établir directement les avant-projets ou les projets d'exécution, pour le compte des administrations ou des entreprises qui en laissent le soin à la «TERRE ARMÉE», mais bien sûr en liaison étroite avec elles.
- la seconde consiste à mettre à la disposition des bureaux d'études qui le souhaitent les informations générales sur les principes de conception et de dimensionnement de la terre armée, sur la technologie et les éléments standardisés, ainsi que des abaques, des plans types, des exemples de projets, autrement dit tout ce qui peut leur permettre d'établir eux-mêmes, suivant le stade du projet, une étude de faisabilité, un avant-projet et une estimation préliminaire, ou encore un projet détaillé d'exécution.

D'ordinaire ces bureaux transmettent en temps utile leur dossier à la SETA pour avis, éventuellement pour mise au point. En tout état de cause, et avant d'accepter la commande des fournitures nécessaires, la TERRE ARMÉE demande à la SETA de lui confirmer la validité du projet et sa conformité aux normes en usage. Cette manière de travailler est assez souvent adoptée par exemple par l'administration belge du «Bureau des Ponts», par des bureaux d'ingénieurs-conseils italiens, ou certaines entreprises britanniques.

D'une manière ou d'une autre, tous les projets de TERRE ARMÉE (et ils sont nombreux) passent donc pratiquement entre les mains des ingénieurs de la SETA. Outre l'expérience qu'ils en retirent à propos de tous les domaines d'application de

la TERRE ARMÉE et des façons les plus appropriées d'utiliser ce matériau, au niveau des principes comme à celui des détails, ils se sont évidemment progressivement dotés de moyens efficaces, tout particulièrement en matière de programmes de calcul de dimensionnement, de métré ou de dessin automatique sur ordinateur.

Liaison avec les autres bureaux d'études.

Malgré cette expérience les projeteurs de la SETA ne sauraient bien entendu traiter, discuter, ou vérifier un projet entièrement seuls, sans liaison avec les autres spécialistes mêlés à sa conception. Chacun sait que l'on ne fait pas de bon projet sans bien en connaître tout le contexte, et nous aurons sans doute l'occasion de l'observer à nouveau à propos de quelques exemples.

D'un autre côté, une solution «TERRE ARMÉE» n'est rarement qu'un simple substitut à une solution classique : il s'agit d'un matériau différent qui permet d'imaginer parfois des solutions différentes, en tirant parti de l'expérience acquise.

Il est donc toujours utile de connaître toutes les raisons et susjections qui justifient la construction de tel ou tel ouvrage, de telle ou telle manière, ne serait-ce que pour savoir de quelles latitudes on dispose pour suggérer ou concevoir une variante.

Au nombre des données éventuelles, il faut, bien sûr, citer tout ce qui concerne l'environnement géotechnique, d'abord parce que c'est souvent une raison déterminante du recours à la terre armée, ensuite parce que cela peut influer sur la conception, le mode de réalisation, et même le dimensionnement interne de l'ouvrage. Il faut rappeler ici, mais Monsieur GICOT y reviendra certainement à propos du partage des responsabilités, que la Société d'Etudes a d'abord pour vocation de garantir la stabilité interne des ouvrages en Terre Armée. Elle ne propose d'étendre sa mission à l'étude de la stabilité générale du site que lorsqu'elle estime nécessaire de pallier une carence dans ce domaine.

Pour le reste, il est difficile de dresser a priori une liste des informations qui sont nécessaires à l'établissement d'un projet, et qui doivent être d'autant plus complètes et précises qu'on se rapproche du projet final, pour exécution. Pour s'en tenir aux cas les plus usuels, citons essentiellement :

- tout ce qui concerne la géométrie de l'ouvrage : implantation et niveling des voies ou plateformes supérieures et inférieures, profils en long, levé de terrain naturel, limites d'emprise, pentes des talus de remblai, etc...
- pour les ouvrages raccordés à d'autres structures, ou les culées qui supportent des tabliers : les plans de coffrage de ces ouvrages;
- les détails des réseaux, des équipements à lier ou incorporer aux massifs de Terre Armée : corniches, barrières de sécurité, écrans antibruit, fourreaux, canalisations et regards d'assainissement, etc...

— et, bien entendu, l'intensité et la position des charges, réparties ou concentrées, qui intéressent l'ouvrage.

Cette liste, (qui n'a rien de vraiment particulier à la Terre Armée) est évidemment très générale, et chaque projet, ou presque, constitue en fait un cas d'espèce.

La description de quelques ouvrages représentatifs permettra d'illustrer plus facilement comment peut se poser réellement le problème.

EXEMPLES DE RÉALISATIONS

1) Ouvrages urbains.

Plaçons dans cette rubrique les massifs de soutènement, très classiques, que l'on rencontre dans les voiries à plusieurs niveaux, les échangeurs, les rampes d'accès à des ponts, etc..., comme sur ces photos du quartier de la Défense près de PARIS, ou de la traversée de CAGNES par l'Autoroute Provençale (Photos 1 et 2).

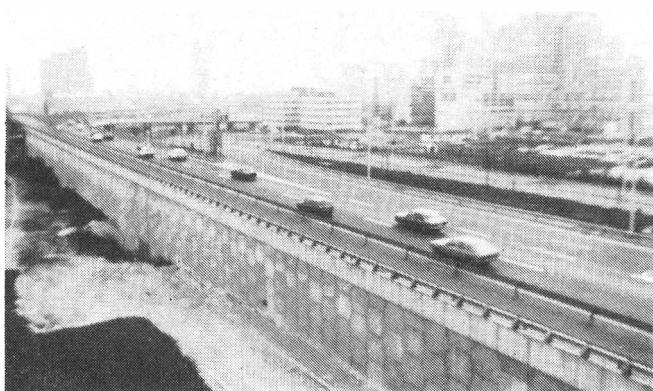


Photo 1



Photo 2

Nous avons eu à traiter dernièrement, au Moyen-Orient, un avant-projet d'ouvrages de cette nature, dont les péripéties paraissent propres (en forçant à peine le trait...) à bien illustrer ce qu'il peut être indispensable de savoir pour établir un bon projet.

L'entreprise qui désirait soumettre une variante, nous avait fait parvenir les élévations (schéma 1) d'une série de longs murs limitant les rampes d'accès à des «flyovers».

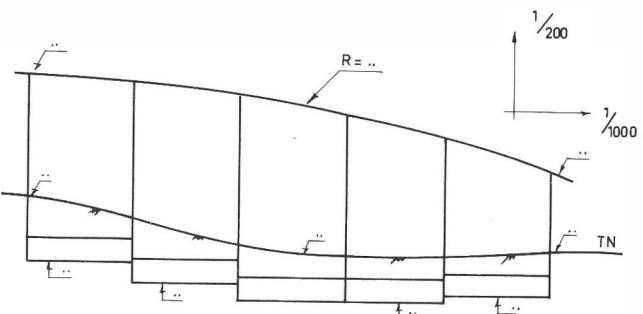


Schéma 1

Nous avons facilement établi un avant-projet, quasiment calqué sur ces élévations, si ce n'est que nous avions notamment remonté le niveau de fondation, que nous ne voyions aucune utilité, dans notre cas, à maintenir à plus de deux mètres sous le niveau du sol.

Nous découvrîmes bientôt, à la faveur d'un envoi de plans complémentaires, que la chaussée supérieure n'était pas au niveau du haut du mur comme nous l'avions cru (schéma 2), mais quelques 2 mètres plus haut, ce qui change évidemment le dimensionnement.

Mais ce n'est que tout récemment, et grâce à des informations concernant un autre projet dans le même secteur, que nous avons appris que :

1. C'était pour se réservé la possibilité de poser dans l'avenir des canalisations au pied du mur, que le Maître d'Ouvrage avait prévu des fondations aussi profondes (schéma 3). Il nous fallait donc, nous aussi, redescendre un peu notre niveau de base.

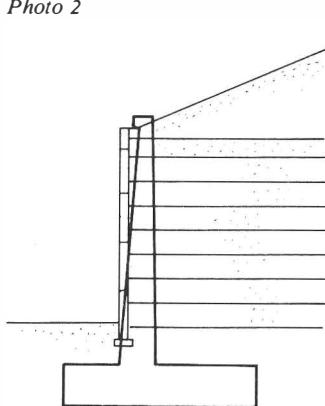


Schéma 2

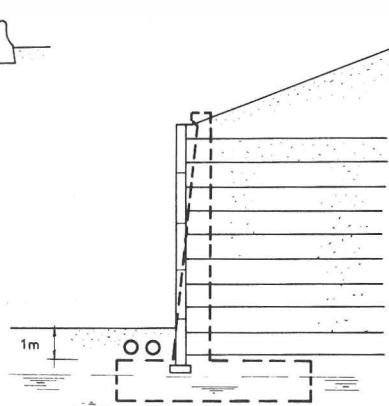


Schéma 3

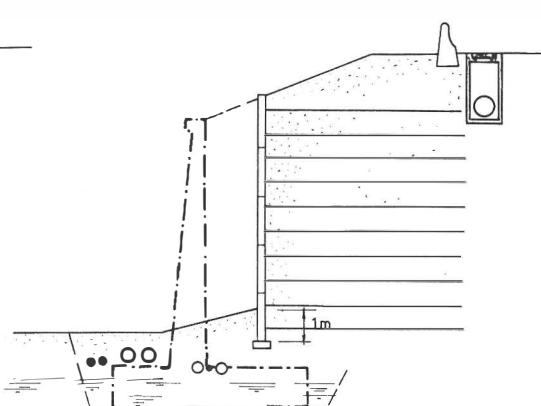


Schéma 4

- La nappe phréatique se trouve en permanence à 1,50 m de profondeur. Notre solution offrait donc (à notre insu) un avantage considérable puisque les fondations des murs en béton ne peuvent être réalisées qu'à l'abri d'un rabattement de nappe. Encore convient-il de préserver cet avantage en veillant à maintenir partout notre niveau de fondation au-dessus de la nappe.
- Une autre lourde sujexion du chantier est d'avoir à déplacer de nombreux réseaux existants dans l'emprise des futurs remblais et des fouilles des murs. En tout état de cause, la solution Terre Armée améliore les choses.

Mais finalement, l'ensemble de ces informations nous amène à suggérer une disposition optimale où les massifs sont un peu reculés, sans toutefois aller jusqu'à faire interférer leurs armatures avec des canalisations d'assainissement de la chaussée haute, dont nous avons aussi découvert la présence à temps (schéma 4).

2) Remblais sur mauvais terrains.

Quittons les zones urbaines, leurs problèmes d'emprise et de réseaux divers, pour le cas d'un ouvrage qui vient d'être construit en pleine nature, sur l'Autoroute A 37 au nord de DIJON (photos 3 et 4). A priori, l'idée de construire dans ce site cette double muraille de 400 m de long et de 15 m de haut paraît surprenante !

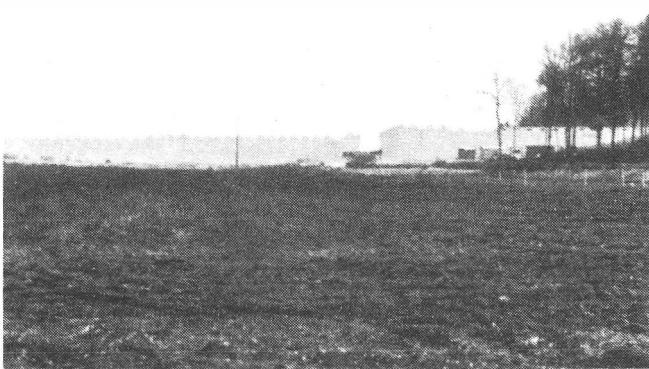


Photo 3

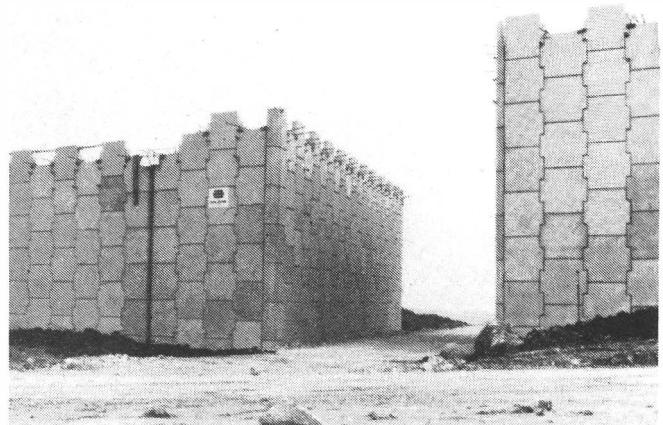
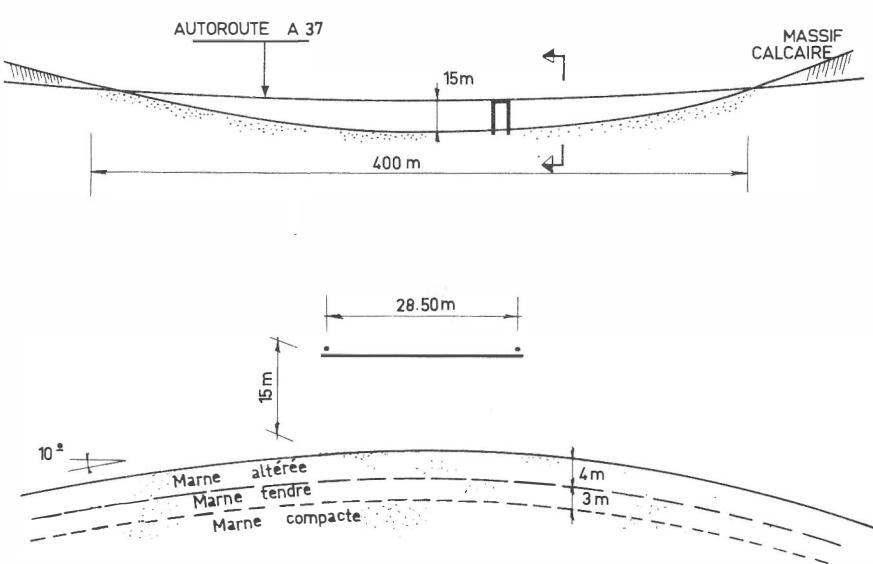


Photo 4

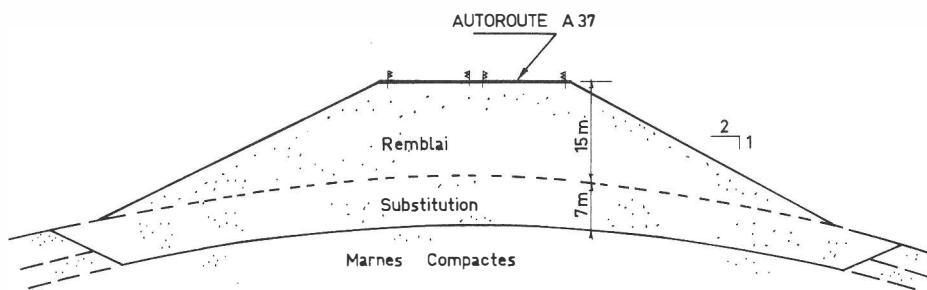
A cet endroit, l'autoroute franchit le Val d'Esnoms, un col au relief très doux, en forme parfaite de selle de cheval (schéma 5). Le terrain est constitué de marnes du lias, saines et compactes en profondeur, mais tendres puis franchement altérées sur 6 ou 7 mètres d'épaisseur en surface. Ces matériaux altérés sont de plus parcourus par des écoulements en provenance des massifs calcaires situés en amont.

La solution du viaduc ayant été éliminée à cause de son prix, le Maître d'œuvre avait envisagé la réalisation d'un grand remblai taluté à 2/1, très large du fait du profil du col (schéma 6) mais dont la stabilité n'était assurée qu'au prix d'une substitution totale des marnes altérées ou tendres par des matériaux sains. Le volume des remblais à amener était considérable et difficile à trouver en totalité à une distance raisonnable. (Il s'agit ici de calcaire concassé).

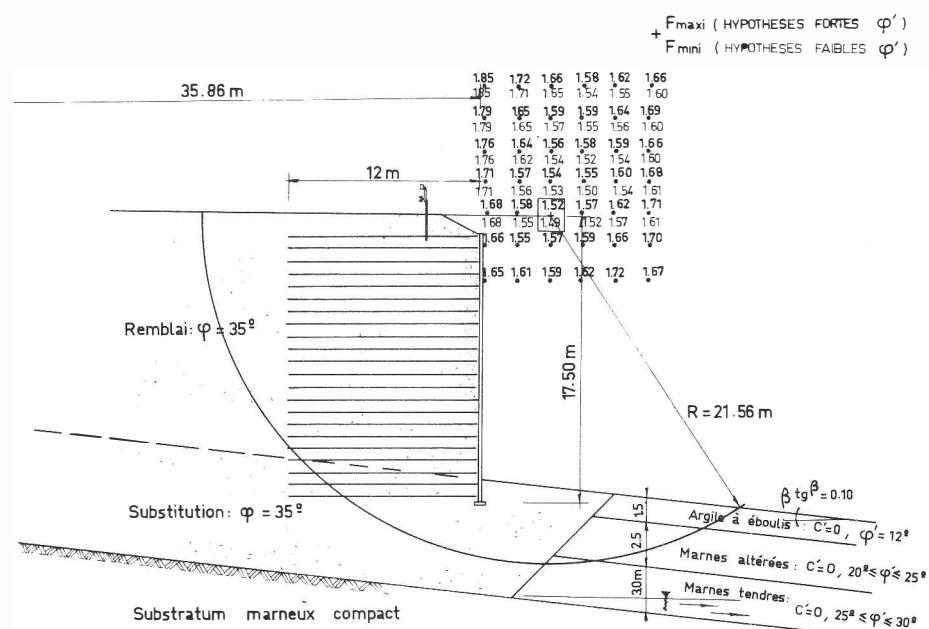
Nous avons proposé au Maître d'Oeuvre de limiter le remblai de l'autoroute par deux massifs de terre armée, et de réduire du même coup la largeur de la substitution. La vérification de la stabilité générale, par un calcul en rupture circulaire qui tient compte de l'apport des armatures, a montré que le coefficient de sécurité serait supérieur à 1,5 (schéma 7).



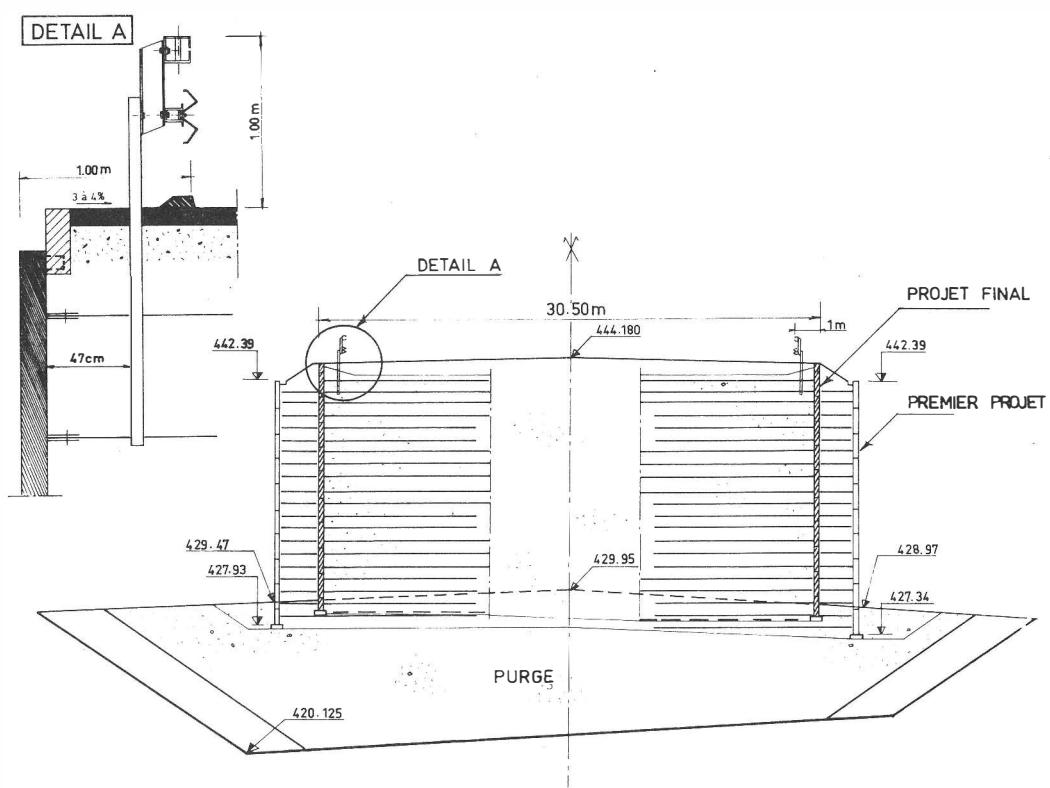
Schema 5



Schema 6



Schema 7



Schema 8

On a même pu réduire encore de 5 m la largeur totale de l'ouvrage (et augmenter en même temps l'économie) en tirant parti des essais en vraie grandeur qui venaient de confirmer la possibilité d'implanter une barrière métallique renforcée (type BHO) à 1 m de l'extérieur du massif (schéma 8). L'assainissement de la chaussée est réalisé grâce à des descentes d'eau logées tous les 40 m dans des rainures verticales du parement (qu'on peut apercevoir sur les photos).

3) Ouvrages en montagne.

Passons progressivement à des sites plus accidentés, avec deux massifs superposés sous le viaduc du Paillon près de NICE (photo 5) puis ce grand mur de 21 m, qui supporte l'Autoroute Provençale entre deux tunnels, au-dessus de MONACO (photo 6). L'ouvrage franchit un thalweg d'éboulis, entre deux épaulements rocheux. Aux points où la fondation du massif passe rapidement des éboulis au rocher, nous avons augmenté l'aptitude du parement à supporter des déformations différentielles en y ménageant des coupures verticales.

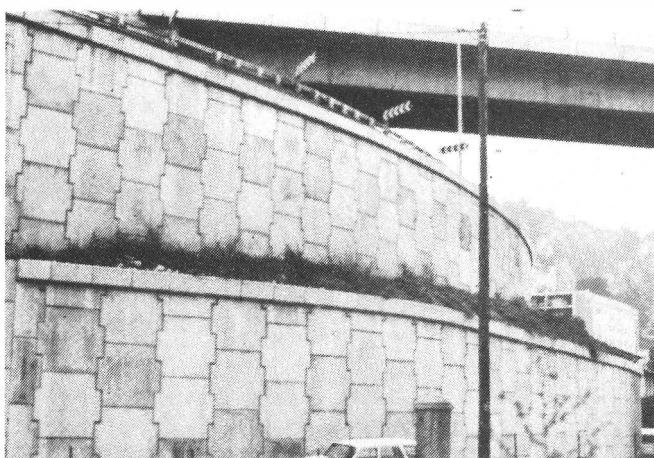


Photo 5

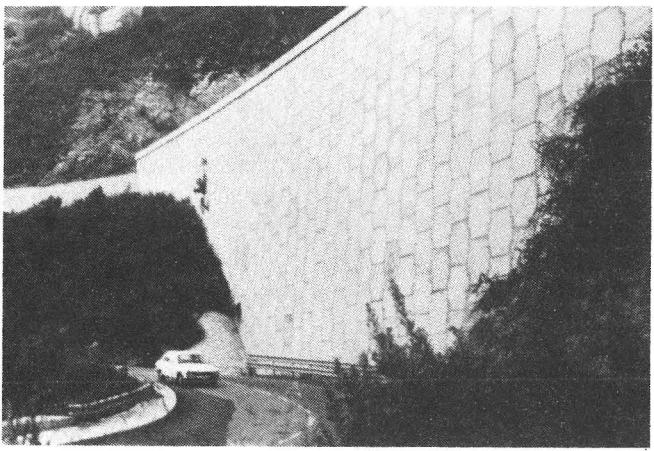


Photo 6

Les quelques 2 km de mur qui soutiennent la route d'accès au tunnel du FREJUS (photos 7 à 9) eux, sont édifiés entièrement sur un versant d'éboulis de schistes altérés très épais, entre 30° et 35° de pente, à la limite de la stabilité. Compte-tenu de ces conditions, la route est, en général, établie en profil mixte de manière à modifier aussi peu que possible l'équilibre naturel du versant.

En fait, vis-à-vis de la stabilité d'ensemble, la présence des armatures compense pratiquement l'effet de la surcharge de remblai, et le volume du massif de terre armée se trouve surtout limité par la stabilité provisoire de l'excavation à ouvrir

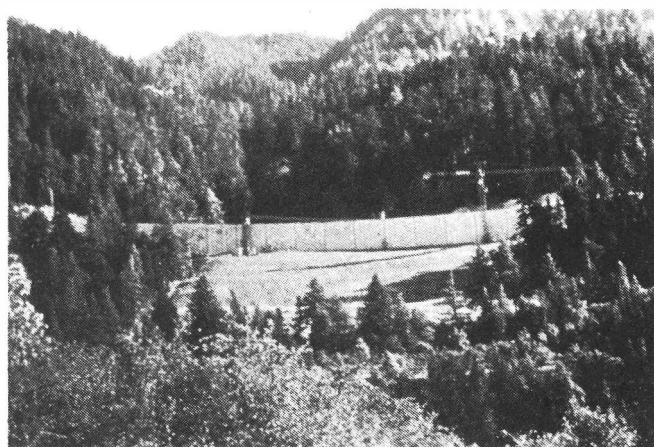


Photo 7

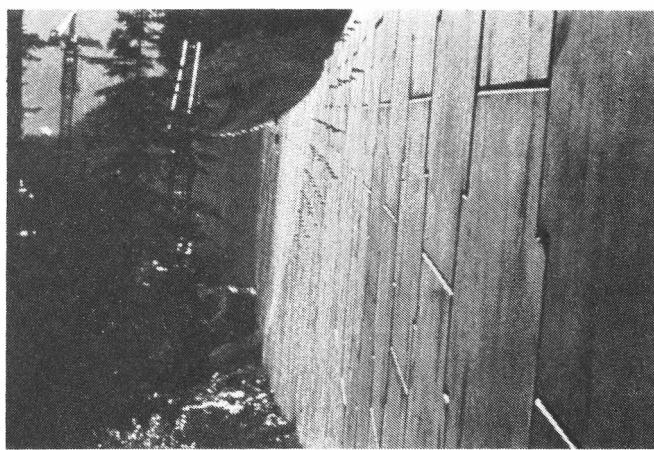


Photo 8

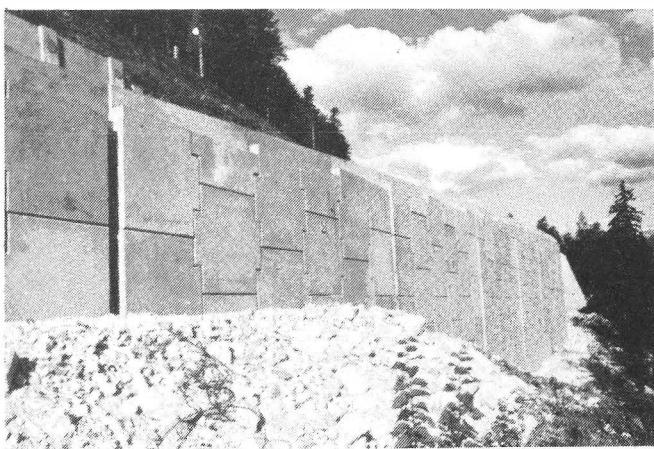


Photo 9

(schéma 9). La profondeur de celle-ci a pu être réduite en raccourcissant les armatures inférieures, dans les limites permises par les conditions de stabilité définitives.

Bien entendu, la route ne pouvant «coller» parfaitement aux irrégularités de la montagne, certaines de ses sections ont dû être traitées en viaduc, parfois sur d'énormes pieux isolés du terrain par de larges chemises; d'autres sont en déblai, à l'abri de murs ancrés.

Dans sa partie amont, la route franchit, sur un massif de terre armée, une combe où on observe depuis longtemps que les éboulis, dont l'épaisseur dépasse 20 mètres, sont en mouvement lent. Des mesures faites sur 30 ans ont révélé à la surface du sol

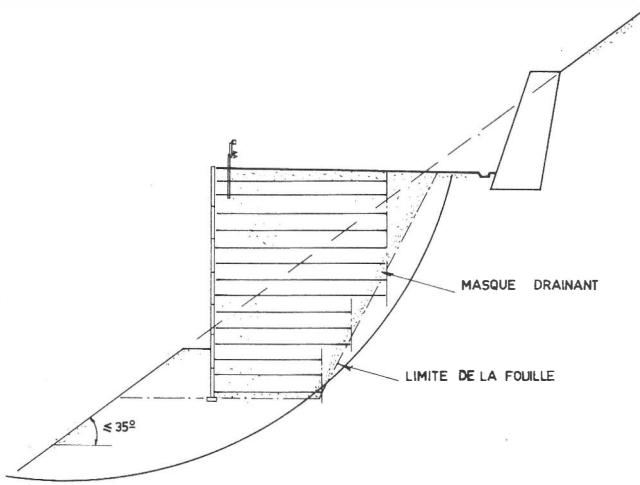


Schéma 9

des déplacements de l'ordre de deux mètres. De plus, ces mouvements sont légèrement divergents ici, convergents plus loin. Le massif de terre armée est donc appelé à accompagner ces mouvements ... pour le meilleur et pour le pire.

Il faut noter d'ailleurs que les conditions les plus sévères se rencontrent sur les deux bords de cette combe, où l'on revient progressivement sur des zones plus stables, et où les déformations différentielles, en plan et en niveau, risquent donc d'être importantes. À toutes fins utiles, on a sur ce tronçon de l'ouvrage, donné encore plus de souplesse au parement en y menant tous les dix mètres des joints susceptibles de se fermer ou de s'ouvrir de près de 30 cm.

Il se trouve d'ailleurs qu'un peu plus à l'aval, et à un endroit où personne ne s'y attendait, un glissement de terrain est intervenu en cours de travaux, intéressant au passage un massif de terre armée déjà construit depuis plusieurs mois. Sur deux cents mètres, celui-ci a avancé de 1,70 m et descendu de 1,00 m. Il n'y a eu de désordres qu'à l'endroit où le flanc du glissement a traversé le massif, et où celui-ci a accusé un décrochement brutal. La réparation a consisté à démonter et remonter cette zone sur une vingtaine de mètres, en réalisant un raccord en courbe et contre-courbe, et en réutilisant même les armatures demeurées en place.

4) Culées de ponts.

Abandonnons les massifs de soutènement pour les culées de pont en terre armée, qui connaissent un très grand développement, depuis les petites culées, quasi standard, à mur en aile, par exemple (photo 10) supportant quelquefois des ouvrages hyperstatiques (photo 11) jusqu'à des ouvrages de dimensions exceptionnelles comme les culées à murs en retour, de 17 m de hauteur, qui supportent une travée de 35 m, à HOUFFALIZE en Belgique (photo 12).



Photo 10

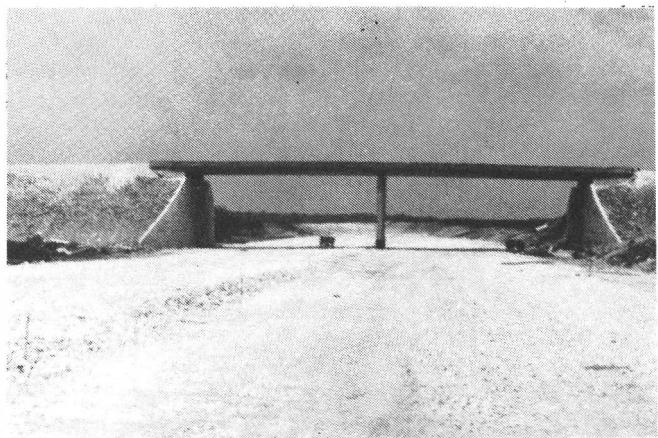


Photo 11

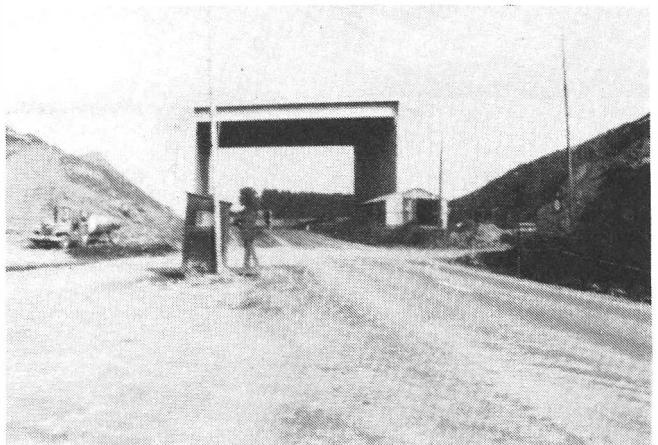


Photo 12

Il y a à cela beaucoup de raisons (économiques de toute façon), comme la simplicité et la rapidité d'exécution, l'intégration facile dans les travaux des remblais d'accès au pont, et assez souvent la suppression des fondations spéciales.

On le sait, et nous venons de le vérifier au FREJUS, la terre armée est un matériau souple. Elle s'accommode donc facilement de terrains médiocres, pour autant toutefois qu'ils ne se rompent pas sous son poids. Car la terre armée est aussi un matériau lourd, qui pèse ... son poids de remblai compacté, au point que, souvent, le pont ne pèse pas le quart de ce que pèsent ses culées (schéma 10).

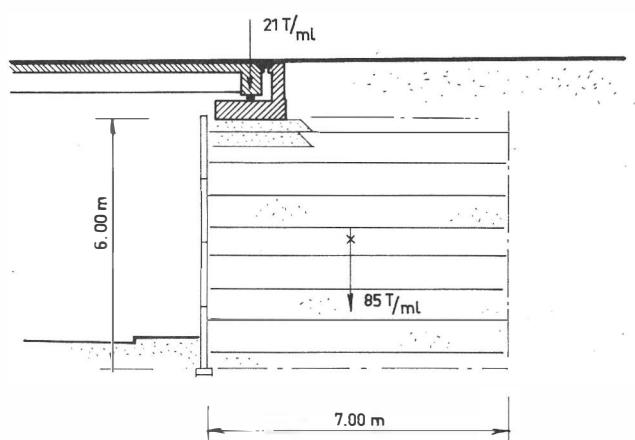


Schéma 10

C'est ce qui permet, dans les cas courants, d'obtenir l'essentiel de la consolidation du sol de fondation, en mettant en jeu toute la flexibilité des massifs de terre armée, au fur et à mesure de la construction même de ceux-ci. A la fin, le poids supplémentaire du pont, diffusé par la culée, ne provoque plus que des tassements de deuxième ordre, répartis, sans danger pour sa structure.

(Observons cependant, que dans le cas d'un pont très long, très lourd, qui serait posé sur des massifs peu élevés, le rapport des poids ne serait plus du tout le même, et, sur un terrain compressible, la flexibilité de la terre armée ne serait plus vraiment d'un grand secours).

Les cas d'espèce sont ici nombreux, et le recours aux culées en terre armée se combine parfois à l'une ou l'autre des techniques d'amélioration du sol : substitution partielle, préchargement, drains de sable, compactage dynamique, pieux colonnes ballastés, etc...

Ce fut le cas par exemple pour le viaduc de l'autoroute Provençale près de la gare de CAGNES-SUR-MER. Sur près de 40 m de profondeur, le terrain est constitué de limons vaseux très compressibles (schéma 11). Il était exclu de réaliser des culées classiques, fondées sur barrettes, comme les piles, à cause des poussées latérales que celles-ci auraient subies; le terrain n'aurait pas non plus supporté directement les culées en terre armée; même les tassements différés auraient été inadmissibles. Le Maître d'Oeuvre, SCETAUROUTE, a donc choisi de traiter la zone d'appui des culées et de transition avec les remblais d'accès par un réseau de pieux colonnes ballastés de 15 et 10 m de longueur, suivant une maille de 3 m.

Ceci a permis d'obtenir la portance nécessaire, d'éliminer le risque de rupture circulaire qui aurait atteint les pieux de la première pile, et de ramener les tassements à moins de 15 cm. Ceux-ci sont absorbés sur les travées de rive du viaduc, traitées en cantilever; les appuis sur culées peuvent-être évidemment relevés au vérin.

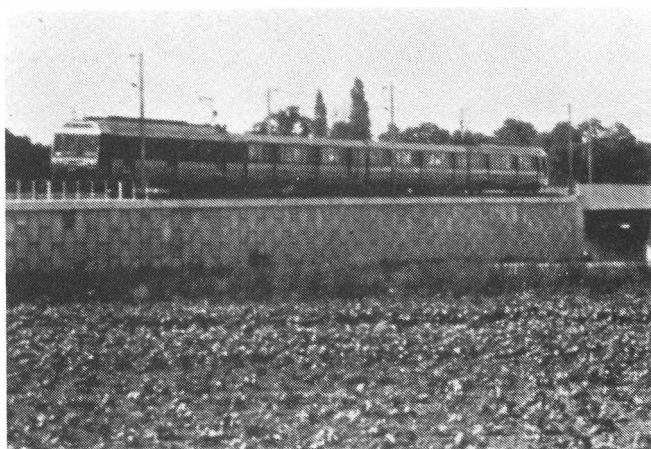


Photo 13

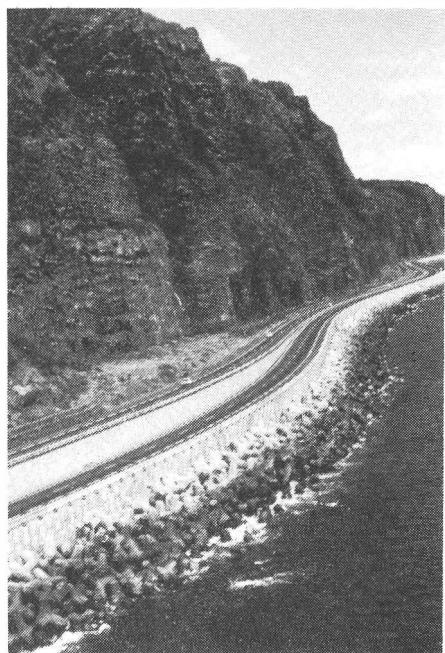


Photo 14

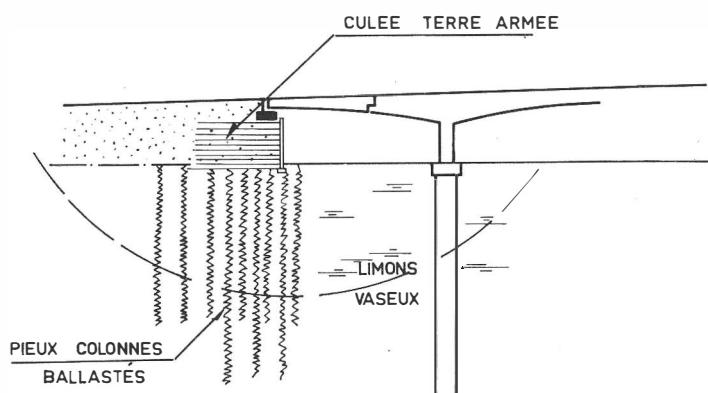


Schéma 11

CONCLUSIONS

Ces quelques exemples, même commentés trop rapidement, montrent au moins que la terre armée trouve son emploi aussi bien dans des cas simples et classiques que dans la solution originale, voire spectaculaire, de problèmes exceptionnels.

5) Autres ouvrages.

Sans insister, parce qu'il faut bien faire un choix, citons encore quelques autres réalisations particulières, par exemple dans le domaine ferroviaire, comme le mur construit pour la SNCF sous la voie nouvelle de PARIS à CERGY-PONTOISE (photo 13) ou dans le domaine maritime, comme le long mur de 11 km construit pour la route littorale de l'Île de la Réunion (photo 14) sur un remblai d'enrochements protégé par une carapace de tétrapodes, et qui fait front depuis aux typhons et aux cyclones.

Adresse de l'auteur :

Pierre Segrestin
Directeur de
La Société d'Etudes de la Terre Armée
Tour Horizon
52, quai de Dion Bouton
F-92806 Puteaux Cédex

Nº 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studientagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Surveillance et contrôle des ouvrages en Terre Armée

par S. Amar

INTRODUCTION

Du fait de sa conception, la technique de la Terre Armée a vite connu un grand développement.

Dans le domaine routier qui nous occupe, ce développement a été très rapide et on ne compte plus les murs de soutènement et les culées de ponts construits avec cette technique sur des routes et des autoroutes.

Ces ouvrages étant assez récents, les données concernant leur pathologie sont peu nombreuses. Dans la grande majorité des cas leur comportement dans le temps a été satisfaisant.

Comme pour tout ouvrage d'art, les ouvrages en terre armée doivent durant leur vie faire l'objet d'une surveillance attentive afin que la sécurité des usagers et des tiers soit toujours assurée.

Pour que cette surveillance soit efficace, il est nécessaire, d'une part, de bien connaître les causes et la nature des désordres qui peuvent affecter ces ouvrages et, d'autre part, de préciser les différentes étapes et modalités de cette surveillance.

Le Ministère des Transports français vient d'éditer une «Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art», qui doit comprendre plusieurs fascicules, un par grand type d'ouvrage.

Un des fascicules traitera des ouvrages en terre armée, ce document est en cours de rédaction, nous en donnons ici les principales dispositions.

NOTIONS SUR LES CAUSES ET LA NATURE DES DÉSORDRES

Sans être exhaustive, nous avons tenté de dresser une liste des causes possibles des désordres susceptibles d'apparaître un jour ou l'autre sur les ouvrages en terre armée.

En dehors des causes accidentelles (choc d'un véhicule, séisme, etc.), les désordres potentiels peuvent avoir de nombreuses origines parmi lesquelles on peut citer :

Au stade de la conception :

- connaissance insuffisante du sol de fondation,
- sous-estimation des efforts appliqués à l'ouvrage, notamment ceux de poussée,
- surestimation du coefficient de frottement terre-armature, qui se traduit par un sous-dimensionnement interne de l'ouvrage (nombre d'armatures insuffisant),
- absence ou insuffisance du drainage,
- mauvais choix du matériau de remblai,
- appréciation insuffisante des risques de corrosion.

A l'exécution :

La phase d'exécution des ouvrages en terre armée est importante, elle doit avoir été menée suivant les règles de l'art, si celles-ci n'ont pas été appliquées, des désordres peuvent en

résulter. Les causes possibles de ces désordres peuvent être :

- non conformité du matériau de remblai à celui choisi lors de l'étude,
- mauvais stockage des armatures et des parements provoquant leur dégradation,
- implantation défectiveuse de la semelle de réglage, et contrôle insuffisant de la fouille avant bétonnage de la semelle,
- montage défectueux des premiers éléments préfabriqués de parement,
- absence ou mauvaise fixation des armatures sur les amorces en attente dans le parement,
- réglage et compactage du remblai insuffisants,
- utilisation de compacteurs lourds ou non adaptés circulant très près du parement,
- dans le cas des culées, absence ou insuffisance de la couche de sol traité sur laquelle repose le sommier,
- détérioration du système de drainage en cours de remblaiement,
- absence de joints dans le cas de parements en béton.

Action de l'eau :

Lorsqu'il n'existe pas de système de drainage efficace, l'eau s'infiltra dans les massifs en terre armée, les imbibe, ce qui peut avoir pour conséquence :

- d'augmenter les efforts de poussée,
- d'augmenter le poids du massif,
- de diminuer les caractéristiques mécaniques du matériau de remblai,
- de diminuer le frottement sol-armature
- d'augmenter les risques de corrosion des armatures.

Certaines eaux peuvent en outre accélérer la corrosion des armatures à cause par exemple des sels de dé verglaçage.

Toutes ces actions contribuent à diminuer la stabilité de l'ouvrage et sa pérénité.

Corrosion des armatures :

La corrosion des armatures peut être accélérée par des facteurs qui n'ont pas été pris en considération au moment de la conception. Dans certains cas, lorsque les armatures sont totalement corrodées, les désordres peuvent aller jusqu'à la ruine complète de l'ouvrage par instabilité interne.

Nature des désordres :

Les désordres les plus courants qui peuvent affecter les ouvrages en terre armée sont :

- des tassements anormaux de tout ou partie de l'ouvrage,
- des déplacements horizontaux du parement (déversements, renflements),
- des fissures ou des ruptures d'éléments du parement en béton,

- des épaufures ou éclatements,
- des déchirures, écrasement d'éléments du parement métallique (Fig. 1),
- des affaissements localisés du terre-plein, souvent signalés par la présence de flaques d'eau,
- des écoulements d'eau et/ou de matériau de remblai par les joints des parements,
- une fissuration ou rupture de fossés, système de collecte et d'évacuation d'eau.

Quand la corrosion des armatures est profonde et très importante et concerne la majeure partie des armatures du massif en terre armée, des désordres visibles sur le parement (renflement, disjointement des écailles) peuvent apparaître (ces phénomènes ont été constatés sur un ouvrage expérimental). Par contre, lorsque la corrosion des armatures est superficielle, ces manifestations extérieures ne sont pas visibles.

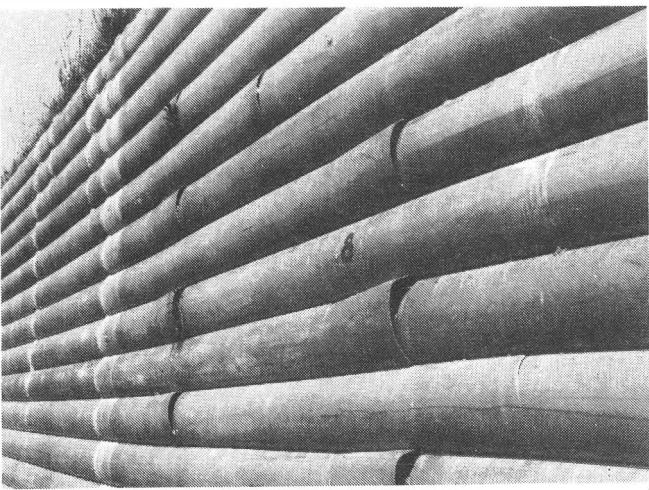


Fig. 1 — Parement métallique dégradé.

SURVEILLANCE DES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE

Dans le document «Recommandations et règles de l'art» [1], l'organisation générale de la surveillance de tous les ouvrages d'art en service a été ainsi définie et comporte :

- une surveillance courante ou continue,
- des visites généralement annuelles,
- des inspections détaillées, périodiques ou exceptionnelles.

Ces trois étapes de la surveillance des ouvrages en service se différencient à la fois par leur périodicité, leur consistance, l'importance des moyens techniques et financiers mis en œuvre, et la qualification du personnel habilité à les effectuer.

Visites annuelles et inspections détaillées font l'objet des procès-verbaux qui, après exploitation, sont insérés dans le dossier de l'ouvrage.

Les différents niveaux de la surveillance des ouvrages en service :

• La surveillance continue

La surveillance continue consiste en des examens de l'ouvrage fréquents, mais peu approfondis (le plus souvent visuels). Ils sont réalisés avec le moins de formalités possibles par des agents n'ayant pas nécessairement de formation spécialisée.

L'agent chargé de cette surveillance doit mettre à profit chaque occasion qui se présente d'approcher l'ouvrage pour l'examiner, il en sera ainsi par exemple :

- lors de l'ouverture d'un chantier dans la zone d'influence de l'ouvrage,
- après des chutes de pluies importantes,
- après un accident de l'ouvrage,
- lors de tournée de routine, etc.

Cette surveillance doit permettre de donner l'alerte le plus tôt possible en cas d'anomalie dans le comportement de l'ouvrage ou dans son état.

Bien que cette surveillance ne donne en général pas lieu à l'établissement d'un procès-verbal, il est conseillé, lorsque des désordres graves ont été constatés, d'établir une note détaillée récapitulant ces désordres. Cette note datée doit être insérée dans le dossier de l'ouvrage après que l'ingénieur responsable de la surveillance en ait pris connaissance.

Lors de cette surveillance continue il convient d'examiner l'alignement, le déversement, l'état des parements, l'état de la chaussée portée ou du terre-plein. Il faut veiller à ce que des charges non prévues ne soient appliquées en tête des ouvrages de soutènement et surtout au voisinage des parements.

• Les visites annuelles

L'organisation des visites annuelles résulte de l'initiative de l'ingénieur chargé de la surveillance. Elles sont normalement prévues à l'avance, sauf lorsque une opération équivalente est déclenchée à la suite d'anomalies constatées au cours d'un passage ou de travaux d'entretien sur l'ouvrage concerné.

La consistance de ces visites est fonction de la nature et de l'importance des ouvrages.

On peut par exemple prévoir ces visites, au moins pendant les premières années, pour tous les ouvrages en terre armée qui présentent une ou plusieurs des particularités suivantes :

- ouvrage de dimensions exceptionnelles (hauteur notamment) ou de conception nouvelle,
- ouvrage fondé sur sols très compressibles,
- ouvrage fondé sur terrain karstique ou caverneux ou en zone d'affaissement minier,
- ouvrage implanté sur un versant réputé instable,
- ouvrage dont le comportement influe directement sur celui des structures associées importantes,
- ouvrage présentant une corrosion anormale des armatures décelée à l'occasion de la surveillance spéciale par témoins de durabilité.

Ces visites doivent permettre un examen visuel approfondi de toutes les parties aisément accessibles de l'ouvrage et susceptibles de présenter quelques désordres. Elles ne nécessitent que des moyens assez limités d'accès et un matériel de constatation courant, tel que : fil à plomb, un fissuramètre, décamètre, matériel nécessaire pour pose de témoins, appareil photo, etc.

Cette visite doit par exemple porter sur les points suivants :

— Dispositifs de drainage et d'évacuation des eaux

- . vérifier le bon fonctionnement de l'ensemble,
- . voir si pour les culées il n'y a pas d'écoulement des eaux au niveau des joints du tablier.

— Parement

- . vérifier l'alignement, l'aplomb et l'état du parement, qu'il s'agisse d'écailles du béton ou de parement en acier,
- . suivre l'évolution des fissures ou déformations anciennes,
- . noter les fissures apparues depuis la visite précédente. Un déversement excessif du parement, ou la dislocation même localisée de celui-ci, doit conduire à une inspection détaillée.

— *Armature*

Nécessité de connaître la nature des armatures en place et dans certains cas la nature physico-chimique des matériaux de remblai.

— *Equipements divers*

Noter une modification des supports des dispositifs de retenue ou des points d'ancrage des panneaux de signalisation.

La déformation de ces équipements divers, souvent visible à l'œil nu, constitue un indicateur précieux du comportement de l'ouvrage.

Dans le cas des culées, l'inspection est étendue à la chaussée portée et plus particulièrement au niveau des dalles de transition, ainsi qu'aux appareils d'appui.

Un procès-verbal est établi après la visite, il peut donner suite à :

- des propositions de travaux d'entretien ou de réparation,
- une proposition de visite ou d'inspection détaillée.

• **Les inspections détaillées**

Une inspection détaillée est beaucoup plus complète sur le plan technique qu'une visite annuelle; il 'agit en fait d'un «bilan de santé» de l'ouvrage.

Cette inspection doit être conduite par un agent qualifié ayant reçu une formation spécialisée.

La périodicité de ces inspections est fixée par l'ingénieur chargé de la surveillance, pour les ouvrages en terre armée présentant une ou plusieurs des particularités énoncées au paragraphe précédent (visite annuelle), cette périodicité peut être quinquennale ou plus fréquente dans des cas extrêmes.

La même périodicité devrait être retenue pour toutes les culées porteuses en terre armée.

L'inspection détaillée nécessite assez souvent une instrumentation de l'ouvrage et éventuellement des sols, qui doit être réalisée si possible au stade même de la construction. Il peut par exemple s'agir de :

- pose de repères fixes à différents niveaux du parement (cette pose peut se faire par exemple après la construction de l'ouvrage par le responsable de la surveillance),
- mise en place sous l'ouvrage de tassomètres sur un ou plusieurs profils,
- pose de piézomètres dans le cas où l'ouvrage est fondé sur un sol très compressible en cours de consolidation,
- pose d'appareils d'enregistrement des déplacements en site réputé instable,
- dans certains cas (sol de remblai agressif, armature nouvelle jamais utilisée, etc.), pose de témoins de durabilité.

Le relevé des mesures de ces appareils doit être confié à une équipe spécialisée.

• *Inspection détaillée particulière*

Des inspections détaillées particulières peuvent être effectuées en dehors du régime de la surveillance périodique.

La première visite détaillée avant mise en service de l'ouvrage constituera l'état zéro ou de référence.

• *Inspection détaillée exceptionnelle*

On peut prescrire une inspection détaillée exceptionnelle à la suite d'une anomalie grave décelée par la surveillance continue ou au cours d'une visite annuelle.

• *Surveillance renforcée et haute surveillance*

Lorsque des désordres constatés sur un ouvrage paraissent

susceptibles de mettre en cause la sécurité ou la tenue de l'ouvrage, il peut être décidé de le placer sous haute surveillance de manière à assurer en cas de danger imminent le déclenchement immédiat de contre-mesures définies à l'avance.

. *Surveillance de la durabilité*

La durée de service des ouvrages en terre armée étant liée à la durabilité des armatures en contact avec le sol et l'eau qu'il contient, il convient de porter un soin tout particulier au problème de la surveillance de la durabilité des armatures pendant la durée de service de l'ouvrage.

Il s'agit essentiellement de surveiller l'état des armatures enterrées. Cette surveillance concerne tout particulièrement les ouvrages anciens au-delà de trente ans d'exploitation, compte tenu du comportement favorable de l'acier galvanisé. Elle peut être organisée à l'avance par la pose de témoins de durabilité qui devient obligatoire dans les cas des ouvrages à haut niveau de sécurité souhaité, culées de pont en particulier.

Les témoins sont des morceaux d'armatures pesés avec précision (Fig. 2). Ils permettent, après extraction, d'examiner visuellement l'état des armatures, de mesurer les pertes de poids, et éventuellement de procéder à des essais mécaniques. L'annexe n° 1.7 détaille les observations et les essais à effectuer (document Réf. [1]).

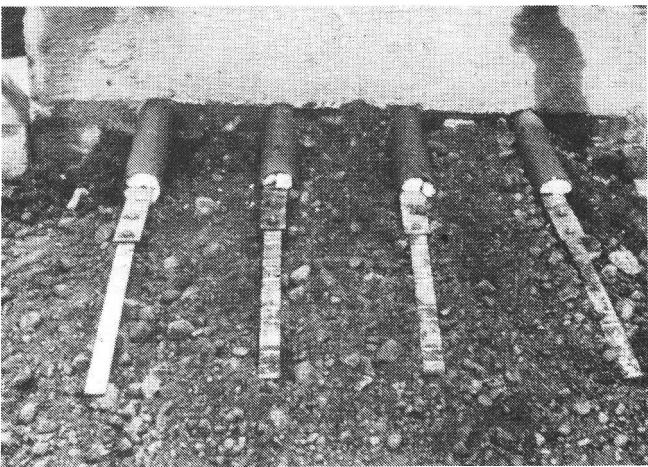


Fig. 2 — Témoins de durabilité mis en place.

Il est recommandé d'effectuer le premier prélèvement au maximum 10 ans après la construction de l'ouvrage, puis tous les 20 ans, sauf en cas d'anomalie constatée. En outre, pour les armatures en métaux passivables (alliages légers ou acier inoxydable), il convient d'ajouter un examen préliminaire quelques années après la construction (5 ans) pour vérifier l'absence de piqûres.

Dans les ouvrages ne comportant pas de témoin de durabilité, et lorsqu'un niveau quelconque de la surveillance des indices laissent supposer une corrosion importante, il convient de procéder à un examen visuel de quelques armatures après les avoir dégagées.

CONTRÔLE DES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE

Dans le domaine des ouvrages en terre armée, le contrôle doit se faire à deux périodes différentes, l'une avant l'exécution de l'ouvrage, l'autre en cours d'exécution.

I — Contrôle avant l'exécution de l'ouvrage

Ce contrôle a pour but de s'assurer que les matériaux entrant

dans la construction de l'ouvrage satisfont aux critères de qualité définis pour les matériaux en terre armée.

Les éléments préfabriqués tels que parements et accessoires divers, ainsi que les armatures, subissent un contrôle en usine qui garantit que ces matériaux sont conformes aux spécifications.

Toutefois, si le maître d'ouvrage le désire, il peut, avant de donner son agrément, faire procéder à un contrôle de ces éléments par un organisme habilité.

II — Contrôle durant l'exécution de l'ouvrage

Il concerne d'une part le contrôle de la qualité des éléments préfabriqués livrés sur le chantier, et d'autre part le matériau de remblai et sa mise en œuvre.

II — I — Eléments préfabriqués

Les éléments préfabriqués (parements, armatures, boulons, etc.) livrés sur le chantier doivent être contrôlés afin de s'assurer qu'ils sont bien conformes au métré d'exécution et qu'ils ne présentent pas de dégradations susceptibles de nuire à la qualité et au bon aspect général de l'ouvrage.

Ce contrôle doit notamment porter sur les points suivants :

— Armatures :

- . Vérifier que la galvanisation ne présente pas de défaut important.

— Parement béton :

- . La teinte des écailles doit être relativement uniforme.
- . Les écailles ne doivent comporter ni fissure grave, ni épaufrure, ni dégradation pouvant nuire à l'esthétique du parement.
- . Les amorces ne doivent pas être pliées.
- . Vérifier que les écailles sont bien stockées.

— Parement métallique :

- . Vérifier que la galvanisation ne présente pas de défauts importants.
- . Vérifier que les éléments de parement n'ont subi aucune dégradation importante pouvant nuire à leur bon assemblage lors du montage.

II — 2 — Contrôle du matériau de remblai et de sa mise en œuvre

II — 2 — 1 — Contrôle de la nature du matériau

Ce contrôle a pour objet de vérifier que le matériau à mettre en œuvre, livré sur le chantier, correspond bien à celui qui a été choisi au niveau du projet et qu'il est conforme aux spécifications des remblais des ouvrages en terre armée.

Pour les chantiers nécessitant des volumes très importants de remblai, il est nécessaire d'avoir avant la phase «travaux» une bonne connaissance de ces matériaux pour qu'au cours de l'exécution, l'examen visuel d'un spécialiste complété le cas échéant par des essais simples, tels que (teneur en eau, limite d'Atterberg, analyse granulométrique, etc.) suffise à identifier les matériaux mis en œuvre.

II — 2 — 2 — Contrôle de la mise en œuvre

Le contrôle de la mise en œuvre a pour objet de s'assurer que le compactage des matériaux est conforme aux conditions définies au marché.

Dans le domaine des terrassements routiers [2], ce contrôle peut se faire de deux manières : mesure de poids volumique ou contrôle «en continu». Il convient de préciser dans le marché celle que l'on choisit

— Mesure de poids volumique —

Lorsqu'une procédure de contrôle par poids volumique a été retenue, il convient de définir sous forme de spécifications le

niveau de compacité que l'on désire atteindre.

Ce taux de compactage s'exprime par le rapport du poids volumique sec γ_d du sol en place au poids volumique de référence déterminé par la méthode conventionnelle de l'essai Proctor Normal.

Pour les ouvrages en terre armée la valeur minimum généralement exigée pour ce rapport est de 95% de l'OPN.

Les opérations à effectuer pour ce contrôle se limitent en des mesures sur le chantier du poids volumique du sol en place et de sa teneur en eau, et à la réalisation d'essais Proctor.

La fréquence des essais doit être spécifiée dans le marché, celle-ci est généralement de l'ordre de 1 essai de poids volume γ et de teneur en eau w pour 500 m³ de matériau mis en œuvre, 1 essai Proctor Normal pour 5 000 m³.

— Contrôle «en continu» —

Les spécifications correspondant au contrôle «en continu» consistent, en fonction du matériau de remblai choisi, à imposer les règles d'utilisation des engins de compactage. Ces règles concernent essentiellement :

- l'épaisseur maximale de réglage «e» compatible avec l'efficacité d'un compacteur donné.

Pour un ouvrage en terre armée à parement béton, e moyen = 0,375m.

- le degré de compactage à atteindre qui se traduit par le rapport Q/S, Q étant le volume du matériau compacté pendant un temps donné (mesuré après compactage) et S la surface balayée par le compacteur pendant le même temps.

Les valeurs de «e» et «Q/S» peuvent être extraites des tableaux figurant dans le document rappelé en référence [2].

Les pièces contractuelles du marché doivent prévoir :

- les conditions techniques relatives au fonctionnement des compacteurs : lestage, vitesse de déplacement, fréquence de vibration;
- des clauses imposant des engins de compactage équipés de compteurs enregistreurs de vitesse de déplacement, de compteurs permettant l'enregistrement de la distance parcourue afin de pouvoir déterminer la surface S balayée par le compacteur, etc.

Pour chaque couche mise en œuvre, il est recommandé, dans le cas des ouvrages en terre armée, de contrôler le rapport Q/S. le volume Q correspondant à cette surface S balayée par le compacteur est mesuré par des relevés topographiques ou estimé à partir des engins de transport.

La procédure du contrôle «en continu» convient à de grands chantiers, elle vise à assurer le respect des spécifications de compactage dont la vérification objective relève de l'observation visuelle, complétée le cas échéant par :

- des essais d'identification,
- des mesures d'épaisseurs de couches régaliées,
- la vérification des caractéristiques de fonctionnement des compacteurs, lestage, vitesse, fréquence de vibration, etc.

RÉFÉRENCES

[1] *Les ouvrages en terre armée — Recommandations et règles de l'art* — Documents LCPC-SETRA, 1979.

[2] *Recommandations pour les terrassements routiers, fascicule 3, Compactage des remblais et couche de forme — Documents LCPC-SETRA, 1976 — Ministère de l'Equipement, Paris.*

Adresse de l'auteur :

Samuel Amar, Chef de la Section Fondations
au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58, bd Lefebvre — F-75732 Paris

Nº 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Responsabilités et répartition des tâches pour les ouvrages réalisés en Suisse

par O. Gicot

1. INTRODUCTION

Les ouvrages spéciaux en terre et en enrochements qui font l'objet des contributions précédentes concernent la terre armée et les gabions. Le but du présent article n'est pas de relever les responsabilités des parties en présence et la répartition des tâches entre ces parties pour des constructions classiques. Bien que les ouvrages en gabions soient qualifiés de spéciaux, leur projet et exécution relèvent cependant d'un schéma classique. C'est pourquoi ce qui va suivre ne sera consacré qu'aux ouvrages en terre armée. On pourrait alors se poser la question de savoir si une construction en terre armée augmente, ou diminue, ce qui serait une aubaine, la responsabilité des parties engagées, si les relations entre ces parties sont plus complexes, ou éventuellement plus simples ? Il s'agit en fait d'exposer la situation particulière qui se présente lors de l'étude et de la réalisation d'un ouvrage en terre armée, sans pour autant qu'il y ait de véritables bouleversements par rapport à un cas habituel.

Autre question : pourquoi ce problème est-il traité par un ingénieur-géotechnicien alors qu'il paraît de prime abord plutôt dépendre de l'ingénieur de superstructure ? La réponse est d'une part fournie par les articles qui précèdent et qui montrent l'importance de la géotechnique dans un ouvrage en terre armée. Il ne saurait d'autre part y avoir de barrière rigide entre les formations et les activités que peuvent avoir les ingénieurs, en particulier pour les ouvrages en contact avec le sol, ne serait-ce que pour garantir un dialogue constructif entre gens du métier.

Avant de présenter le problème proprement dit des responsabilités et de la répartition des tâches pour un ouvrage en terre armée, il est utile de relever tout d'abord l'accent sur lequel doivent porter les études relatives à ce genre de construction.

2. ETUDES PRINCIPALES POUR UN OUVRAGE EN TERRE ARMÉE

Un ouvrage en terre armée est un ouvrage en contact avec le sol et utilisant le sol comme matériau de construction. Le premier pas, et sans doute le plus important, consistera donc à entreprendre une étude géotechnique sérieuse, pour tout d'abord s'assurer que la solution est parfaitement adaptée aux conditions locales et pour permettre ensuite de déterminer les éléments suivants propres à garantir l'entièvre sécurité de la construction, sa pérennité ainsi que la bonne exécution des travaux (figure 1) :

- niveau de fondation de l'ouvrage
- amélioration éventuelle des sols d'appui
- poussée des terres
- déformabilité des sols d'appui selon le sens longitudinal et transversal de l'ouvrage et capacité portante
- glissement au niveau de la base de l'ouvrage

- stabilité générale
- conditions d'écoulements souterrains et drainages
- terrassements (excavations des sols, stabilité de parois de fouilles, réutilisation des sols excavés pour le massif de terre armée ou le remblayage à son arrière)
- agressivité de l'eau et des sols vis-à-vis des armatures ou du béton
- influence d'effets dynamiques.

1. niveau de fondation de l'ouvrage
2. amélioration éventuelle des sols d'appui
3. poussée des terres
4. déformabilité des sols d'appui selon le sens longitudinal et transversal de l'ouvrage
5. capacité portante
6. glissement au niveau de la base de l'ouvrage
7. stabilité générale
8. conditions d'écoulements souterrains et drainages
9. terrassements

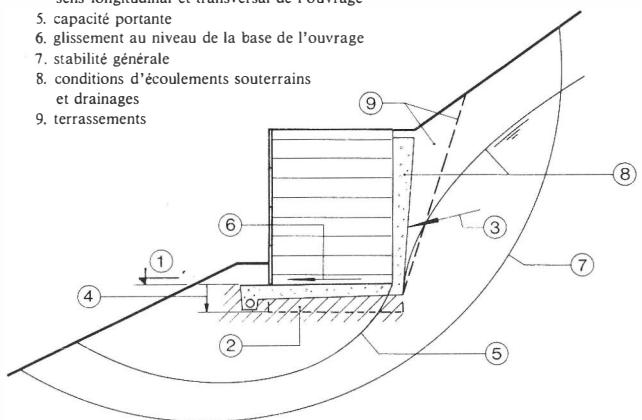


Fig. 1 : Problèmes géotechniques liés à la réalisation d'un ouvrage en terre armée.

On y ajoutera si nécessaire une reconnaissance géotechnique spéciale pour la recherche de matériaux de remblayage.

Viendra ensuite l'étude de dimensionnement de l'ouvrage, selon les critères propres à la terre armée et celle de l'interaction de l'ouvrage et du sous-sol. Ces études seront effectuées en y appliquant le concept de sécurité choisi, entre autre selon qu'il s'agit d'un ouvrage provisoire ou définitif, respectivement d'un ouvrage ordinaire (mur p. ex.) ou de haut niveau de sécurité (culée de pont p. ex.), compte tenu de la durée minimale de la construction. A titre indicatif, on mentionnera que cette durée est admise dans la publication «Les ouvrages en terre armée, recommandations et règles de l'art» à 70 ans pour les constructions ordinaires et à 100 ans pour les ouvrages à haut niveau de sécurité.

Enfin, un soin particulier sera voué au programme d'exécution et de contrôles (pendant et après la construction), en remarquant d'une part que les étapes d'exécution peuvent jouer un rôle sur la stabilité de l'ouvrage et d'autre part que les problèmes de terrassements prennent une part prépondérante dans l'édition de la construction.

3. RELATIONS, CONTRATS ET RESPONSABILITÉS ENTRE LES PARTIES

La réalisation d'un ouvrage en terre armée fait intervenir, en principe, les parties suivantes, soit comme prestataires individuels, soit sous une autre forme d'organisation :

- le Maître de l’Ouvrage
 - l’Ingénieur
 - l’Ingénieur-géotechnicien
 - év. l’Architecte
 - l’Entrepreneur
 - la Société Terre Armée S.A. (Lucerne).

A ces différents partenaires peuvent s'ajouter d'autres spécialistes ou conseillers et d'autres fournisseurs.

Réaliser un ouvrage en terre armée impose 2 conditions particulières qui sont :

la nécessité d'un contrôle du projet d'exécution par la Société Terre Armée (clause d'exploitation du brevet) et l'obligation d'acheter les éléments de soutènement à cette même Société.

On placera dans un organigramme les parties en présence et examinera leurs relations contractuelles qui, par voie de conséquence, définiront les responsabilités, en séparant pour les raisons qui précèdent le bloc «études» du bloc «fournitures et exécution» (figure 2).

RELATIONS ENTRE PRESTATAIRES

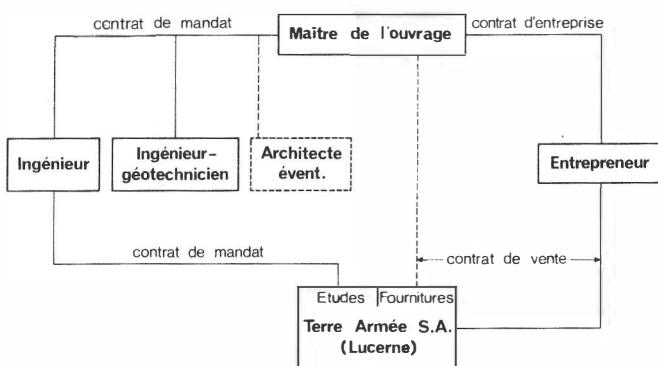


Fig. 2 : Prestataires et leurs relations contractuelles lors de la réalisation d'un ouvrage en terre armée.

On constate tout d'abord que, contractuellement, la Société Terre Armée est responsable de la qualité des fournitures (écaillles, armatures), et des éventuelles études qui lui seraient confiées par l'ingénieur, ce que l'on verra plus loin.

Les relations maître de l'ouvrage - entrepreneur et les responsabilités qui en découlent sont régies par le contrat d'entreprise (avec garanties selon la norme SIA 118, art. 172.1 et 180.1, c'est-à-dire, de manière simplifiée, 2 ans pour les défauts visibles et 5 ans pour les défauts cachés).

La particularité représentée par un ouvrage en terre armée réside donc dans le fait qu'il y a obligation d'acheter un type de fournitures déterminé. Deux cas peuvent être envisagés :

- I) le maître conclut lui-même le contrat de vente avec la Société Terre Armée. Pratiquement, cela signifie :

 - qu'il ne jouit, sauf clause contraire, que d'un délai de garantie d'une année commençant à courir dès qu'il a pris livraison de la marchandise (C.O., art. 210);
 - qu'il n'a donc pas intérêt à faire livrer les éléments de terre armée trop tôt sur le chantier avant leur mise en œuvre;
 - qu'il doit vérifier, ou faire vérifier par son représentant, immédiatement la qualité des fournitures et signaler sans délai tout défaut au fournisseur (C.O., art. 201);
 - que l'entrepreneur, constatant, lors de l'exécution, que les matériaux fournis présentent des défauts, doit en aviser immédiatement la direction des travaux; si le maître persiste à exiger l'emploi de ces matériaux, il en supporte les conséquences (SIA 118, art. 136.3).

- 2) le maître fait obligation à l'entrepreneur d'acheter les éléments de terre armée. Les trois premières conséquences évoquées précédemment (délai de garantie et de livraison, vérification de la marchandise) sont les mêmes pour l'entrepreneur que dans l'autre cas pour le maître de l'ouvrage. De plus, l'entrepreneur doit avertir immédiatement la direction des travaux s'il estime ne pas pouvoir répondre de la qualité des matériaux livrés. Le maître qui persiste dans ses instructions à cet égard en supporte le préjudice qui peut en résulter. En étant acheteur, l'entrepreneur se trouve dans une situation particulière puisqu'il jouit d'un délai de garantie sur les fournitures qui n'est que d'une année alors qu'il doit répondre de leur qualité durant une plus longue période vis-à-vis du maître par son contrat d'entreprise. C'est un motif pertinent pour que l'entrepreneur cherche dans ce cas à obtenir un délai de garantie plus long auprès du fournisseur. Le maître de l'ouvrage aura d'ailleurs intérêt à faire de même s'il est acheteur, afin d'harmoniser les délais de garantie dont il jouit de la part de ses mandataires.

Les relations maître de l'ouvrage — ingénieur, resp. ingénieur — géotechnicien, sont régies par un contrat de mandat (avec délais de garantie selon la norme SIA 103, art. 6.8. — c'est-à-dire 2 ans, 5 ans pour les défauts cachés).

L'élément particulier de la terre armée réside dans le fait que, sur le plan des études, la Société Terre Armée doit contrôler le projet de l'ingénieur. Cette obligation ne découle cependant que des clauses d'exploitation du brevet établies entre la Société Terre Armée et l'inventeur du procédé. Cette Société peut également, à la demande de l'ingénieur, effectuer tout ou partie de ce projet. Dans l'un et l'autre cas, l'ingénieur répond cependant du travail fourni vis-à-vis du maître. Faire contrôler son projet par un tiers ne le libère pas de sa responsabilité. S'il fait étudier son projet par la Société Terre Armée, il en est certes toujours responsable vis-à-vis du maître, mais, le cas échéant, il peut se retourner contre cette Société. On tirera dans ce dernier cas deux conséquences pratiques : d'une part il est conseillé de préciser dans un contrat écrit la répartition des responsabilités entre l'ingénieur et la Société Terre Armée, et d'autre part, l'ingénieur s'assurera que cette dernière dispose d'une couverture suffisante en cas de dommage (cautionnement, déclaration de garantie, etc.). Cette dernière remarque est d'ailleurs également valable pour l'acheteur des fournitures.

Il est évident que l'organigramme des prestataires pourra être différent de celui présenté ici : organisation sous forme de bureau général d'études, d'entreprise générale ou d'entreprise globale. Les remarques qui viennent d'être faites demeurent cependant valables.

4. PLAN DES PHASES EN VUE DE LA RÉALISATION D'UN OUVRAGE EN TERRE ARMÉE ET RÉPARTITION PARTICULIÈRE DES TÂCHES

Les phases de travail en vue de la réalisation d'un ouvrage en terre armée ne diffèrent dans le fond pas de celles d'une construction classique. Leur rappel, avec quelques simplifications et adaptations pour la circonstance, servira à situer les prestations particulières que doit, respectivement que peut apporter la Société Terre Armée et permettra d'ajouter quelques remarques complétant sur le plan des responsabilités ce qui a été dit jusqu'ici. Il ne sera donc pas fait mention de la répartition habituelle des tâches telle qu'elle figure dans le document n° 4 de la SIA, répartition qui diffère suivant le genre d'organisation choisi (prestataires individuels, bureau général d'études, entreprise générale ou globale) (figure 3).

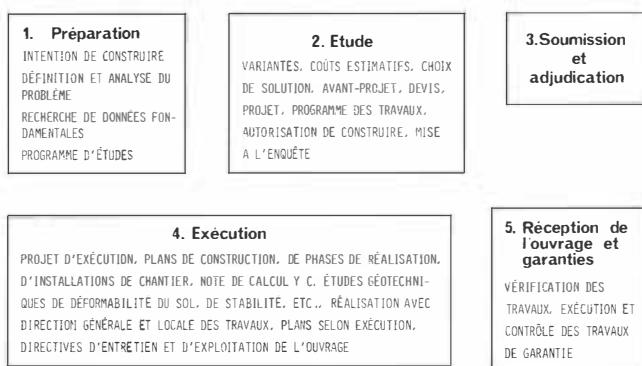


Fig. 3 : Plan des phases de réalisation d'un ouvrage en terre armée.

Première phase : la préparation (intention de construire, définition et analyse du problème, recherche de données fondamentales, programme d'études; on définira ici s'il s'agit d'un ouvrage provisoire ou définitif, cette classification ayant une incidence sur les sécurités à appliquer et sur le dimensionnement de l'ouvrage). Il n'y a dans cette phase pas de répartition spéciale des tâches.

Deuxième phase : l'étude (variantes, coûts estimatifs, choix de la solution, avant-projet, devis, projet, programme des travaux, autorisation de construire, mise à l'enquête). La Société Terre Armée peut apporter son assistance technique lors de l'étude d'une variante «terre armée», lors de l'estimation de son coût pour ce qui concerne les fournitures spécifiques, lors de l'établissement de l'avant-projet, du projet et du programme des travaux. Si, après le choix de la solution «terre armée», l'ingénieur voulait confier en sous-traitance l'étude du projet à la Société Terre Armée, il lui est conseillé, selon ce qui a été dit plus haut, de préciser les responsabilités dans un contrat écrit. Il ne s'agirait à ce moment plus d'assistance technique de la Société Terre Armée, mais d'étude proprement dite de sa part.

Cet aspect particulier sur le plan de l'établissement d'un projet «terre armée» appelle quelques réflexions. Mises à part les questions des responsabilités qui ont été présentées, l'ingénieur court dans ce cas — à moins que le projet soit simple — le risque de perdre le contrôle de son projet et de ne pas mesurer suffisamment les incidences diverses que peut avoir la construction projetée : jugement en particulier sur les problèmes de déformabilité des sols d'appui, de stabilité, de drainage, etc. Il est donc essentiel qu'il réalise l'importance de ces problèmes et leurs conséquences. Les études correspondantes — évaluation des tassements, détermination de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, etc. — seront confiées à l'ingénieur-géotechnicien mandaté, ou éventuellement faites par lui-même si sa formation le lui permet. Ayant connaissance des caractéristiques du

projet, soit l'un, soit l'autre sera en effet le mieux placé pour déterminer entre autre l'interaction ouvrage — sous-sol.

D'un autre côté, les éventuelles difficultés dues à l'application d'une méthode de dimensionnement particulière et à celles de l'établissement de plans de détail exigeant une parfaite connaissance des caractéristiques d'un projet «terre armée» tenteront l'ingénieur de remettre entre les mains de la Société Terre Armée l'étude ou au moins la mise au point de son projet. Quelle que soit la conduite qu'il adoptera, l'ingénieur n'oubliera en aucun cas qu'il doit constamment dominer la situation; il saura de plus exiger du maître de l'ouvrage de pouvoir s'entourer des spécialistes nécessaires.

Troisième phase : les soumission et adjudication. Selon la norme SIA 118, art. 10, l'obligation de l'entrepreneur de se procurer des éléments déterminés — en l'occurrence ceux de terre armée — ou l'indication que ces matériaux sont livrés par le maître de l'ouvrage — devra figurer dans la série de prix ou dans un document annexe. On rappellera à ce sujet que les conséquences ne sont pas les mêmes pour le maître de l'ouvrage et pour l'entrepreneur selon que le contrat de vente avec la Société Terre Armée a été conclu par l'un ou par l'autre.

Quatrième phase : l'exécution (projet d'exécution avec plans de construction, de phases de réalisation, d'installations de chantier, note de calcul y c. études géotechniques de déformabilité du sol, de stabilité, etc., réalisation avec direction générale et locale des travaux, plans selon exécution, directives d'exploitation et d'entretien de l'ouvrage). Par ses obligations liées à l'exploitation du brevet, la Société Terre Armée est tenue d'effectuer un contrôle détaillé du projet d'exécution. Si elle en a été mandatée, elle établira elle-même ce projet. Elle n'est par contre pas obligée de contrôler le résultat d'études de tassement, de stabilité externe, etc. Il est évident que, par souci de sécurité, elle s'assurera que ces études ont bel et bien été entreprises.

Lors de l'exécution de l'ouvrage, l'entreprise jouit au démarrage du chantier d'une assistance technique de la Société Terre Armée, ainsi que lors de la mise en place d'éventuels témoins de contrôle. L'ingénieur pourra également avoir recours à ses services lors de l'établissement de directives d'exploitation, d'entretien et de contrôles pour le compte du maître de l'ouvrage.

Cinquième phase : réception de l'ouvrage et garanties (vérification des travaux, exécution et contrôle des travaux durant les périodes de garantie).

La procédure en vue de la réception de l'ouvrage par le maître se déroule comme pour une autre construction; le délai de garantie commence à courir dès la fin de la vérification des travaux, pour autant que cette vérification ne révèle aucun défaut, ou seulement des défauts mineurs que l'entrepreneur est alors tenu d'éliminer. On rappellera que le délai de garantie de l'ingénieur et de l'entrepreneur vis-à-vis du maître est de 2 ou 5 ans alors que celui qui se rapporte aux fournitures d'éléments de terre armée n'est, sauf clause contraire, que d'une année pour le prestataire qui a conclu le contrat de vente avec la Société Terre Armée. Une harmonisation à cet égard est souhaitable.

5. EXEMPLE DE RÉALISATION D'UN OUVRAGE EN TERRE ARMÉE EN SUISSE

L'un des premiers murs en terre armée construit en Suisse et le premier dans le canton de Fribourg est sans doute le plus discret des ouvrages réalisés selon cette technique (figure 4).

Il se situe à Fribourg même, à l'arrière du mur-culée rive droite du pont de Berne, dit pont de bois, qui enjambe la Sarine.

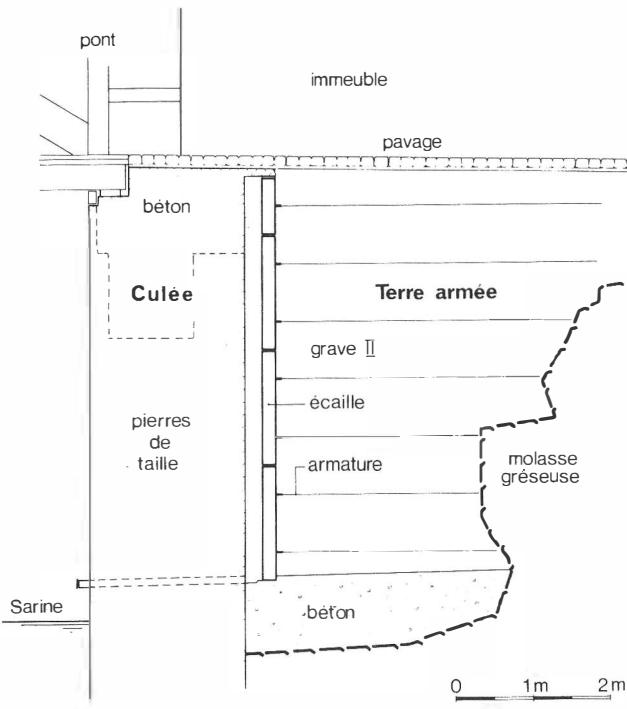


Fig. 4 : Pont de Berne à Fribourg : coupe en travers de la culée rive droite avec mur de soutènement en terre armée.

D'une hauteur de 5,25 m et large de 5,15 m (surface 27 m²), il a été édifié en juin 1979. Son but était de soulager le mur-culée existant du pont, en pierres de taille (de tuf à l'avant et de grès molassique à l'arrière), mur vieux de plusieurs siècles, des sollicitations dues à la poussée des terres et de créer une circulation d'air à l'arrière de la culée en vue d'assurer une meilleure conservation de sa très ancienne maçonnerie (figure 5). L'occasion d'exécuter ces travaux avait été saisie alors qu'une excavation des matériaux de remblai à l'arrière de la culée avait été nécessaire pour inspecter l'état de ce mur, au moment des travaux de réfection du pont. Construit dans un espace disponible très restreint, le mur en terre armée comprend 12 écailles et des armatures en acier galvanisé profilé de longueur comprise entre 3,50 m et 4,50 m. Un espace libre de 20 cm en moyenne le sépare de la culée (figures 6 et 7). Le front arrière du massif en terre armée est formé de molasse gréuese alors que le soubassement d'immeubles adjacents en constitue les parois latérales. L'appui du massif est représenté par un remplissage de béton reposant sur la molasse gréuese. Le remblayage du massif est formé de grave II. L'ouvrage de terre armée ne comprend pas de système de drainage proprement dit. Par contre, pour éviter d'une part une accumulation d'eau dans la fosse où se trouve le massif terre armée et d'autre part une formation de zones humides le long du soubassement des immeubles adjacents, un système de drainage a été placé contre ces bâtiments ainsi qu'en bordure du fond de fosse. Les eaux drainées sont évacuées à la Sarine par 2 forages réalisés à travers le mur-culée, leur extrémité côté rivière étant munie chacune d'un clapet anti-reflux destiné à éviter un refoulement de l'eau derrière la culée lors des périodes de hautes eaux de la rivière. Le remplissage de béton qui forme l'assise du massif de terre armée a été nécessité par le choix d'un niveau d'évacuation des eaux drainées plus élevé que le niveau habituel de la Sarine. Mises à part ses dimensions modestes, la discrétion de l'ouvrage en terre armée réside dans le fait qu'il est entièrement caché, une dalle supérieure assurant la transition culée-mur, l'ensemble étant recouvert d'un pavage.

Un contrôle de mouvements éventuels de la paroi du mur en terre armée est cependant possible par le biais de plaques métalliques déverrouillables coupant la dalle de transition au droit du passage de conduites.

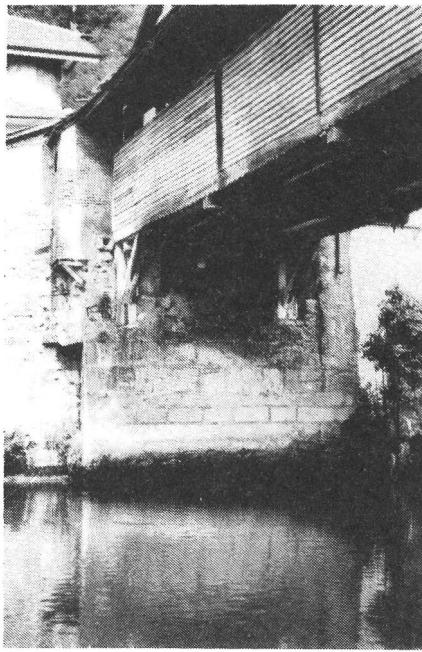


Fig. 5 : Pont de Berne à Fribourg : mur-culée rive droite, avant les travaux de restauration.



Fig. 6 : Pont de Berne à Fribourg : vue plongeante de l'arrière de la culée avec mur en terre armée en cours d'édification.

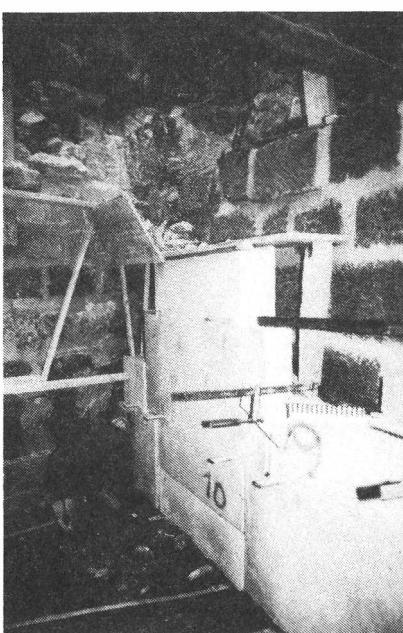


Fig. 7 : Pont de Berne à Fribourg : détail du mur en terre armée vu en direction amont.

6. CONCLUSION

Construire un ouvrage en terre armée n'apporte, comme on l'a vu, pas de miracle sur le plan des responsabilités et c'est bien compréhensible. Pour une semblable réalisation, on devra simplement dans le canevas des relations contractuelles entre prestataires, relations définissant leurs responsabilités, d'une part tenir compte de l'obligation d'acheter des matériaux de construction spécifiques à un fournisseur déterminé, et d'autre part, dans la marche à suivre dans le développement du projet et dans sa mise au point, demeurer constamment maître de la situation. Comme on peut le constater, la terre armée est un genre d'ouvrage aux qualités remarquables, en particulier par sa simplicité et sa rapidité d'exécution, ouvrage promis à un développement certain dans un pays où les ingénieurs ont su faire jusqu'ici preuve d'ouverture à des techniques nouvelles.

Adresse de l'auteur :

Olivier Gicot, ingénieur civil dipl. EPF/SIA/ASCE
Fort-St-Jacques 25
1700 Fribourg

Nº 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Aspects pratiques et économiques pour la réalisation d'ouvrages de Terre Armée en Suisse

par M. Grangier

1. HONORAIRÉS

En complément de l'exposé de Monsieur GICOT, il est certainement intéressant de savoir que la Commission SIA pour les honoraires des ingénieurs civils a donné son approbation pour les constructions en TERRE ARMÉE, par l'avis Nº B 595 G du 4 décembre 1980.

Sur la base du règlement Nº 103, les constructions TERRE ARMÉE sont, du point de vue des honoraires, comparables à ceux des murs de soutènement ancrés dans le terrain. Il en ressort que ces constructions sont à classer par analogie dans les articles 18.31.8 b et c avec les degrés de difficultés suivants :

Projet	Direction des travaux
art. 18.31.8 b	n = 0,6
art. 18.31.8 c	n = 0,8

En outre, ces constructions sont à considérer comme des structures porteuses. Ainsi, les honoraires pour structures porteuses peuvent être appliqués.

Voir exemples A2, A3, D, etc...

Les écailles et les accessoires y relatifs seront préfabriqués en Suisse, normalement dans la région du futur ouvrage. Les armatures spéciales sont importées de France.

3. CONDITIONS ÉCONOMIQUES FAVORABLES POUR LA CONSTRUCTION D'UN OUVRAGE EN TERRE ARMÉE.

- a) Toute sorte d'ouvrage (mur, culée) à fonder sur des terrains meubles ou géologiquement difficiles, ainsi que dans les pentes se trouvant à la limite de stabilité. Ceci grâce à la souplesse des massifs Terre armée qui s'adaptent bien aux déformations du sous-sol.
- b) L'élimination de fondations spéciales (ancrages, pieux). Dans ce cas la construction Terre armée est particulièrement avantageuse.
- c) Pour des ouvrages qui sont fortement sollicités, grâce à la résistance élevée aux efforts statiques et dynamiques.
- d) Rapidité et facilité de mise en œuvre (sans délais de bétonnage et décoffrage, sans échafaudages)
- e) Pour des ouvrages provisoires, rapidité et récupération des écailles
- f) Ouvrages alpins, fiabilité et poids modestes des éléments de construction.

4. OUVRAGES CONSTRUIS EN SUISSE

- a) MOOSEEDORF — mur de soutènement.
- b) SAINT-GALL — butée de pied.
- c) AARBERG — culée de pont.
- d) DORIGNY — mur de soutènement.
- e) CERN — mur de soutènement.
- f) PONT DE BERNE — culée de pont.
- g) AVRY-DEVANT-PONT — mur de soutènement.

Au total ceci représente 1'600 m² de murs en TERRE ARMÉE, avec des surfaces variant de 27 à 551 m².

Il faut également considérer que des ouvrages importants en TERRE ARMÉE sont construits à l'étranger par des entreprises suisses, dont un mur de 18'000 m² au Koweït.

5 . FORMATION SUISSE DES INGÉNIEURS ET FUTURS INGÉNIEURS.

A titre d'information, les étudiants de l'EPFL, de l'EPFZ, et la majorité des futurs ingénieurs ETS reçoivent une information détaillée sur les réalisations possibles d'ouvrages en TERRE ARMÉE.

Plusieurs professeurs, ingénieurs ou ingénieurs-géotechniciens ont suivi des cours de calculs à ces propos à Nice, Paris ou à Aix-en-Provence.

Des journées de calculs d'ouvrages en TERRE ARMÉE pourraient facilement être organisées en Suisse, pour les ingénieurs, et ingénieurs-géotechniciens, qui veulent se familiariser avec ce système de construction.

6. CONCLUSION.

Le grand nombre d'ouvrages construits en TERRE ARMÉE à savoir plus de deux millions de m², représentant 3500 ouvrages dont 600 culées de pont, ainsi que les réalisations faites en Suisse ou par des Suisses à l'étranger, ont démontré que cette méthode est techniquement au point et financièrement rentable pour de très nombreux ouvrages.

Adresse de l'auteur :

M. Grangier, Bevac, Lausanne
dès le 15.9.81 :
Terre armée AG
Mythenstrasse 9
6003 Lucerne

Nº 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Prinzipien und Theorie der Bewehrten Erde

von F. Schlosser und A. Guilloux

1. ALLGEMEINES

Die vom französischen Ingenieur H. VIDAL im Jahre 1963 erfundene Bewehrte Erde ist ein Konstruktionsmaterial, das aus der Verbindung von Erde und Bewehrungen gebildet wird. Dabei sind letztere oft lineare, flexible Elemente (Metallbänder), die erhebliche Zugkräfte aufnehmen können. Das freie Ende des Bauwerkes aus Bewehrter Erde muss mit einer Verkleidung versehen werden, um zu verhindern, dass die Erde zwischen den Bewehrungen ausricht. Diese Verkleidung gibt dem Bauwerk auch die gewünschte äussere Form.

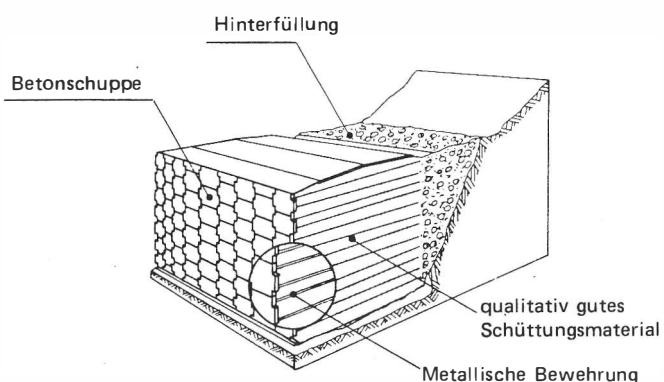


Fig. 1: Perspektivische Darstellung eines Baukörpers aus Bewehrter Erde

Das von VIDAL 1963 angegebene Konzept des Materials Bewehrte Erde ist in Fig. 2 schematisch dargestellt. Die beiden Bestandteile der Bewehrten Erde, die Erde und die Bewehrungen, haben sehr unterschiedliche Verformungsmoduln. Die Erde überträgt bei einer Beanspruchung die Zugkräfte, die sich im Erdkörper ausbilden, auf die Bewehrungen. Diese verhindern ein Ausdehnen des Materials in Richtung der Verstärkungen. Dies alles spielt sich so ab, als besäße die Erde in Bewehrungsrichtung eine zu ihrer Zugfestigkeit proportionale Kohäsion. Die Wechselwirkung zwischen Erde und Bewehrungen basiert auf der Reibung, die sich an den Berührungsflächen ausbildet und Relativverschiebungen verhindert. Die Reibung zwischen Erde und Bewehrung ist somit die Basis für den Verhaltensmechanismus von Bauwerken aus Bewehrter Erde.

Dieses Konzept ermöglichte es, eine moderne Technik zu entwickeln, die nach 12 Jahren Einsatzes bereits in 15 Ländern zur Anwendung gelangt. Bis jetzt wurden weltweit mehr als zweitausend solcher Bauwerke errichtet, die mehr als 1 500 000 m² Verkleidungsfläche repräsentieren. Es handelt sich zum grossen Teil um Stützmauern, wobei ebenfalls an die 600 Brückenwiderlager mit Hilfe dieser Technik gebaut worden sind.

Der Grund dafür, dass die Anwendungen der Bewehrten Erde so zahlreich sind und dass die ersten Bauwerke derart rasch errichtet wurden, sind, nebst der Grundidee dieses neuartigen Materials, folgende drei vom Erfinder klar hervorgehobene Eigenschaften:

- 1) Die Anpassungsfähigkeit des Materials.
- 2) Die Vorfabrikation der Bauelemente.
- 3) Die Wirtschaftlichkeit gegenüber anderen Baumaterialien.

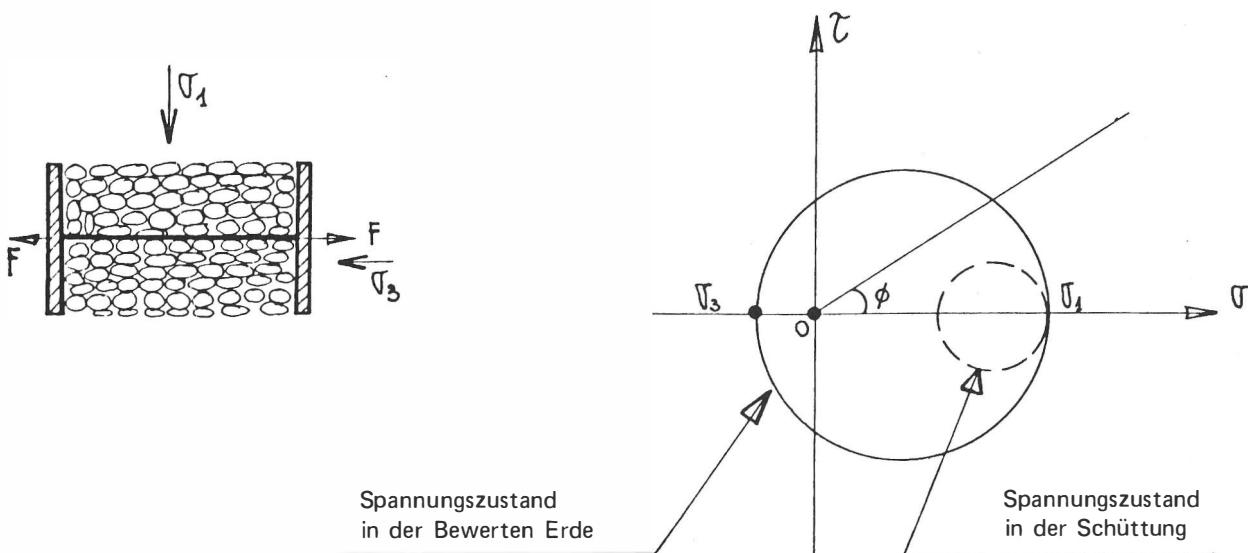


Fig. 2: Bewehrte Erde unter Druck nach VIDAL (1963)

Dank ihrer Anpassungsfähigkeit hat die Bewehrte Erde Anwendungsbereiche gefunden, in welchen keine andere Technik in ebenso einfacher Weise verwendet werden kann. Dies gilt insbesondere für Bauwerke auf instabilen Hängen und für den Straßen- und Autobahnbau.

Die Vorfabrikation der Verkleidungselemente und Bewehrungen hat sich für den Bauablauf als wichtiger Gesichtspunkt erwiesen. Sie ermöglicht einen Baufortschritt, der mit den klassischen Schüttungen vergleichbar ist. Die Qualität dieser Elemente, welche im Vergleich zum Schüttungsmaterial die teuersten Teile des Bauwerkes darstellen, lässt eine höhere Beanspruchung zu.

Durch die Vorfabrikation kann auch die Lebensdauer der Bewehrungen garantiert werden, und zwar durch die Verzinkung der Stahlbewehrungen.

Dank der auf die Zugzone beschränkten Bewehrungen und zufolge einer Bautechnik, die keinerlei Spezialisierung erfordert, ist das Verfahren mit den anderen gebräuchlichen Materialien der Bautechnik konkurrenzfähig: mit Metall und Stahlbeton. In zahlreichen Fällen können Bauwerke aus Bewehrter Erde zufolge ihrer Anpassungsfähigkeit direkt auf der Bodenoberfläche gegründet werden, wogegen bei klassischen Bauwerken Tiefgründungen erforderlich sind. Daraus ergeben sich natürlich erhebliche Einsparungen.

2. FUNKTIONSPRINZIP

Das Prinzip des Materials Bewehrte Erde beruht auf dem Vorhandensein einer Reibung zwischen Boden und Bewehrungen. Diese Reibung wird durch Schubkräfte übertragen, die sich im Boden an der Oberfläche der Bewehrungen bilden, und die eine kontinuierliche Änderung der Zugkräfte in der Bewehrung zur Folge haben (Fig. 3).

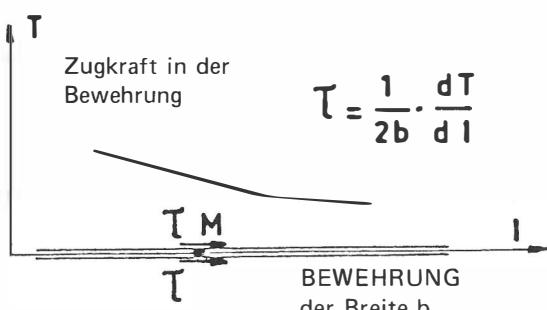
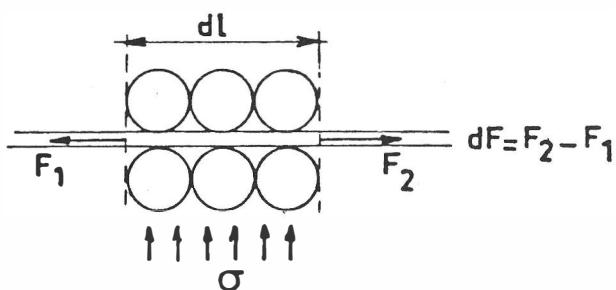


Fig. 3: Änderung der Zugkraft in der Bewehrung und der Schubkraft zwischen Boden und Bewehrung

Alle an Modellen in reduzierter Größe und an Bauwerken durchgeföhrten Messungen haben gezeigt, dass die Zugkraft längs der Bewehrung nicht konstant ist. An den freien Enden der Bewehrungen ist diese Zugkraft natürlich null. Hingegen hat sie aber kein Maximum an der Verbindungsstelle zwischen Bewehrung und Verkleidung.

Der Ort maximaler Zugspannungen in einem Baukörper aus Bewehrter Erde teilt diesen in zwei Zonen:

- Eine "aktive Zone", in welcher der Sand, der aus dem Baukörper herauszugleiten versucht, durch die an der Oberfläche der Bewehrungen erzeugten Reibungskräfte zurückgehalten wird. Diese Reibungskräfte sind somit ins Innere des Baukörpers gerichtet und bewirken eine Erhöhung der Zugspannungen in den Bewehrungen.
- Eine "widerstehende Zone", in der die Bewehrung, auf die eine maximale Zugkraft ausgeübt wird, versucht, aus dem Baukörper herauszugleiten, wodurch Reibungskräfte erzeugt werden.

In einem Baukörper aus Bewehrter Erde stellt die Kurve maximaler Zugkräfte eine potentielle Bruchfläche für die Bewehrungen dar. Sie ist im Wesentlichen abhängig von der Geometrie des Baukörpers, den auftretenden Beanspruchungen, den Kennwerten des Schüttungsmaterials und den Bewehrungen, ihrer Dichte und ihres Verformungsmoduls (Fig. 4).

Durch die Verbindung zwischen der "aktiven Zone" und der "widerstehenden Zone" im Baukörper aus Bewehrter Erde schaffen die Bewehrungen eine sichtbare Gesamtkohäsion. Die Nutzung dieser Kohäsion bildete Gegenstand mehrerer Untersuchungen.

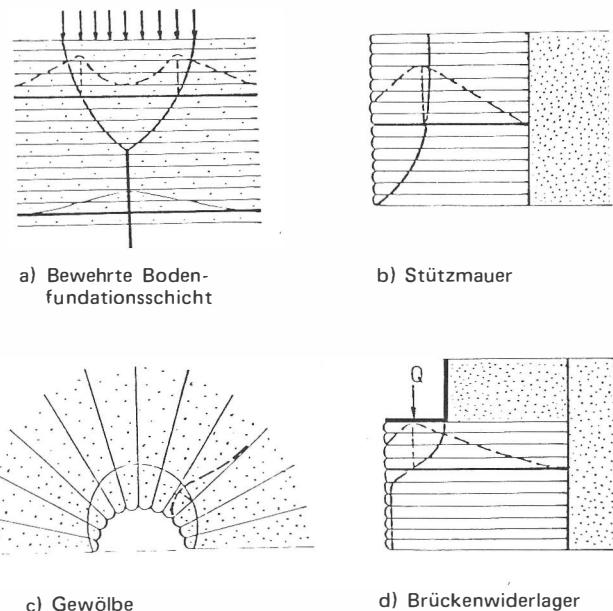


Fig. 4: Verteilung der Zugkräfte in den Bewehrungen verschiedener Bauwerke aus Bewehrter Erde

3. VERHALTEN DES BAUMATERIALS BEWEHRTE ERDE

In Anbetracht dessen, dass die Bewehrte Erde vor allem ein Material und nicht ein Verankerungssystem ist, hat das L.C.P.C. mit einem Triaxialgerät Versuche an Sandproben durchgeführt, die mit horizontalen Aluminiumpapier-Scheiben bewehrt waren (SCHLOSSER und LONG, 1972). Diese Versuche, von zahlreichen anderen Forschern fortgesetzt, (BACOT, 1974; YANG und SINGH, 1974; ROMSTAD et al., 1974; HAUSSMANN, 1976; MADANI, 1979) hatten zum Ziel, ein kleines Volumen Bewehrter Erde zu realisieren, um damit Eigenschaften, Bruchmechanismen und Festigkeitskennwerten in Abhängigkeit von verschiedenen Parametern (Dichte des Sandes, Festigkeit der verschiedenen Arten verwendeter Bewehrungen, Dichte der Bewehrungen) untersuchen zu können.

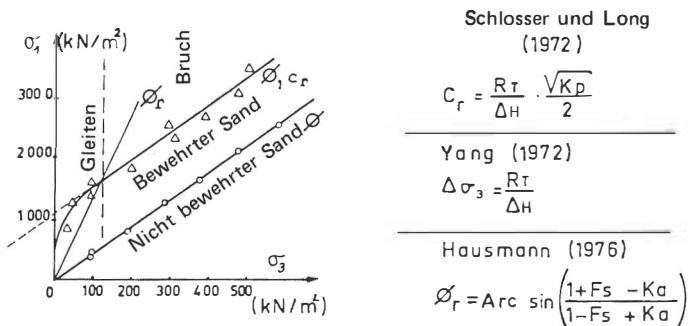


Fig. 5: Bruch des bewehrten und des nicht bewehrten Sandes

In Fig. 5 sind im Hauptspannungsdiagramm die Bruchkurven des bewehrten und nicht bewehrten Sandes eingezeichnet.

Daraus ist ersichtlich, dass in einer ersten Zone, in der der allseitig wirkende Seitendruck (σ_3) klein ist, die Bewehrung des Sandes im wesentlichen bewirkt, dass der Winkel der scheinbaren inneren Reibung (ϕ'_a) grösser wird (HAUSSMANN, 1976). Die Verbesserung der Festigkeit des Sandes hängt somit von der Dichte der Bewehrungen und des aufgebrachten, allseitig wirkenden Seitendruckes ab. Der Bruch, der völlig von der Grösse der Reibung zwischen Sand und Bewehrungen abhängt, beginnt als Folge eines "Mangels an Haftung", was ein Gleiten zwischen Sand und Bewehrungen bewirkt.

In einer zweiten Zone verleiht das Vorhandensein der Bewehrungen dem bewehrten Sand eine scheinbare Kohäsion, die zur Dichte der Bewehrungen und ihrer Zugfestigkeit proportional ist (SCHLOSSER und LONG, 1972). Der Maximalwert dieser anisotropen Kohäsion ist durch folgenden Ausdruck gegeben:

$$C_{\max} = \frac{\sqrt{K_p}}{2} \cdot \frac{R_T}{\Delta H} \quad (1)$$

R_T — Zugfestigkeit der Bewehrungen pro Längeneinheit

ΔH — Vertikaler Abstand zwischen den Bewehrungsbetten

Der Bruch beginnt bei den Bewehrungen. Die durch die scheinbaren Festigkeitsparameter (C_{\max} , ϕ) charakterisierte Bruchkurve des bewehrten Sandes verläuft praktisch parallel zu der des nicht bewehrten. Die Ausgangspunkte des Bruches der Bewehrung liegen auf konzentrischen Kreisen, die den Ort maximaler Zugspannungen darstellen (Fig. 6).

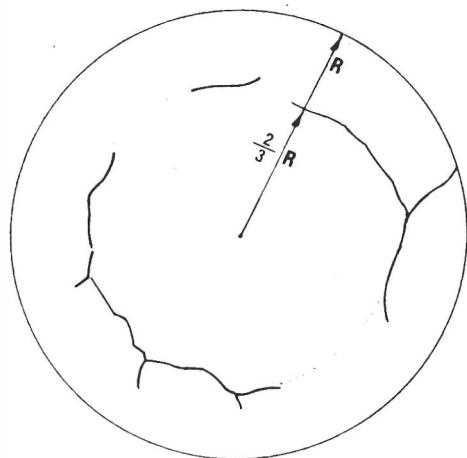


Fig. 6: Zustand der Bewehrungen pro Schicht ($\sigma_3 = 3$ bar)

Man beobachtet beim vollständigen Bruch der Probe immer eine klassische, unter dem Winkel von $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ zur Horizontalen geneigte Bruchfläche. Genauere, sowohl mit Hilfe der finiten Elementenmethode als auch mit Zugspannungsmessungen in Scheiben durchgeföhrte Untersuchungen zeigen (Fig. 7), dass die Bewehrung die Verbindung zwischen den Aussenzonen, in denen der Sand nach aussen zu gleiten droht ("aktive Zone"), und einer zentralen Zone ("widerstehenden Zone") darstellt.

Durch diese Verbindung erhält die Bewehrte Erde ihre scheinbare Kohäsion.

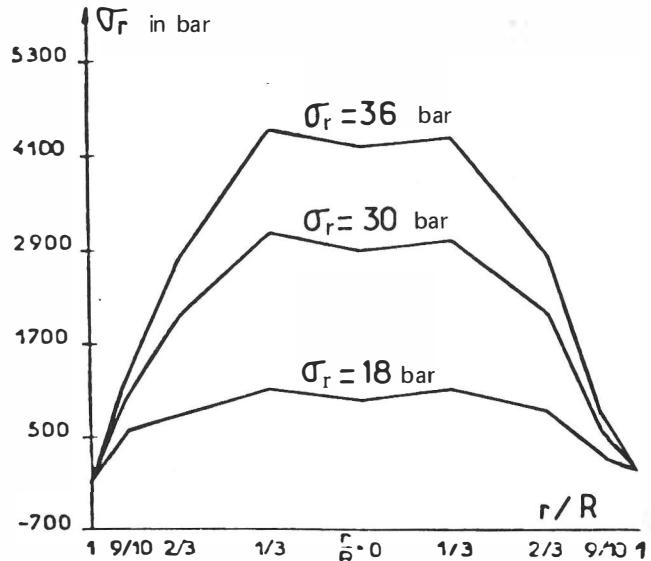


Fig. 7: Radialspannungen, gemessen an einer Bewehrung (MANDANI, 1979)

Es ist bemerkenswert festzustellen, dass beim Bruch der Bewehrungen die Scherfestigkeit des Sandes voll zur Wirkung gelangt. Das gleiche gilt nicht für die dem Bruch vorangehende Phase, in der die Ausbildung der Spannungen im Sand und in den Bewehrungen von den Verformungsmodulen dieser beiden Bestandteile der Bewehrten Erde beherrscht wird. Somit werden bei kleinen axialen Verformungen die Bewehrungen viel mehr beansprucht als der Sand. Sie verhindern die Axialverformungen der Probe und der Spannungszustand im Sand liegt nahe bei dem des Ruhezustandes. Fig. 8 zeigt, wie der Winkel der inneren Reibung (ϕ) und die scheinbare Gesamtkohäsion (C_{\max}) je nach Verformung allmählich erzeugt werden.

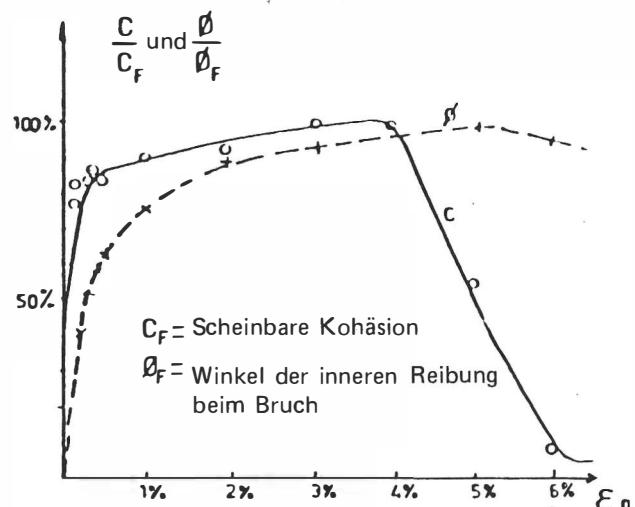


Fig. 8: Mobilisierung des Winkels der inneren Reibung (ϕ) und der Kohäsion C in der Bewehrten Erde (SCHLOSSER und LONG — 1972)

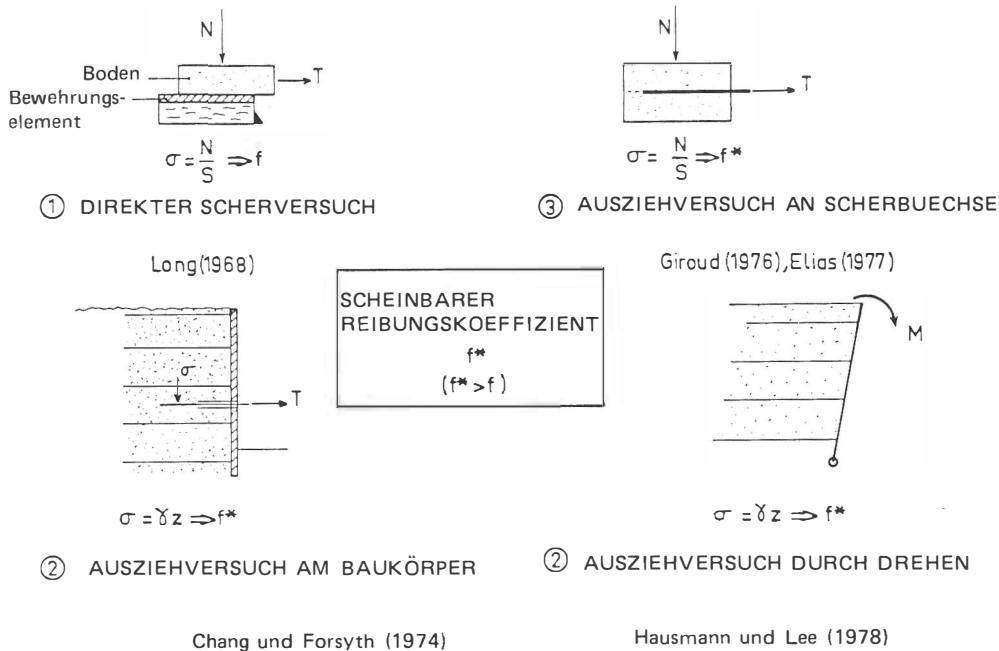


Fig. 9: Messung des Reibungskoeffizienten zwischen Boden und Bewehrung

Diese Ergebnisse zeigen, dass es bei der Stabilitätsanalyse von Baukörpern aus Bewehrter Erde nicht möglich ist, einen Gesamtsicherheitsgrad für den Bruch des Sandes und der Bewehrungen zu berücksichtigen. Es sind vielmehr laufend der Spannungszustand im Boden, die Kräfte auf die Bewehrung zu untersuchen.

4. REIBUNG ZWISCHEN BODEN UND BEWEHRUNGEN

Die Reibung zwischen Boden und Bewehrungen ist ein sehr komplexes Phänomen. Vor allem dann, wenn die Bewehrungen lineare Elemente sind, wie dies bei den meisten errichteten Bauwerken aus Bewehrter Erde der Fall ist.

Zur Bestimmung des Wertes des Reibungskoeffizienten zwischen Erde und Bewehrungen wurden bis jetzt verschiedene Arten von Versuchen durchgeführt (Fig. 9).

1. Versuch in der Scherbüchse mit einem Boden und einem Stück Bewehrung. Dies ermöglicht, das Grundgesetz der Reibung, den wirklichen Wert f des Reibungskoeffizienten und seinen Restwert f_{rest} zu ermitteln.
 2. Ausziehversuch an Bewehrungen, die in einer Schüttung an einem wirklichen Bauwerk aus Bewehrter Erde oder an einem Modellbaukörper in verkleinertem Massstab eingebracht sind. Die Bewehrung wird mit Hilfe einer Presse herausgezogen und man ermittelt die Kurve Zugkraft - Weg.

Dieser Versuch, der nur eine Schematisierung des Reibungssphänomens zwischen Erde und Bewehrungen in Bauwerken aus Bewehrter Erde darstellt (Fig. 9), erlaubt hingegen nicht, die wirklichen Werte des Reibungskoeffizienten zu ermitteln. Man kennt nämlich die Vertikalkomponente der auf die Bewehrung wirkenden wirklichen Spannung nicht. Man bestimmt somit einen mittleren, scheinbaren Reibungskoeffizienten f^* , bei dem die gemessene Schubspannung (τ) auf die durch das Eigengewicht der Erde erzeugte Vertikalspannung ($\delta_y = \gamma h$) bezieht:

$$f^* = \frac{\tau}{\gamma h} = \frac{T}{2bL\gamma h} \quad (2)$$

Darin sind T — die auf die Bewehrung wirkende Zugkraft,
 b und L — die Breite bzw. Länge der Bewehrung,
 γ — das Raumgewicht des Bodens,
 h — die Höhe der Schüttung über der Bewehrung.

beim Scherversuch gemessene wirkliche Reibungskoeffizient f sein kann. Die Ursache dieser Differenz ist die Komplexität des Reibungsvorganges zwischen Erde und Bewehrung, bei dem, nebst der eigentlichen Reibung auch noch andere Phänomene, wie vor allem die Dilatanz, zur Wirkung gelangen. Letztere vergrössert in dichten, körnigen Böden den Wert der Normalkomponente der auf den Boden über der Bewehrung ausgeübten Kraft.

Die Ausziehversuche liefern interessante Ergebnisse betreffend:

- den Wert des erzeugten, scheinbaren Reibungskoeffizienten f^* , der bei der Dimensionierung von Bauwerken einzusetzen ist;
 - die Parameter, die f^* beeinflussen;
 - die Wahl des Schüttungsmaterials.

Die Zugversuche unterscheiden sich voneinander durch die Geometrie des Baukörpers (Schüttung, Modell in verkleinertem Massstab, wirkliches Bauwerk) sowie durch die Art des Angriffes der Ausziehkraft. Somit lassen sich die Zugversuche in zwei Arten einteilen:

- Zugversuche an einer Bewehrungsgruppe durch Verschieben oder Verdrehen der Verkleidung an Modellen in verkleinertem Massstab mit Messung der Zugkraft an jeder Bewehrung. Diese Art von Versuch ermöglicht es, den Einfluss von Verformungen des Baukörpers auf die Festigkeit aller seiner Bewehrungen unter Bedingungen zu untersuchen, die analog zu denen eines wirklichen Bauwerkes sind. Sie ermöglicht auch, bei einer gegebenen Art von Bauwerk einen Gesamtsicherheitskoeffizienten für Brüche zufolge mangelnder Haftung zu definieren. Jedoch kann mit ihr nicht der scheinbare Reibungskoeffizient f^* ermittelt werden, da die Reibungskräfte nicht voll über alle Bewehrungen mobilisiert werden.

- Ausziehversuche an einer Bewehrung oder Bewehrungsgruppe in einer Schüttung in einem wirklichen Bauwerk oder Modell in verkleinertem Massstab. Um den Gruppeneffekt zu untersuchen, hat man an einem Modell in reduziertem Massstab die zum Herausziehen notwendige Kraft T_g von 4 in einem Abstand d voneinander entfernten Bewehrungen der Breite b mit der Summe der Kräfte T_i verglichen, die erforderlich sind, um jede Bewehrung einzeln für sich herauszuziehen. Der Wirkungsgrad $C = T_g / \sum T_i$ ist in Fig. 10 als Funktion des Verhältnisses d/b dargestellt. Für Bauwerke wirklicher Grösse ($d/b > 8$) ist ersichtlich, dass praktisch keine Wechselwirkung zwischen den Bewehrungen stattfindet, und dass es genügt, das Verhalten einzelner Bewehrungen zu untersuchen.

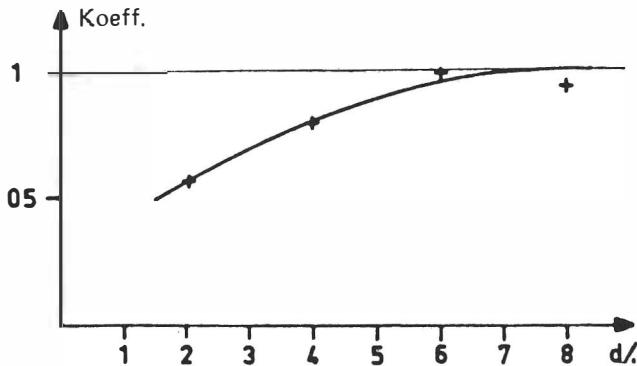


Fig. 10: Wirkungsgrad einer Bewehrungsgruppe

3. Laborversuche an einer speziell dafür konstruierten und mit Öffnungen zum Herausziehen von Bewehrungen versehenen grossen Scherbüchse ($0,9 \times 0,9 \times 0,45$ m). Der aufgebrachte Normaldruck kann Werte bis zu 200 kPa erreichen. Die Ergebnisse dieser Versuche sind nicht direkt mit den bei Ausziehversuchen erhaltenen Resultaten vergleichbar, da der Einfluss der Verformbarkeit der Bewehrungen und der Dilatanz des Bodens wahrscheinlich weit schwächer ist.

Nachstehend sind die Hauptergebnisse für jene Parameter angegeben, welche den scheinbaren Reibungskoeffizienten am stärksten beeinflussen.

4.1 EINFLUSS DER BODENDICHTE

Die Bodendichte spielt bei der Erzeugung der Reibung eine wichtige Rolle, was auch aus den Kurven (f^* , Δl) (Fig. 11) hervorgeht, welche an Modellen in verkleinertem Massstab erarbeitet wurden.

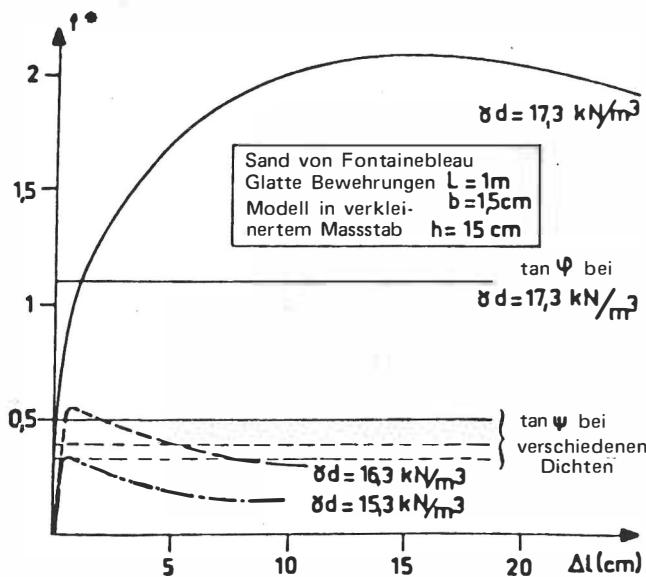


Fig. 11: Einfluss der Bodendichte auf die Werte des scheinbaren Reibungskoeffizienten beim Ausziehversuch

Bei niedriger Dichte wird der Spitzenwert bereits bei kleinen Verschiebungen (einige Millimeter) erreicht, und er ist scharf ausgeprägt. Der Restwert von f^* ist kleiner als 50% des Spitzenwertes. Bei hohen Dichten gibt es praktisch keine Spitzte mehr, sondern bei grossen Verschiebungen (mehrere Zentimeter) ein Auslaufen in eine sanfte Kuppe. Ausserdem sind die Werte von f^* bei hohen Dichten sehr gross.

Der Grund für dieses unterschiedliche Verhalten ist die Dilatanz. Bei der Bodenabscherung kommt es zur Überlagerung zweier Phänomene:

- Auflösung des Kornverbandes und eine Reibung Korn auf Korn. Gleichzeitig mit dieser Auflösung ändert das Volumen, welches von der Bodendichte abhängig ist. Wenn der Boden locker ist, wird die Scherung von einer Volumenabnahme (negative Dilatanz) begleitet. Ist er aber dicht, so tritt bei der Scherung eine Volumenvergrösserung auf.

- In einer dichten Schüttung sind die örtlichen Volumenänderungen durch die Zusammendrückbarkeit der umgebenden Bodenmasse beschränkt. Beim Abscheren des Bodens entlang der Bewehrung bewirkt die Dilatanz eine Zunahme der Normalkomponente σ_n der Spannung an der Bewehrung.

Der scheinbare Reibungskoeffizient f^* kann somit viel grösser als der wirkliche Reibungskoeffizient f sein ($\sigma_v = \sigma_n \gg \gamma h$). Dieser Unterschied macht sich vor allem bei hoher Bodendichte bemerkbar, denn ein Boden hat eine umso grössere Dilatanz, je dichter er ist. Hingegen ergibt sich bei niedriger Dichte bei der Scherung eine Volumenverringerung. Es tritt ein lokaler Zusammenbruch der Bodenstruktur rund um die Bewehrung auf, die sich dann anschliessend wie in einem Tunnel, mit sehr niedrigen Normalspannungen, verschiebt. Dies erklärt auch, weshalb der gemessene Reibungskoeffizient kleiner als der beim Versuch mit der Scherbüchse ermittelte ist ($f_{rest}^* < f = \tan \psi$).

4.2 EINFLUSS DER OBERFLÄCHENBESCHAFFENHEIT DER BEWEHRUNGEN

In Fig. 12 sind die Kurven der Zugkraft in Funktion der Verschiebung für glatte und gerippte (auch Hochadhäsionsbewehrungen oder HA-Bewehrungen genannte) Bewehrungen für Ausziehversuche an Bauwerken dargestellt, wobei alle anderen Parameter gleich sind. Die Hauptfolgerungen daraus sind:

- Der Wert des scheinbaren Reibungskoeffizienten ist bei HA-Bewehrungen grösser als bei glatten Bewehrungen.

- Die Spitzte wird etwa bei 0,5 mm Verschiebung für glatte Bewehrungen und bei 5 mm für HA-Bewehrungen erreicht.

- Bei glatten Bewehrungen ist die Spitzte sehr ausgeprägt, und es ergibt sich ein Restwert der Zugkraft in der Grössenordnung von 50% des Spitzenwertes. Bei HA-Bewehrungen liegt der Restwert nur wenig tiefer als der Spitzenwert (bei ca. 80%).

- Diese Ergebnisse zeigen, dass praktisch stets HA-Bewehrungen zu bevorzugen sind, da bei ihnen die Adhäsionssicherheit höher ist und in diesem Falle der Wert von f^* der Spitzte entspricht. Diese Ergebnisse sind vor allem für Bauwerke aus Bewehrter Erde in erdbebengefährdeten Gebieten interessant, da die während des Bebens erzeugte Reibung dem Restwert der Reibung entspricht.

Der Unterschied im Verhalten dieser beiden Arten von Bewehrungen wird bewirkt durch die Rippen, welche ein grösseres Bodenvolumen mobilisieren als glatte Bewehrungen. Das von einer Dilatanz begleitete Abscheren erfolgt somit an einem grösseren Volumen, was eine Vergrösserung der Normalkomponente der auf die Bewehrung wirkenden Spannung bedeutet.

Die Untersuchung der Oberflächenbeschaffenheit an Bewehrungen, die während des Versuches herausgezogen wurden, zeigt, dass das Abscheren bei einer glatten Bewehrung an den Berührungsstellen zwischen Boden und Bewehrung erfolgt, bei einer stark gerippten Bewehrung hingegen im Boden selbst.

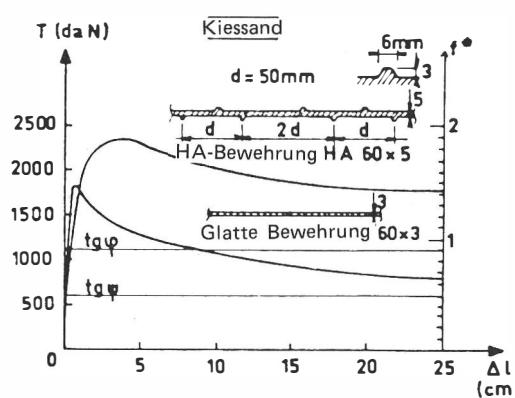


Fig. 12: Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrungen auf die Werte des scheinbaren Reibungskoeffizienten bei einem Ausziehversuch

4.3 EINFLUSS DES ERDGEWICHTES

In Fig. 13 ist der scheinbare Reibungskoeffizient in Funktion der über der Bewehrung liegenden Erdhöhe dargestellt. Diese Kurven wurden bei zahlreichen Ausziehversuchen in Böden erhalten, wie sie üblicherweise für Bauwerke aus Bewehrter Erde verwendet werden. Es werden die Spitzenwerte der f^* -Kurve und die Restwerte bei einer Verschiebung von 100 mm angegeben. Man kann feststellen, dass

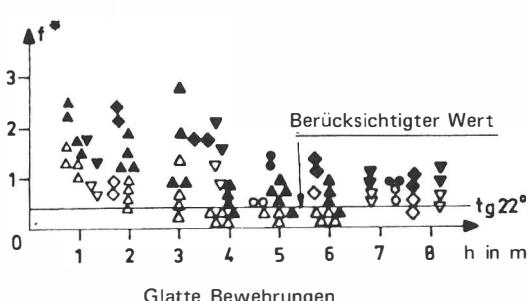
- in allen Fällen die scheinbare Reibung abnimmt, wenn die Höhe der Schüttung über der Bewehrung zunimmt. Diese Erscheinung ist bei gerippten Bewehrungen scharf ausgeprägt;
- bei einer Schüttungshöhe von etwa 6 m Werte von $f^* \sim \tan \phi$ (wo $f = \tan \psi$) erreicht werden, je nach Bewehrungsart.
- die Werte von f^* , die einer geringen Höhe der Schüttung entsprechen, hoch sind: 1 bis 2,5 bei glatten Bewehrungen; 1,5 bis 10 bei gerippten Bewehrungen.

Sämtliche Ergebnisse konnten durch Versuche an einer grossen Büchse bestätigt werden (USA).

4.4 WIRKUNG DER DILATANZ

Um die Wirkung der Dilatanz auf die Werte des scheinbaren Reibungskoeffizienten f^* klar herauszukristallisieren, hat man im Labor Scherversuche mit konstantem Volumen an Sand durchgeführt. Die Volumensänderungen während des Scherens wurde durch eine entsprechende Erhöhung der aufgebrachten

f^* Spitz	•	▲	▼	◆	■
f^* Rest	○	△	▽	◇	□
$\Delta l = 100\text{mm}$	○	△	▽	◇	□
Boden	Kiessand	Feiner Sand	Kies	Sandiger Kies	
ψ	30°	27,5°	24°		22°
ψ	47°	46°	35°		37°



Normalkraft verhindert. In Analogie zur Definition des Koeffizienten der scheinbaren Reibung ($f^* = \tau/\gamma h$) bei den Ausziehversuchen, hat man scheinbare Reibungskoeffizienten $\tan \phi^*$ und $f^* = \tan \psi^*$ bei den Versuchen mit konstantem Volumen durch das Verhältnis τ/σ_0 definiert, wobei σ_0 die Anfangs-Normalspannung bei Versuchsbeginn ist. Fig. 14 zeigt die Änderungen von $\tan \phi^*$ und $\tan \psi^*$ während des Versuchsablaufes. Diese Versuche widerspiegeln klar folgende Erscheinungen:

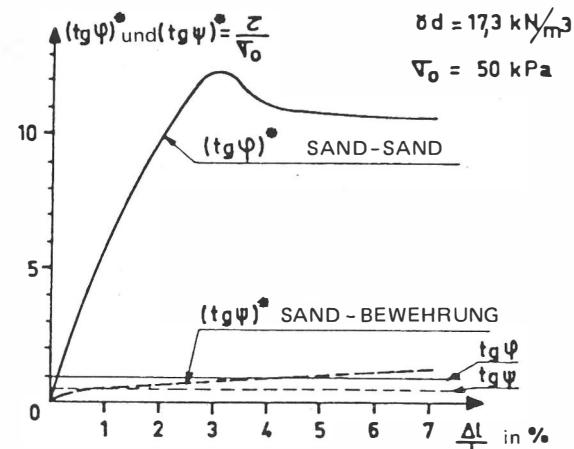


Fig. 14: Scheinbarer Reibungskoeffizient (Versuche mit konstantem Volumen)

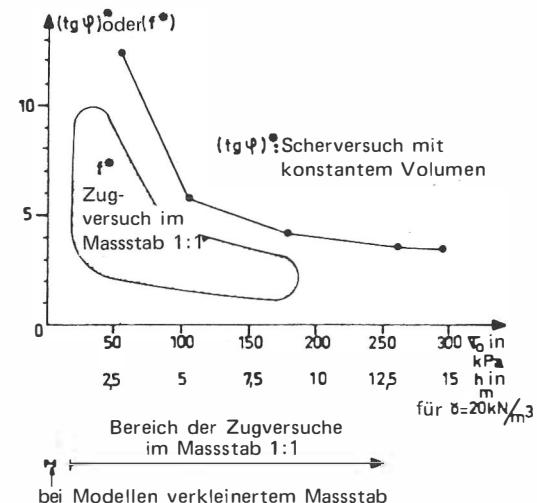


Fig. 15: Änderungen des scheinbaren Reibungskoeffizienten in Funktion der Anfangsspannung

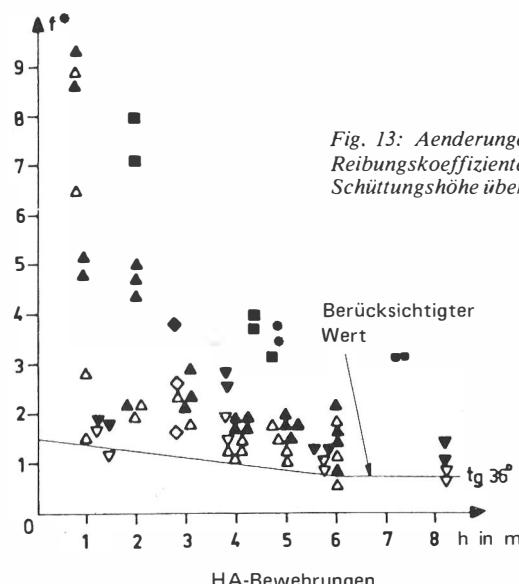


Fig. 16: Änderungen des scheinbaren Reibungskoeffizienten in Funktion der Schüttungshöhe über der Bewehrung

Die Wirkung der Dilatanz auf die Reibung zwischen Sand und Bewehrung im Versuch mit der Scherbüchse ist sehr gering, denn der Boden ist in der Nähe der starren und flachen Bewehrung weit weniger gestört als im Falle einer inneren Scherung des Bodens oder bei nachgiebigen Bewehrungen in einem hochverdichteten Baukörper. Hingegen liegt $\tan \phi^*$ sehr nahe bei den für f^* bei den Ausziehversuchen beobachteten Zahlen, wobei dieser Koeffizient sehr grosse Werte annimmt (bis zu 12,5).

Die Änderungen der Spitzenwerte von $\tan \phi^*$ in Abhängigkeit von der Anfangsspannung σ_0 zeigen sehr gut die Erscheinung der Abnahme des Einflusses der Dilatanz, wenn die Normalspannung erhöht wird. Wie aus Fig. 15 ersichtlich, sind diese Ergebnisse mit den bei den Ausziehversuchen in natürlicher Grösse erhaltenen Resultaten vergleichbar.

4.5 EINFLUSS DER ART DES SCHÜTTUNGSMATERIALS AUF f^*

Es ist klar, dass die Reibung zwischen Boden und Bewehrungen vom Winkel der inneren Reibung und der Kantigkeit der Körner des Bodens abhängt. Die Parameter sind jedoch derart zahlreich, dass es schwierig ist, sie wirkungsmässig auszusondern.

Es hat sich aber gezeigt, dass die gemessene scheinbare Reibung mit der Ungleichförmigkeit der Kornverteilung merklich zunimmt. Bei geringen Versuchstiefen ($h < 1$ m) und bei einer nahe beim Proctoroptimum liegenden Dichte sind die Werte von f^* bei gleichförmigem Sand kleiner als 2, bei Kiessand hingegen erreichen sie Werte von 8 (Fig. 16).

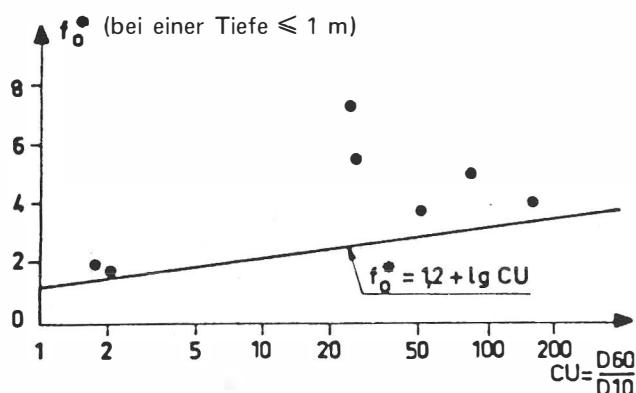


Fig. 16: Koeffizient f_{ϕ}^* als Funktion des Ungleichförmigkeitskoeffizienten des Bodens

4.6 EINFLUSS DER FEINSTOFFANTEILE AUF f^*

Das zur Sicherstellung der Reibung zwischen Erde und Bewehrungen anfänglich übernommene Kornverteilungskriterium hat sich bald als zu ungünstig erwiesen, nachdem man im Laboratorium direkt die Reibung zwischen dem Schüttungsmaterial und den Bewehrungen gemessen hatte. Auch Wirtschaftlichkeitsüberlegungen führten dazu, experimentelle Untersuchungen durchzuführen. Sie betrafen den Einfluss der Feinanteile auf den Winkel der inneren Reibung gemäss Scherbüchsenversuchen (SCHLOSSER und LONG, 1973) und auf den scheinbaren Reibungskoeffizienten f^* gemäss Ausziehversuchen mit der grossen Scherbüchse (ELIAS, 1979).

Um tonhaltige Kiessande nachzubilden, also jenes Material, das häufig für Bauwerke aus Bewehrter Erde verwendet wird, hat man sowohl Gemische aus Glaskugeln und Tonmehl als auch solche aus Natursand und Tonmehl verwendet. Da der ungünstigste Fall für den Wert der Reibung zwischen Erde und Bewehrung dem Kurzzeitverhalten gesättigten Schüttungsmaterials entspricht, wurden die Materialien gesättigt, konsolidiert und anschliessend mit einer Geschwindigkeit von 1,2 mm/min abgesichert.

In Abhängigkeit von den Gewichtsprozenten des Tons nimmt der Kurzzeitwert des Reibungswinkels ϕ_u (ausgehend von einem Wert ϕ_o entsprechend reinem Sand) bis null ab, während die Kurzzeitkohäsion, deren Wert anfänglich gleich null ist, allmählich zunimmt, bis sie den Kohäsions-Kurzzeitwert C des Tons erreicht hat.

Bei den Kurven, welche die Änderungen von ϕ_u/ϕ_o und C_u/C in Funktion der Porenziffer des Kornskelettes (e_g) (Fig. 17) darstellen, kann man 3 Zonen unterscheiden:

- Eine erste Zone, in welcher der Ton nicht alle Hohlräume zwischen den Körnern aufgefüllt hat. Die Kornstruktur ist sehr stabil und die Festigkeitscharakteristiken für Kurzzeitscherung sind die des mehligen Anfangsstoffes.
- Eine zweite Zone, in welcher die Tonanteile grösser sind und in der sich eine instabile Kornstruktur ergibt, obwohl es zwischen den Körnern noch Berührungsstellen gibt. Der Reibungswinkel nimmt somit allmählich ab, während die Kohäsion zunimmt.
- Eine dritte Zone, in welcher das grosse Tonvolumen praktisch jeden Kontakt zwischen den Körnern verhindert. Die Scherfestigkeit des Gemisches ist somit die des reinen Tones.

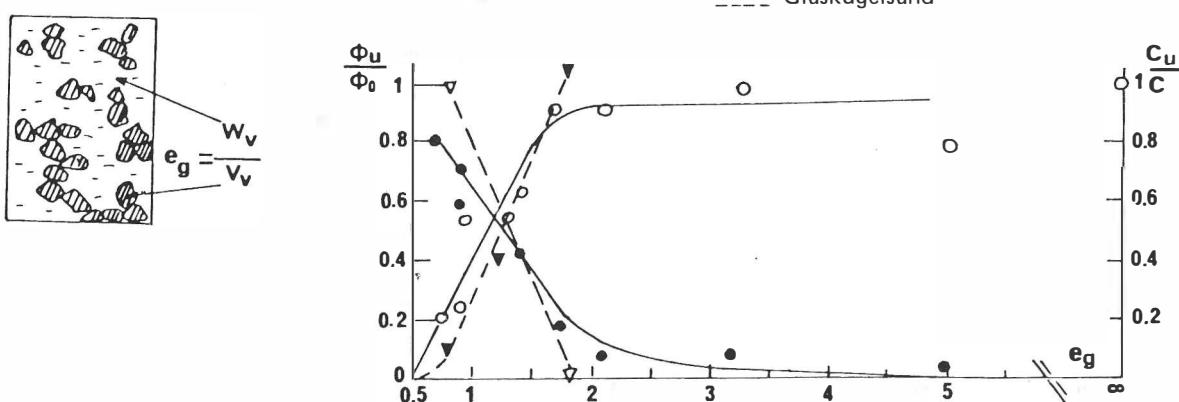


Fig. 17: Verlauf der Kurve des Winkels der inneren Reibung und der Kohäsion in Funktion des prozentualen Tonanteiles

In der Praxis haben Böden, die ein zwischen Böden reiner Reibung und Böden reiner Bindigkeit (wie vor allem Lehm) liegendes Verhalten aufweisen, eine von den untersuchten, künstlichen Gemischen erheblich abweichende Kornabstufung. Somit ist es erforderlich, experimentell die kritischen Abmessungen der Teilchen zu bestimmen, welche die beiden Verhaltensarten voneinander trennt.

Aus den erhaltenen Resultaten ergaben sich für das Schüttungsmaterial die beiden folgenden Kriterien:

- Der prozentuale Anteil des Materials $< 15 \mu\text{m}$ muss kleiner als 20% sein.
- Der Winkel der inneren Reibung des gesättigten und konsolidierten Materials ($\sigma = 200 \text{kN/m}^2$), ermittelt durch einen Schnellscherversuch, muss $> 25^\circ$ sein.

Untersuchungen über die Verwendung von Feinböden sind im Gange. In den USA führt man Ausziehversuche mit der grossen Scherbüchse mit nicht- oder kaum plastischen Böden durch, die eine gute Kurzzeit-Scherfestigkeit (Lehm, Reinkaozin) aufweisen und auf 95% der Proctor-Dichte mit einem optimalen Wassergehalt verdichtet sind. Diese Versuche zeigen, dass, wie im Falle reiner Reibungsböden, der scheinbare Reibungskoeffizient mit der aufgebrachten Normalspannung abnimmt und bei grossen Normalspannungen einen asymptotischen Wert erreicht, der gegenüber dem effektiven Winkel der inneren Reibung des Materials um 50% kleiner ist. Die während des Ausziehens der Bewehrungen durchgeföhrten Versuche des Kriechverhaltens zeigen, dass die Wechselwirkung zwischen Boden und Bewehrung nicht zeitabhängig ist.

Es muss festgehalten werden, dass die Ausziehversuche an Bewehrungen durchgeföhrten wurden, die in Schüttungsmaterial eingebettet waren, bestehend aus ungesättigtem ($w = 10\%$) stark tonhaltigen Kiessand ($30\% < 80 \mu\text{m}$). Der Spitzewert von f^* ist nur wenig niedriger als der am Kiessand selbst gemessene (in der Grössenordnung von 1 für HA-Bewehrungen und 0,4 für glatte Bewehrungen bei einer Tiefe von 6 m), aber der Restwert ist sehr klein, ja sogar null (Fig. 18).

Dieses spezielle Verhalten kann dadurch erklärt werden, dass die Spitze im wesentlichen einer Auflösung der Kornverzahnung entspricht, die sich beim Vorhandensein von Feinstoffen kaum bemerkbar macht, wogegen die Restreibung eher der Reibung Korn an Korn entspricht. Im Falle tonhaltiger Kiessande sind die Körner von einer tonhaltigen Masse umgeben, in der das Wasser konzentriert ist, wodurch diese Masse wassergesättigt ist und die intergranulare Reibung somit praktisch null ist.

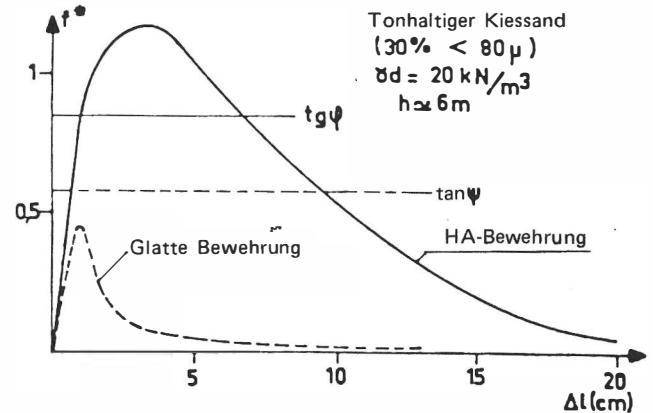


Fig. 18: Spezialfall eines stark tonhaltigen Kiessandes

5. WAHL DES SCHÜTTUNGSMATERIALS

Ganz allgemein kann gesagt werden, dass die Qualität des für Bewehrte Erde verwendeten Schüttungsmaterials ohne Rücksicht darauf, ob dieses natürlichen oder industriellen Ursprungs ist, ganz bestimmte Kriterien erfüllen muss.

Dabei unterscheidet man:

- einerseits die bereits erwähnten geotechnischen Kriterien,
- andererseits chemische oder elektrochemische Kriterien.

Ausgehend von den geotechnischen Kriterien führte die Gesamtheit der Untersuchungen der Reibung zwischen Boden und Bewehrungen dazu, mechanische Kriterien für die Wahl von Schüttungsmaterialien zu übernehmen. Die Gliederung dieser Kriterien, die einen Teil der französischen Spezifikationen für Bauwerke aus Bewehrter Erde bilden, ist in Tabelle 1 dargestellt.

Ausserdem müssen die Schüttungsmaterialien die Einbringkriterien erfüllen, durch welche die Abmessungen der grössten Elemente in Anbetracht der geringen Schichtdicken (0,33 oder 0,375 cm), auf 250 mm begrenzt sind.

Die chemischen und elektrochemischen Kriterien sind eng mit der Lebensdauer der Bewehrungen verknüpft, welche ihrerseits für die Lebensdauer von Bauwerken aus Bewehrter Erde bestimmd ist. Die angestellten Untersuchungen bestanden darin, die Korrosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von den verschiedenen, sie charakterisierenden Faktoren zu untersuchen: Boden- und Metallart, Art der Ionen im Porenwasser, spezifischer elektrischer Widerstand, pH-Wert, Wassergehalt. Der Hauptteil dieser und der nachfolgenden Untersuchungen an

	Mechanisches Kriterium erfüllt		
	Mechanisches Kriterium erfüllt		
Durchgang bei 80 μm	> 15% Durchgang bei 15 μm	Mechanisches Kriterium erfüllt	
		Winkel der inneren Reibung $\varphi \geq 25^\circ$	Mechanisches Kriterium erfüllt
Durchgang bei 80 μm	10% bis 20%	HA - Bewehrungen	Winkel der inneren Reibung $\varphi < 25^\circ$
		Glatte Bewehrungen	Mechanisches Kriterium erfüllt
> 20%		Winkel der Reibung Boden - Bewehrung $\psi \geq 22^\circ$	Mechanisches Kriterium erfüllt
		Winkel der Reibung Boden - Bewehrung $\psi < 22^\circ$	UNBRAUCHBAR
		UNBRAUCHBAR	

Tabelle 1:
Technologie und Einbringen
der Bewehrte Erde

Bauwerken ist während 10 Jahren von DARBIN et AL (1978) durchgeführt worden. Ihre Ergebnisse ermöglichen es, in die französischen Spezifikationen Kriterien aufzunehmen, durch die für verschiedene Arten von Bauwerken aus Bewehrter Erde eine zum voraus festgelegte Lebensdauer garantiert werden kann.

6. TECHNOLOGIE UND ANWENDUNGSGEBIET

Die Verformbarkeit stellt das Hauptcharakteristikum des Materials Bewehrte Erde dar. Bauwerke aus Bewehrter Erde müssen somit nachgiebig sein, damit sie, ohne Schaden zu erleiden, selbst grössere Setzungsunterschiede ertragen können.

Ein anderes Charakteristikum ist, dass jedes Bauwerk aus Bewehrter Erde rasch gebaut werden muss, d.h. das Bautempo muss gleich dem der Schüttung sein. Dabei ist abschnitts- oder etappenweise vorzugehen, falls sich dies als notwendig erweisen sollte.

Beide Bedingungen zusammengenommen führten bei der Bauausführung dazu, eine Technik mittels vorfabrizierter, an der Baustelle zusammengesetzter Elemente anzuwenden. Dies ermöglichte eine Standardisierung und Industrialisierung der Bewehrungen und Verkleidungselemente und folglich eine Erleichterung der Montage.

6.1 BEWEHRUNGSBÄNDER

Abgesehen vom Schüttungsmaterial stellen die Bewehrungsbänder das Grundelement von Bauwerken aus Bewehrter Erde dar. Sie müssen folgende Eigenschaften besitzen:

- geringe Verformbarkeit,
- der Bruch darf nicht spröde erfolgen,
- Dauerhaftigkeit,
- sie müssen wirtschaftlich sein.

Die Bewehrungen müssen dauerhaft sein. Wenn es Metallbewehrungen sind, muss ihre Korrosionslebensdauer mit der Lebensdauer des Bauwerkes kompatibel sein. Bestehen sie aus einem anderen Material, so darf dieses nicht vorzeitig in der Weise altern, dass es zu einem Abfall seiner mechanischen Kennwerte kommt.

Mechanisch gesehen dürfen die Bewehrungen nicht sehr steif sein, damit die Grundeigenschaft des Bewehrte-Erde-Materials, die gute Verformbarkeit, erhalten bleibt. Des weiteren müssen sie fähig sein, erhebliche Zugkräfte aufzunehmen und einen mit der Erde beachtlichen Reibungskoeffizienten aufweisen.

Trotz verschiedener Versuche blieb die Verwendung von Kunststoff auf experimentelle Bauwerke beschränkt. Nachdem eine experimentelle Mauer 1966 vollständig durch Bakterien zerstellt wurde, musste die Verwendung von Polyesterharz-Glasfasern, jenes Kunststoffmaterials also, das am besten die mechanischen Kriterien für Bewehrungen (geringe Verformung, kein Fliessen, nicht-spröder Bruch) erfüllt, aufgegeben werden. Derzeit kommt nur Metall als Bewehrungswerkstoff aus Zuverlässigkeitgründen in Frage. In Frankreich verwendet man, nach mehreren Jahren praktischen Einsatzes von Aluminiumlegierungen und rostfreiem Stahl, verzinkten Stahl, dessen Korrosionsverhalten sehr gut bekannt ist. An maritimen Standorten wird unverzinkter Baustahl verwendet.

Seit 1975 sind in Frankreich gerippte Bewehrungsbänder (Fig. 19) verwendet worden, durch welche die Reibung zwischen Boden und Bewehrung erheblich erhöht wird. Glatte Bewehrungen werden nur in Sonderfällen eingesetzt.

6.2 VERKLEIDUNG

Die Verkleidung spielt mechanisch nur in dem Sinne eine Rolle, als dass sie das Herausgleiten des Bodens zwischen den Bewehrungsebenen verhindert. Sie muss jedoch folgende Eigenschaften besitzen:

1. Sie muss derart fest sein, dass sie die in ihrer unmittelbaren Nähe auftretenden Kräfte aufnehmen kann. Diese sind umso grösser, je grösser der Abstand zwischen den Bewehrungsebenen ist.
2. Sie muss flexibel sein, damit die Haupteigenschaft der Bewehrten Erde, die Nachgiebigkeit, nicht verloren geht.
3. Sie muss ästhetisch sein, da das Aussehen des Bauwerkes ein wichtiges, architektonisches Element darstellt.
4. Sie muss aus Fertigbauteilen bestehen, damit das Bauverfahren für den Bewehrte-Erde-Baukörper einfach ist.

Von diesen Eigenschaften ist die Flexibilität die mechanisch wichtigste. Wenn die Verkleidung nämlich steif wäre, würde sie auf den Gründungsboden erhebliche Kräfte übertragen; die Folge davon wäre der Zwang, sie zu verstauen, womit man eine klassische Mauer mit einem abgestützten, bewehrten Baukörper erhielte. Damit würde der Bewehrte Erde der Charakter eines homogenen Materials genommen.

Bei der ersten Art von Verkleidungen war das metallische Grundelement zylindrisch mit halbelliptischem Querschnitt ausgebildet; es war stark verformbar und gegenüber dem durch den Schüttungsboden ausgeübten Druck stabil. Aus Verdichtungsgründen haben die Verkleidungselemente eine Höhe von 33,3 cm (Fig. 20 und 21).

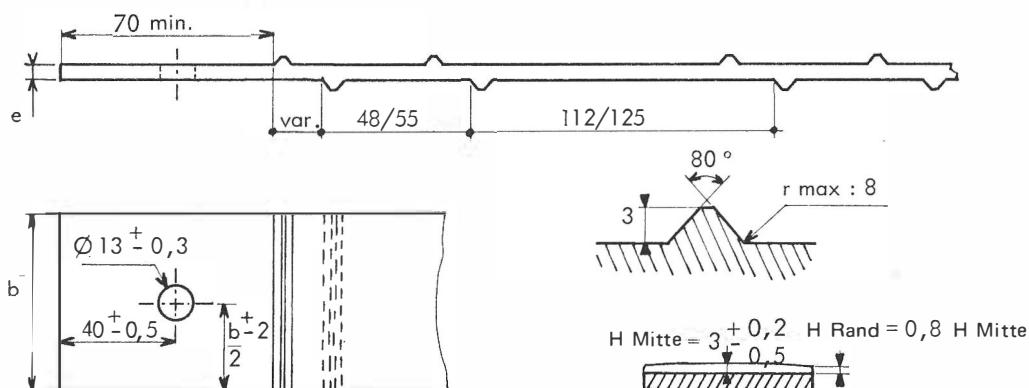


Fig. 19: Hochadhäsions-Bewehrung (gerippte Bewehrung)

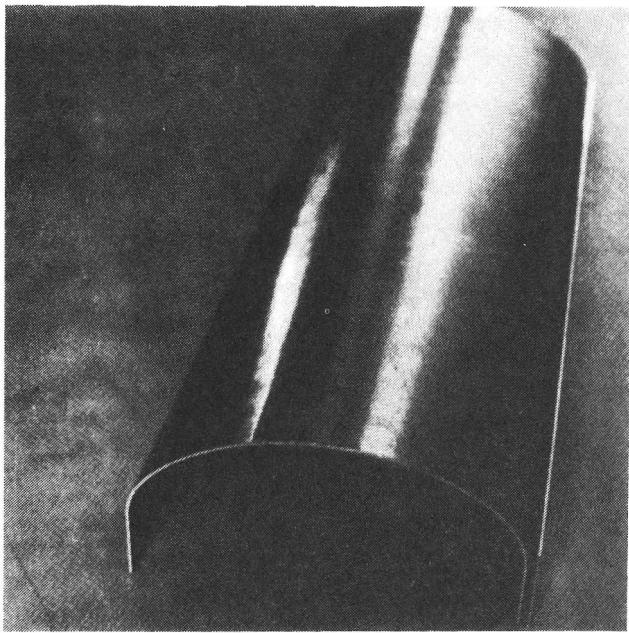


Fig. 20: Profil eines Metallelementes

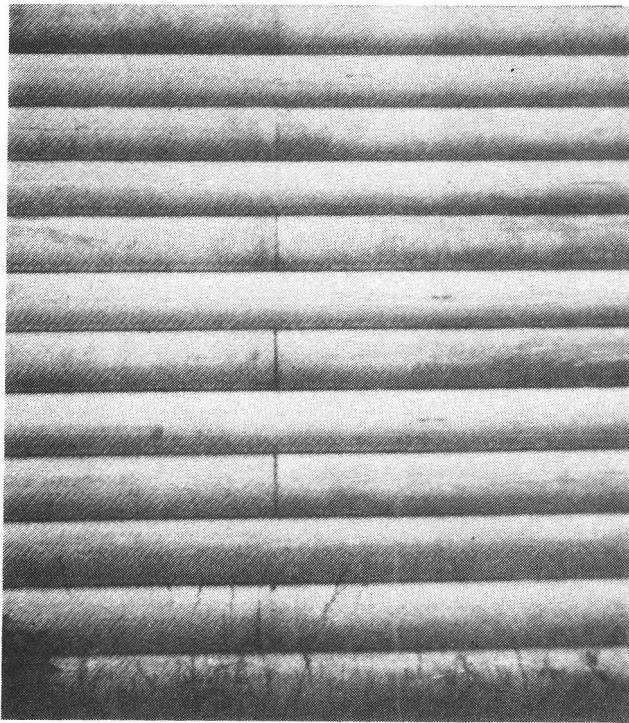


Fig. 21: Verkleidung aus Metallelementen

Seit 1971 kommen Verkleidungen aus kreuzförmigen Betonschuppen (Fig. 21 und 22) zum Einsatz, die wirtschaftlicher sind und zahlreiche architektonische Varianten ermöglichen. So insbesondere den Bau von gekrümmten Mauern, die gut an Erfordernisse in Stadtlage angepasst sind. Diese Art von Verkleidung ist derzeit die bei weitem am häufigsten verwendete.

6.3 ANWENDUNGSGEBIET

In der Bautechnik genügt das Material Bewehrte Erde den größten Anforderungen sowohl technischer als auch wirtschaftlicher Natur.

Die Technik der Bewehrten Erde ermöglicht den Bau verformbarer Baukörper mit einer Geschwindigkeit, die nur vom Ein-

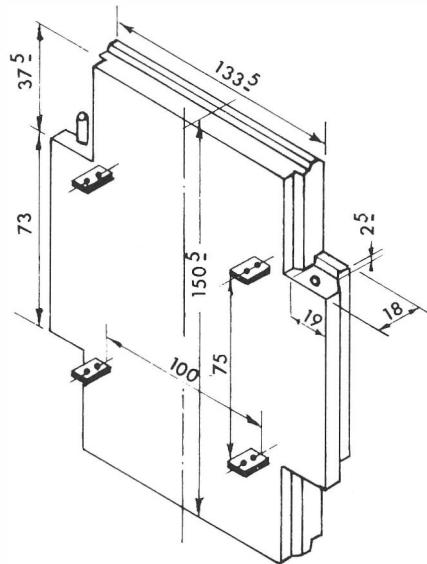


Fig. 22: Profil einer Betonschuppe

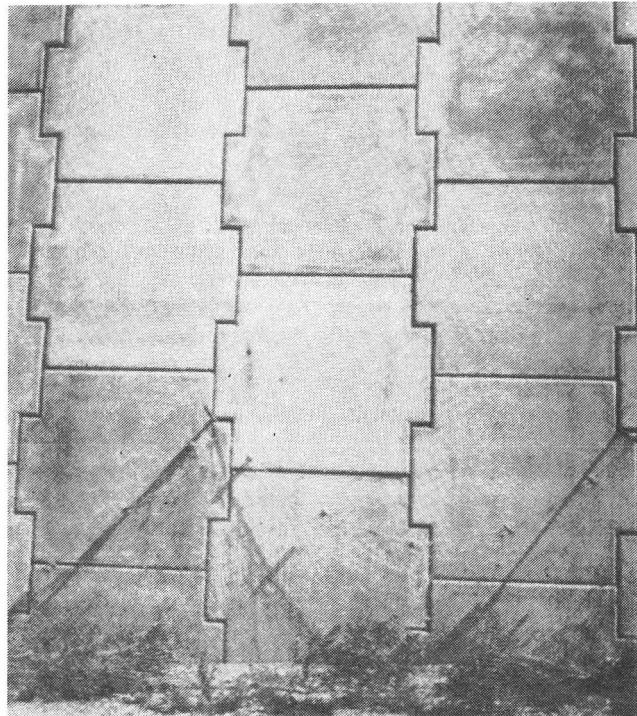


Fig. 23: Verkleidung aus Betonschuppen

bringen der Schüttung abhängt. Der Bau eines Bewehrten-Erde-Baukörpers kann analog der Schüttung in Etappen durchgeführt werden, falls die Tragfähigkeit des Gründungsbodens dies erfordert; oder abschnittsweise, falls sich beim Ausheben Stabilitätsprobleme ergeben. Das kontinuierlich zur Schüttung erstellte Stützbauwerk garantiert dadurch die Kontinuität im mechanischen Verhalten des Gesamtbauwerkes, indem Setzungsunterschiede zwischen dem Bauwerk und der übrigen Aufschüttung verhindert werden. Des weiteren übernimmt ein aus dränierendem Material in Hanglage errichtetes Bauwerk aus Bewehrter Erde die Funktion einer Entwässerungsschürze. Folglich kann es die Stabilität dieses Hanges erheblich verbessern, falls diese wegen des Vorhandenseins von Wasser kritisch ist.

Die wichtigste Eigenschaft eines Baukörpers aus Bewehrter Erde, die Nachgiebigkeit, ermöglicht es, erhebliche Verformungen des Gründungsbodens oder seiner Umgebung mitzumachen. Somit ist die Bewehrte Erde besonders interessant für Bauten auf zusammendrückbaren Böden oder auf gefährdeten Hängen, da sie kostspielige Tiefgründungen ersetzt.

Fig. 24 zeigt für verschiedene Arten von Bauwerken einen Vergleich zwischen den klassischen Lösungen und solchen mit Bewehrter Erde.

Der massive Charakter eines Bewehrten-Erde-Bauwerkes und seine Nachgiebigkeit verleihen derartigen Bauwerken eine Erdbebenfestigkeit, die erheblich grösser als diejenige klassischer Stützbauwerke ist. Aus diesem Grunde haben Bauwerke aus Bewehrter Erde einen beträchtlichen Aufschwung in erdbebengefährdeten Gebieten erfahren.

Ausser für Strassen-Stützbauwerke und Brückenwiderlager, die 80% aller Bewehrten-Erde-Bauwerke ausmachen, kann die Bewehrte Erde auch auf folgenden Anwendungsbereichen erfolgreich eingesetzt werden:

- Bau und Ausbau von Schienenwegen,

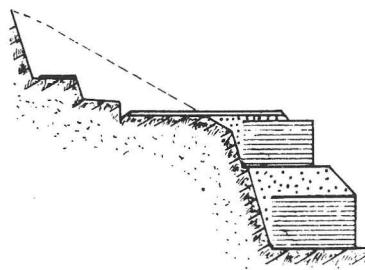
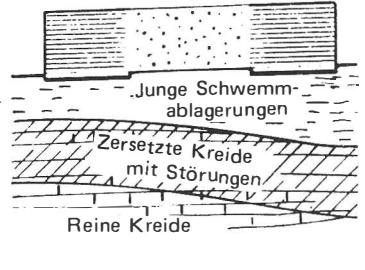
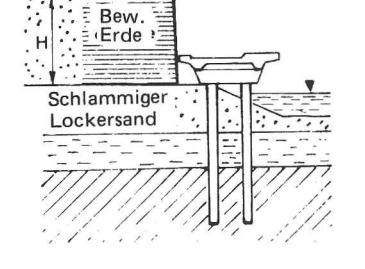
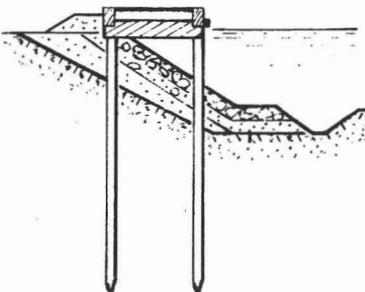
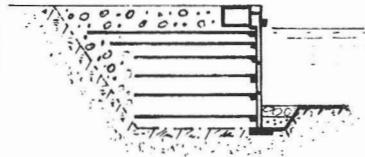
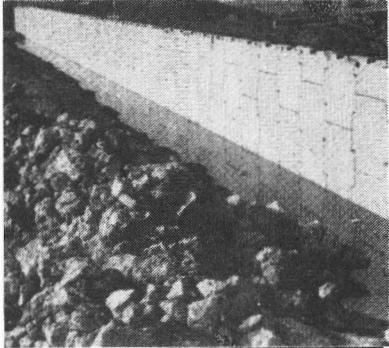
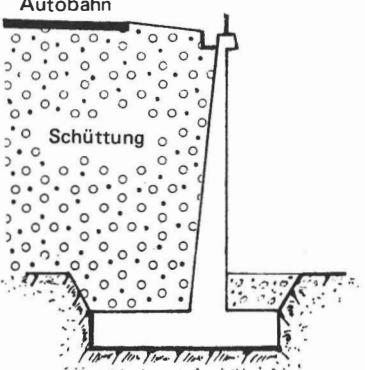
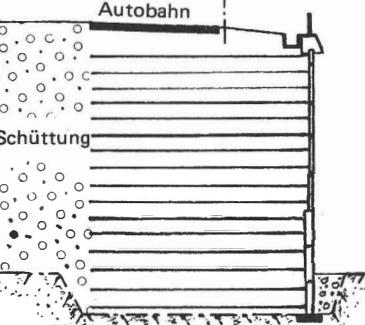
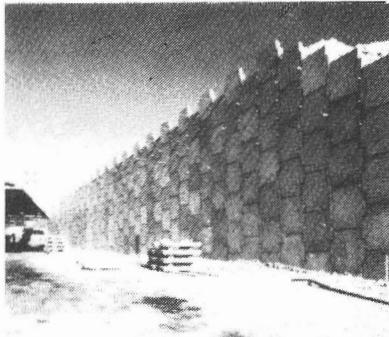
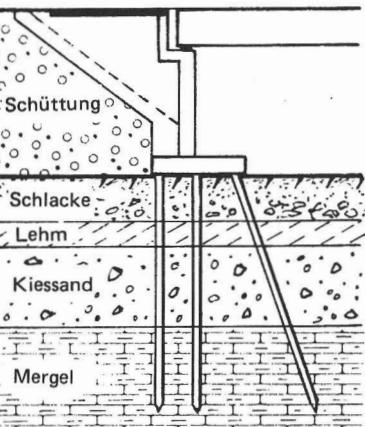
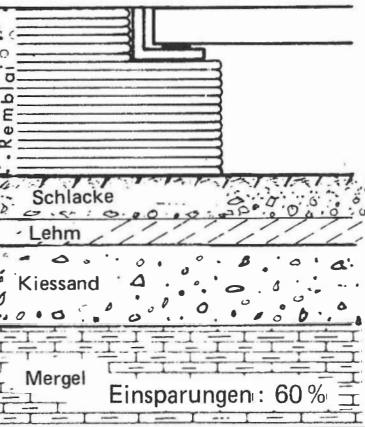
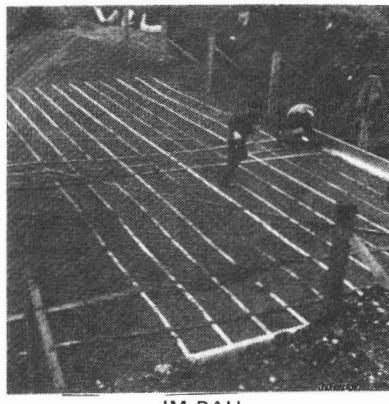
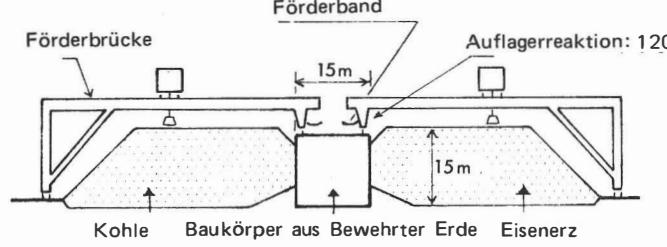
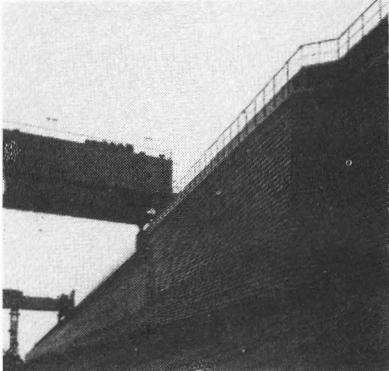
Type Situ- ation	Klassische Lösung	Lösung Bewehrte Erde	Foto des Bauwerkes
STUETZMAUERN IM GEBIRGE	<p>- Instabiles Geröll - Notwendigkeit von Tiefgründungen, jedoch Risiko des Abscherens der Gründungspfähle</p>	 <p>- Nachgiebigkeit der Bewehrten Erde gegenüber Geröllbewegungen - Tiefgründungen nicht erforderlich Einsparungen: etwa 30%</p>	
RN187 Anschluss F18 an die Brücke von SEVRES 1971	<p>- Gründungsboden geringer Tragfähigkeit - Tiefgründungen erforderlich</p>	 <p>Tiefgründungen nicht erforderlich Einsparungen: 45%</p>	
Verkehrsteiller Sète (CD2) 1971	<p>- Gründungsboden geringer Tragfähigkeit - Tiefgründungen erforderlich</p>	 <p>Tiefgründungen nicht erforderlich Einsparungen: etwa 50%</p>	

Fig. 24: Beispiele ausgeführter Bauwerke aus Bewehrter Erde für Stützzwecke

Type Situ- tion	Klassische Lösung	Lösung Bewehrte Erde	Foto des Bauwerkes
MEERBAUWERKE KAIMAUERN VALRAS (1971)		 Einsparungen 15 bis 20 %	
INGENIEURBAUTEN PALAISEAU (1971)		 Einsparungen: 25 %	
WIDERRLAGER THIONVILLE (1972)		 Einsparungen: 60 %	 IM BAU
SONDERBAUWERKE Hafen mit Selbstverwaltung DUENKIRCHEN (1971)	 Förderband Förderbrücke Auflagerreaktion: 1200 t 15 m 15 m Kohle Baukörper aus Bewehrter Erde Eisenerz	<p>Ohne Bewehrte Erde wäre es nicht möglich gewesen eine Lösung dieser Art für den Lagerplatz vorzusehen. Diese originelle Lösung brachte markliche Einsparungen an der ganzen Anlage.</p>	

— Bauwerke, die in direktem Kontakt mit Wasser stehen. Es handelt sich entweder um dauernd unter Wasser stehende Bauwerke, wie Kaimauern (deren Bau durch Ausführungs Schwierigkeiten unter Wasser begrenzt ist), oder um Stützmauern an Fluss- oder Meeressufern.

— Industriebauwerke. Bei dieser Art von Bauten sind in Abhängigkeit von den stark variierenden Bedürfnissen der Industrie sehr unterschiedliche Ausführungsformen möglich:

- Stützmauern für Rampen oder als Begrenzung von Plattformen, auf denen Werkstätten, Betriebsgebäude errichtet oder Lager- oder Verladeplätze angelegt werden.
- Derartige Mauern wurden für verschiedene Industrien gebaut, darunter Kernkraftwerke und Lagerplätze für Erdölprodukte.
- Geneigte Stützmauern für besonders wirtschaftliche Grosslager für Schüttgüter in Ländern mit Bergbau (namentlich in den USA)
- Schutzwälle zur Sicherheit von Flüssigkeitstanks oder für Lager von Explosivmaterialien. Bei militärischen Einrichtungen und Schutzbauten wird sehr oft die Bewehrte Erde herangezogen, da sie eine hohe Festigkeit gegen Explosionen mit starker Ladung bietet.

— Dämme und Staumauern stellen sehr interessante Anwendungen für die Bewehrte Erde dar, da ein gewöhnlicher Erddamm nie ohne grosses Bruchrisiko überflutet werden darf und immer ein teures Entlastungsbauwerk erforderlich ist. Dagegen kann eine Talsperre aus Bewehrter Erde risikolos unter der Voraussetzung überflutet werden, dass die Krone gut geschützt ist.

Nachstehend wird die Dimensionierung von Stützmauern und Brückenwiderlagern aus Bewehrter Erde besprochen.

7. VERHALTEN UND DIMENSIONIERUNG VON BAUWERKEN AUS BEWEHRTER ERDE

Die ersten Untersuchungen über das Verhalten von Bauwerken aus Bewehrter Erde sind an Modellen in verkleinertem Massstab mit rechtwinkeligen, gleichmässig bewehrten Mauern durchgeführt worden. Hier müssen die zahlreichen Versuche VIDALS an Modellen in den Jahren 1961 bis 1963 erwähnt werden, bei denen die Verkleidungen und Bewehrungen aus Zeitungspapier bestanden, die aber nur qualitative Resultate ergaben.

Seit 1967 hat das LCPC zweidimensionale Modelle gebaut, die bis zum Bruch belastet wurden. An diesen Modellen konnten drei charakteristische Brucharten beobachtet werden.

- a) Ein "äußerer" Bruch, der sich entweder aus grösseren Rutschungen unter Einschluss der Mauer entwickelt oder aus einem statischen Grundbruch oder einem Gleiten an der Basis. Die Untersuchung dieser "äußerer" Stabilität stützt sich auf die klassischen Berechnungsmethoden der Bodenmechanik.
- b) Ein "innerer" Bruch durch Brechen der Bewehrungen.
- c) Ein "innerer" Bruch durch mangelnde Adhäsion, was sich in einem Gleiten der Bewehrungen bemerkbar macht.

Die leicht reproduzierbaren und billigen zweidimensionalen Modelle lieferten die ersten Angaben über den quantitativen Einfluss der Parameter der Verstärkung (Länge, Festigkeit und Dichte der Bewehrungen), den Bruchmechanismus und die Festigkeit des Bauwerkes.

Jedoch erst mit Hilfe von Versuchen an dreidimensionalen Modellen, durchgeführt von BACOT seit 1969 und dann von anderen Forschern in Frankreich (LCPC, 1973) und im Ausland (LEE et Al), gelang es, den besonderen Bruchmechanismus von Bauwerken aus Bewehrter Erde zu untersuchen und die theoretischen Grundlagen ihrer derzeitigen Dimensionierung auszuarbeiten (JURAN, 1977).

Jahr	Ort	Typ	Bewehrung	Verkleidung	Länge	Höhe (H)	Länge Bewehrung (L)
1968	Incarville	Stützmauer	Aluminium	Metall	50 m	10 m	10 m
1968 - 1969	Vigna II	gestaffelte Stützmauern mit Strasse	verzinkter Stahl	Metall	177 m und 230 m	8,75 m und 7 m	10 m und 15 m
1970	Dunkerque	Stützmassiv für Kranbahn	verzinkter Stahl	Metall	630 m	15 m	15 m
1971	Sète	Stützmauer mit Strasse	verzinkter Stahl	Beton	181 m	9 m	9 m
1972	Brinborion	2 Stützmauern mit Autobahn	verzinkter Stahl	Beton	150 m	8 m	12 m
1972	Thionville	Widerlager	verzinkter Stahl	Stahl	18 m / 98 m	14 m	11 m
1973	La Doufine	Stützmauer mit geneigter Böschung	verzinkter Stahl	Beton	80 m	8 m	8 m
1974	Chambéry	Stützmauer auf Kanaldielen	verzinkter Stahl	Beton	400 m	8 m	8 m
1974	Lille	Widerlager	verzinkter Stahl	Beton	15 m	5,6 m	7 u. 10 m
1976	Angers	Widerlager	verzinkter Stahl	Beton	17 m	6 m	7,5 u. 11 m

Tableau II: Überprüfung von Bauwerken durch LCPC

Des weiteren bildete das Verhalten von Bauwerken aus Bewehrter Erde Gegenstand von Versuchen in natürlicher Grösse, die in Frankreich und im Ausland durchgeführt wurden.

Von 1968 bis 1976 hat das LCPC 10 Bauwerke, deren Daten in Tabelle II angegeben sind, mit Messinstrumenten bestückt. Ausserhalb Frankreichs erfolgte der erste Versuch in natürlicher Grösse anhand der Mauer an der Bundesstrasse 38 in Kalifornien im Jahre 1974. Alle diese Experimente lieferten wichtige Beiträge und Schlussfolgerungen sowohl zur Kenntnis des Funktionsmechanismus der Bewehrten Erde als auch zum Verhalten der Mauern und Brückenwiderlager.

In Fig. 25 sind die Ergebnisse von Versuchen dargestellt, die vom LCPC (1973) an dreidimensionalen Modellen reduzierten Massstabes mit rechtwinkeligen, gleichmässig bewehrten Mauern durchgeführt wurden, die bis zum Bruch belastet wurden.

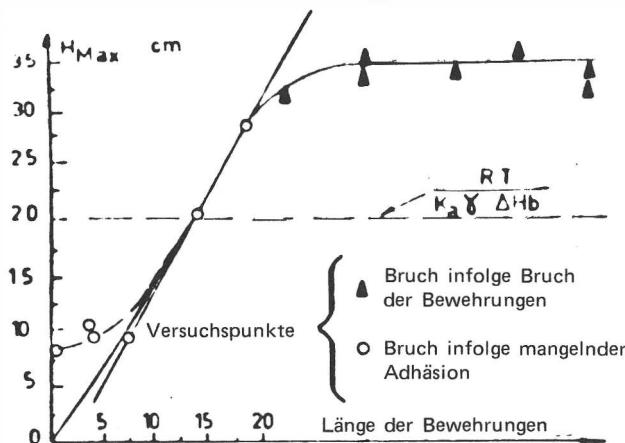


Fig. 25: Versuche an dreidimensionalen Modellen (LCPC, 1973)

Die Kurve der Bruchhöhe H_c der Mauer in Funktion ihrer Bewehrungslängen L teilt die H_c/L -Ebene in zwei getrennte Zonen auf, die den beiden beobachteten Brucharten entsprechen:

- Eine erste Zone: Bruch durch Gleiten der Bewehrungen, mit wachsendem L nimmt auch H_c zu.
- Eine zweite Zone: Bruch durch Bruch der Bewehrungen, H_c ist von L unabhängig.

Zur Vermeidung der ersten Bruchart ist es erforderlich nachzuprüfen, dass der in der "widerstehenden Zone" liegende Teil der Bewehrung ausreichend lang ist, damit die an der Oberfläche dieses Teiles wirkenden Reibungskräfte mit den maximalen Zugspannungen (T_{max}), die sich in der Bewehrung ausbilden, einen Gleichgewichtszustand bilden. Diese Bedingung führt zur Definition einer "Grenzhaltungslänge" La , gegeben durch nachstehende Formel:

$$T_{max} = \int_{L-La}^L 2bf \delta_v(x) dx \quad (3)$$

worin: f Reibungskoeffizient Boden - Bewehrung,
 $\delta_v(x)$ die auf die Bewehrung im Punkt x wirkende Normalspannung,
 b Breite der Bewehrung.

Setzt man den aus Gleichung (2) ermittelten scheinbaren Reibungskoeffizienten f^* ein, so kann Gleichung (3) im Falle rechtwinkeliger, gleichmässig bewehrter Mauern wie folgt geschrieben werden:

$$T_{max} = 2bf^* \gamma h La \quad (4)$$

Die Grenzlänge für die Bewehrung ist damit gegeben durch

$$L = Lo + La$$

worin Lo die Länge des in der "aktiven Zone" liegenden Teiles der Bewehrung ist, zu deren Ermittlung die Kenntnis der Kurve maximaler Zugspannungen erforderlich ist.

Zur Vermeidung der zweiten Bruchart ist es erforderlich, nachzuprüfen, dass die Zugfestigkeit R_t der Bewehrung im Vergleich zur maximalen Zugkraft T_{max} ausreicht.

Somit erfordert die innere Dimensionierung von Mauern aus Bewehrter Erde die Kenntnis der Lage der Kurve maximaler Zugspannungen und deren Werte. Die beiden ersten Dimensionierungsmethoden haben berücksichtigt (VIDAL und SCHLOSSER, 1969):

1. Das Gleichgewicht eines klassischen COULOMB-Keiles, der von den Bewehrungen zurückgehalten wird, wobei die Annahme getroffen wird, dass die Zugkräfte in den Bewehrungen linear mit der Tiefe zunehmen.
2. Das lokale Gleichgewicht an den Befestigungspunkten der Bewehrungen an der Verkleidung, wobei die Annahme getroffen wird, dass auf letztere die RANKINE - Kraft wirkt.

Diese beiden klassischen Methoden führen zum gleichen Ausdruck für die Bruchhöhe, nämlich:

$$H_c = \frac{R_t}{K_a \cdot \gamma \cdot \Delta H \cdot d} \quad (5)$$

worin K_a der Erddruckbeiwert beim RANKINE-Grenzzustand ist,
 γ das Raumgewicht des Bodens,
 ΔH bzw. d der vertikale bzw. horizontale Abstand zwischen den Bewehrungsbändern.

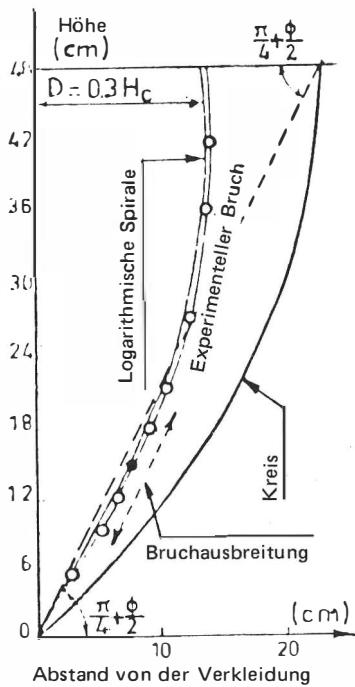
Nun aber wird, wie Fig. 25 zeigt, mit diesen Methoden die Festigkeit der Mauern aus Bewehrter Erde erheblich unterschätzt, und des weiteren ist zu bemerken, dass im Falle von Brückenwiderlagern mit diesen Methoden die Wirkung von Auflasten auf die Zugspannungswerte in den Bewehrungen merklich unterschätzt wird.

Jedoch gelangte man durch Versuche an dreidimensionalen Modellen und mehrfache Beobachtungen an wirklichen Bauwerken zu der Feststellung, dass sowohl das Verhalten von Bauwerken aus Bewehrter Erde als auch ihr Bruchmechanismus sich grundlegend von denen klassischer Stützbauwerke unterscheidet.

Die Ursache dieser Unterschiede ist im wesentlichen das Vorhandensein der Bewehrungen in der Schüttung, was sich in einer Änderung des Spannungszustandes in der "aktiven Zone", in der Verhinderung seitlicher Verformungen und eines RANKINE-Grenzzustandes im Boden auswirkt. Auch unterscheidet sich die Verteilung der von den Bewehrungen aufgenommenen Kräfte erheblich von den RANKINE-Erddruckkräften.

Ausserdem zeigen sowohl die Bestimmung der Bruchpunkte in den Bewehrungsschichten bei den Modellen im verkleinerten Massstab (Fig. 26a) als auch die Zugkraftmessungen in Bewehrungen in wirklichen Bauwerken (Fig. 26b), dass die Kurve maximaler Zugspannungen, welche im Baukörper aus Bewehrter Erde die "aktive Zone" von der "widerstehenden Zone" trennt, an der Mauerkrone vertikal verläuft und wesentlich verschieden von der klassischen COULOMB-Geraden ist.

Diese Lücken in den klassischen Theorien führten dazu, eine neue Methode für die Dimensionierung von Mauern und Brückenwiderlagern aus Bewehrter Erde vorzuschlagen (JURAN 1977). Diese Methode berücksichtigt die Ergebnisse von Beobachtungen an wirklichen Bauwerken und ermöglicht, den geometrischen Ort der maximalen Zugkräfte und deren Werte zu bestimmen.



Ort maximaler Zugspannungen

Fig. 26a: Modelle in verkleinertem Maßstab (LCPC 1977)

Das Prinzip dieser Methode besteht darin, das Gleichgewicht der "aktiven Zone" zu untersuchen, wobei berücksichtigt wird, dass der geometrische Ort maximaler Zugspannungen gleichzeitig eine potentielle Bruchfläche zufolge Bruches der Bewehrungen und eine potentielle Gleitfläche im Boden darstellt.

Kinematische und zugleich theoretische und experimentelle Überlegungen führten zur Annahme, dass diese Fläche eine logarithmische Spirale mit vertikaler Tangente am Kopf der Mauer ist. Überdies wird angenommen, dass die Scherfestigkeit des Bodens längs dieser Oberfläche voll wirksam ist. Diese Methode kann auch auf die Dimensionierung von Widerlagern unter der Voraussetzung angewendet werden, dass die durch die Belastung der Krone sich ergebenden statischen und kinematischen Grenzbedingungen berücksichtigt werden.

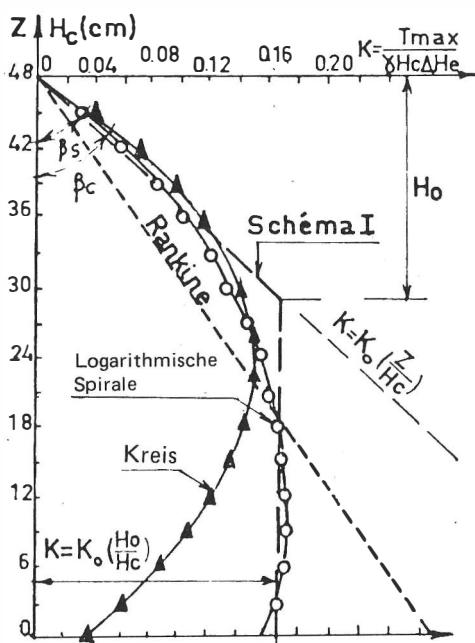


Fig. 28: Geometrischer Ort von T_{max}

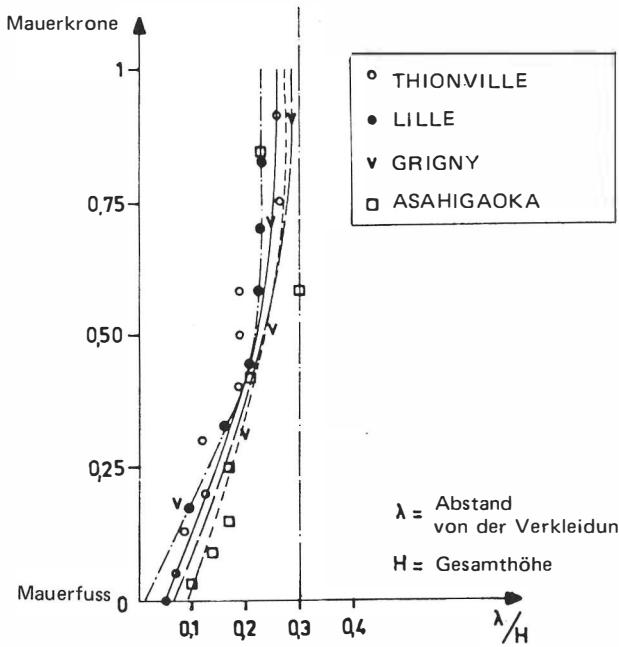


Fig. 26b: Wirkliche Bauwerke (SCHLOSSER 1978)

Fig. 27 zeigt, dass durch diese Methode theoretische Werte der Bruchhöhe erhalten werden, die weit näher bei den experimentellen Ergebnissen liegen als die mittels der RANKINE-Theorie erhaltenen.

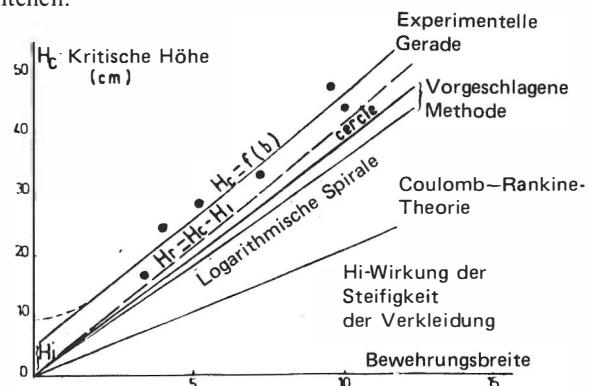
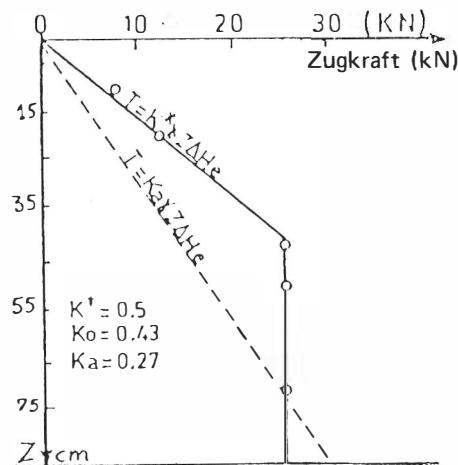


Fig. 27: Kritische Höhe H_c als Funktion der Bewehrungsbreite b . Dreidimensionale Modelle



Theoretische Verteilung der maximalen Zugkräfte

Fig. 28 zeigt die theoretische Verteilung der maximalen Zugkräfte.

Diese Verteilung unterscheidet sich erheblich von der dreieckförmigen Verteilung nach RANKINE. Sie kann wie folgt schematisiert werden (Schema I):

1. Zone (oben an der Mauer): Sie entspricht dem Ruhedruck.
2. Zone (unten an der Mauer): Sie zeigt fast gleichförmige Änderungen mit der Tiefe.

Fig. 29 zeigt die Ergebnisse von Versuchen an Bauwerken natürlicher Grösse, nämlich am Widerlager von THIONVILLE (Frankreich, metallische Verkleidung) und an der Mauer von ASAHIKAOKA (Japan, Verkleidung aus Betonschuppen)

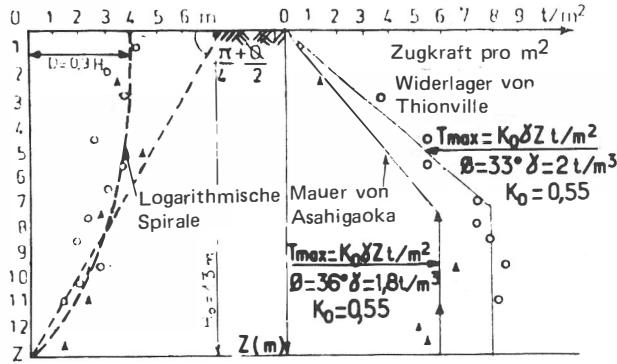
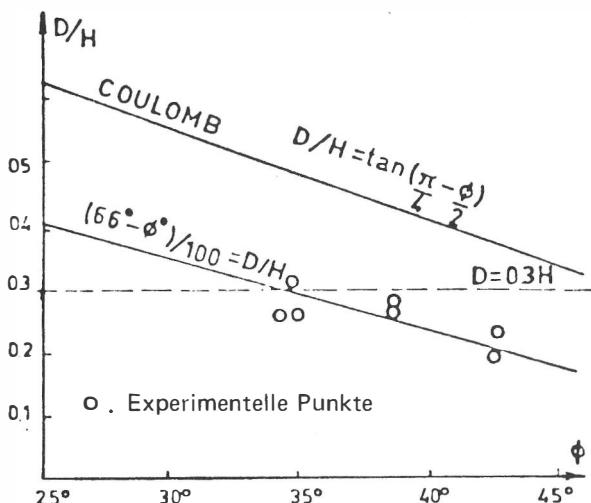


Fig. 29: Geometrischer Ort von T_{max} — Verteilung von T_{max}
Mauer von ASAHIKAOKA, Japan
Widerlager von THIONVILLE' Frankreich

Bei diesen beiden Bauwerken stimmt der geometrische Ort der maximalen Zugkräfte gut mit der theoretischen Lösung der logarithmischen Spirale überein, und die Verteilung der maximalen Zugspannungen entspricht dem oben angegebenen Schema.

In Fig. 30 ist die Änderung der Geometrie der aktiven Zone mit dem Winkel der inneren Reibung dargestellt, so wie sie aus mehreren Versuchen an wirklichen Mauern abgeleitet wurde. Es ist ersichtlich, dass die klassische COULOMB-Gerade für die Breite der aktiven Zone am Kopf doppelt so grosse Werte ergibt. Für alle Versuchsmauern kann eine Einhüllende der Kurven maximaler Zugkraftwerte erhalten werden (in einem Teilbereich, gegeben durch den Abstand 0,3 H von der Verkleidung bis zu einer Tiefe von 0,5 H), mit einer vertikal verlaufenden Geraden und durch einen Teil mit einer geneigten, durch den Fuss der Mauer verlaufenden Geraden. Dieses vereinfachte Schema wurde in die französischen Spezifikationen für die Dimensionierung von Mauern aus Bewehrter Erde aufgenommen.



Dimensionierung von Bauwerken — In die französischen Spezifikationen aufgenommene Methoden

Sämtliche an Modellen in verkleinertem Massstab und Versuchen in natürlicher Grösse durchgeföhrten Untersuchungen haben zur Ausarbeitung von zwei Dimensionierungsverfahren geführt, die in die französischen Spezifikationen aufgenommen wurden:

— Eine im wesentlichen auf den Ergebnissen von Versuchen in natürlicher Grösse basierende Methode. Diese halbempirische Methode wird für die Dimensionierung mit Betriebslasten verwendet.

— Eine auf der Berücksichtigung potentieller Bruchflächen basierende Methode, wobei die Ursachen dieser Brüche sowohl mangelnde Adhäsion als auch ein Bruch der Bewehrungen sind. Diese "Methode der Bruchflächen" wird im wesentlichen verwendet um nachzuprüfen, ob durch die Dimensionierung des Bauwerkes effektiv eine beträchtliche Sicherheitsmarge hinsichtlich den Risiken eines Flächenbruches sichergestellt wird.

Dimensionierung für Betriebslasten

Mauern

Diese halbempirische Methode basiert auf dem Gleichgewicht in einem die Bewehrung umgebenden Bodenelement, begrenzt einerseits durch die Verkleidung und andererseits durch die Kurve maximaler Zugkräfte.

Man wendet die an photoelastischen Modellen nachgeprüfte Hypothese an, welche sagt, dass in den - benachbarte Bewehrungsbetten voneinander trennenden - horizontalen Mittellebenen die Schubspannung null ist. Für jedes Bewehrungsbett ist die maximale Zugkraft T_{max} durch die Formel

$$T_{max} = k \times \sigma_v \cdot \Delta H \quad (6)$$

gegeben, worin σ_v die vertikale Spannung ist, die mit der Hypothese einer MEYERHOF-Verteilung mit Hilfe des Momentengleichgewichtes derjenigen Kräfte berechnet wurde, die auf den Teil der Mauer wirken, der oberhalb der betrachteten Bewehrung liegt.

K ist dabei der Erddruckbeiwert. Er wird aus Experimenten an Objekten in natürlicher Grösse erhalten, deren Ergebnisse im Diagramm mittels nachfolgender Schematisierung eingetragen sind:

$$\left. \begin{array}{l} K = K_0 - (K_0 - K_a) \frac{z}{z_0} & \text{für } z \leq z_0 = 6 \text{ m} \\ K = K_a & \text{für } z > z_0 \end{array} \right\} \quad (7)$$

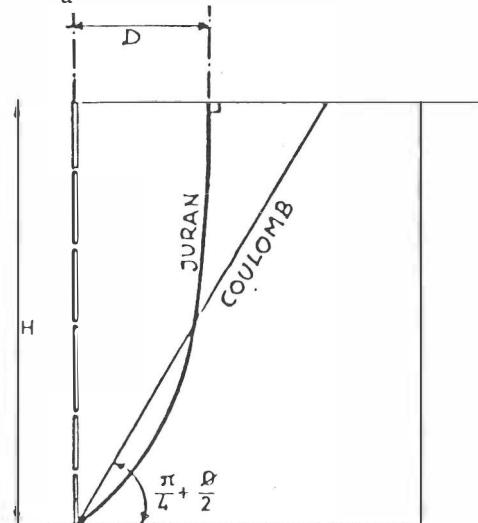


Fig. 30: Verhältnis D/H als Funktion von ϕ — Wirkliche Bauwerke

Darin sind
 K der Ruhedruck
 K_a der Erddruckbeiwert im RANKINE-Grenzstand,
 Z die ab der freien Oberfläche der Schüttung
 gemessene Tiefe

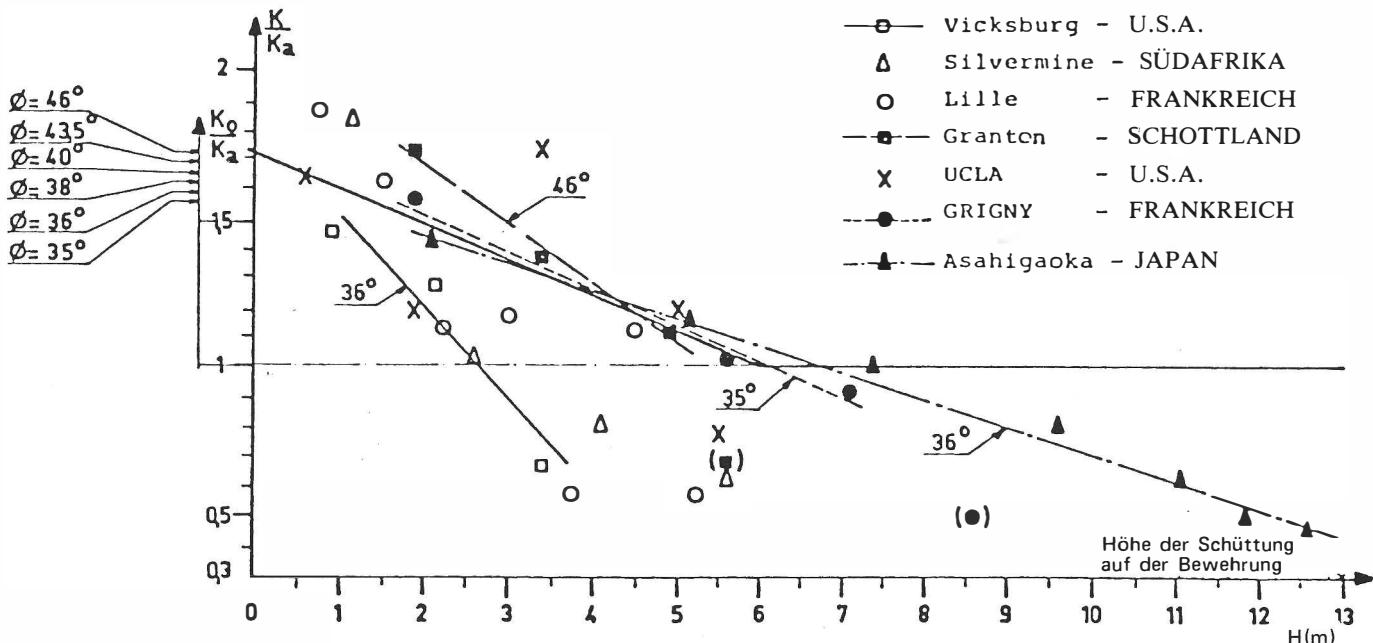


Fig. 31: Versuchswerte von K

Bei Anwendung dieses Schemas kann man feststellen, dass man für hohe Mauern ($H \leq 13$ m) eine Verteilung der Zugkräfte erhält, welche der JURAN-Methode vergleichbar ist.

Kennt man die Kurve der maximalen Zugkräfte und deren Werte, so kann man die Mauer dimensionieren unter Berücksichtigung der Möglichkeit eines Bruches, sei es durch mangelnde Adhäsion, sei es durch Bewehrungsbruch.

Der Begriff der Sicherheit wird in die Berechnung auf dem Umweg über die Kombinationen der Lastfälle und die Gewichtung der aufgebrachten Lasten gemäß den französischen Spezifikationen (die ungünstigen Dauerlasten werden um 35% erhöht, die üblichen Nutzlasten um 60%) eingeführt. Ebenso die Sicherheitskoeffizienten für die Zugfestigkeit der Bewehrungen ($F_R = 1,5$ für Mauern und 1,65 für Widerlager) und für den scheinbaren Reibungskoeffizienten $f^*(F_g = 1,35$ für Mauern und 1,5 für Widerlager). Des Weiteren hat man, um die für das Bauwerk geforderte Betriebsdauer sicherzustellen, berücksichtigt, dass zur Bewehrungsdicke ein Zuschlag (e_s) für die Korrosion in Abhängigkeit von der "Korrosionslebensdauer" gemacht wird. Folglich beträgt die für die Berechnung der Zugfestigkeit zu berücksichtigende Nenndicke der Bewehrung $e_N = e_0 - e_s$, wobei e_0 die Anfangs-Gesamtdicke der Bewehrung ist.

Man erhält somit die beiden Kriterien für den "inneren Bruch":

$$-\text{Bewehrungsbruch: } T_{\max} \leq \frac{1}{F_R} R_T \cdot e_N \cdot b \quad (8)$$

$$-\text{Mangelnde Adhäsion: } T_{\max} \leq \frac{1}{F_g} \cdot 2b \int_{L-L_a}^L f^* \sigma_v(l) dl$$

Im Falle von glatten Bewehrungen berücksichtigt man die Wirkung des Erdgewichtes nicht, so dass der Koeffizient im ganzen Bewehrte-Erde-Baukörper gleich ist: $f^* = \tan \psi = 0,40$. Im Falle von HA-Bewehrungen schematisiert man die Wirkung des Erdgewichtes durch eine Änderung von f^* in Funktion der Tiefe. Dies mittels einer auf der sicheren Seite der Versuchswerte liegenden Resultierenden (Fig. 13). Somit wird im Falle verdichteter Schüttungen der scheinbare Reibungskoeffizient f^* längs einer Bewehrung als konstant angenommen, und er kann in Abhängigkeit von der Tiefe wie folgt schematisiert werden:

$$\left. \begin{aligned} f^* &= f^*_0 - (f^*_0 \cdot \tan \phi) \frac{z}{z_0} && \text{für } z \leq z_0 = 6 \text{ m} \\ f^* &= \tan \phi && \text{für } z \geq z_0 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Darin ist z die ab der freien Oberfläche der Schüttung gemessene Tiefe.

Der Koeffizient f^*_0 hängt von zahlreichen Parametern ab (Kornabstufung, Kantigkeit der Körner, Winkel der inneren Reibung usw.). Er kann in Abhängigkeit vom Gleichförmigkeitsgrad der Schüttung (CU) (Fig. 16) durch die nachstehende empirische Formel abgeschätzt werden:

$$f^*_0 = 1,2 + \log_{10} CU \text{ wobei } CU = D_{60}/D_{10} \dots (10)$$

D_{60} bzw. D_{10} sind die Korndurchmesser, für die das Gewicht der Partikel 60% bzw. 10% des Gesamtgewichtes ausmacht. Fehlen genaue Messungen, so wird als Minimalwert $f^*_0 = 1,5$ angenommen.

In Fig. 32 ist das Prinzip der Dimensionierung von Mauern aus Bewehrter Erde dargestellt.

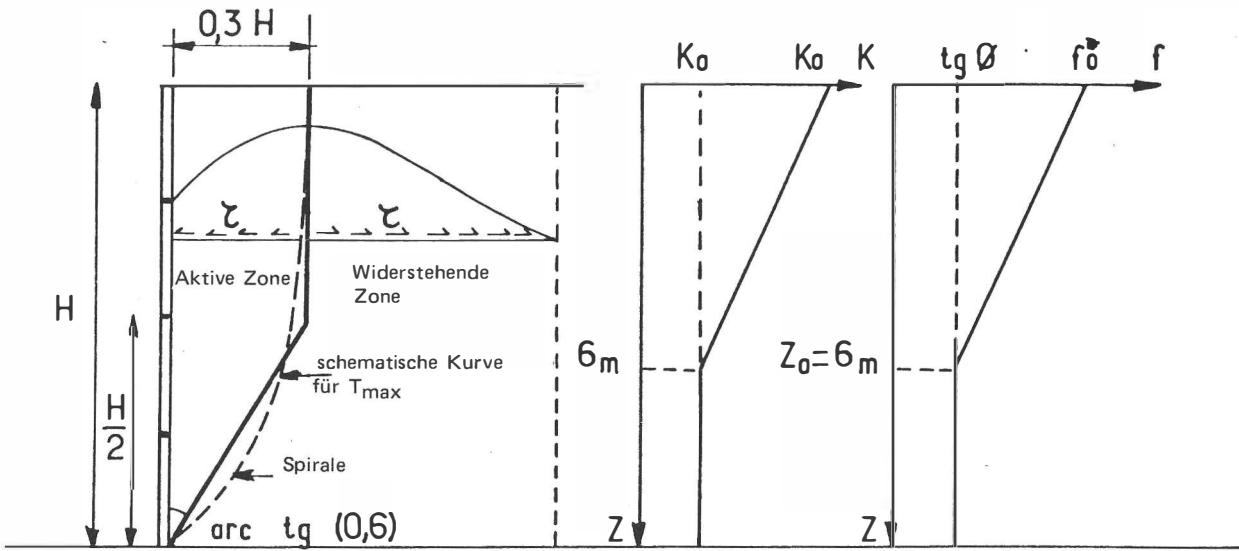


Fig. 32: Dimensionierung von Mauern aus Bewehrter Erde (Französische Spezifikationen 1979)

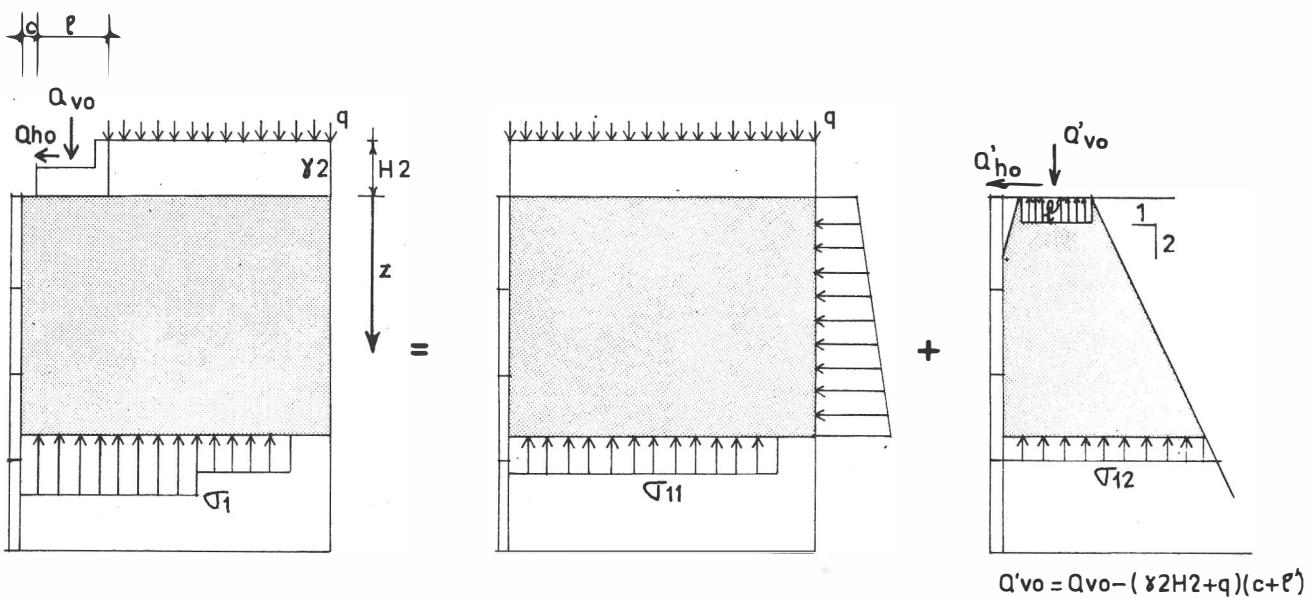


Fig. 33: Ermittlung der Spannung σ_1 in einem Widerlager

— des Erddruckes der Schüttung hinter dem Widerlager.

Die entsprechende Vertikalspannung σ_{v1} wird nach der MEYERHOF-Methode berechnet, indem man die Gleichgewichtsformel für den betrachteten Teil des Baukörpers aufstellt.

Dann berücksichtigt man die Wirkung der am Auflager angreifenden Verkehrslasten. Die durch die reduzierte, vertikale Verkehrslast $Q'_{vo} = Q_{vo} - (\gamma R H_R + q) \times (c + l')$ erzeugte Vertikalspannung wird berechnet mit Hilfe der Hypothese der Lastausbreitung 1:2.

Die Horizontalkräfte (z.B. Widerlager oder Leitplanken) setzen sich senkrecht zur Verkleidung in eine zur Tiefe umgekehrt proportionale Vergrößerung der Horizontalspannung δ_{xx} um, die auf die Bewehrungen über eine Tiefe $Z_0 = 2(l' + c)$ übertragen wird.

Das Aufbringen einer Nutzlast auf den Bewehrte-Erde-Baukörper bewirkt eine Verschiebung der Punkte maximaler Zugkräfte in den Bewehrungsbetten. Fig. 34 zeigt das Abwandern der Kurve maximaler Zugkräfte unter der grösseren Abstand von der Verkleidung angreifenden Nutzlast bei einem rein elastischen Verhalten sowohl der Schüttung als auch der Bewehrungen, berechnet mit Hilfe der Methode finiter Elemente.

Widerlager

In Fig. 33 ist das Dimensionierungsprinzip für ein Brückenwiderlager bei Betriebslasten dargestellt.

Die Zugkräfte in den Bewehrungen werden mit Formel (6) berechnet.

Die in der Berechnung verwendete Vertikalspannung δ_v wird durch die Überlagerung der Wirkungen aller Lasten auf den über dem betrachteten Bewehrungsbett liegenden Teil des Baukörpers bestimmt.

Die Spannungen unter dem Auflager sind gleichmässig und über eine reduzierte Länge l' verteilt, die nach der MEYERHOF-Methode bestimmt wird.

Es werden vor allem berücksichtigt die Wirkungen

- des Eigengewichtes des Widerlagers;
- des Eigengewichtes der Schüttung hinter dem Auflager und der Strassenlasten ($q = 1 \text{ t/m}^2$), die gleichmässig über die ganze Länge des Widerlagers verteilt angenommen werden;

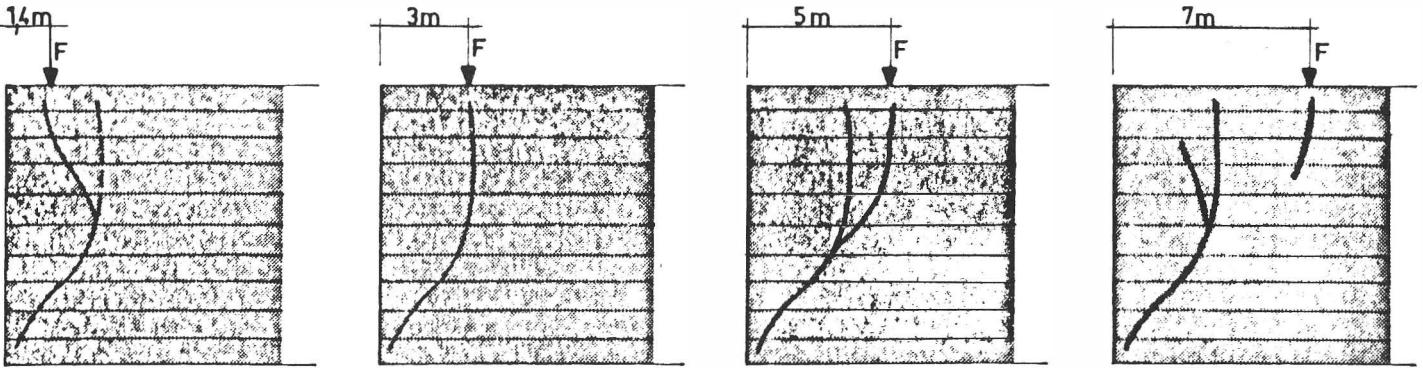


Fig. 34: Abwandern der Kurve maximaler Zugkräfte unter der Wirkung einer ihren Angriffspunkt ins Schüttungssinnere verlagernden Nutzlast

In der Praxis werden die Bauwerke dadurch dimensioniert, dass für diese Kurve eine obere Einhüllende angenommen wird, so wie in Fig. 35 dargestellt.

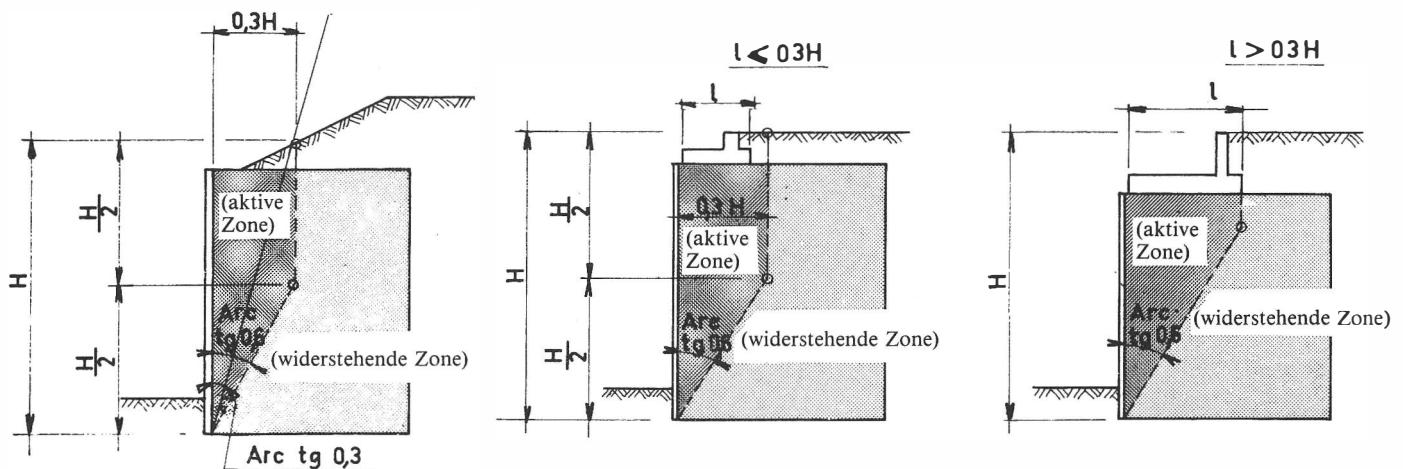


Fig. 35: Schematische Vereinfachung der Kurve maximaler Zugkräfte

Sind Ort und Verteilung der maximalen Zugkräfte bekannt, kann das Bewehrte-Erde-Widerlager dimensioniert werden.

Methode der Grenzzustände (pro Bruchfläche)

Prinzip

Es wird vom Kräftegleichgewicht des von der Verkleidung und einer beliebigen, potentiellen Bruchfläche begrenzten Keiles ausgegangen.

Auf jeden Keil wirken folgende Kräfte ein (Fig. 36):

- Gewicht W
- Last und Nutzlastkomponenten Q_v und Q_h
- Erddruck-Komponenten P_h und P_v
- Reaktionskraft R der Schüttung auf die Bruchfläche, R ist unter dem Winkel \varnothing zur Normalen der Bruchfläche geneigt.
- ΣT_i : Summe der in den Bewehrungen, die in der Bruchfläche liegen, auftretenden Zugkräfte.

Mit Hilfe des Kräftegleichgewichtes ergibt sich für die Resultierende

$$T_i = (P_h + Q_h) + (W + Q_v + P_v) \tan(\theta - \varnothing) \quad (11)$$

Unter Benutzung dieser Methode ist es somit möglich, sowohl die Stabilität aller potentiellen Bruchflächen nachzuprüfen als

auch das Bauwerk zu dimensionieren (Bestimmung der Anzahl Bewehrungen pro Schicht und der Länge der Bewehrungen), wobei man mit den oben von der Verkleidung ausgehenden Flächen beginnt und sich dann nach unten arbeitet.

Berechnung der Zugkräfte T_i

Für jede Bewehrungsschicht wird die Kraft T_i gleich dem Minimum zwischen den beiden Werten- Zugfestigkeit der Bewehrungen und Widerstand gegen Gleiten - gesetzt, wobei eventuell noch durch einen Sicherheitskoeffizienten dividiert wird, d.h. als Formel ausgedrückt:

$$T_i = \min \left\{ n_i R_T, \int_{L-Lai}^L b \cdot n_i \cdot \sigma^*_v \cdot f^* dx \right\} \quad (12)$$

Darin sind: n_i die Anzahl Bewehrungen pro Laufmeter in der i-ten Schicht,
 R_T die Zugfestigkeit einer Bewehrung
 b die Breite einer Bewehrung,
 σ^*_v die dem Gewicht der Erde und den Nutzlasten über der Bewehrung entsprechende Spannung,
 f^* der scheinbare Reibungskoeffizient.

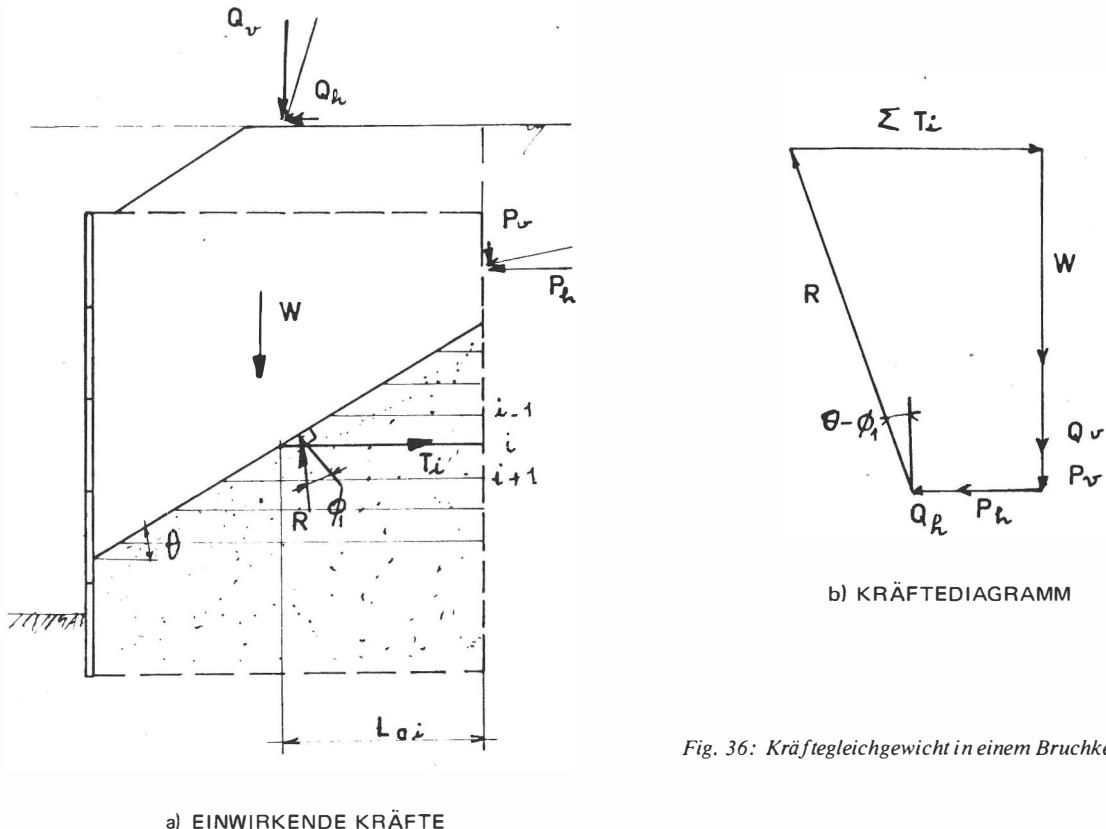


Fig. 36: Kräftegleichgewicht in einem Bruchkeil

8. SCHLUSSFOLGERUNGEN

In den letzten zehn Jahren hat die Bewehrte Erde in der Bau-technik eine breite Anwendung gefunden. Nebst Stützmauern, die noch immer die häufigsten Realisierungsobjekte für dieses Baumaterial darstellen, gelangte sie nunmehr auch für Brückenwiderlager, Plattenfundamente, Talsperren, schräge Mauern und in jüngster Zeit selbst für den Wohnungsbau zur Anwendung. Es ist sicher, dass durch die Vorteile, die dieses neuartige Material bietet, in Zukunft weitere Anwendungsbiete für andere Arten von Bauwerken erschlossen werden.

Alle bis jetzt durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass das Verhalten der Bewehrten Erde weit entfernt von den klassischen Theorien für Stützbauwerke ist.

Die Reibung, die das Grundphänomen für das Bewehrte-Erde-Material darstellt, erweist sich bei ihm als eine komplexe Erscheinung, und die Spannungen, die sich nahe bei den Bewehrungen entwickeln, führen in der Schüttung zu Spannungszuständen, die sehr wenig mit dem einfachen RANKINE-Zustand zu tun haben.

In den letzten 10 Jahren durchgeführte Versuche in natürlicher Grösse haben es jedoch ermöglicht, Dimensionierungsverfahren zu entwickeln, die sicher und den realisierten Arten von Bauwerken angepasst sind.

Die Grundlagenforschung über die Bewehrte Erde ist bei weitem noch nicht abgeschlossen, wiewohl gewisse Aspekte bereits eingehend untersucht worden sind. Ohne Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben, können hier noch folgende Punkte angeführt werden, die einer Fortsetzung der Forschungen bedürfen:

- 1) Die Reibung zwischen Boden und Bewehrungen, und vor allem die Reibung bei Böden mit einem hohen Feinstoffanteil.
- 2) Das grundsätzliche Verhalten des Materials Bewehrte Erde bei verschiedenen Arten von Beanspruchungen und bei Bewehrungen mit einem breiten Verformbarkeitsbereich.

3) Die Ermittlung des Verhaltens der Bauwerke, ausgehend von der Kenntnis der Grundgesetze des Verhaltens des Bewehrte-Erde-Materials.

Die Realisierung neuartiger Kategorien von Bauwerken erfordert zweifelsohne neue experimentelle Forschungen sowohl technologischer als auch grundsätzlicher Natur.

Aber bereits jetzt ist sicher, dass mit der Bewehrten Erde eine ganz neue Art der Konzeption von Bauwerken eingeführt wurde, bei gleichzeitiger Vergrösserung des Wissens um die Grundphänomene, wie die Korrosion von Metallen im Boden und die Reibung.

Die Technik der Bewehrten Erde hat vor allem ein breites Forschungsgebiet in der Bodenmechanik eröffnet. Allmählich weiteten sich die Forschungen von einfachen Versuchen an Mauern im verkleinerten Massstab bis zu mehr analytischen und fundamentalen Betrachtungsweisen aus, wodurch die vielschichtigen Aspekte der Gesetze des Verhaltens von Böden etwas besser aufgezeigt werden konnten.

Adresse der Verfasser:

Prof. François Schlosser
und Alain Guilloud
Terrasol
Tour Horizon
52, quai de Dion Bouton
F-92806 Puteau Cédex

Nº 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Gabionenbauten

von M. Branzanti und R. Agostini

1) Geschichtlicher Rückblick

Die Gabionenbauweise wurde um das Jahr 1890 für Uferschutzzwecke erfunden.

Die Firma Maccaferri, die übrigens bereits im Jahr 1879 gegründet wurde, verwendete 1893 die ersten noch einfachen und zylinderförmigen Gabionen — die aus Maschen mit einfach gedrilltem Draht bestanden — zum Schliessen eines Dammbruches am Fluss Reno in der näheren Umgebung von Bologna. Nach so vielen Jahren erweist sich die ursprüngliche Konstruktion heute noch als wirksam und ist nunmehr von der Vegetation und von den angeschwemmten Feststoffen fast völlig überwachsen.

Seit jener Zeit — nach Studien und Versuchen mannigfaltiger Art — werden die Maccaferri-Gabionen in fünf Werken, zwei in Italien und drei im Ausland, hergestellt und in fast alle Länder der Welt exportiert.

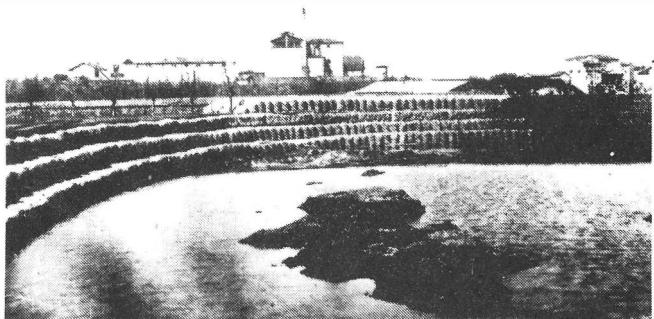


Bild 1: Erstes Beispiel zylinderförmiger Gabionen, um den Deichbruch des Flusses Reno in der Nähe von Bologna zuzuschütten.

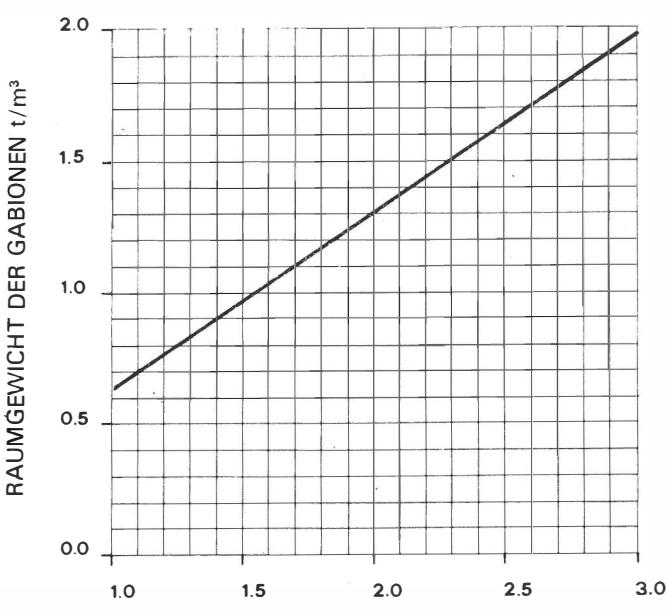


Fig. 1: Diagramm zur Berechnung des Raumgewichtes der Gabionen in Funktion des spez. Gewichtes des Füllmaterials.

2) Merkmale der Gabionen

Die derzeitige Struktur von Gabionen, auch Steinkörbe genannt, besteht aus einer sechseckigen Masche, die durch die Doppeldrillung der Drähte erzielt wurde, was das Öffnen des Netzes beim unvorhergesehenen Bruch eines Drahtes verhindert. Unter Beachtung der strengsten, internationalen



Bild 2: Dasselbe Bauwerk vor einigen Jahren photographiert. Vegetation und Flussablagerungen haben die Struktur fast ganz bedeckt.

Normen sind die Drähte stets verzinkt, und im Falle einer Anwendung in verunreinigter Umgebung, beziehungsweise beim Vorhandensein von salzhaltigem Wasser wird der verzinkte Draht stets mit einer Spezialummantelung aus PVC von einer mittleren Dicke von 0,5 mm überzogen. Die Zugfestigkeit des Drahtes variiert zwischen 45 und 50 kg/qmm.

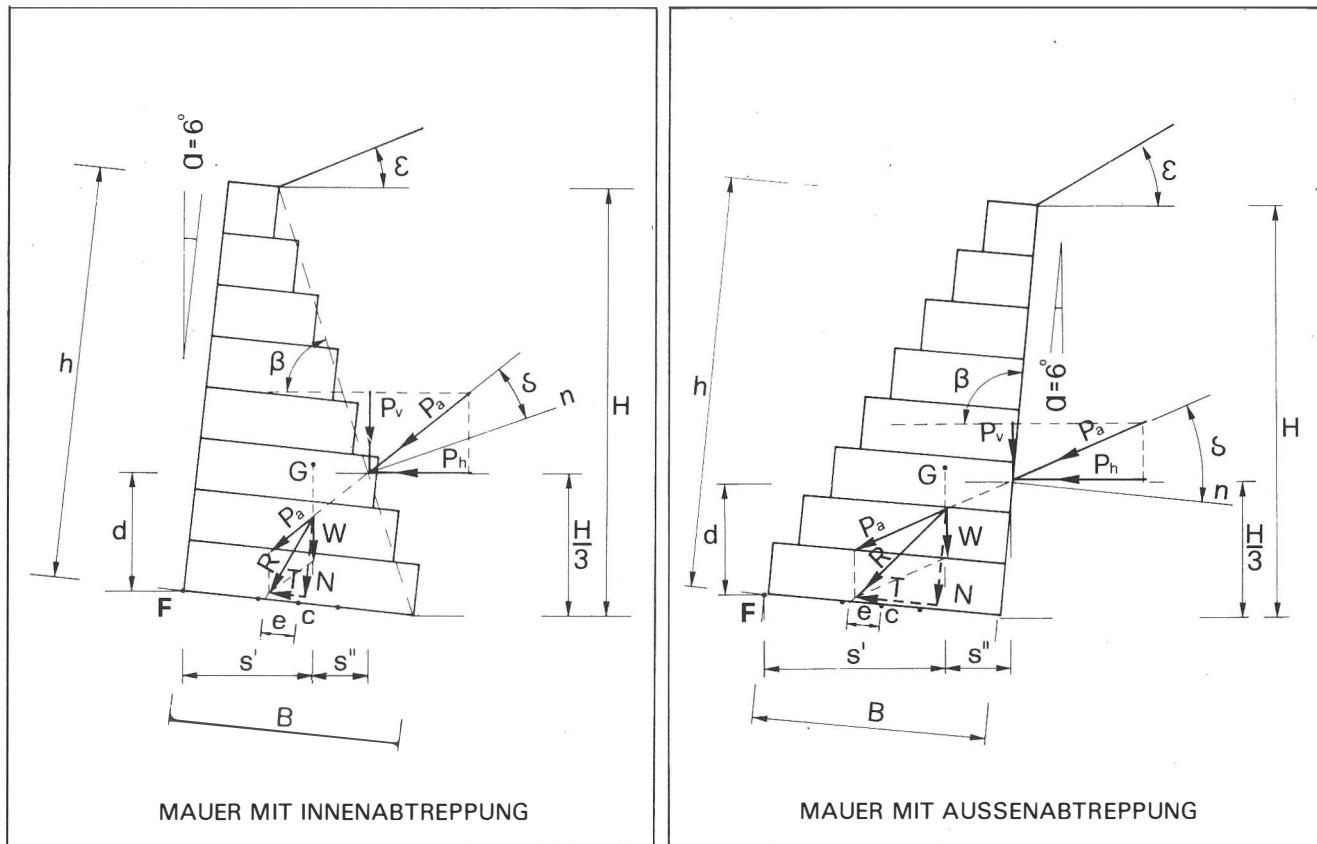


Fig. 2: Darstellung der Kräfte, die auf die Stützmauer wirken und die durchzuführende Stabilitätsüberprüfung.

UMKIPPEN:

$$\eta_l = \frac{M_r}{M_o} \geq 1.5$$

M_r = Stabilisierungsmoment

M_o = Kippmoment

GLEITEN:

$$\eta_l'' = \frac{N}{T} \cdot f \geq 1.5$$

f = 0.7 Reibungsbeiwert zwischen Fundament und Erdmaterial

N = Normalkomponente der Resultierenden

T = Tangentialkomponente der Resultierenden

BODENPRESSUNG:

$$\begin{aligned} G_1 &= \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \\ G_2 &= \end{aligned}$$

e = Exzentrizität der Resultierenden

B = Fundamentbreite



Bild 3: Klassisches Bauwerk grossen Querschnitts aus Gabionen für den Schutz der Dämme eines Flusses.



Bild 4: Abdeckung der Dämme eines Flusses mit einem Bauwerk geringen Querschnitts; die Reno-Flussmatzen.

Es gibt vier Standardmaschentypen: $10 \times 12/8 \times 10/6 \times 8/5 \times 7$ cm, die in etwa den Dimensionen der beiden Diagonalen der Sechskantmasche entsprechen, wobei gemäss Laberversuchen die Zugfestigkeit des Standardnetzes mit einer Masche von 8×10 cm um einem Drahtdurchmesser von 3 mm, rund 5'000 Kg pro Meter Netzbreite beträgt, parallel zur Webrichtung. Die Gabionen bestehen zur Hauptsache aus zwei Typen, zwar denjenigen mit dem "breiten Querschnitt" und denjenigen mit dem "dünnen Querschnitt" genannt Reno-Matratten (Bild 3, 4).

Die Typen mit "breitem Querschnitt" sind diejenigen bei denen die einzelnen Elemente eine Höhe von 0,50/ 0,70 bzw. 1 m aufweisen und für Schwergewichts-Bauwerke verwendet werden. Die Breite des einzelnen Gabions beträgt einen Meter und die Längen sind standardisiert und betragen 1,5/ 2,0/ 3,0 sowie 4,0 Meter.

Die Typen mit "dünnem Querschnitt" — die in der Regel für Verkleidungen verwendet werden — haben eine Höhe von 0,30 m, sowie 0,23 m, und unterliegen normalerweise beträchtlichen Verformungen. Im einzelnen besitzen diese "Reno-Matratten" genannten Elemente eine konstante Breite von 2,0 m und eine Länge von 4,0 - 5,0 bzw. 6,0 m.

Das Drahtgeflecht der Gabionen und Reno-Matratten werden zusammengelegt in Bündeln geliefert. Sie werden dann direkt auf der Baustelle geöffnet und längs aller Kanten zusammengebunden, um dadurch die verlangte Form zu bilden, wobei der Bindedraht dieselben Merkmale wie jener des Drahtes besitzt, welcher zur Herstellung von Gabionen und Reno-Matratten verwendet wurde.

Das Füllmaterial (aus verwitterungsfreien Natursteinen mit möglichst gleichmässiger Körnung) weist Abmessungen auf, die zwischen 100 und 200 mm bei den Gabionen und zwischen 70 und 150 mm bei den Reno-Matratten liegen.

Zur Vervollständigung der Arbeiten zum Verschliessen der Gabionen werden die Deckel umgelegt und entlang sämtlicher Kanten zugebunden. Die daraus hervorgehende Struktur bildet dadurch eine homogene Einheit.

3) Funktionsmerkmale von Bauwerken aus Gabionen.

Die wichtigsten Merkmale von Bauwerken aus Gabionen sind demnach:

- a) Anpassungsfähigkeit und Widerstand gegen jede Art von Druck oder Zug
 - b) Verformungsvermögen oder Flexibilität
 - c) Durchlässigkeit
 - d) Wirtschaftlichkeit und Haltbarkeit
- a) *Anpassungsfähigkeit und Widerstand gegen jede Art von Druck oder Zug*

Die Gabionen sind eine zellförmige Struktur, die in Richtung von 3 senkrechten Ebenen verstärkt ist, welche durch Gabionenwände und die inneren Trennwände materialisiert sind. Die Widerstandslinien verlaufen parallel zu den Drähten, die das Netz bilden. Die Gabione wirkt daher wie eine Metallarmierung und erhöht zugleich den Widerstand der Struktur gegen jede Art von Beanspruchung, wodurch er ihr einen zusätzlichen Widerstand verleiht, der in den ersten 10 bis 20 Lebensjahren besonders wichtig ist, um möglichen Setzungsercheinungen des Geländes entgegenzuwirken.

b) *Verformungsvermögen oder Flexibilität*

Das Verformungsvermögen der Gabionenkonstruktion kann — ohne dabei Brüche oder besondere Schäden am Bauwerk zu verursachen — eventuellen Unregelmässigkeiten oder Senkungen der Verlegungsfläche der Fundamente folgen, beziehungsweise eine eventuelle Erhöhung des Erddruckes als Folge veränderter geomechanischer Eigenschaften des Bodens aufnehmen.

In diesem Falle ist die Flexibilität eine äusserst wichtige Eigenschaft, und vor allem dort wo starre Bauwerke ständig durch Erosion oder Kollapsgefahren bedroht sind und wo halbstarre Strukturen ihren Verband verlieren können (Bild 5).

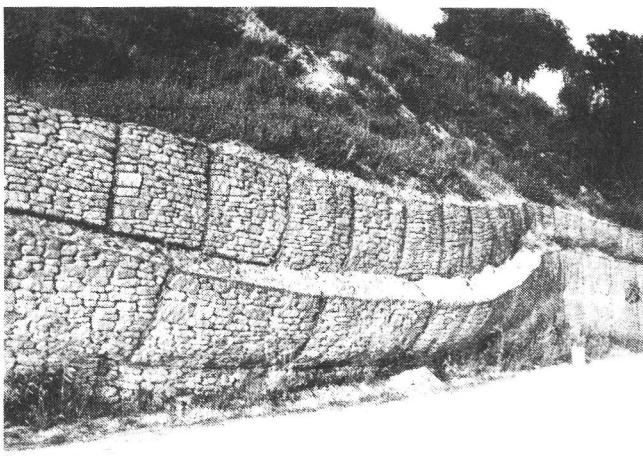


Bild 5: Die Erhöhung des Erddruckes — durch Veränderung der geomechanischen Bedingungen — kann eine Verformung des Stützbaus hervorrufen, das dadurch jedoch nicht beschädigt wird, wie dies bei einer starren Struktur geschehen könnte.

Vor allem in den Flüssen passen sich die Gabionen der progressiven Flussbetterosion so weit an, bis sie ein natürlicher Teil des Flussbettes selbst werden. In der späteren Folge wird das Bauwerk von der Vegetation überwachsen, die sich auf dem angeschwemmten Boden entwickelt, welcher die Hohlräume der Gabionen vollständig ausgefüllt hat (Bild 6,7).

c) *Durchlässigkeit*

Ein weiteres, bedeutendes Funktionsmerkmal von Bauwerken mit Gabionen ist die Durchlässigkeit: Sie hat jene Drainagewirkung zur Folge, die bei Stützmauern zur Konsolidierung des Geländes beiträgt. Je schlechter die geomechanischen Bodeneigenschaften sind, desto wirksamer kann sich die durch das Anbringen von Gabionen erzielte Abhilfe erweisen. Mancherorts werden Gabionen ausschliesslich zur Herstellung von versenkten Drainagen verwendet. Der offensichtliche Vorteil gegenüber den üblichen Entwässerungen mit losem Material besteht in der Möglichkeit, eventuellen Bodenbewegungen besser zu widerstehen, die in manchen Fällen die völlige Verstopfung der Drainage verursachten und somit zum eindeutigen Schaden für die Bodenstabilität geführt haben (Bild 8).

d) *Wirtschaftlichkeit und Haltbarkeit*

Gabionenbauwerke lassen sich rasch und leicht ausführen. Sie können zu jeder Jahreszeit ohne Einsatz von Facharbeitskräften hergestellt werden. Als Ausrüstung kann dieselbe Maschine ausreichen, die bei den Füllarbeiten für die Erdbewegungen verwendet wurde.

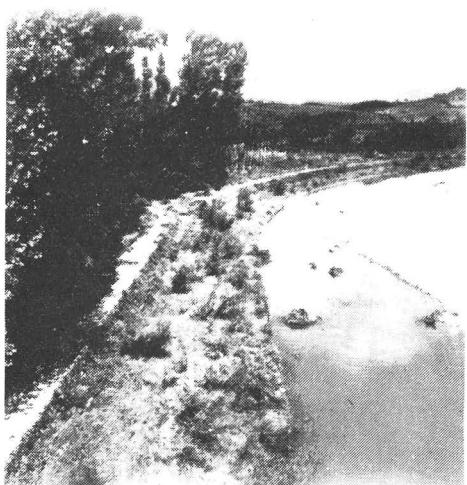


Bild 6-7: Gabionenverbauung zum Schutz der Dämme eines Flusses unmittelbar nach der Fertigstellung und einige Jahre später. Durch Wachsen der Vegetation nimmt das Bauwerk die Eigenschaften eines natürlichen Schutzes an.

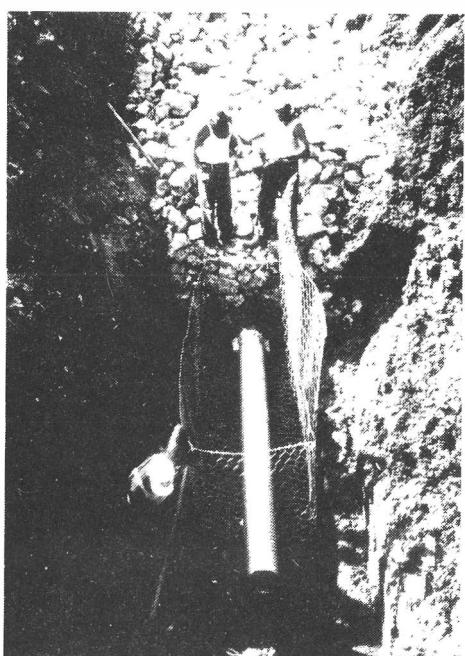


Bild 8: Gabionenanwendung zur Herstellung von Drainagebauten, damit die Struktur den Bewegungen des Bodens guten Widerstand leistet.

Selbst wenn wir die eingangs erläuterten, technischen Vorteile ausser Acht lassen, so bleiben dennoch die Endkosten einer Gabionenbauweise nach wie vor konkurrenzfähig gegenüber anderen Bauwerkstypen, auch wenn manchmal grössere Volumen einbezogen werden, bedingt durch die Merkmale eines Schwergewichtsbauwerkes.

Die Gabionen, die nunmehr seit 30 Jahren exportiert und in Italien seit dem Beginn des Jahrhunderts eingesetzt werden, haben bewiesen, dass sie einen wesentlichen Beitrag zur Bodensanierung leisten, indem sie die Bodeneigenschaften verbessern und vielfach jene Böden stabilisieren, die es an sich nicht sind.

Das Sammeln von Oberflächen- und Grundwasser wird erleichtert, was die Möglichkeiten eines Abrutschens talabwärts verringert und zu einer Verbesserung des Gleichgewichtzustandes instabiler Böschungen beiträgt.

Wenn nach 40 bis 50 Jahren, oder je nach Witterungseinflüssen auch mehr, die Funktion des Gabions infolge des Abbaus der Drahtegenschaften wie auch durch Veränderung der Steinfüllung geringer wird, haben sich die Hohlräume mit Erde gefüllt und mit den Drähten geradewegs so verbunden, dass dadurch eine natürliche Schutzeinheit entstanden ist. Wenn gleichzeitig die Vegetation das Bauwerk überwachsen hat, passt dieses sich der Umgebung an, und leistet einen nützlichen Dienst vom Gesichtspunkt der Oekologie aus.

4) Hinweise zur statischen Berechnung von Bauwerken aus Gabionen

Wie eingangs erwähnt, werden Stützmauern mit Gabionen als Schwergewichtsbauten berechnet, ohne den Beitrag des Stahldrahtnetzes mitzurechnen, der aufgrund seines Zugwiderstandes als weiterer Sicherheitsfaktor wirkt.

Gabionenmauern lassen sich entweder mit äusserer Abtreppung oder mit innerer Abtreppung und äusserer, vertikaler Wandfläche herstellen. Zur Ermittlung des Raumgewichts eines Bauwerks in Gabionenbauweise wird ein Diagramm verwendet, welches das spezifische Gewicht des verwendeten Materials und den Anteil von Hohlräumen (ca. 30-35%) berücksichtigt.

Wenn man nun eine punktierte Linie zieht, so ergibt sich annähernd eine gerade Linie gemäss Abbildung Nr. 1 (Fig. 1). Bei der Abbildung Nr. 2 wird das Schema der Berücksichtigten Kräfte angegeben (Fig. 2):

P_a: Erddruck, unter Berücksichtigung der Reibung zwischen Boden und Mauer

W: Gewicht der Mauer.

Nun müssen die üblichen Nachprüfungen bezüglich Umkippen um den Kippunkt F, bzw. Gleiten zwischen Mauerfundamentsohle und Boden erfüllt sein, unter Berücksichtigung eines Reibungsbeiwertes f von (normalerweise) 0,7 zwischen Fundamentsohle und Erdmaterial. Zur Nachprüfung der Tragfähigkeit wird eine lineare Verteilung der Bodenpressung angenommen, auch wenn das Spannungsdigramm in dieser Form — streng genommen — aufgrund der Verformbarkeit des Bauwerkes in Gabionen selbst, nicht stimmt. Wenn die Resultierende der Belastungen innerhalb des Drittelpunktes (Kernfläche) fällt, so lassen sich die Bodenpressungen durch die übliche Formel ermitteln:

$$\frac{G_1}{G_2} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Dabei ist N die Normalkomponente der wirkenden Kräfte bezogen auf den Schwerpunkt der Fundamentbreite B und e ist die Exzentrizität der Resultierenden. Zur Erhöhung der globalen Stabilität wird die Mauer oft um ca. 5-6° hangseits geneigt. Es sei darauf hingewiesen, dass Mauern mit Innenabtreppung eine grössere Stabilität gegen das Kippen aufweisen, da auch das Gewicht des Bodens auf die Treppenstufen dazu beiträgt.

Anderseits ist aber ein grösserer Aushub nötig, der möglicherweise nicht angezeigt ist, sei es aus wirtschaftlichen Erwägungen oder wegen der Stabilität der Böschung selbst, während den Arbeiten. Daher sind Mauern mit Aussenabtreppungen meistens für die Abstützung von Böschungen oder bergseits der Strasse zu empfehlen, während solche mit Innenabtreppungen unterhalb von Fahrbahnen und zur Abstützung von Schüttungen häufiger verwendet werden.

5) Zusammenstellung über die Verwendung von Bauwerken mit Gabionen

Die im vorangehenden Abschnitt erläuterten, technischen Merkmale liefern einen Einblick in die Vielfalt der möglichen Anwendungen.

a) Bei instabilen Böden finden Gabionen Verwendung zur Konsolidierung und Abstützung von Böschungen. Hier werden in der Regel Stützbauwerke mit breitem Querschnitt, deren Fundament meistens direkt auf dem Boden ruht, erstellt. Es empfiehlt sich in gewissen Fällen eine Fundationsschicht aus einem mit Zement stabilisierten Schotter zum Zwecke einer gleichmässigeren Verteilung der Belastungen und einer besseren Ableitung von Drainagewasser einzubauen. Die Tiefe einer solchen Fundation muss selbstverständlich garantieren, dass das Bauwerk weder freigelegt wird noch abgleitet.

Beispiele von Schutzbauwerken an Fahrbahnen, Eisenbahnen und Siedlungen sind reichlich aus unseren Publikationen zu entnehmen (Bild 9).

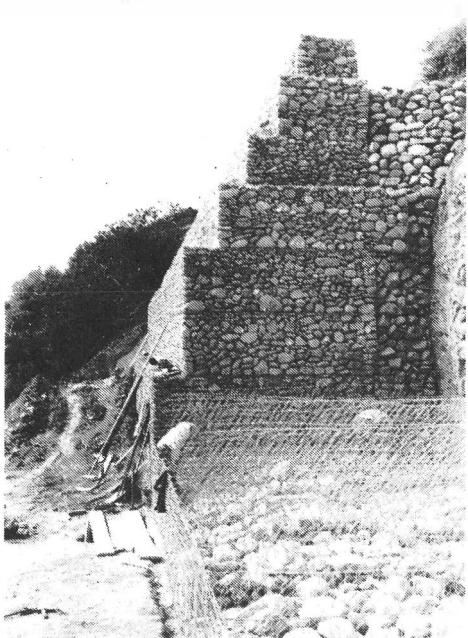


Bild 9: Stützmauer für einen Eisenbahndamm.

Der Schutz und Bau von Durchlässen (Untergrundkanälen) bilden außerdem für die Gabionen ein wirksames und wirtschaftliches Anwendungsgebiet. Nicht zu vergessen ist auch die Sicherung von Böschungen durch Netze mit sechseckigen Maschen — dieselben wie zur Herstellung von Gabionen und Reno-Matratten — zum Schutz gegen den Steinschlag auf Strassenfahrbahn oder Eisenbahn. Dieses System gewährleistet selbstverständlich einen höheren Schutz als dies bei den Netzen, die aus Maschen mit einfach gedrilltem Draht bestehen, der Fall ist.

b) Auf der Bergseite von natürlichen Wasserläufen kann die Stabilisierung des Flussbettes mittels Querbauten aus Gabionen erreicht werden, wie beispielsweise Sperren und Buhnen, die die verschiedensten Formen annehmen können: geradlinig, hammer- und bajonettförmig (Bild 10-11).



Bild 10: Klassisches Beispiel einer Sperre zur Regulierung eines Bergbaches. Wie man sieht, sind das Tosbecken und der Mittelteil der Sperre vollständig aus Gabionen gebaut.

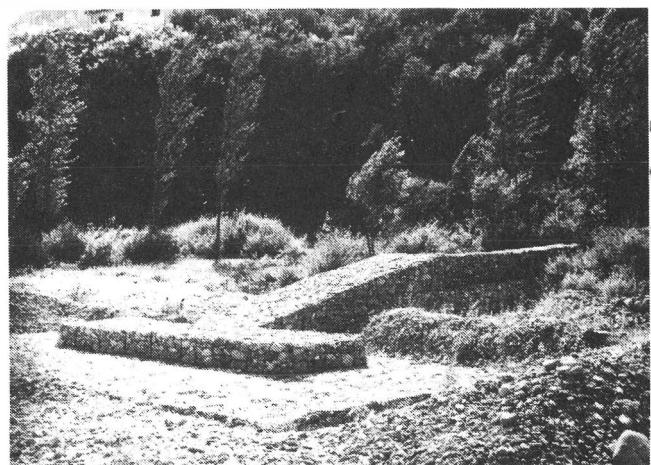


Bild 11: Hammerförmiger Buhnen. Der verformbare Boden ist ausschliesslich aus Gabionen hergestellt, um das Flussbett vor Erosion zu schützen.

An mittleren Talstrecken, flussbaulich gesprochen, werden die erwähnten Längsbauwerke mit solchen zum Schutz der Schultern und von Widerlagern integriert. Diese Schweregewichtsbauten können mit direkten Fundamenten oder auf verformbaren Grundplatten erstellt werden. Im erstgenannten Fall muss ein Niveau erreicht werden können, welches vor jeder Erosion sichert. (Bild 12)
Im zweiten Falle verformt sich die Grundplatte entsprechend der Erosion solange, bis diese durch das wiedergefundene Gleichgewicht zum Stillstand kommt.

c) Beim Erstellen und Instandhalten von Kanälen werden die Reno-Matrizen sowohl für die volle wie für die teilweise Abdeckung des vom Wasser benetzten Bereiches eingesetzt. (Bild 13). Im Zuge von Versuchen, die in den Vereinigten Staaten durch das "Corps of Engineers" durchgeführt wurden, stellte sich heraus, dass eine solche Bauart eine Verkleidung aus losen Steinen (Blockwurf) von dreifacher Stärke ersetzt.



Bild 12: Klassisches Beispiel eines Längsschutzes einer durch Erosion bedrohten Fahrbahn.

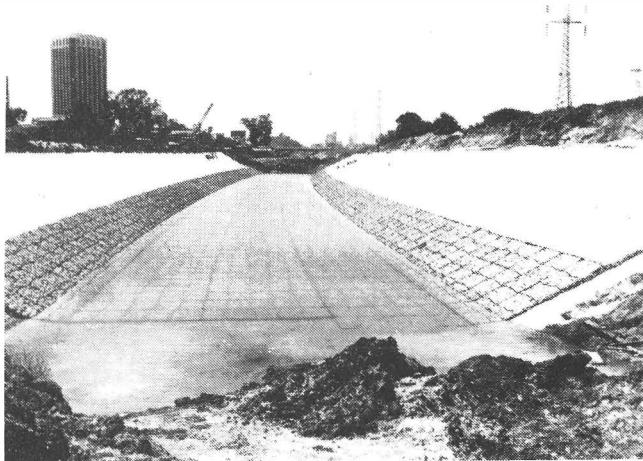


Bild 13: Abdeckung von Kanalufern durch Reno-Flussmatratten.

e) Abschliessend haben wir als neueste Anwendungsart der von Asphaltmastix-Verguss versiegelten Reno-Matratten die undurchlässige Verkleidung von Oberwasserböschungen an Erd- oder Steinschüttstaudämmen. Bekräftigt durch Laborversuche, hat sich diese Technik für die verschiedenartigsten Anwendungsmöglichkeiten als Alternative für die herkömmlichen Methoden zur Abdichtung von Schweregewichts-Staudämmen erwiesen. (Bild 14) Durch besondere Massnahmen lassen sich selbst beachtliche Höhen erreichen. Auch im Falle von Setzungserscheinungen am Dammkörper ist dank der Flexibilität der Matratten und des Asphaltmastix die erforderliche Sicherheit gewährleistet.

Obige Ausführungen sind inzwischen Gegenstand technischer Publikationen durch die "Officine Maccaferri" geworden.

Wir bleiben zur Verfügung aller Projektverfasser die weiteres Informationsmaterial erhalten möchten, und stellen die Erfahrung unserer Techniker gerne zur Verfügung.

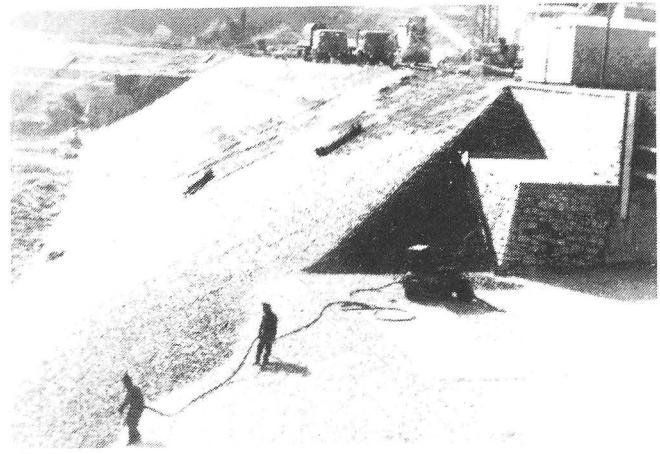


Bild 14: Schutzwand bergseits eines Erddamms mit Asphalt-mastix-Verguss versiegelten Reno-Flussmatratten, zur Abdichtung der Abdeckung.

Es ergibt sich somit eine augenfällige Einsparung, sowohl für das Bauwerk als auch für dessen Wartung. Während eine Verkleidung aus losen Steinen häufiger nachgefüllt werden muss, sind die Wartungskosten mit den Reno-Matratten praktisch unbedeutend, mit dem eindeutigen, technischen Vorteil, dass das Bauwerk durch seine Verformbarkeit beträchtliche Formänderungen ertragen kann, die als Folge von Sackungen bzw. Erosionen sowohl am Flussbett als auch an den Ufern entstehen können.

Eine neuartige Anwendungsart von Reno-Matratten, die mit einer Bitumenvergussmasse versiegelt wurden, hat als undurchlässige Verkleidung von schiffbaren Kanälen einen breiten Einsatz gefunden, wobei das Verlegen wasserseitig von einem Ponton oder einem Kran aus erfolgt.

Als bedeutendste Beispiele können wir einige Abschnitte des Nordostseekanals in Deutschland, den Kanalhafen in Ravenna oder den Po bei Volano in Italien erwähnen.

- d) In Salzseen, Lagunen, Meerbauwerken finden Gabionen mit zusätzlichen PVC-ummanteltem Draht bei der Sicherung von Stränden, von Küstenstrassen und beim Bau von kleinen Hafendämmen und Segelboothäfen Verwendung. Die ersten Bauwerke dieser Art, die vor über 25 Jahren entstanden, haben sich als wirksam und zeitbeständig erwiesen.

Adresse der Verfasser:

Dr. Ing. M. Branzanti
Technical Area Manager, S.p.A. Officine Maccaferri
Dr. Ing. R. Agostini
Technical Manager, S.p.A. Officine Maccaferri
I-40123 Bologna, Via Agresti, 6, casella postale 396

Korrosionsprobleme erdvergrabener Metalle*

von H. Böhni und F. Stalder

Grundlagen

Erscheinungsformen der Korrosion

Die Korrosionserscheinungen an metallischen Werkstoffen lassen sich in etwas vereinfachender Weise in drei verschiedene Erscheinungsformen unterteilen (Bild 1 und 2). Beim *Flächenangriff* erfolgt der Metallabtrag mehr oder weniger gleichmäßig über die gesamte Metalloberfläche, wobei im Mikrobereich gewisse Unterschiede auftreten können, die zu einer allgemeinen Aufrauhung der Metalloberfläche führen. Solche Korrosionsangriffe treten häufig bei wenig korrosionsbeständigen Werkstoffen wie etwa bei unlegierten Stählen unter homogenen Angriffsbedingungen auf, so zum Beispiel an der Atmosphäre oder auch in Erdböden. Naturgemäß bieten solche Angriffe bei nicht zu hohen Korrosionsgeschwindigkeiten wenig Schwierigkeiten, kann doch der Metallabtrag durch eine entsprechende Dimensionierung berücksichtigt werden.

Bei *lokalen Korrosionsangriffen* (Bild 1) hingegen sind die Angriffsverhältnisse weit weniger gut überblickbar. Charakteristisch für diese zweifellos häufigste Erscheinungsform der Metallkorrosion ist das gleichzeitige Auftreten aktiver (= korrodierender) und passiver (= geschützter) Oberflächenbereiche. Eine wesentliche Voraussetzung für die Art von Korrosionserscheinungen ist somit die Anwesenheit von Schutzschichten, welche lokal zerstört werden können. Der Korrosionsangriff kann dabei wie etwa bei der Lochfrasskorrosion mehr oder weniger statistisch verteilt überall auf der Metalloberfläche einsetzen oder sich auch gefügeabhängig auf die Korngrenzbeziehe beschränken (interkristalline Korrosion). In beiden Fällen ist der für eine Zerstörung des Werkstoffs notwendige Metallverlust wesentlich geringer als beim Flächenangriff. Allgemeine Angaben über den Metallabtrag ohne Berücksichtigung der lokalen Natur des Angriffs sind hier verständlicherweise nicht aussagekräftig.

Risskorrosionserscheinungen können grundsätzlich immer dann auftreten, wenn ein metallischer Werkstoff einer komplexen, das heißt chemischen und mechanischen Belastung ausgesetzt ist

(Bild 2). Die mechanische Belastung kann statisch (Spannungsrissskorrosion) oder auch dynamisch erfolgen (Schwingsrisskorrosion). Charakteristisch ist dabei der – zumindest makroskopisch – praktisch verformungslose Bruch des Werkstoffes, der infolge von Wechselwirkungen zwischen den elektrochemischen Korrosionsvorgängen an der Metalloberfläche, den metallkundlichen Eigenschaften des Werkstoffes und der einwirkenden mechanischen Belastung auftritt. Vom Werkstoff her ist zu erwähnen, dass im allgemeinen hochfeste Materialien eine größere Empfindlichkeit gegenüber Risskorrosionserscheinungen aufweisen. Ferner nimmt diese mit steigender mechanischer Belastung im allgemeinen ebenfalls zu. Im Bauwesen treffen diese Verhältnisse vor allem auf die Spannstähle zu, welche relativ empfindlich sind gegenüber Risskorrosionserscheinungen, speziell gegenüber der Wasserstoffversprödung. In der Praxis treten sie dabei häufig zusammen mit lokalen Korrosionsangriffen auf (Lochfrassinduzierte Wasserstoffversprödung).

Mechanismus der Korrosion

Korrosionsvorgänge bei metallischen Werkstoffen sind von wenigen Ausnahmen abgesehen stets *elektrochemische Vorgänge*. Die Gesamtreaktion kann dabei in gleichzeitig ablaufende Oxidations- und Reduktionsprozesse aufge-

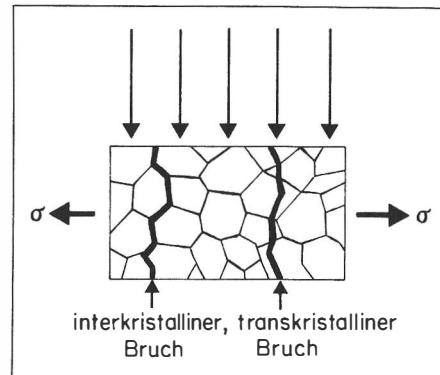
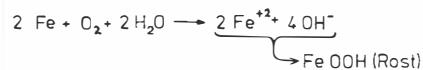


Bild 2. Erscheinungsformen der Korrosion: Risskorrosionserscheinungen bei komplexer Beanspruchung

Gesamtreaktion:



Teilreaktionen:

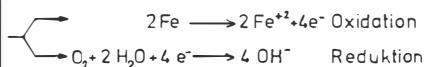
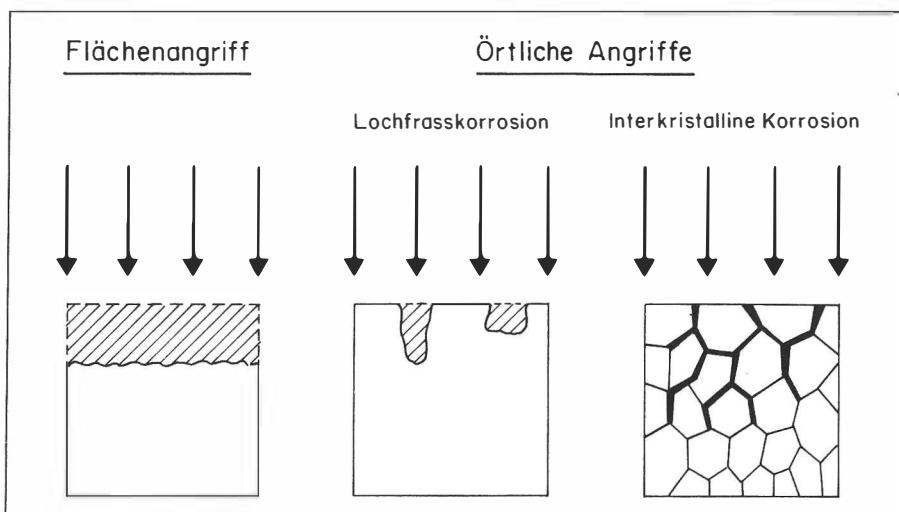


Bild 3. Reaktionsvorgänge bei der Korrosion von Stahl in neutralen, sauerstoffhaltigen Angriffsmitteln

teilt werden. Die bei der Metallauflösung frei werdenden Elektronen (= Oxidationsprozess) müssen aus Elektroneutralitätsgründen von einem im Angriffsmittel enthaltenen Oxidationsmittel aufgenommen werden (= Reduktionsprozess). In neutralen wässrigen Angriffsmitteln wirkt normalerweise der im Wasser gelöste Sauerstoff, in sauren Angriffsmitteln hingegen das Proton als Oxidationsmittel (Bild 3).

Bild 1. Erscheinungsformen der Korrosion: Flächenangriff und lokale Korrosionsangriffe



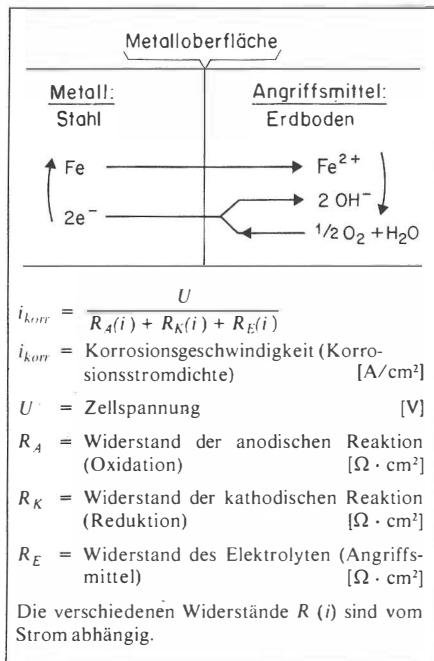


Bild 4. Korrosion als kurzgeschlossenes galvanisches Element

Tabelle 1.
Korrosionspotentiale von Stahl in Erdböden

Material	ε_{korr} [V]*
Sand	- 0,4
Lehm	- 0,8
Mischböden	- 0,6
Stahl/Beton	- 0,15

* Potentiale gemessen gegen die gesättigte Kupfer/Kupfersulfat-Bezugselektrode

Da sowohl das Metall wie auch das umgebende Angriffsmittel im allgemeinen elektrische Leiter sind, bilden Oxidations- und Reduktionsprozess – normalerweise auch als anodische und kathodische Teilreaktion bezeichnet – zusammen ein kurzgeschlossenes *galvanisches Element*, ähnlich einer Batterie (Bild 4). Im Falle einer gleichmässigen Korrosion erfolgt auf der Metalloberfläche die anodische Metallauflösung und der Reduktionsprozess gleichzeitig, jedoch in statistisch ungeordneter Verteilung. Der in diesem Element resultierende *Stromfluss* ist direkt ein *Mass für die Korrosionsgeschwindigkeit*, da beim eigentlichen Korrosionsvorgang Metallionen vom Metall ins Angriffsmittel wandern, was einem elektrischen Strom positiver Ladungsträger entspricht. Die Stromstärke und damit auch die Korrosionsgeschwindigkeit

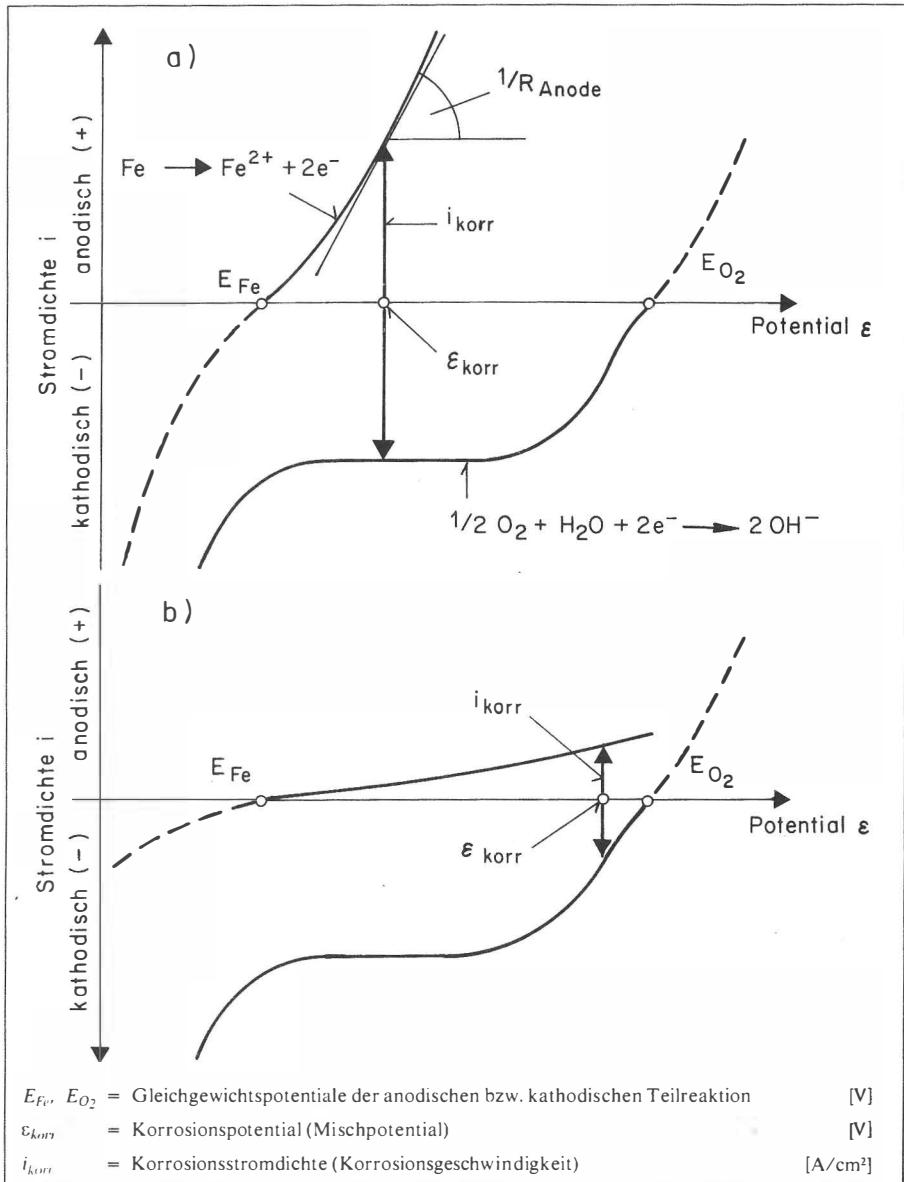


Bild 5. Stromspannungskurven und Korrosionspotential von Stahl
a) in einem Mischboden b) in Beton

keit werden von der *Zellspannung* des galvanischen Elementes und den *innern Widerständen* des Stromkreises bestimmt (Bild 4). Das Konzept des kurzgeschlossenen galvanischen Elementes ist auch für das Verständnis der möglichen Korrosionsschutzmethoden wichtig. Da in der Praxis die resultierenden Zellspannungen kaum wirkungsvoll beeinflusst werden können, muss versucht werden, den *innern Widerstand* des Elementes durch geeignete Massnahmen beim Werkstoff bzw. im Angriffsmittel *wesentlich zu erhöhen*.

Zur *Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit* sowie zur *Beurteilung des Korrosionsverhaltens* sind neben der Zellspannung vor allem ausreichende Kenntnisse über die elektrischen Widerstände der Teilvergänge erforderlich. Zu diesem Zweck bedient man

sich heutzutags vielfach Stromspannungskurven, wie das am Beispiel eines unter O_2 -Reduktion (O_2 -Typ Korrosion) korrodierenden Stahles in Bild 5 dargestellt ist. Aus dem Verlauf der *Stromspannungskurven der beiden Teilreaktionen* lassen sich die zugehörigen Widerstände bestimmen, welche zur Ermittlung der Korrosionsgeschwindigkeit notwendig sind. Besonders einfache und übersichtliche Verhältnisse erhält man bei der gleichmässigen Korrosion. Da der anodische und der kathodische Teilvergang unmittelbar nebeneinander ablaufen, ist der Widerstand und damit auch der ohmsche Spannungsabfall im Angriffsmittel gering und das Elektrodenpotential besitzt an jeder Stelle der Metalloberfläche denselben Wert. Da im aussenstromlosen Zustand die anodische und kathodische Stromdichte aus Elektroneutralitäts-

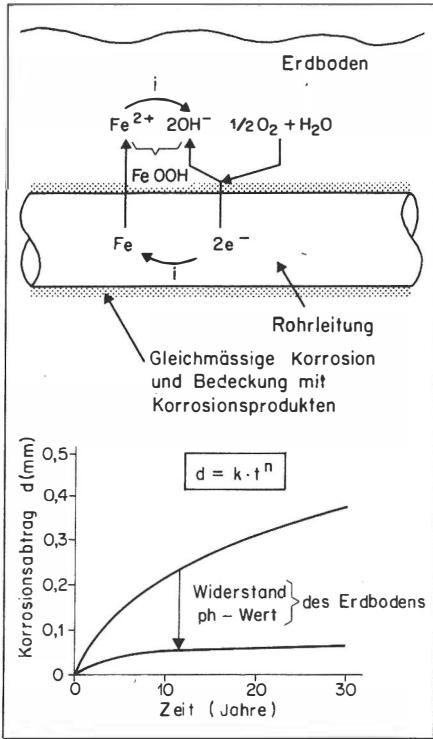


Bild 6. Korrosionsmechanismus bei homogenen Bodenverhältnissen: Mikroelementbildung

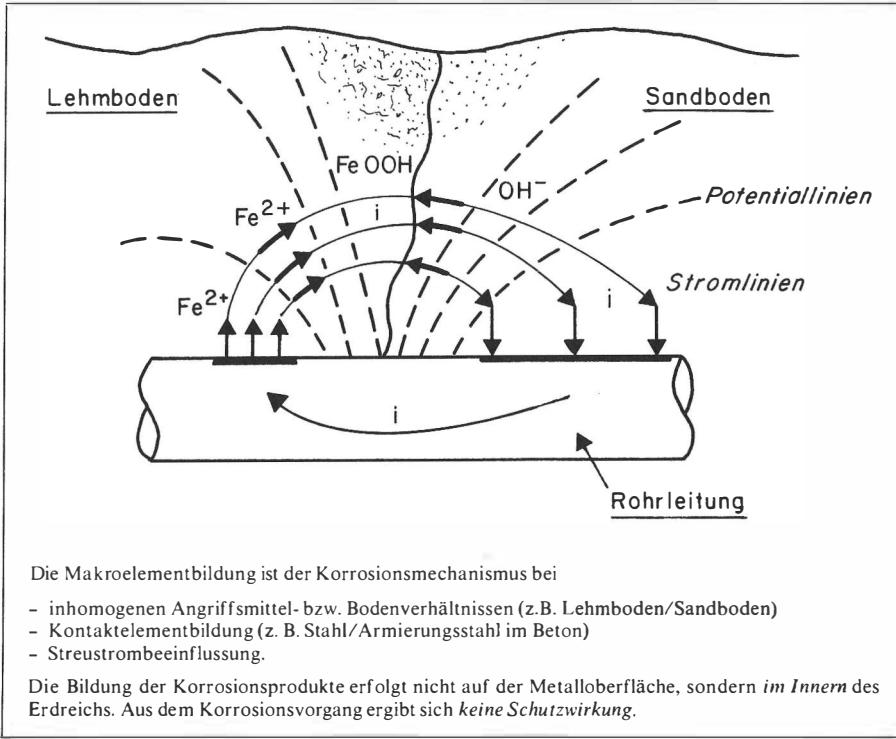


Bild 7. Makroelementbildung

gründen entgegengesetzt gleich gross sein müssen, lassen sich die resultierende Korrosionsstromdichte i_{korr} und das zugehörige Korrosionspotential ε_{korr} leicht graphisch ermitteln. Aus Bild 5 geht auch hervor, dass diese beiden Grössen vom Verlauf der Stromspannungskurven der beiden Teilreaktionen abhängen. In Tabelle 1 sind als Beispiele die Korrosionspotentiale von unlegiertem Stahl in verschiedenen Erdböden aufgeführt. Wie aus dieser Zusammenstellung hervorgeht, treten *beachtliche Unterschiede* auf, welche vor allem in Zusammenhang mit der *Makroelementbildung in Erdböden* von grosser Bedeutung sind.

Zur Bestimmung von Korrosionsgeschwindigkeiten auf elektrochemischem Wege verwendet man heute entweder Gleichstrom- oder Wechselstrommethoden (Tab. 2). Bei beiden Methoden ermittelt man die Korrosionsstromdichte aus dem *Polarisationswiderstand* R_p , welcher definiert gemäss dem Kehrwert der Neigung der Summenstromspannungskurve beim Korrosionspotential entspricht. Zwischen dem Polarisationswiderstand R_p und der Korrosionsstromdichte i_{korr} besteht folgende Beziehung:

$$i_{korr} = 0,434 \frac{b_a \cdot b_k}{b_a + b_k} \cdot \frac{1}{R_p} [\text{mA/cm}^2]$$

b_a und b_k sind Konstanten, die die Potentialabhängigkeit der anodischen und kathodischen Teilreaktion charakterisieren.

Mikro- und Makroelementbildung

Bei erdvergrabenen Metallen (z. B. unlegierte Stähle) kommt es bei *homogenen* Bodenverhältnissen in Anwesenheit von Wasser und Sauerstoff auf der Metallocberfläche normalerweise nur zur Bildung von *Mikroelementen* (Bild 6a). Da die anodischen und kathodischen Teilvorgänge nahe beieinander ablaufen, entstehen auch die Reaktionsprodukte unmittelbar nebeneinander. Die Metallocberfläche bedeckt sich in der Folge mehr oder weniger gleichmässig mit Korrosionsprodukten. Der zeitliche Verlauf des Metallabtrages (Bild 6 b), welcher sich im allgemeinen durch eine einfache Potenzfunktion darstellen lässt, zeigt, dass sich die *Korrosionsgeschwindigkeit* infolge der gebildeten Korrosionsprodukte *verlangsamt*. Allerdings werden die resultierenden Korrosionsgeschwindigkeiten stark von der Beschaffenheit des Erdbodens beeinflusst. Eine *erhöhte elektrische Leitfähigkeit* und *tiefe pH-Werte* verschlechtern das Korrosionsverhalten jedoch ganz erheblich, wie zahlreiche Untersuchungen im Labor und wie auch die Erfahrungen aus der Praxis zeigen.

Neben der Bildung von Mikroelementen entstehen bei erdvergrabenen Metallen hauptsächlich als Folge von inhomogenen Bodenverhältnissen oder von Kontakt elementen mit andern vergrabenen Metallen *Makroelemente*, welche das Korrosionsverhalten ganz ent-

scheidend beeinflussen können (Bild 7). Die anodischen und kathodischen Teilvorgänge laufen infolge der unterschiedlichen Potentialverhältnisse örtlich getrennt voneinander ab. Die entstehenden Reaktionsprodukte wandern entlang der vorherrschenden Stromlinien ins Erdreichinnere und die Korrosionsprodukte bilden sich erst in grösserer Entfernung von der Metallocberfläche. Die im anodischen Bereich korrodierte Oberfläche ist häufig *völlig blank* (Bild 8) und ein korrosionshemmender Einfluss der gebildeten Reaktionsprodukte kann nicht wirksam werden. Es kommt zu wesentlich *erhöhten Korrosionsgeschwindigkeiten*.

Tabelle 2. Elektrochemische Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit

$$\text{Gleichstrommethode: } R_p = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta I_S}$$

Wechselstrommethode:

$$Z = R_{\text{Elektrolyt}} + \frac{R_p}{I + j \cdot 2\pi \cdot f \cdot R_p \cdot C}$$

Z = Wechselstromimpedanz [Ω]

C = Doppelschichtkapazität [Farad]

f = Frequenz [s⁻¹]

R_p = Polarisationswiderstand = Steigung der Stromspannungskurve beim Korrosionspotential [Ω]

j = $\sqrt{-1}$

$R_{\text{Elektrolyt}}$ = ohmscher Spannungsabfall im Elektrolyt [Ω]

ε = Potential [V]

Neben der Makroelementbildung ist ausserdem auch auf das *Flächenverhältnis Kathode/Anode* zu achten. Bei grossflächigen Kathoden und kleinen Anodenflächen wird die anodische Stromdichte und damit die Korrosionsgeschwindigkeit zwangsläufig erhöht, wie aus dem Beispiel des Kontaktelementes Bauwerkarmierung/beschichtete Wasserleitung in Bild 9 hervorgeht. Der Armierungsstahl im Beton verhält sich infolge des vorhandenen Passivfilms sehr edel ($\epsilon_{korr} \sim -0,15$ Volt) und wirkt gegenüber dem unlegierten Stahl im Erdboden als grossflächige Kathode. Defektstellen und Poren in der beschichteten Wasserleitung hingegen sind stark gefährdete kleine anodische Bereiche. Durch ungünstige Kathoden/Anoden-Flächenverhältnisse können die *Korrosionsgeschwindigkeiten lokal* leicht um Grössenordnungen erhöht werden.

Zusammenfassung

- Die *Korrosionsvorgänge* im Erdboden sind *elektrochemischer Natur*. Sie können formal als kurzgeschlossenes galvanisches Element dargestellt werden.
- Die *Korrosionsgeschwindigkeit* hängt von der Beschaffenheit des Erdbodens ab. Wichtige Einflussgrössen sind: elektrischer Widerstand, pH-Wert, Wasser- und Sauerstoffgehalt, chemische Natur der gelösten Salze.
- Die *Makroelementbildung* infolge inhomogener Bodenverhältnisse oder auch infolge Kontaktelementbildung fördert die Korrosion.
- Ungünstige *Kathoden/Anoden-Flächenverhältnisse* erhöhen die Korrosionsgeschwindigkeit.

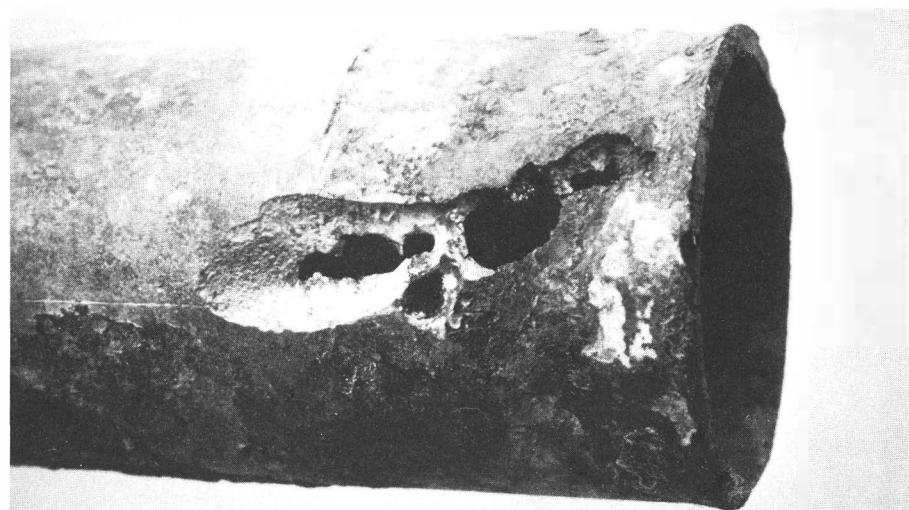


Bild 8. Blanke Angriffsstelle bei einem durch Makroelementbildung bewirkten Korrosionsangriff

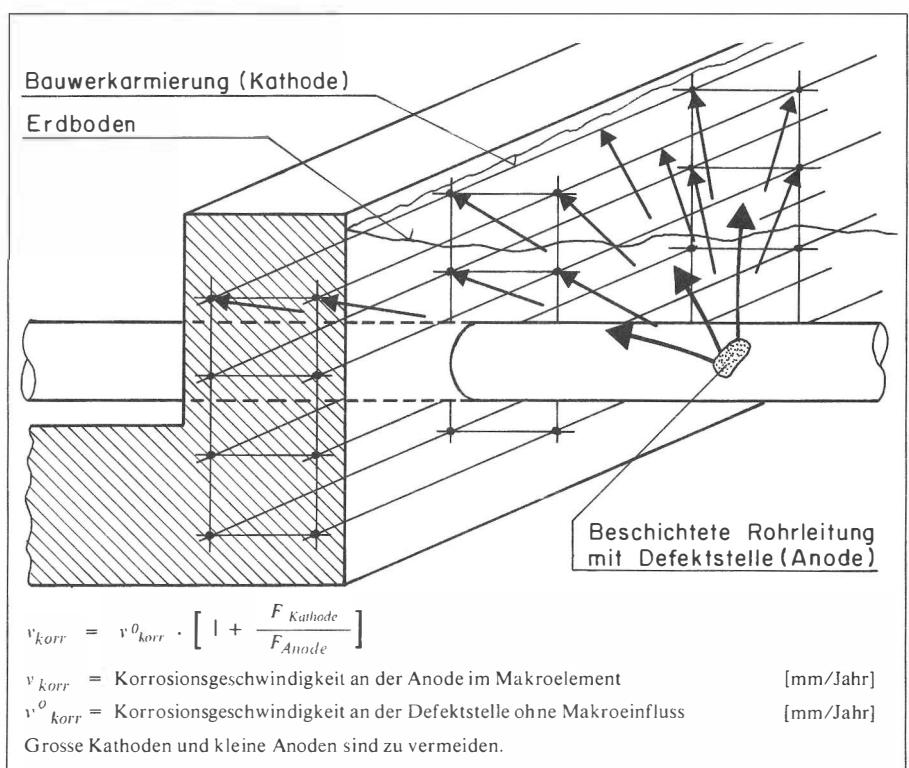


Bild 9. Einfluss des Kathoden/Anodenverhältnisses

Bauwerke aus bewehrter Erde: Korrosionstechnische Anforderungen

Werkstoffwahl für die Bewehrung

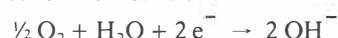
Die Lebensdauer der Bauwerke aus bewehrter Erde hängt von der Korrosionsbeständigkeit der Bewehrung ab. In der Praxis wurde aus der ganzen Palette von Werkstoffen wie Kunststoffe, Stähle, nichtrostende Stähle usw. *verzinkter Stahl* als Bewehrungswerkstoff ausgewählt. Mit diesem Werkstoff wurde eine bezüglich Korrosionsverhalten und Wirtschaftlichkeit *optimale Wahl* getroffen, falls bei der Konstruktion und beim Bau die im folgenden erwähnten Regeln eingehalten werden. Über das Korrosionsverhalten von ver-

zinktem Stahl im Erdboden liegen Erfahrungen von etwa 100 Jahren vor [1,2]. Die verschiedenen *Einflussgrössen*, die das Korrosionsverhalten bestimmen, sind heute bekannt. Durch Wahl eines geeigneten Erdreichs und durch bauliche Massnahmen kann eine *gewünschte Lebenserwartung mit Sicherheit* erreicht werden.

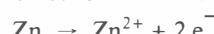
Korrosion von verzinktem Stahl im Erdboden

Die *elektrochemischen Reaktionen*, die bei der Korrosion von verzinktem Stahl im Erdboden ablaufen, sind in Bild 10

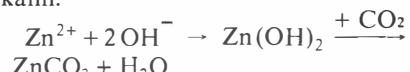
dargestellt. Nach dem Vergraben befindet sich der Boden in direktem Kontakt mit der Verzinkung (Bild 10a). Angegriffen wird die Verzinkung durch gelösten Sauerstoff (O_2) als Angriffsmittel und Wasser nach der folgenden kathodischen Teilreaktion:



Die Elektronen dafür stammen von der anodischen Zink-Auflösung:



Als Reaktionsprodukt entsteht Zinkhydroxid, das mit Kohlensäure (CO_2) in Zinkkarbonat umgewandelt werden kann.



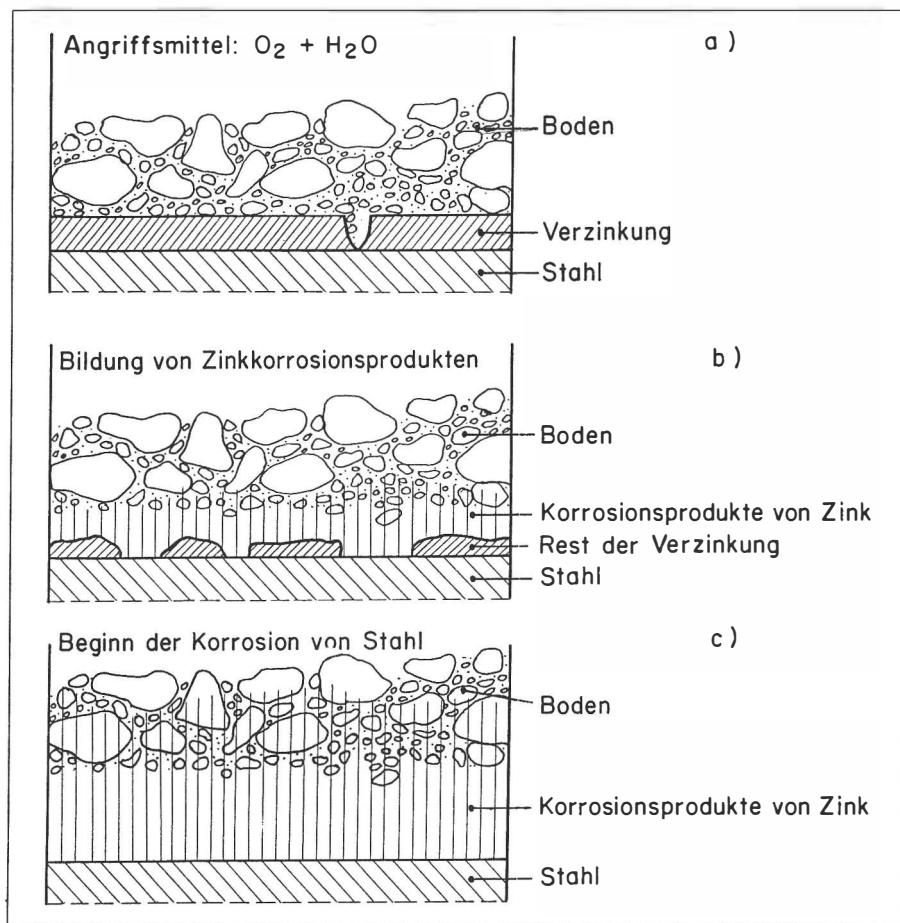


Bild 10. Angriffsmechanismus auf verzinkten Stahl im Erdboden

Da Zink *unedler* ist als Eisen, wird frei liegendes Eisen in Poren der Verzung kathodisch geschützt, d. h. Sauerstoff, der als Angriffsmittel an die freie Eisenoberfläche gelangt, wird dort durch Elektronen, die von der Zinkauf lösung stammen, reduziert.

Mit der Zeit wird die Zinkschicht auf der Stahloberfläche abgebaut (Bild 10b). Der kathodische Schutzmechanismus für den Stahl funktioniert, solange noch Reste der Verzung vorhanden sind. Beim Korrosionsvorgang (Umwandlung von Zink in Zinkhydroxid) findet eine *Volumenzunahme* um

den Faktor 3,6 statt. Dadurch wird das anstehende Erdreich von der Metalloberfläche weggedrückt und verdichtet. Zinkhydroxid dringt auch zwischen die Körner des Bodens ein und verklebt sie. Durch diesen Vorgang wird die Diffusion des angreifenden Sauerstoffs zur Metalloberfläche erschwert, die *Korrosionsgeschwindigkeit nimmt ab*.

Erst wenn die gesamte Zinkschicht weg korrodiert ist, kann die Korrosion des Stahls beginnen (Bild 10c). Der Stahl ist nun aber von einer verdichteten, mit Zinkhydroxid verklebten Bodenschicht umgeben. In dieser homogenisierten

Umgebung erfolgt der Korrosionsabtrag auf Stahl viel langsamer und gleichmässiger als bei einer direkten Einbettung von Stahl in Erdreich.

Die Korrosionsgeschwindigkeit von verzinktem Stahl im Erdboden erfolgt nach dem in Bild 6b erläuterten Zeitgesetz:

$$d = k \cdot t^n$$

Dabei bedeuten:

d = Abtrag in mm

t = Zeit in Jahren

k, n = von der Bodenzusammensetzung abhängige Konstanten

Aus Literaturdaten und eigenen Untersuchungen hat die *Terre Armée S.A.* die Konstanten k und n für verschiedene Bodenzusammensetzungen bestimmt. Für n wurden Werte zwischen 0,2 und 0,8 erhalten. Für ihre Bauwerke wird ein *Mittelwert* von 0,44 für das Erdreich angestrebt.

Die *Lebenserwartung eines Bauwerkes* kann mit Hilfe der Resultate in Bild 12 abgeschätzt werden. Beim angegebenen Beispiel wurde die Bewehrung mit einem Korrosionszuschlag von 1 mm versehen. Nach einer beidseitigen Abrostung von 0,5 mm weist die Bewehrung immer noch die aus statischen Gründen notwendige Dicke auf. Die Kurven von Bild 12 wurden nach der in Bild 11 dargestellten Methode ermittelt. Danach wird an die experimentell gemessene Kurve des Korrosionsabtrags als Funktion der Zeit nach 10 Jahren die Tangente gezeichnet und deren Steigung für die Extrapolation über längere Zeiträume verwendet.

Damit die Lebensdauer eines Bauwerkes nach dieser Methode ermittelt werden kann, setzt man voraus, dass der Korrosionsmechanismus effektiv nach dem in Bild 10 dargestellten Schema abläuft. *Makroelementbildungen* nach Bild 7, bei der die Korrosionsprodukte als Ionenstrom vom Ort ihrer Entstehung wegwandern und irgendwo zwi-

Bild 11. Korrosionsabtrag von verzinktem Stahl im Erdboden als Funktion der Zeit

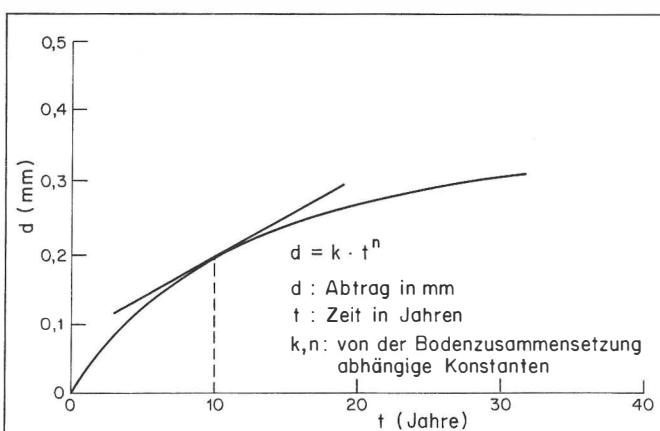


Bild 12. Korrosionsabtrag von verzinktem Stahl in Böden mit unterschiedlicher Zusammensetzung

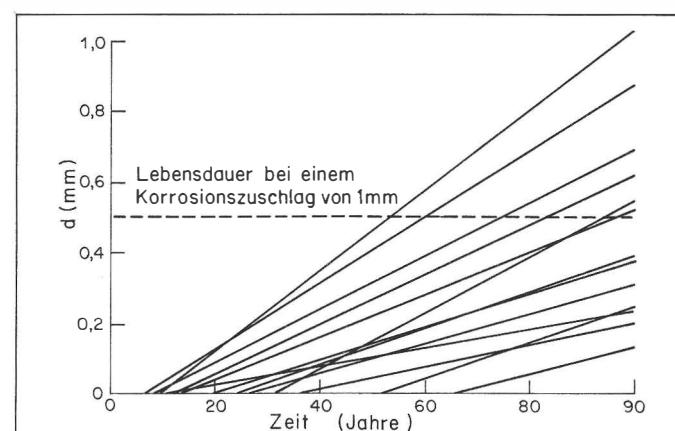


Tabelle 3. Einfluss der Einbettung auf die Korrosionsgeschwindigkeit in einem Makroelement

Makroelement		
Kathode:	Fundamerterder	
Anode:	beschichtete Wasser-Leitung	
	mit 1 cm ² Fehlstelle	
Bettung der Leitung		
Beispiel 1:	Betonkies	
Beispiel 2:	Lehm	
Formeln		
$i_{corr} = \frac{U}{R_A(i) + R_K(i) + R_E(i)} \approx \frac{\Delta \epsilon_K}{R_A(i)}$		
$R_A(i) \approx \frac{\rho}{2 \cdot d}$		
$\Delta \epsilon_K$ = Differenz der Korrosionspotentiale nach Tabelle 1		
d = Durchmesser der Fehlstelle in der Beschichtung		
ρ = spezifischer Bodenwiderstand		
v_K = Korrosionsgeschwindigkeit in mm/Jahr		
	Beispiel 1	Beispiel 2
Rohrbettung	Betonkies 300 Ωm $0,25 \text{ V}$ $0,0188 \text{ mA}$ $0,021 \text{ mm/a}$	Lehm 10 Ωm $0,65 \text{ V}$ $1,47 \text{ mA}$ $16,6 \text{ mm/a}$

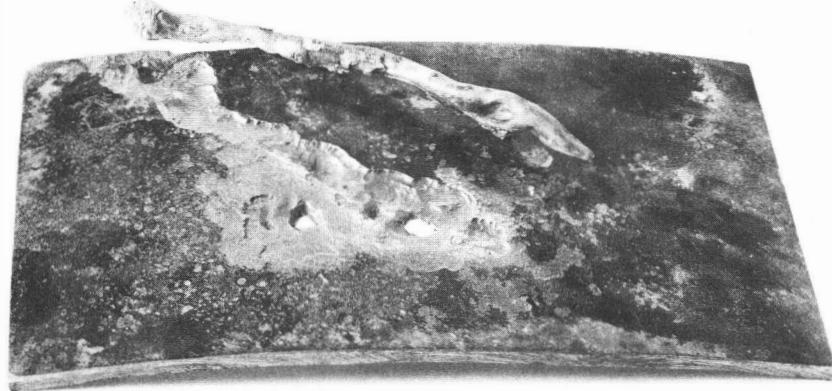


Bild 13. Korrosionsschaden an einem Öltank. Ursache: Makroelementbildung, verursacht durch einen faulen Ast

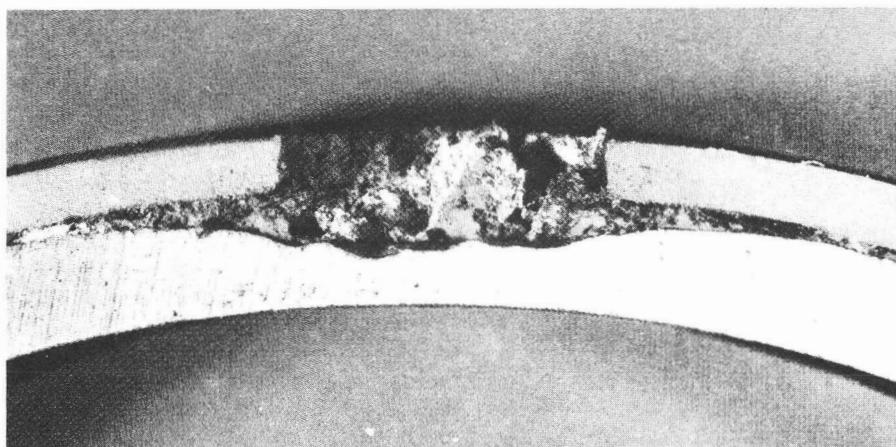
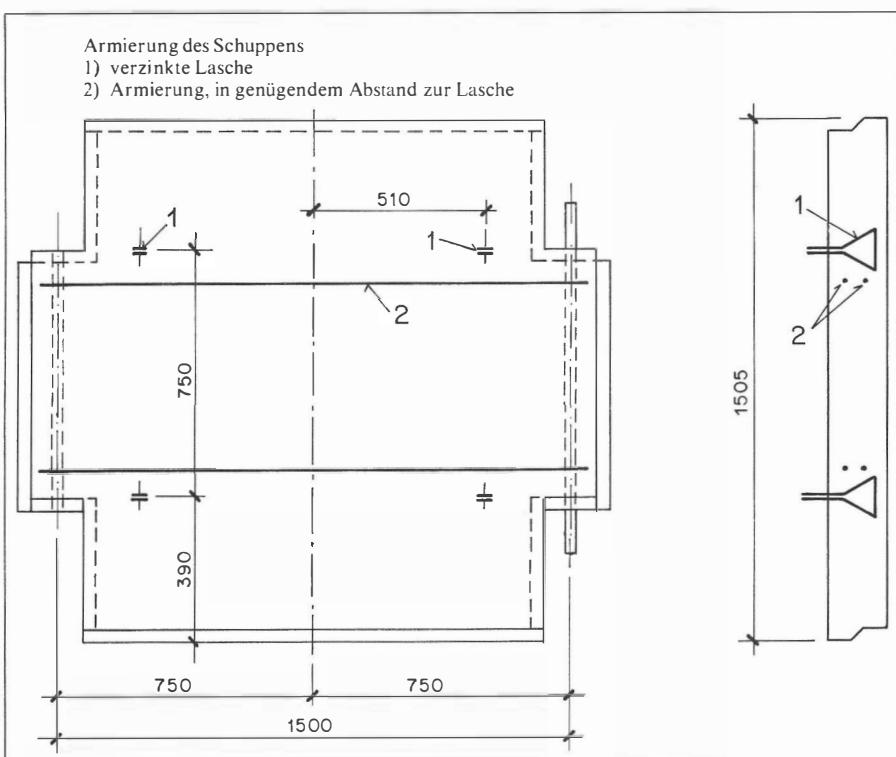


Bild 14. Korrosionsangriff, ausgelöst durch chloridhaltige Elmate aus Müllschlacke (nach [3])

Bild 15. Verhinderung der Makroelementbildung zwischen Bewehrung und Armierung des Schuppens durch konsequente Trennung der verzinkten Laschen von der Armierung



schen Anode und Kathode ausgeschieden werden, müssen deshalb *unbedingt verhindert* werden. Wie in Tabelle 1 dargestellt, können Makroelemente durch inhomogene Bettungen, die unterschiedliche Korrosionspotentiale ergeben, sowie durch elektrischen Kontakt mit andern Metallstrukturen entstehen. Um solche Makroelementbildungen auf jeden Fall zu vermeiden, muss die Zusammensetzung des Bodens die im folgenden Abschnitt zusammengestellten Forderungen erfüllen.

Anforderungen an die Zusammensetzung des Erdreichs

Damit die entstehenden Korrosionsprodukte die Korrosion verlangsamen können, muss die Zusammensetzung des Erdreichs *folgende Bedingungen erfüllen*:

pH-Wert

Der pH-Wert soll grösser als 5 sein.

pH > 5

Bei tieferen pH-Werten (d. h. in sauren Böden) entstehen lösliche Korrosionsprodukte. Eine Schutzschichtbildung ist deshalb nicht möglich.

Spezifischer Bodenwiderstand ρ

Die Bedingungen für den spezifischen Bodenwiderstand ρ lauten:

$\rho > 10 \Omega\text{m}$, für Bauten ausserhalb des Grundwassers

$\rho > 30 \Omega\text{m}$, für Bauten im Grundwasser

Der spezifische Bodenwiderstand begrenzt im Makroelement den Stromfluss zwischen Anode und Kathode. Da die Korrosionsgeschwindigkeit im Makroelement direkt proportional zum fliessenden Strom ist, kann durch eine Erhöhung des spezifischen Bettungswiderstandes die Auswirkung eines Makroelementes stark reduziert werden. In Tabelle 3 (Berechnungsbeispiel) wird die Hauptursache für Korrosionsschäden an Wasserleitungen, die Makroelementbildung mit Fundamentern dern, dargestellt (siehe auch Bild 9). Nach der in Bild 4 abgeleiteten Formel wird der Korrosionsstrom für eine Lehm- und eine Kiesbettung berechnet, wobei für die Zellspannung des Elementes die Differenz der Korrosionspotentiale nach Tabelle 1 eingesetzt wird. An einer Fehlstelle von 1 cm^2 erhält man an der Wasserleitung in der Lehmbettung eine Korrosionsgeschwindigkeit von $16,6 \text{ mm/a}$, an der Wasserleitung in der Kiesbettung eine Korrosionsgeschwindigkeit von $0,21 \text{ mm/a}$. Allein durch die Wahl der Bettung kann folglich die Korrosionsgeschwindigkeit um den Faktor 80 verändert werden.

Gehalt an organischem Kohlenstoff

Die Bedingung für den organischen Kohlenstoffgehalt lautet:

$$\text{TOC} < 100 \text{ ppm}$$

Die Erde darf keine organischen Stoffe wie Holz, Gras, Blätter usw. enthalten. Beim Faulen dieser Stoffe im Erdreich können örtlich anaerobe Bedingungen entstehen, die zu Makroelementbildungen führen können. Auch können beim Fäulnisprozess Säuren entstehen. Ein Angriff auf einen Öltank, der durch einen kleinen faulenden Zweig verursacht wurde, ist in Bild 13 dargestellt.

Gehalt an Sulfat

Bedingungen für den Sulfatgehalt:

$$\text{SO}_4^{2-} < 1000 \text{ ppm, für Bauten ausserhalb des Grundwassers}$$

$$\text{SO}_4^{2-} < 500 \text{ ppm, für Bauten im Grundwasser}$$

Sulfate sind der Nährboden für sulfatreduzierende Bakterien, die grosse Angriffsgeschwindigkeiten im Erdboden bewirken können. Ihr Wachstum kann durch eine Limitierung des Sulfatgehaltes verhindert werden.

Gehalt an Chlorid

Bedingungen für den Chloridgehalt:

$$\text{Cl}^- < 200 \text{ ppm, für Bauten ausserhalb des Grundwassers}$$

$$\text{Cl}^- < 100 \text{ ppm, für Bauten im Grundwasser}$$

Wie neue Untersuchungen von Petermann [3] gezeigt haben, kann durch die Anwesenheit von Chlorid das Korrosionspotential bis um 300 mV absinken, was in einer an und für sich homogenen Bettung zur Bildung von neuen Makroelementen führen kann. Die Konzentration von Chlorid muss deshalb begrenzt werden. Wesentlich ist aber auch, dass die Chloridkonzentration auch nachträglich, z. B. durch Streusalzeinwirkungen, nicht erhöht wird. Gegen ein Einsickern von salzhaltigen Wässern in die Bauwerke müssen deshalb besondere Massnahmen ergriffen werden. Bild 14 zeigt einen Korrosionsangriff, der durch chloridhaltige Müllschlacke verursacht wurde.

Konstruktive Anforderungen an das Bauwerk

Durch konstruktive und bauliche Massnahmen muss dafür gesorgt werden, dass sich an der Bewehrung keine Makroelemente bilden können. Folgende potentielle Gefahren sind vorhanden:

- Makroelementbildung zwischen der Armierung des Schuppens und der Bewehrung (Bild 15). Um eine solche Elementbildung zu verhindern, darf zwischen der Armierung des Schuppens und der Lasche für die Befestigung der Bewehrung *kein elektrisch leitender Kontakt* bestehen. Die Lasche muss aus verzinktem Stahl hergestellt sein.
- Makroelementbildung durch verschiedene Bodenarten. Diese Gefahr ist relativ gering, da das Bauwerk ja schichtweise aufgebaut wird. Die Vorschriften bezüglich des organischen Kohlenstoffgehaltes (faulendes Holz oder Blätter) müssen allerdings beachtet werden.
- Makroelementbildung durch unterschiedliche Bodenverdichtung. Bei den Schuppen dürfte die Verdichtung des Erdreichs kleiner sein als im Zentrum des Bauwerkes. Dadurch entsteht ein Makroelement mit der Ka-

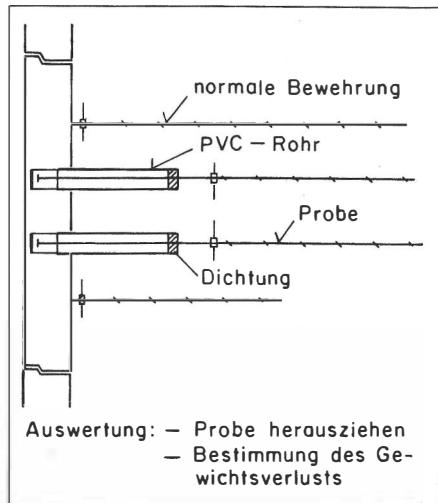


Bild 17. Überprüfung des Zustandes der Bewehrung durch Ausmessung von eingebauten Probestücken

thode bei den Schuppen und der Anode (Metallauflösung) im Zentrum. Die Korrosionsströme, die durch dieses Makroelement bewirkt werden, sind so klein, dass sie vernachlässigt werden können.

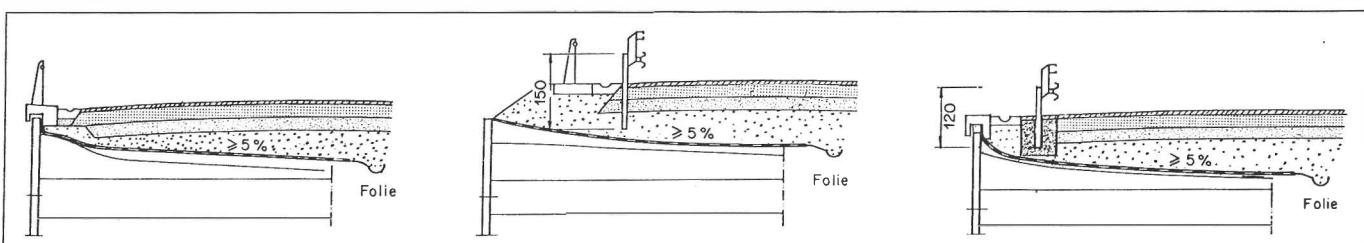
Auch während des Betriebes der Bauwerke dürfen sich *keine neuen Makroelemente* bilden. Damit das Bauwerk möglichst trocken bleibt und damit kein Streusalz eindringen kann, muss deshalb das Bauwerk oben mit Folien abgedichtet werden (Bild 16). Damit kein Spritzwasser von der Seite her in das Bauwerk eindringen kann, werden zwischen den Schuppen *Dichtungen* eingebaut.

Überwachung

Damit Bauwerke aus bewehrter Erde sicher betrieben werden können, muss der Zustand der Bewehrung überwacht werden können. Zu diesem Zweck werden pro Bauwerk 3 bis 4 Schuppen eingebaut, die je 4 Probekörper aus verzinktem Stahl enthalten (Bild 17). Diese Probekörper können aus dem Bauwerk gezogen werden. Durch Ausmessung der grössten Angriffstiefe sowie durch Bestimmung des Gewichtsverlustes kann das Ausmass des korrosiven Angriffes bestimmt werden.

In Zukunft kann der Zustand der Bewehrung mit zerstörungsfreien Messmethoden beurteilt werden. Die Korro-

Bild 16. Schutz der Bauwerke gegen eindringende Streusalze mit einer Folie



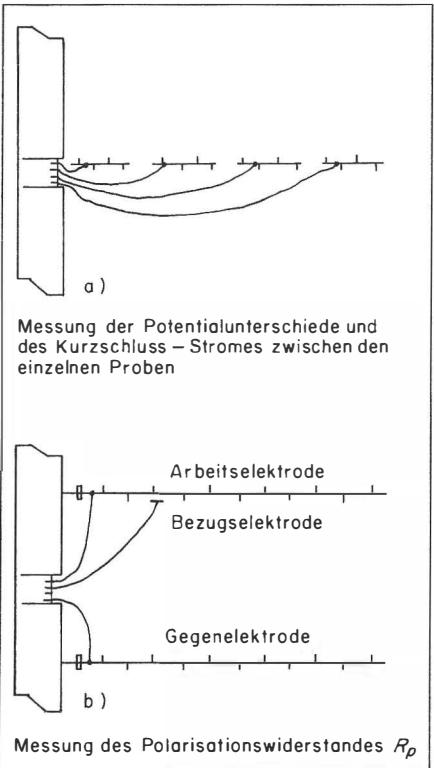


Bild 18 Kontrollmöglichkeiten der Zukunft
a) Feststellung der Makroelementenbildung längs eines Bewehrungsseitens
b) Zerstörungsfreie Messung der Korrosionsgeschwindigkeit

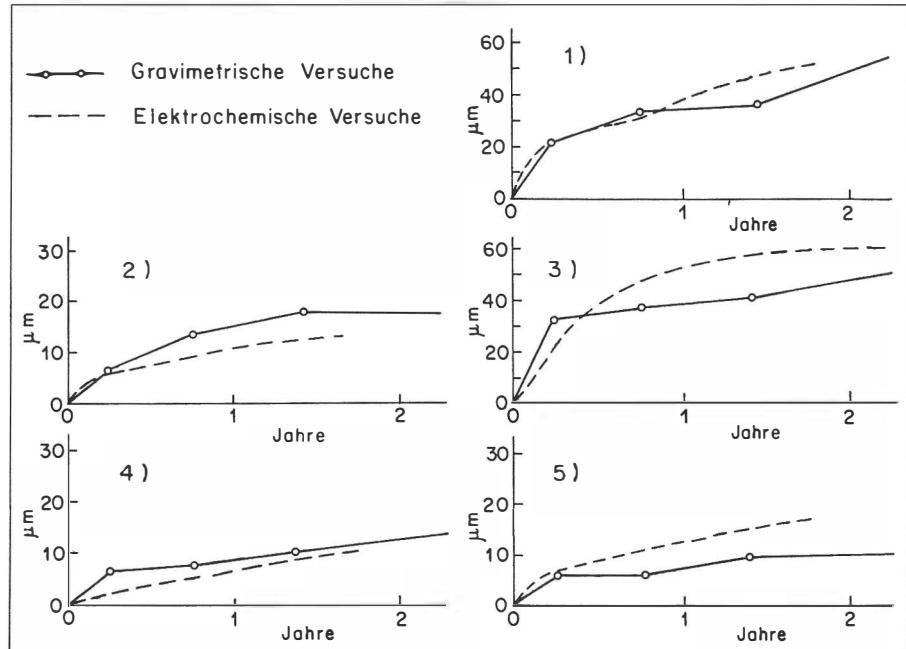


Bild 19 Vergleich der elektrochemisch ermittelten Werte für die Korrosionsgeschwindigkeit von verzinktem Stahl mit gravimetrisch bestimmten Daten



Bild 20 Versuchsbauwerk aus bewehrter Erde. Die speziell dünne Bewehrung wurde für eine Lebensdauer von 8 Monaten ausgelegt. Nach 9 Monaten ist das Bauwerk zusammengebrochen

Das Thema wurde von den Autoren an der Studententagung «Sonderbauwerke aus Lockergestein I (Bewehrte Erde und Gabions)» behandelt. Die Tagung fand am 6. März 1981 in Zürich statt und wurde von der Fachgruppe für Untertagebau (FGU) des Schweiz. Ingenieur- und Architektenvereins organisiert.

sionsgeschwindigkeit wird dabei durch Messung des Polarisationswiderstandes (Tabelle 2) ermittelt. Die Messanordnung ist in Bild 18 skizziert. Diese Methode wird zur Zeit im Labor erprobt. Zwischen traditionell ermittelten Werten aus Gewichtsverlustbestimmungen und elektrochemisch gemessenen Daten wird eine sehr gute Übereinstimmung erreicht (Bild 19).

Die Anwesenheit von Makroelementen kann mit einer Anordnung nach Bild 18a kontrolliert werden. Zur Kontrolle wird nur ein Voltmeter zur Bestimmung von Potentialdifferenzen sowie ein Ampère-Meter zur Messung des Kurzschluss-Stromes benötigt.

Zusammenfassung

Die Einflussgrößen, die das Korrosionsverhalten von Zink im Erdboden bestimmen, sind heute bekannt. Die

Korrosionsgeschwindigkeit kann mit Hilfe der Bodenzusammensetzung anhand der vorhandenen Daten mit grosser Genauigkeit abgeschätzt werden. So ist zum Beispiel ein Versuchsbauwerk in Spanien (Bild 20), das für eine Lebensdauer von 8 Monaten ausgelegt war, nach 9 Monaten zusammengebrochen.

Damit die gewünschte Lebensdauer erreicht wird, müssen die Anforderungen an die chemische Zusammensetzung des verwendeten Bodens eingehalten sowie die baulichen Massnahmen, die ein Eindringen von Salzwasser in das Bauwerk verhindern sollen, sorgfältig ausgeführt werden.

Die Überwachung der Bauwerke aus bewehrter Erde ist heute noch mit einem Aufwand und Problemen behaftet. Nach der Einführung der elektrochemischen Messmethoden wird aber die Überwachung der Bewehrung problemlos werden.

Literaturhinweise

- [1] Romanoff, M. (1957): «Underground Corrosion». NBS circular 579
- [2] Brachet, M. (1979): «Expérience et recherches concernant la durabilité des armatures de terre armée». Bull. liaison Labo. Pet. Ch., 25-39
- [3] Petermann, R. (1980): «Abklärung der Gefährdung erdverlegter, metallischer Rohrleitungen und Kabelmäntel durch Korrosion bei der Verwendung von Müllschlacke als Strassenbaumaterial». Gas – Wasser – Abwasser, 497-506
- [4] «Richtlinien zum Korrosionsschutz erdverlegter metallischer Anlagen bei Bauwerken oder andern Installationen mit Fundamentarmierungen oder Fundamenterdern». Korrosionskommission, SEV Zürich. 1976

N° 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Technologie und Einbringen der Bewehrten Erde

von A. Nabonne

A — TECHNOLOGIE

In der Technik der Bewehrten Erde werden 3 Komponenten angewendet:

- die Schüttung
- die Bewehrungen und das Verbindungs Zubehör (Bolzen usw.)
- die Verkleidung und das Zubehör.

Nachstehend werden die für diese drei Elemente angenommenen technologischen Lösungen untersucht.

A.1. — Die Schüttung

Ohne Rücksicht darauf, ob es sich um Material natürlichen oder industriellen Ursprungs handelt, muss es bestimmten, in zwei Klassen gegliederten Kriterien genügen:

- Geotechnische Kriterien. Diese ermöglichen nachzuprüfen, dass die Reibung zwischen Erde und Bewehrung, die Grundlage für diese Technik, einwandfrei sichergestellt ist, und dass das Einbringen unter einwandfreien Verhältnissen erfolgen kann.
- Chemische und elektrochemische Kriterien. Diese garantieren die Verträglichkeit des Schüttungsmaterials mit der Bewehrung und stellen die gewünschte Lebensdauer sicher.

		≤ 15%		Mechanisches Kriterium erfüllt			
		≤ 10%		Mechanisches Kriterium erfüllt			
Durchgang bei 80 µm	> 15% Durchgang bei 15 µm	10% bis 20%	HA - Bewehrungen	Winkel der inneren Reibung $\gamma \geq 25^\circ$	Mechanisches Kriterium erfüllt		
				Winkel der inneren Reibung $\gamma < 25^\circ$	UNBRAUCHBAR		
			Glatte Bewehrungen	Winkel der Reibung Boden - Bewehrung $\psi \geq 22^\circ$	Mechanisches Kriterium erfüllt		
				Winkel der Reibung Boden - Bewehrung $\psi < 22^\circ$	UNBRAUCHBAR		
		≥ 20%	UNBRAUCHBAR				

↑
1) Mechanisches Kriterium

WAHL DES SCHÜTTUNGSMATERIALS

2) Einsatzkriterium

- ↓. Grösste Elemente < 250 mm
 • Beschränkter Wassergehalt für wasserempfindliche Materialien (siehe R.T.R.)

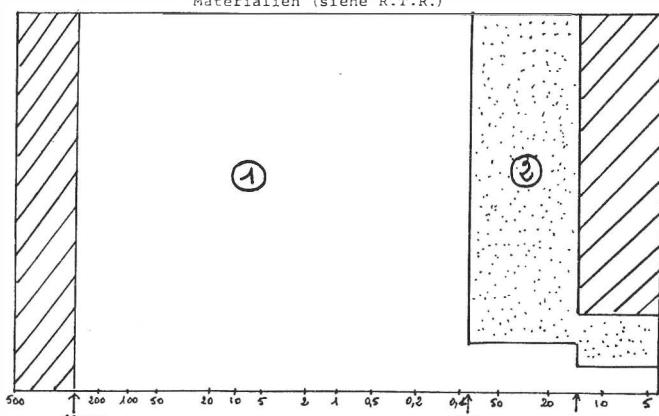


Fig. I

A.1.1. Geotechnische Kriterien (mechanische Kriterien und Einbringkriterien)

A.1.1.1. Mechanische Kriterien (s. Fig. 1)

Das einzige Grundkriterium ist der Winkel der inneren Reibung des Materials, der grösser als 25° sein muss. Dieser Versuch ist aufwendig und in der Praxis schwierig durchführbar. Dank den an Schüttungen, die für Bauwerke aus Bewehrter Erde verwendet wurden, im Laufe von mehr als 10 Jahren gesammelten Erfahrungen gelang es, eine Beziehung zwischen dem Reibungswinkel und der Körnung des Materials zu erhalten. Somit reicht es aus nachzuprüfen, ob der Durchgang bei 15μ kleiner als 10% ist, um sicher zu sein, dass dann der in der Scherbüchse unter den spezifischen Versuchsbedingungen für Bewehrte Erde gemessene Reibungswinkel grösser als 25° ist. Es existiert auch das Kriterium des Durchganges bei 80μ , wodurch eine Schlammung zur Korngrößenbestimmung vermieden werden kann.

A.1.1.2. Einbringkriterien (s. Fig. 1)

Es gelten die traditionellen Kriterien für das Schütten von Material d.h. für die Bewehrte Erde:

- Elementgrösse $\leq 250 \text{ mm}$
- Gehalt an Wasser nahe beim Proctor-Standard-Optimum.

A.1.2. Elektrochemische Kriterien (s. Fig. 2)

Bei diesen Kriterien wird die Leitfähigkeit des verwendeten Materials gemessen. Für jedes Kriterium werden zwei Werte definiert, je nachdem das Bauwerk im oder ausserhalb des Wassers ist.

Allgemein lässt sich sagen, dass die grosse Mehrheit der verwendeten natürlichen Materialien dieses Kriterium erfüllt. Überdies hat die Firma "LA TERRE ARMÉE" sehr rasche Baustellentests ausgearbeitet, die es ermöglichen sicherzustellen, dass das Material keine Anomalien zeigt.

CHEMISCHE UND ELEKTROCHEMISCHE KRITERIEN FUER DIE WAHL DES SCHUETTUNGSMATERIALS			
1) Wenn	$5 < \text{pH} < 10$ $1000 > \rho > 5000 \Omega \text{ cm}$	BRAUCHBAR	im Wasser falls Sulfide $< 100 \text{ mg/kg}$ ausserhalb des Wassers falls Sulfide $< 300 \text{ mg/kg}$
2) Wenn	$5 < \text{pH} < 10$ und $1000 < \rho < 5000 \Omega \text{ cm}$	BRAUCHBAR	im Wasser $\rho \geq 3000 \text{ cm}$ $[Cl^-] \leq 100 \text{ mg/kg}$ $[SO_4^{2-}] \leq 500 \text{ mg/kg}$ Sulfide $< 100 \text{ mg/kg}$ ausserhalb des Wassers $\rho \geq 1000 \text{ cm}$ $[Cl^-] \leq 200 \text{ mg/kg}$ $[SO_4^{2-}] \leq 1000 \text{ mg/kg}$ Sulfide $< 300 \text{ mg/kg}$
3) Wenn	$\text{pH} < 5$ oder $\text{pH} > 10$ $\rho < 1000 \Omega \text{ cm}$	UNBRAUCHBAR (selten)	
Zum Vergleich :		Meerwasser $\rho \approx 22 \Omega \text{ cm}$	
		Trinkwasser $\rho \approx 2500 \Omega \text{ cm}$	

Fig. 2

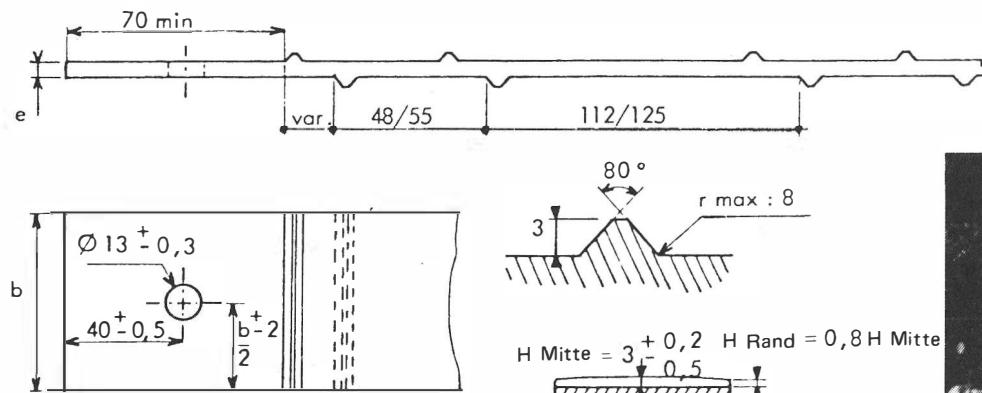


Fig. 3

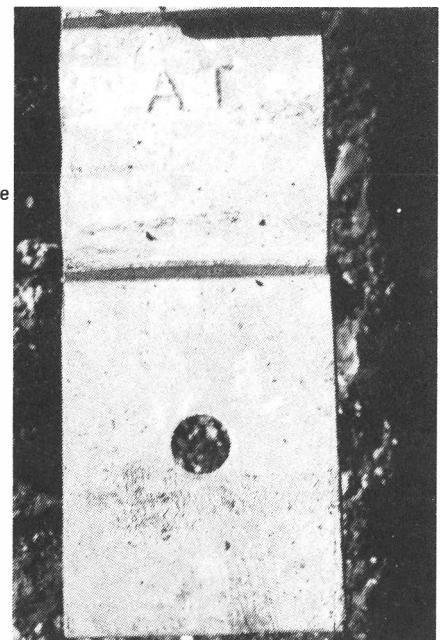


Photo 4: Bewehrung $60 \times 5 \text{ mm}$.

A.2. — Die Bewehrungen

Um die geforderte Funktion zu erfüllen, müssen die Bewehrungen folgenden Bedingungen genügen:

- hohe Zugfestigkeit
- geringe Deformierbarkeit unter Betriebslasten
- grosse Dehnung vor dem Bruch (Fehlen jeglicher Sprödigkeit)
- gute Reibung mit dem Boden
- ausreichende Dauerhaftigkeit.

Beim jetzigen Stand der Technologie ist es Flussstahl, welcher auf wirtschaftlich befriedigende Weise die ersten drei Bedingungen am besten erfüllt. Die bei glattem Stahl bereits sehr gute Reibung zwischen Boden und Bewehrung wird durch Hochadhäsionsstahl noch verbessert.

Die Dauerhaftigkeitsbedingung wird, wie dies der Artikel von MONTUELLE für die Korrosion von Metallen im Boden zeigt, dadurch erfüllt, dass die Bewehrungen feuerverzinkt werden.

Die verwendeten Bewehrungen bestehen aus geripptem, feuerverzinktem (minimal 5 g/dm²) Flussstahl E 24-1, mit einer Dicke von 5 mm und einer Breite von 40 oder 60 mm.

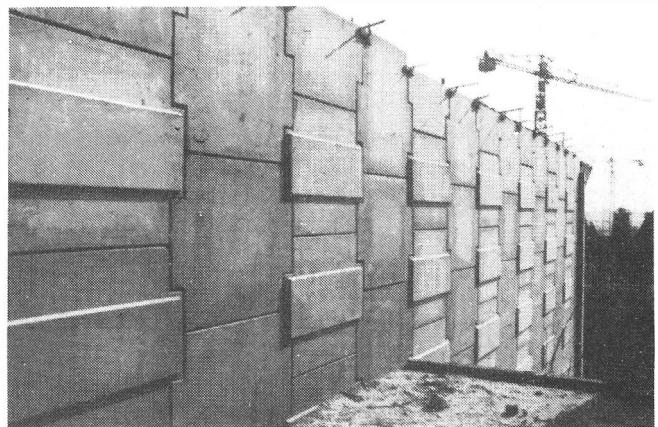


Photo 6: Schuppen mit Bossen

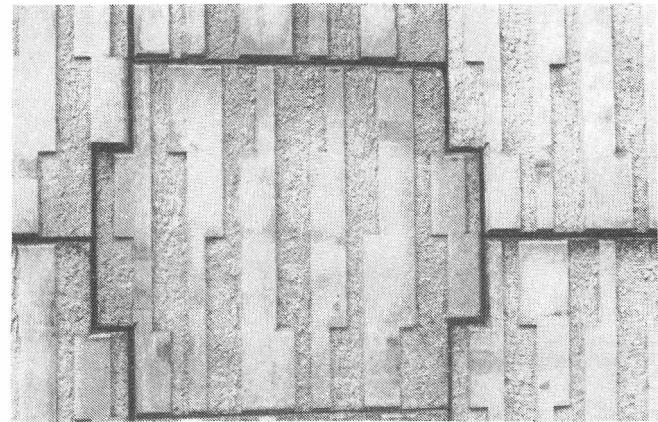


Photo 7: Antiplakat-Verkleidung

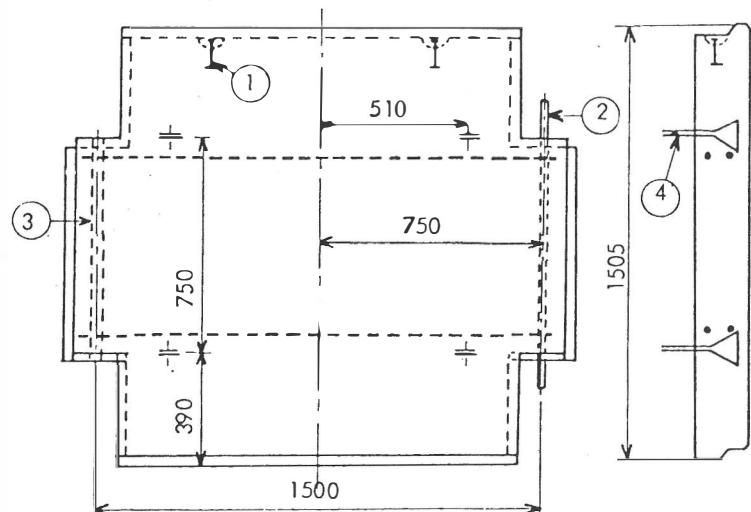


Fig. 5

Ohne das Grundkonzept zu ändern, erlaubt die Betonlösung die Realisation architektonischer oder farbiger Verkleidungen.

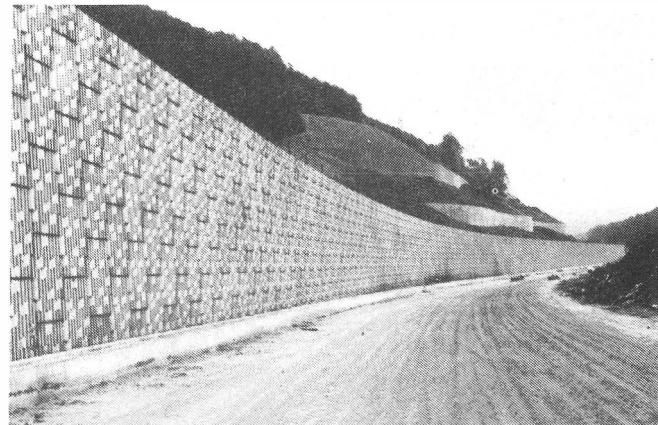


Photo 8: Architektonische Verkleidung

B — MONTAGE

Einer der grossen Vorteile der Bewehrten Erde ist die Einfachheit ihres Einsatzes. Jedoch darf diese Einfachheit uns nicht vergessen lassen, dass jedes Bauwerk aus Bewehrter Erde ein *Kunstbauwerk* ist und daher wohldefinierte Regeln beachtet werden müssen.

Bei Prüfung der einzelnen Bauphasen in chronologischer Reihenfolge gilt somit:

B.1 — Vor Eröffnung der Baustelle

- Untersuchung des Schüttungsmaterials, welches die bereits angegebenen Kriterien erfüllen muss,
- Geotechnische Untersuchung, Ausführungsplan (dieser Teil ist im Artikel von M. SEGRESTIN näher erläutert).

B.2 — Bei Eröffnung der Baustelle

- Der Gründungsboden muss den Ergebnissen der geotechnischen Untersuchung entsprechen,
- Sicherstellen der Entwässerung der Baustelle und der Ableitung, um einen gesunden Baugrund zu erhalten.

B.3 — Die verschiedenen Einbauphasen

Der Einbau ist charakterisiert durch die Abhängigkeit der Montage- und Schüttungsphasen.

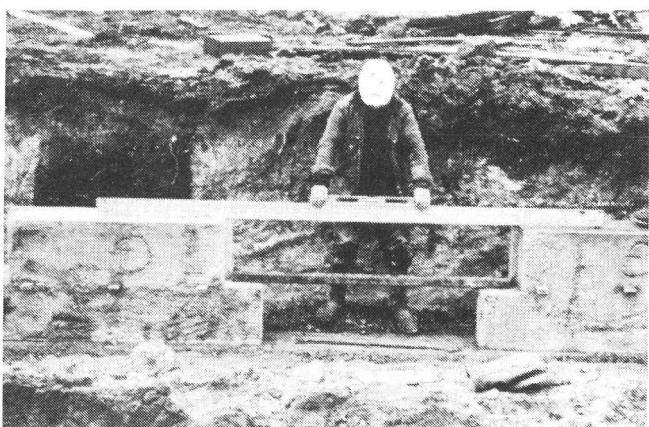


Photo 9: Verkeilung 1/2 Schuppe unten

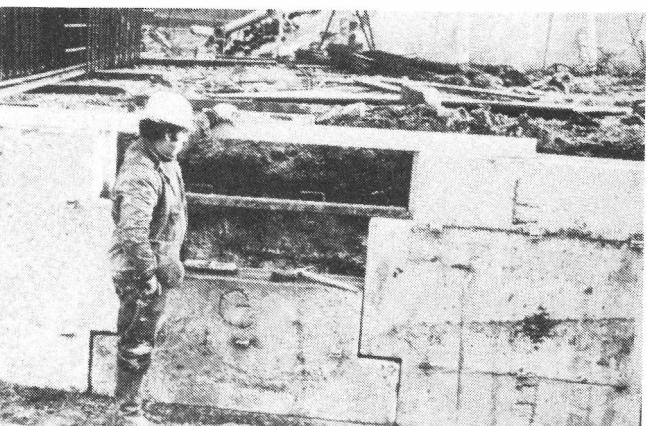


Photo 10: Verkeilung ganze Schuppe unten



Photo 11: Anschluss der Bewehrungen



Photo 12 : Bewehrungslage verlegt



Photo 13: Schüttung



Photo 14: Verdichten bei der Verkleidung

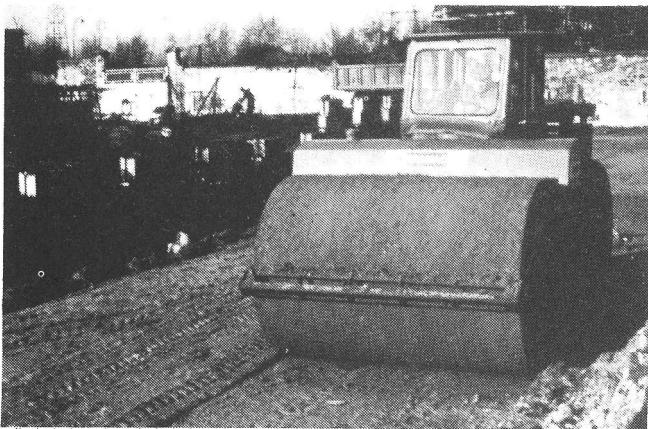


Photo 15: Verdichten im vollen Querschnitt

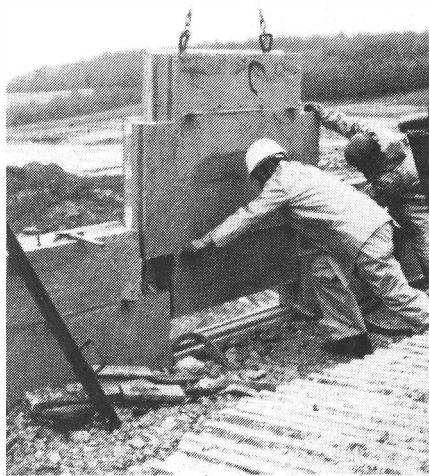


Photo 18: Einbauen der Betonschuppen der nächsten Reihe

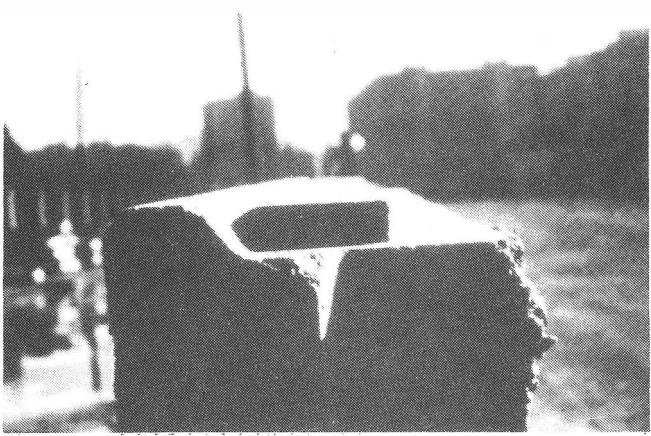


Photo 16: Horizontalfuge zwischen Betonschuppen

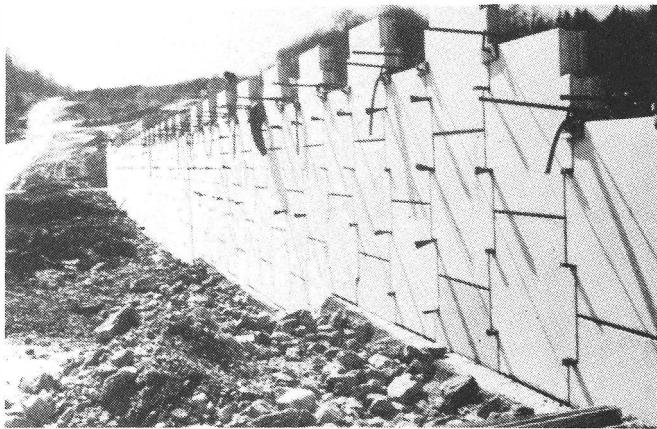


Photo 19: Provisorisches Verkeilen der Betonschuppen mit Keilen und Zwingen



Photo 17: Vertikalfuge mit Einlage aus Schaumstoff

B.4 — Leistungsfähigkeit

Die mittlere Leistungsfähigkeit eines Montagetrupps bestehend aus :

- 1 Chef
- 4 bis 5 Arbeitern
- 1 Hebezeug samt Bedienungsmann, kann wie folgt geschätzt werden:
 - im Falle von kleinen Bauwerken, die schwierig zugänglich sind, 15 Besonschuppen pro Tag (d.h. 30 m² pro Tag)
 - im Falle von kleinen Bauwerken, die schwierig zugänglich sind, 15 Betonschuppen pro Tag (d.h. 30 m² pro Tag)

In diesen Zahlen ist die Zeit berücksichtigt, die für das Abladen, Lagern, Montage und Ausrichten aller vorfabrizierten Elemente (Betonschuppen, Bewehrungen, Bolzen, Fugenmaterial) erforderlich ist. Das Einbringen der Schüttung ist nicht mitinbegriffen.

Adresse des Verfassers:

Alain Nabonne
Société Terre armée S.A.
52, quai de Dion Bouton
F-92806 Puteaux Cédex

Nº 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
Studientagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich	

Überwachung und Kontrolle von Bauwerken aus Bewehrter Erde

von S. Amar

EINLEITUNG

Zufolge ihrer Konzeption hat die Technik der Bewehrten Erde rasch eine bedeutende Entwicklung erfahren.

Auf dem uns interessierenden Strassenbaugebiet war diese Entwicklung sehr schnell und die gemäss dieser Technik für Strassen und Autobahnen gebauten Stützmauern und Brückenwiderlager sind äusserst zahlreich.

Da es sich um relativ neue Bauwerke handelt, verfügt man nur über wenig Angaben betreffend ihre Pathologie. In der Mehrzahl der Fälle war ihr zeitliches Verhalten befriedigend.

Wie alle Kunstbauwerke müssen Bauwerke aus Bewehrter Erde während ihrer ganzen Lebensdauer sorgfältig überwacht werden, damit die Sicherheit der Benutzer und von Dritten jederzeit gewährleistet ist.

Damit diese Überwachung wirksam ist, ist es einerseits erforderlich, die Ursachen und Arten von Störungen zu kennen, die bei diesen Bauwerken auftreten können und andererseits die Etappen und Modalitäten dieser Überwachung festzulegen.

Das französische Transportministerium ist im Begriff, eine "Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art" (Technische Anleitung für die Überwachung und Wartung von Kunstbauwerken) herauszugeben, die aus mehreren Heften bestehen wird, und zwar aus je einem für jeden grösseren Bauwerkstyp.

Ein Band wird Bauwerke aus Bewehrter Erde behandeln. Nachstehend werden hier die Hauptbestimmungen angegeben.

Im Ausführungsstadium:

Die Ausführungsphase von Bauwerken aus Bewehrter Erde ist sehr wichtig. Sie muss fachmännisch geleitet werden, andernfalls können Störungen auftreten. Die möglichen Ursachen solcher Störungen können sein:

- Das Material der Schüttung stimmt nicht mit dem im Planungsstadium gewählten überein;
- Durch eine unfachmännische Lagerung der Bewehrungen und Verkleidungen können Beschädigungen auftreten;
- Unfachmännische Ausführung der Magerbetonsohle und unzulängliche Kontrolle der Baugrube vor dem Betonieren derselben.
- Unfachmännische Montage der ersten vorfabrizierten Elemente der Verkleidung;
- Fehlen oder schlechte Befestigung der Bewehrungen an den Anschlusslaschen der Verkleidung;
- Abgleichen und Verdichten der Schüttung ungenügend;
- Verwendung schwerer oder nicht angepasster Bodenverdichtungsgeräte, die zu nahe bei der Verkleidung zum Einsatz kommen;
- Im Falle von Widerlagern, Fehlen oder Ungenügen der behandelten Bodenschicht, auf welcher das Auflager aufruht;
- Beschädigung des Entwässerungssystems während des Einbringens der Schüttung;
- Fehlende Fugenprofile in der Verkleidung.

Wassereinwirkung:

Ist kein wirksames Entwässerungssystem vorhanden, so dringt Wasser in den Baukörper aus Bewehrter Erde ein und durchtränkt diesen, wodurch sich nachstehende Folgen ergeben können:

- Zunahme der Druckkräfte;
- Zunahme des Gewichtes des Baukörpers;
- Verschlechterung der mechanischen Kennwerte des Schüttungsmaterials;
- Abnahme der Reibung zwischen Boden und Bewehrung;
- Erhöhung des Korrosionsrisikos für die Bewehrungen.

Je nach den im Wasser enthaltenen Verunreinigungen, wie beispielsweise Streusalz, kann zudem die Korrosion beschleunigt werden.

Alle diese Wirkungen tragen dazu bei, die Stabilität des Bauwerkes und seine Lebensdauer herabzusetzen.

Korrosion der Bewehrungen:

Die Korrosion der Bewehrungen kann durch Faktoren beschleunigt werden, die zum Zeitpunkt der Planung nicht berücksichtigt worden sind. In bestimmten Fällen, wenn die

BEMERKUNGEN ZU DEN URSACHEN UND DER ART VON STÖRUNGEN

Ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit erheben zu wollen, wird im folgenden eine Liste von Ursachen für Störungen angegeben, die sich eines Tages bei Bauwerken aus Bewehrter Erde ergeben könnten.

Ausser Unfallursachen (Aufprall von Fahrzeugen, Erdbeben usw.) können möglichen Störungen zahlreiche andere Ursachen zugrunde liegen, von denen wir nachstehend folgende anführen:

Im Planungsstadium:

- Ungenügende Kenntnisse über den Gründungsboden;
- Unterschätzen der am Bauwerk angreifenden Kräfte, vor allem des aktiven Erddruckes;
- Überschätzen des Reibungskoeffizienten zwischen Erde und Bewehrung, was eine innere Unterdimensionierung des Bauwerkes bewirkt (ungenügende Anzahl Bewehrungen);
- Fehlende oder ungenügende Entwässerung;
- Schlechte Wahl des Schüttungsmaterials;
- Schlechte Abschätzung der Korrosionsrisiken.

Bewehrungen vollständig korrodiert sind, können die Störungen oder Beschädigungen zu einer vollständigen Zerstörung des Bauwerkes zufolge innerer Unstabilität führen.

Art der Störungen

Die Störungen, die am häufigsten Bauwerke aus Bewehrter Erde beeinträchtigen, sind:

- Abnormale Setzungen des ganzen Bauwerkes oder eines Teiles davon;
- Horizontale Verschiebungen der Verkleidung (Windschiefheit, Ausbauchungen);
- Risse in oder Bruch von Verkleidungselementen aus Beton;
- Abgeschlagene Kanten oder Absplitterungen;
- Risse in oder Aufplatzen von Elementen im Falle einer metallischen Verkleidung (Fig. 1);
- Lokales Absacken des Planums, oft erkennbar durch das Vorhandensein von Wasserlachen;
- Austreten von Wasser und/oder Schüttungsmaterial durch die Fugen der Verkleidung;
- Risse in oder Bruch der Entwässerungsgräben, des Wassersammel- und -ableitsystems.

Wenn die Korrosion der Bewehrungen tief und sehr umfangreich ist und der grösste Teil der Bewehrungen des Baukörpers aus Bewehrter Erde davon betroffen ist, können an der Verkleidung sichtbare Schäden wie Ausbeulen oder "Aus-den-Fugen-treten" der Betonschuppen auftreten. Diese Erscheinungen sind an einem Versuchsbauwerk beobachtet worden. Im Gegensatz dazu, wenn die Korrosion der Bewehrungen nur oberflächlich ist, sind äussere Schäden nicht feststellbar.

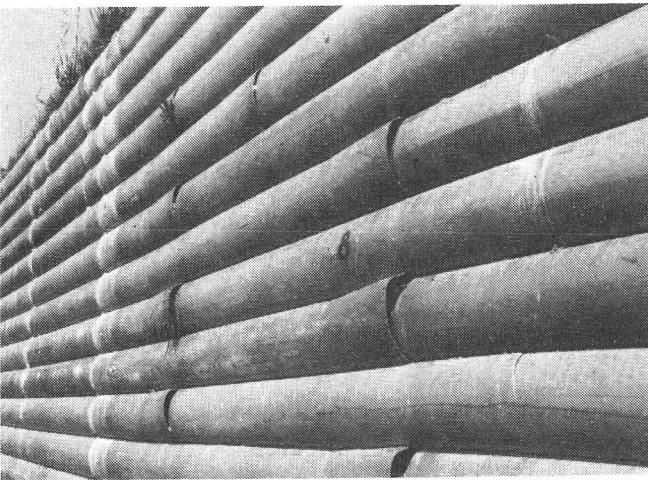


Fig. 1 — Reissen und Aufplatzen von Metallelementen

ÜBERWACHUNG VON BAUWERKEN AUS BEWEHRTER ERDE

Gemäss der Broschüre "Bauwerke aus Bewehrter Erde — Empfehlungen und Stand der Technik" [1], fußt die allgemeine Organisation der Überwachung aller in Betrieb genommenen Kunstbauwerke auf:

- einer laufenden oder kontinuierlichen Überwachung,
- im allgemeinen jährlichen Besuchen,
- periodischen oder ausserordentlichen Detailinspektionen.

Diese drei Etappen der Überwachung von im Betrieb stehenden Bauwerken unterscheiden sich gleichzeitig durch ihre Periodizität, ihren zeitlichen Umfang, den Umfang der eingesetzten

technischen und finanziellen Mittel und durch die Qualität des ausführenden Fachpersonals.

Jahresbesuche und Detailinspektionen bilden Gegenstand von Protokollen, die nach ihrer Auswertung in das Bauwerksdossier eingeordnet werden.

Die verschiedenen Überwachungsstufen von im Betrieb befindlichen Bauwerken:

• Die kontinuierliche Überwachung

Die kontinuierliche Überwachung besteht aus häufigen (meist rein visuellen), aber nicht besonders eingehenden Prüfungen des Bauwerkes. Sie erfolgt unter Einhaltung von möglichst wenig Formalitäten und durch Personal, das nicht notwendigerweise über eine Spezialausbildung verfügt.

Dieses damit beauftragte Personal muss jede sich bietende Gelegenheit ausnutzen, um das betreffende Bauwerk zu überprüfen, wie beispielsweise:

- Eröffnung einer Baustelle in der Einflusszone des Bauwerkes;
- nach grösseren Regenfällen;
- nach Unfällen am Bauwerk;
- anlässlich von Routine-Besichtigungsreisen usw.

Diese Überwachung muss es ermöglichen, im Falle von Unregelmässigkeiten im Verhalten des Bauwerkes oder seines Zustandes so früh als möglich einen Alarm auszulösen.

Obwohl diese Art der Überwachung im allgemeinen nicht dazu Anlass gibt, ein Protokoll aufzusetzen, wird empfohlen, in Fällen, in denen schwerwiegende Unregelmässigkeiten festgestellt wurden, diese in einer detaillierten Aktennotiz festzuhalten. Die mit dem Datum versehene Aktennotiz ist in das Dossier des Bauwerkes einzurichten, nachdem der für die Überwachung verantwortliche Ingenieur davon Kenntnis genommen hat.

Anlässlich dieser kontinuierlichen Überwachung sollten die Ausrichtung, die Windschiefheit, der Zustand der Verkleidungen sowie der Zustand der abgestützten Strasse oder des Erdplanums kontrolliert werden. Es ist darauf zu achten, dass keine unvorhergesehnen Belastungen an der Krone von Stützbauwerken und vor allem nahe bei den Verkleidungen auftreten.

• Jährliche Besuche

Die jährlichen Besuche werden durch den mit der Überwachung betrauten Ingenieur organisiert. Diese Besuche sind normalerweise vorausgeplant, ausgenommen den Fall der Aufdeckung einer Anomalie anlässlich von Begehungen oder von Unterhaltsarbeiten am betreffenden Bauwerk.

Der Umfang dieser Besuche hängt von der Art und der Wichtigkeit des jeweiligen Bauwerkes ab.

Man kann diese Besuche beispielsweise, mindestens während der ersten Jahre, für alle Bauwerke aus Bewehrter Erde vorsehen, bei denen eine oder mehrere der nachstehend angeführten Besonderheiten vorhanden sind:

- Bauwerk mit aussergewöhnlichen Abmessungen (insbesondere aussergewöhnlicher Höhe) oder neuartiger Konzeption;
- Auf stark zusammendrückbarem Boden gegründetes Bauwerk;
- Auf Karst- oder Kavernengelände oder in Zonen mit Bergwerkssenkungen gegründetes Bauwerk;
- Auf instabilem oder einem sich an der Stabilitätsgrenze befindlichem Hang errichtetes Bauwerk;
- Bauwerk, dessen Verhalten wichtige Nachbarbauten in direkter Weise beeinflusst;

- Bauwerk, das eine abnormale Korrosion der Bewehrungen zeigt, entdeckt anlässlich der Spezialüberwachung mit Kontrollmustern für die Dauerhaftigkeitsprüfung.

Bei diesen Besuchen muss eine eingehende, visuelle Prüfung aller leicht zugänglichen Teile des Bauwerkes möglich sein, die zu Unregelmässigkeiten tendieren. Dabei kommen jedoch nur sehr beschränkte Kontrollmittel zum Einsatz wie:

Senklot, Riss-Messgerät, Metermass, erforderliches Material zum Einbauen von Kontrollmustern für die Dauerhaftigkeitsprüfung, Photoapparat usw.

Diese Prüfung muss beispielsweise folgendes umfassen:

- *Vorrichtungen für die Entwässerung und den Wasserabfluss*
- Überprüfung des einwandreien Funktionierens der Gesamtheit dieser Vorrichtungen;
- Kontrollieren, ob bei Widerlagern nicht Wasser aus den Fugen bei der Brückenplatte austritt;

— *Verkleidung*

- Die Fluchtlinie, Lothaltigkeit und den Zustand der Verkleidung sowohl im Falle von Betonschuppen als auch bei metallischen Verkleidungen überprüfen;
- Die Entwicklung von alten Rissen oder Deformationen verfolgen;
- Die seit dem letzten Besuch aufgetretenen Risse notieren. Bei einer übermässigen Windschiefheit der Verkleidung oder einer selbst nur lokalen Verschiebung muss eine Detailinspektion durchgeführt werden.

— *Bewehrungen*

Die Art der eingebrachten Bewehrungen und, in gewissen Fällen, die physikalisch-chemische Beschaffenheit des Füllmaterials müssen bekannt sein.

— *Verschiedene Ausrüstungen*

Alle Veränderungen der Abstützungen von Fangvorrichtungen oder der Verankerungspunkte von Verkehrssignalen notieren.

Die Deformationen dieser verschiedenen Ausrüstungen geben einen wertvollen Hinweis auf das Verhalten des Bauwerks.

Im Falle von Widerlagern wird die Kontrolle auf die von ihnen getragene Strasse und insbesondere auf die Übergangsplatten und Lager ausgedehnt.

Nach dem Besuch wird ein Protokoll aufgesetzt, das in den Schlussfolgerungen enthalten kann:

- Vorschläge für Unterhalts- oder Reparaturarbeiten;
- Einen Besuchsvorschlag oder einen Vorschlag für eine Detailinspektion.

• *Detailinspektionen*

Detailinspektionen sind technisch umfassender als jährliche Besuche; es handelt sich effektiv um eine "Gesundheitsbilanz" des Bauwerkes.

Diese Inspektionen müssen von qualifiziertem Personal ausgeführt werden, das eine Sonderausbildung erhalten hat.

Die Periodizität dieser Inspektionen wird von dem mit der Überwachung betrauten Ingenieur festgelegt. Bei Bauwerken aus Bewehrter Erde, bei denen eine oder mehrere der im vorhergehenden Absatz bei den jährlichen Besuchen beschriebenen Besonderheiten auftreten, kann diese Periodizität fünf Jahre betragen. In Extremfällen kann sie kürzer sein.

Für tragende Widerlager aus Bewehrter Erde gilt die gleiche Periodizität.

Die Detailinspektion erfordert sehr häufig eine Instrumentierung des Bauwerkes und eventuell der Böden, die womöglich bereits im Bauzustand realisiert werden muss. Es kann sich beispielsweise handeln um:

- Einbauen von festen Kontrollpunkten auf verschiedenen Höhen der Verkleidung (dieses Einbauen kann beispielsweise nach der Fertigstellung des Bauwerkes durch den für die Überwachung verantwortlichen Ingenieur erfolgen);
- Einbauen von Setzungspiegeln unter dem Bauwerk in einem oder mehreren Profilen;
- Einbauen von Piezometern, falls das Bauwerk auf einem während der Konsolidierung stark komprimierbaren Boden gegründet ist;
- Einbauen von Registrierinstrumenten zum Aufzeichnen von Verschiebungen an Stellen, die instabil sein können;
- In bestimmten Fällen (aggressiver Schüttboden, neuartige, bislang noch nicht verwendete Typen von Bewehrungen usw.) Einbauen von Kontrollmustern für die Dauerhaftigkeitsprüfung.

Diese Messungen müssen von Fachleuten durchgeführt werden.

• *Spezielle Detailinspektionen*

Spezielle Detailinspektionen können ausserhalb des periodischen Überwachungsturnus durchgeführt werden.

Der Null- oder Bezugszustand des Bauwerkes ist derjenige, welcher beim ersten Detailbesuch vor der Inbetriebnahme des Bauwerkes vorhanden ist.

• *Ausserordentliche Detailinspektionen*

Eine ausserordentliche Detailinspektion kann vorgeschrieben werden, wenn bei der ununterbrochenen Überwachung oder bei einem jährlichen Besuch eine schwerwiegende Anomalie entdeckt wird.

• *Verstärkte und strenge Überwachung*

Falls die an einem Bauwerk festgestellten Unregelmässigkeiten solcher Art sind, dass sie die Sicherheit oder das Verhalten des Bauwerkes beeinträchtigen können, muss es so streng überwacht werden, dass bei unmittelbar drohender Gefahr sofort zum voraus festgelegte Gegenmassnahmen eingeleitet werden können.

• *Überwachung der Dauerhaftigkeit*

Da die Lebensdauer von Bauwerken aus Bewehrter Erde in direkter Beziehung zur Dauerhaftigkeit der Bewehrungen steht, welche im Kontakt mit dem Boden und des in ihm enthaltenen Wassers sind, ist dem Problem der Überwachung der Dauerhaftigkeit der Bewehrungen des Bauwerkes besondere Beachtung zu schenken.

Es handelt sich im wesentlichen um die Überwachungen der im Boden eingebetteten Bewehrungen. Diese Überwachung betrifft insbesondere alte Bauwerke mit einem Betriebsalter von mehr als dreissig Jahren unter Berücksichtigung des günstigen Verhaltens des verzinkten Stahls der Bewehrungen. Sie kann zum voraus durch das Einsetzen von Kontrollmustern für die Dauerhaftigkeitsprüfung organisiert werden, die bei Bauwerken mit erwünschtem hohen Sicherheitsniveau, wie vor allem Brückenwiderlager, obligatorisch sind.

Die Kontrollmuster sind genau gewogene Bewehrungsstücke (Fig. 2). Nach dem Herausziehen ermöglichen sie eine visuelle Kontrolle des Bewehrungszustandes, die Messung der Gewichtsverluste und eventuell die Durchführung von mechanischen Prüfungen. Im Anhang Nr. 1.7 werden die durchzuführenden Beobachtungen und Versuche im Detail angegeben (Broschüre lit [1]).

Es wird empfohlen, die erste Entnahme von Kontrollmustern spätestens 10 Jahre nach dem Bau des Bauwerkes zu machen, nachher alle 20 Jahre, ausgenommen im Fall einer Feststellung von Anomalien. Überdies ist es erforderlich, bei Bewehrungen aus passivierbaren Metallen (Leichtmetalllegierungen oder rostfreiem Stahl) zusätzlich eine Vorprüfung 5 Jahre nach dem Bau auf Auftreten von Korrosionsnarben durchzuführen.

Bei Bauwerken, die keine Kontrollmuster für die Dauerhaftigkeitsprüfung enthalten, und bei denen gemäss den Anzeichen eine erhebliche Korrosion vermutet werden kann, ist es erforderlich, einige freigelegte Bewehrungen visuell zu kontrollieren.

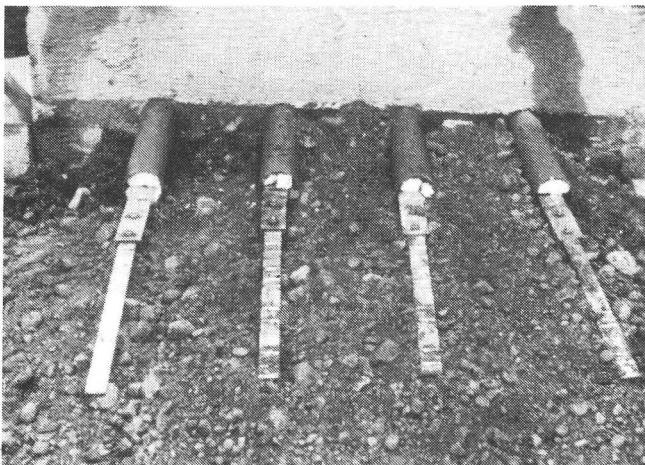


Fig. 2 — Genau gewogene Bewehrungsstücke als Kontrollmuster

KONTROLLE VON BAUWERKEN AUS BEWEHRTER ERDE

Bei Bauwerken aus Bewehrter Erde muss die Kontrolle zu zwei verschiedenen Zeitpunkten durchgeführt werden: zuerst vor der Errichtung des Bauwerkes und dann während dessen Errichtung.

1. — Kontrolle vor der Errichtung des Bauwerkes

Der Zweck dieser Kontrolle besteht darin, sicherzustellen, dass die für den Bau des Bauwerkes verwendeten Materialien für Bauwerke aus Bewehrter Erde die definierten Qualitätskriterien erfüllen.

Sowohl die vorfabrizierten Elemente wie die Verkleidungen und diverses Zubehör, als auch die Bewehrungen werden in der Fabrik auf ihre Qualität untersucht. Dadurch wird sichergestellt, dass diese Materialien den Vorschriften der Spezifikationen entsprechen.

Der Bauherr kann jedoch, falls er dies wünscht und bevor er seine Zustimmung zur Verwendung erteilt, eine Kontrolle dieser Elemente durch eine Fachprüfstelle durchführen lassen.

2. — Kontrolle während der Errichtung des Bauwerkes

Diese betrifft die Qualitätskontrolle der auf die Baustelle gelieferten, vorfabrizierten Elemente, wie auch das Schüttungsmaterial und dessen Einbringen.

2.1. — Vorfabrizierte Elemente

Die auf die Baustelle gelieferten, vorfabrizierten Elemente (Verkleidungen, Bewehrungen, Bolzen usw.) müssen kontrolliert werden, um sicherzustellen, dass ihre Abmessungen den Bauabmessungen entsprechen und dass sie keine Beschädigun-

gen aufweisen, durch welche die Qualität und das saubere Allgemeinaussehen des Bauwerkes beeinträchtigt werden könnte.

Diese Kontrolle muss insbesondere folgendes umfassen:

— Bewehrungen:

- Überprüfung, dass die Verzinkung keine grösseren Mängel aufweist.

— Betonverkleidung:

- Der Farnton der Betonschuppen muss gleichmässig sein.
- An den Betonschuppen dürfen sich weder Risse noch Kantenbeschädigungen noch andere Beschädigungen (Verwitterungen) zeigen, durch welche die Ästhetik der Verkleidung beeinträchtigt werden kann.
- Die Anschlusslaschen dürfen nicht verbogen sein.
- Überprüfen der einwandfreien Lagerung der Betonschuppen.

— Metallische Verkleidung:

- Überprüfung, dass die Verzinkung keine grösseren Mängel aufweist.
- Überprüfung, dass die Verkleidungselemente keine umfangreicheren Beschädigungen aufweisen, welche ein einwandfreies Aneinanderfügen bei der Montage unmöglich machen.

2.2. — Kontrolle des Schüttungsmaterials und des Einbringens

2.2.1 — Kontrolle der Materialart

Der Zweck dieser Kontrolle besteht darin, nachzuprüfen, ob das auf der Baustelle zu verwendende, einzubringende Material genau dem entspricht, das im Projektstadium ausgewählt wurde anhand der Spezifikationen für Schüttungsmaterialien für Bauwerke aus Bewehrter Erde.

Für Baustellen, die grosse Mengen Schüttungsmaterial benötigen, ist es erforderlich, vor der eigentlichen Arbeitsphase gute Kenntnisse über dieses Material zu besitzen, damit im Laufe der Bauausführung eine visuelle Prüfung durch einen Fachmann genügt; gegebenenfalls ergänzt durch einfache Versuche (wie Wassergehalt, Konsistenzgrenzen nach Atterberg, Kornanalyse usw.).

2.2.2 — Kontrolle des Einbringens

Der Zweck der Einbringkontrolle besteht darin, sicherzustellen, dass das Verdichten der Materialien konform mit den im Pflichtenheft/Bauvertrag definierten Bedingungen ist.

Bei Strassenerdarbeiten [2] kann diese Kontrolle auf zwei Arten erfolgen: Messung des spezifischen Gewichtes oder "laufende" Kontrolle. Im Pflichtenheft/Bauvertrag ist anzugeben, welche Wahl getroffen wurde.

— Messung des spezifischen Gewichtes —

Beim Kontrollverfahren in Form einer Messung des spezifischen Gewichtes ist der gewünschte Verdichtungsgrad zu definieren.

Er kann durch das Verhältnis des Trockenraumgewichtes γ_d des Bodens auf der Baustelle zum Bezugsraumgewicht, bestimmt durch die konventionelle Proctor-Standardprüfmethode, ausgedrückt werden.

Für Bauwerke aus Bewehrter Erde ist der allgemein geforderte Minimalwert für dieses Verhältnis 95 Prozent.

Die für diese Kontrolle durchzuführenden Operationen beschränken sich auf die Messung des spezifischen Gewichtes des Bodens auf der Baustelle und den Wassergehalt, sowie auf die Durchführung der Proctor-Standard-Prüfmethode.

Die Häufigkeit der Versuche muss im Pflichtenheft/Bauvertrag spezifiziert sein. Sie umfasst im allgemeinen eine Messung des

Raumgewichtes γ und des Wassergehaltes pro 500 m^3 eingebrachten Materials und ein Proctor-Standardprüfungsvorversuch pro $5'000 \text{ m}^3$.

— "Laufende" Kontrolle —

Die Spezifikationen für die "laufende" Kontrolle schreiben in Funktion des gewählten Füllmaterials die Verwendungsregeln für Verdichtungsgeräte vor. Diese Regeln legen im wesentlichen fest:

- Die Maximaldicke "e" der Schüttungsschicht, die durch ein gegebenes Gerät verdichtet werden kann.

Für Bauwerke aus Bewehrter Erde mit Betonverkleidung beträgt $e_{\text{Mittel}} = 0,375 \text{ m}$.

- Der zu erhaltende Verdichtungsgrad, der durch das Verhältnis Q/S ausgedrückt wird. Dabei ist Q das Volumen des zu verdichtenden Materials während einer gegebenen Zeit (gemessen nach dem Verdichten) und S die vom Verdichtungsgerät während der gleichen Zeit bearbeitete Fläche.

Die Werte von "e" und "Q/S" können den in lit [2] enthaltenen Tabellen entnommen werden.

In den Vertragsartikeln des Pflichtenheftes/Bauvertrages müssen enthalten sein:

- die technischen Bedingungen für die Verdichtungsgeräte: Ballastierung, Arbeitsgeschwindigkeit, Vibrationsfrequenz;
- Bestimmungen zur Verwendung von Verdichtungsgeräten mit Zählern und Registrierschreibern, welche die Geschwindigkeit und den zurückgelegten Weg festhalten, damit die vom Verdichtungsgerät bearbeitete Fläche S ermittelt werden kann usw.

Für jede eingebrachte Schicht wird empfohlen, das Verhältnis Q/S zu kontrollieren. Das dieser vom Verdichtungsgerät bearbeiteten Fläche S entsprechende Volumen wird durch topographische Aufnahmen ermittelt oder über Anzahl und Ladung der Transportfahrzeuge geschätzt.

Das Verfahren der "laufenden" Kontrolle ist für Grossbaustellen angezeigt. Es zielt auf Einhaltung der Verdichtungsspezifikationen, wobei die Überprüfung durch visuelle Beobachtungen verbessert und gegebenenfalls ergänzt wird durch:

- Identifikationsversuche,
- Dickenmessungen der planierten Schichten,
- Überprüfung der Betriebscharakteristiken der Verdichtungsgeräte, ihres Ballastes, Geschwindigkeit, Vibrationsfrequenz usw.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] "Bauwerke aus Bewehrter Erde — Empfehlungen und Anwendungsregeln" — Broschüre LCPC-SETRA, 1979.
- [2] "Recommandations pour les terrassements routiers" (Empfehlungen für Strassenterrassierungen) Faszikel 3, "Compactage de remblais et couche de forme" (Verdichtung von Schüttungen und Fundationsschichten) — Dokument LCPC-SETRA, 1976, Ministère de l'Equipment, Paris.

Adresse des Verfassers:

Samuel Amar
Chef der Section Fondations
au Laboratoire central des Ponts et Chaussées
58, Bd Lefebvre
F-75015 Paris

N° 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Ausarbeitung von Projekten und Beispiele für die Realisierung

von P. Segrestin

AUSARBEITUNG VON PROJEKTEN

Aufgabe der "Société d'Etudes de la Terre Armée" (S.E.T.A.
= Studiengesellschaft für Bewehrte Erde)

Befor einige Beispiele für die Realisierung gezeigt werden und anhand dieser erläutert wird, wie Projekte für Bauwerke aus Bewehrter Erde ausgearbeitet werden können, ist es zweifels-ohne nützlich, die Rolle der "Société d'Etudes de la Terre Armée" (SETA) zu umreissen.

Vor allem sei daran erinnert, dass H. VIDAL, der Erfinder der Bewehrten Erde und Inhaber der Patente, der Gesellschaft "TERRE ARMÉE" eine Alleinlizenz zur Ausnutzung des Verfahrens und zur Lieferung des erforderlichen Materials sowohl in Frankreich, wie auch in andern europäischen (darunter die Schweiz) und afrikanischen Ländern sowie Ländern des Mittleren Ostens erteilt hat. In dieser Lizenz ist die Auflage enthalten, dass Projekte für Bauwerke aus Bewehrter Erde von der "Société d'Etudes de la Terre Armée" in bezug auf innere Dimensionierung und Kenndaten der Materialien genehmigt werden müssen; dies aus der Sorge heraus, dass Name und Lieferungen der Terre Armée nur unter den besten Sicherheitsverhältnissen, überprüft von Fachingenieuren, benutzt werden.

Die französische "Société d'Etudes" übernimmt übrigens die gleiche Verantwortung bei einigen anderen ausländischen "TERRE ARMÉE"-Gesellschaften.

Die SETA kann diese Rolle auf zwei unterschiedliche Arten spielen:

- Bei der ersten, in Frankreich üblichen, arbeitet sie direkt die Vor- oder Ausführungsprojekte aus, auf Rechnung der Behörden oder von Unternehmen, welche die "TERRE ARMÉE" damit beauftragen, jedoch stets in enger Zusammenarbeit mit diesen.
- Bei der zweiten werden den Studienbüros, welche dies wünschen, die allgemeinen Informationen über die Konzeptions- und Dimensionierungsprinzipien, über die Technologie und standardisierten Elemente, wie auch Nomogramme, typische Pläne und Projektbeispiele, zur Verfügung gestellt. Dies erlaubt ihnen, je nach Projektstadium, eine Eignungsstudie, ein Vorprojekt oder aber ein detailliertes Ausführungsprojekt selbst ausarbeiten zu können.

Üblicherweise senden diese Büros innert nützlicher Frist ihre Dossiers der SETA zur Stellungnahme zu. Auf jeden Fall und vor Annahme der Bestellung für die erforderlichen Lieferungen, verlangt die TERRE ARMÉE von der SETA, dass diese die Gültigkeit des Projekts wie auch die Übereinstimmung mit den gebräuchlichen Normen bestätigt. Nach dieser Arbeitsweise wird beispielsweise oft von den belgischen Behörden des "Bureau des Ponts" (Brückenbüros), von italienischen Ingenieurberatungsbüros oder gewissen englischen Firmen vorgegangen.

Somit gehen praktisch alle Projekte für Bewehrte Erde durch

die Hände der SETA-Ingenieure. Nebst der Erfahrung, die sie auf allen Anwendungsbereichen der Bewehrten Erde gesammelt haben, sind sie zunehmend mit leistungsfähigen Mitteln ausgerüstet, insbesondere mit Programmen zur Dimensionierung, Ausmassermittlung oder automatischer Planerstellung mittels Computer.

Beziehungen zu anderen Studienbüros

Trotz dieser Erfahrung streben die Projektgenieure der SETA nicht danach, ein Projekt unter Ausschluss der an seiner Konzeption beteiligten Spezialisten zu behandeln. Wie jedermann weiss, kann man ohne Kenntnis der gesamten Zusammenhänge kein gutes Projekt ausarbeiten und wir werden zweifellos Gelegenheit haben, dies erneut anhand einiger Beispiele beobachten zu können.

Andrerseits ist eine Lösung "TERRE ARMÉE" nicht selten bloss ein Ersatz für eine klassische Lösung: es handelt sich um ein unterschiedliches Material, das erlaubt, anhand der gesammelten Erfahrungen oft unterschiedliche Lösungen vorzuschlagen.

Es ist somit stets nützlich, alle Gründe und Zwänge zu kennen, welche die Ausführung eines Bauwerkes auf diese oder jene Art rechtfertigen, wobei nicht zuletzt der Spielraum bekannt sein muss, über den man verfügt, um eine Variante vorzuschlagen.

Deshalb sind vor allem jene Grundlagen anzugeben, welche die geotechnische Situation betreffen. Diese ist oft ein ausschlaggebender Grund dafür, dass man die Bewehrte Erde heranzieht und kann die Konzeption, die Art der Realisierung und sogar die innere Dimensionierung des Bauwerkes beeinflussen. Hier sei daran erinnert, dass die "Société d'Etudes" vor allem als Aufgabe hat, die innere Stabilität von Bauwerken aus Bewehrter Erde zu garantieren. Sie schlägt die Ausweitung auf das Studium der allgemeinen Stabilität des Bauwerk-Standortes nur dann vor, wenn sie dies bei Fehlen einer derartigen Untersuchung als notwendig erachtet.

Ansonst ist es schwierig, von vornherein eine Liste von Angaben aufzustellen, die zum Ausarbeiten eines Projektes erforderlich sind, und die zudem noch umso vollständiger und genauer sein müssen, je mehr man sich dem Endprojekt, der Ausführung, nähert. Um nur die üblichsten Fälle zu berücksichtigen, sei angeführt:

- alles was die Geometrie des Bauwerkes betrifft: Absteckung und Koten der oberen und unteren Bauplanen oder Fahrbahnen, Längsprofile, Aufnahme des natürlichen Geländes, Abgrenzung des in Anspruch genommenen Bereiches, Neigung der Schüttungsböschung usw...;
- bei Bauwerken, die an andere Bauten angeschlossen sind, oder bei Widerlagern mit Fahrbahnplatten: die Schalungspläne dieser Bauwerke;

- die Details von Leitungen und Ausrüstungen, die an den Baukörper aus Bewehrter Erde anzuschliessen oder in diesen einzubauen sind: Gesimse, Sicherheitsschranken, Lärmschutzwände, Verrohrungen, Kanalisationen, Entwässerungsabläufe usw.;
- und, was wesentlich ist, Grösse und Lage der am Bauwerk angreifenden, verteilten oder konzentrierten Belastungen.

Die folgende Beschreibung einiger repräsentativer Bauwerke zeigt, wie sich das Problem in der Praxis stellen kann.

BEISPIELE FÜR DIE REALISIERUNG

1) Städtische Bauwerke

Hierzu zählen die Stützbaukörper, die man bei Strassennetzen auf mehreren Niveaus antrifft, die Autobahnauffahrten, die Zufahrtsrampen zu Brücken usw., wie auf den Photos des "Quartier de la Défense" in der Nähe von PARIS ersichtlich, oder des Überganges von CAGNES auf der provenzalischen Autobahn (Photo 1 und 2).

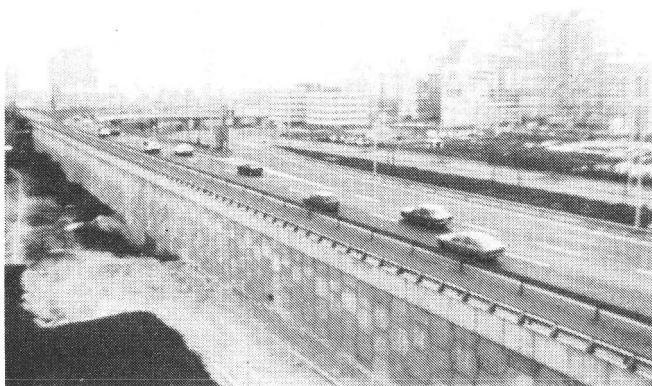
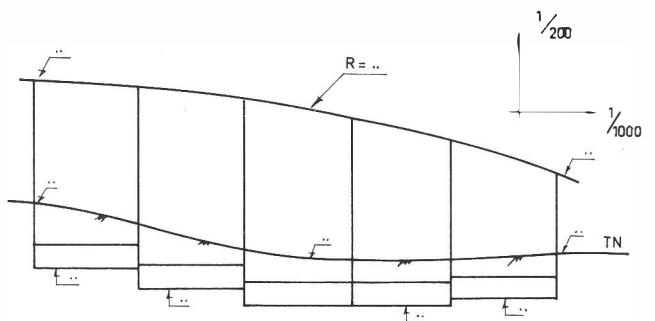


Photo 1



Photo 2



Schema 1

Wir hatten neulich im Mittleren Osten ein Vorprojekt für Bauwerke dieser Art zu behandeln, dessen unerwartete Wandlung im Verlauf der Projektierung ein Beispiel für die Notwendigkeit möglichst umfassender Angaben ist.

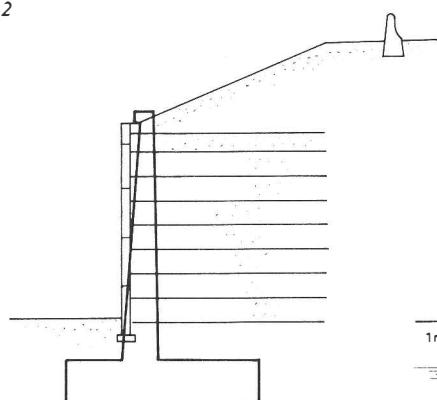
Das Unternehmen hat uns die Ansichten (Schema 1) einer Reihe langer Mauern zugestellt, welche die Zugangsrampen zu "Flyovers" (Kreuzungsbauwerken) abstützen.

Wir hatten keine Schwierigkeiten, ein quasi genau diesen Ansichten angepasstes Vorprojekt auszuarbeiten, wobei wir allerdings das Fundamentniveau beträchtlich angehoben haben, da wir keinerlei Nutzen darin sahen, es tiefer als zwei Meter unter dem Bodenniveau zu halten.

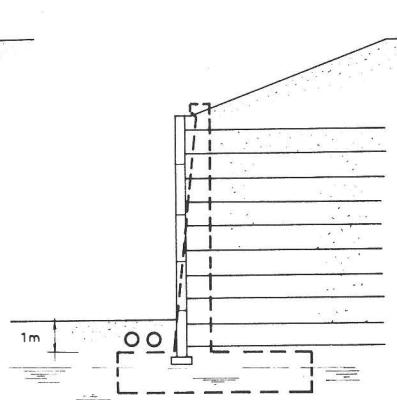
Wir entdeckten sehr bald, aufgrund einer späteren Sendung von Ergänzungsplänen, dass die obere Strasse nicht auf dem Niveau der Mauerkrone lag, (Schema 2), so wie wir geglaubt hatten, sondern 2 Meter höher, was die Dimensionierung offensichtlich veränderte.

Aber erst ganz neulich haben wir dank einem anderen Projekt auf dem gleichen Sektor folgende Zusatzinformation erhalten:

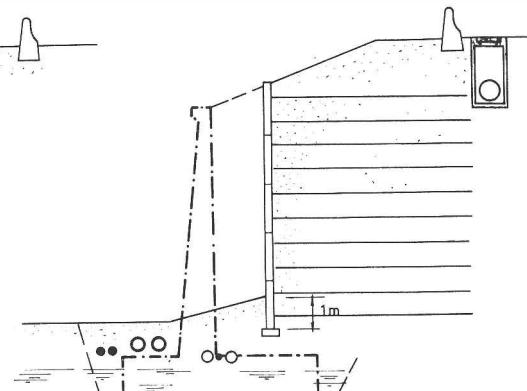
1. Der Grund für die tiefliegenden Fundamente (Schema 3) war, dass sich der Bauherr die Möglichkeit reservierte, später eine Kanalisation am Fusse der Mauer zu verlegen. Somit mussten auch wir unser Basisniveau absenken.
2. Der Grundwasserspiegel befindet sich in einer Tiefe von 1,50 m. Unsere Lösung bot somit (ohne dass wir davon wussten) einen erheblichen Vorteil, da bei Betonmauern die Fundamente nur mit Hilfe einer Grundwasseraabsenkung errichtet werden können.



Schema 2



Schema 3



Schema 4

3. Eine weitere Erschwerung war, dass zahlreiche, bereits vorhandene Leitungen in den Bereich künftiger Schüttungen und Baugruben der Mauern umzuverlegen waren. Die Lösung mit Bewehrter Erde bringt auch hier eine Verbesserung des ganzen Projektes.

Somit haben uns alle diese Informationen dazu gebracht, eine optimale Disposition vorzuschlagen, bei der die Baukörper etwas zurückversetzt sind, ohne dass jedoch ihre Bewehrungen an die gleiche Stelle wie die Kanalisation der oberen Strasse, deren Vorhandensein wir auch noch rechtzeitig entdeckt haben, zu liegen kommen (Schema 4).

2) Schüttungen auf schlechtem Gelände

Verlassen wir städtische Gebiete mit ihren vielfältigen Problemen, um dafür den Fall eines Bauwerkes zu studieren, das in freier Natur gebaut wird, nämlich an der Autoroute A 37 im Norden von DIJON (Photos 3 und 4). Von vornherein erschien die Idee, an diesem Standort eine Doppelmauer von 400 m Länge und 15 m Höhe zu bauen, erstaunlich!

Hier überquert die Autobahn das Val d'Esnoms an einem Ort mit sehr flachem Relief (Schema 5). Das Gelände besteht in der Tiefe aus unverwittertem und kompaktem Liasmergel, der jedoch weich und an der Oberfläche in einer Dicke von 6 oder 7 Metern merklich zersetzt ist. Dieses zersetzte Material ist überdies von Wasseradern durchzogen, die von den oberhalb gelegenen Kalkbänken stammen.

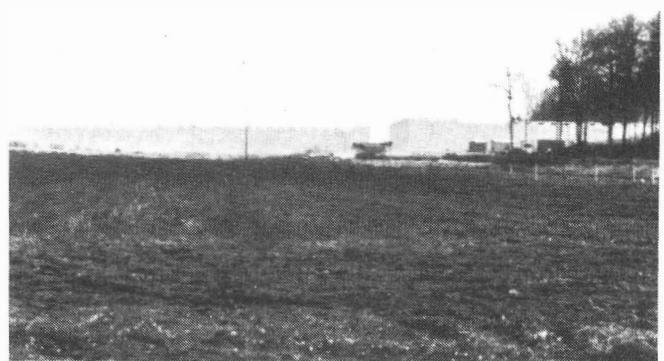


Photo 3

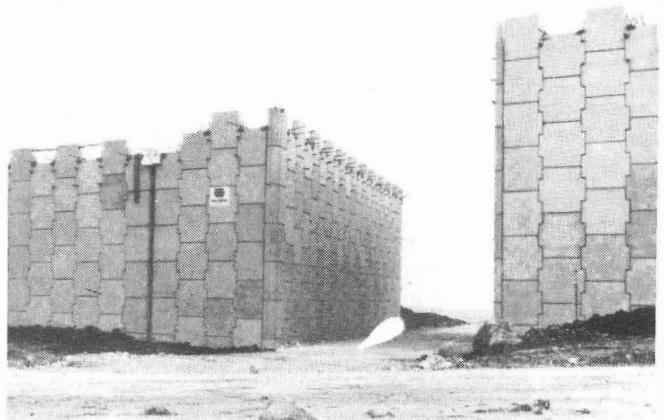
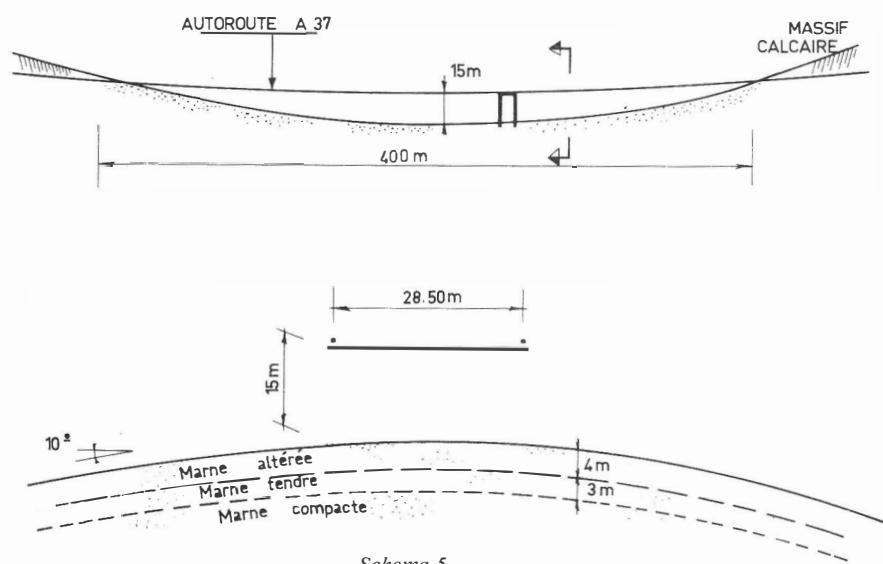
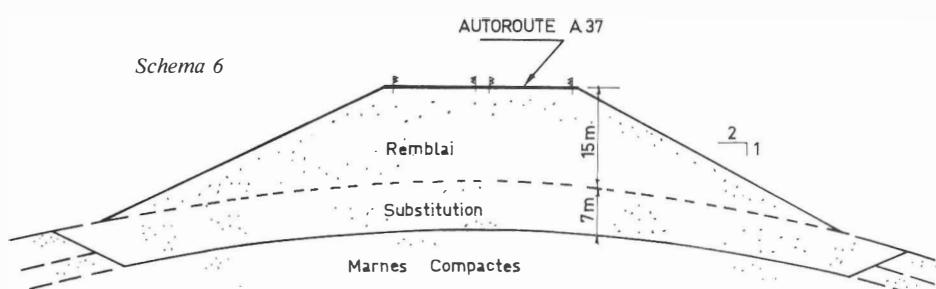


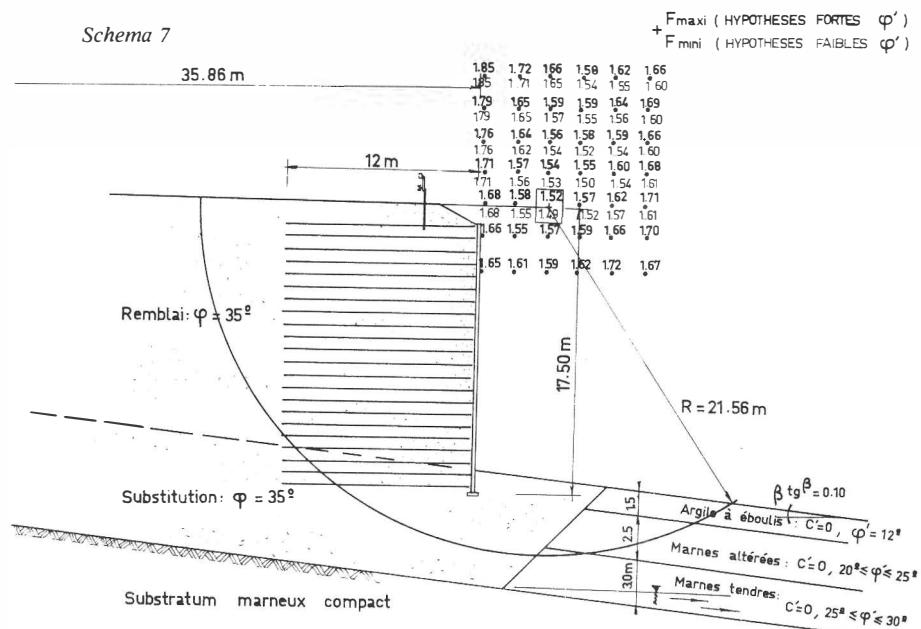
Photo 4



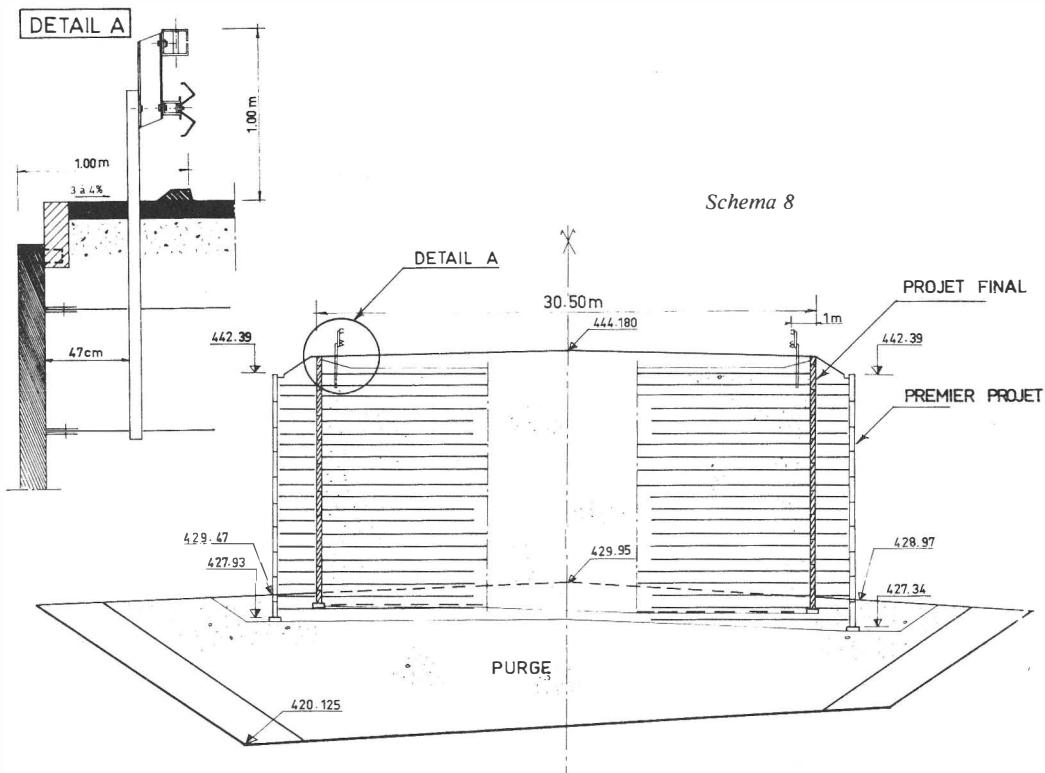
Schema 5



Schema 7



Schema 8



Da die Lösung mit einem Viadukt aus Wirtschaftlichkeitsgründen nicht in Frage kam, hatte der Bauherr eine grosse, wegen des Passprofiles sehr breite Böschung (Schema 6) mit der Neigung 2/1 in Betracht gezogen, deren Stabilität jedoch nur um den Preis eines totalen Ersatzes der weichen oder zersetzenen Mergel durch gesundes Material sichergestellt werden konnte. Das Volumen des heranzutransportierenden Schüttungsmaterials war erheblich und schwierig aus einer vernünftigen Entfernung zu beschaffen (es handelte sich hier um Kalksteinschotter).

Wir haben dem Bauherrn vorgeschlagen, das Volumen der Schüttung für die Autobahn durch zwei Baukörper aus Bewehrter Erde zu beschränken und gleichzeitig damit auch die Breite des zu ersetzen Volumens. Die Nachprüfung der allgemeinen Stabilität durch eine Berechnung auf einer kreisförmigen Gleitfläche, welche den Beitrag der Bewehrungen berücksichtigt, hat gezeigt, dass der Sicherheitskoeffizient erheblich grösser als 1,5 sein würde (Schema 7).

Man konnte deshalb die Gesamtbreite des Bauwerkes noch um 5 m reduzieren, wobei man zusätzlich die Ergebnisse von Versuchen an einem Modell in natürlicher Grösse berücksichtigte, welche die Möglichkeit des Einbaues einer Leitplanke (Typ BHO) im Abstand von bloss 1 m ab Außenwand bestätigte. (Schema 8). Die Entwässerung der Strasse erfolgt durch Regenablaufrohre, die alle 40 m in vertikalen Einschnitten der Verkleidung angeordnet sind (auf den Photos ersichtlich).

3) Bauwerke im Gebirge

Wir wenden uns nun allmählich hügeligeren Standorten zu: Den zwei überlagerten Baukörpern unter dem Viadukt von Paillon nahe NIZZA (Photo 5) und der Mauer von 21 m Höhe, welche die Autoroute Provençale zwischen zwei Tunnels oberhalb MONACOS abstützt (Photo.6). Das Bauwerk überquert einen Geröllweg zwischen zwei Felsschlütern. An den Punkten, an denen der Baukörper vom Geröll in den Fels übergeht,

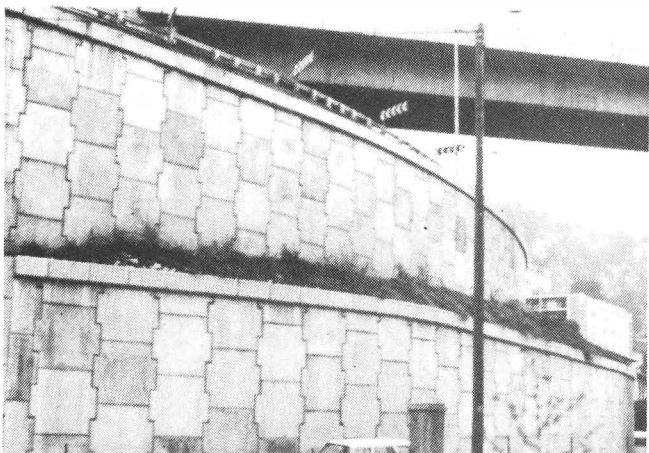


Photo 5

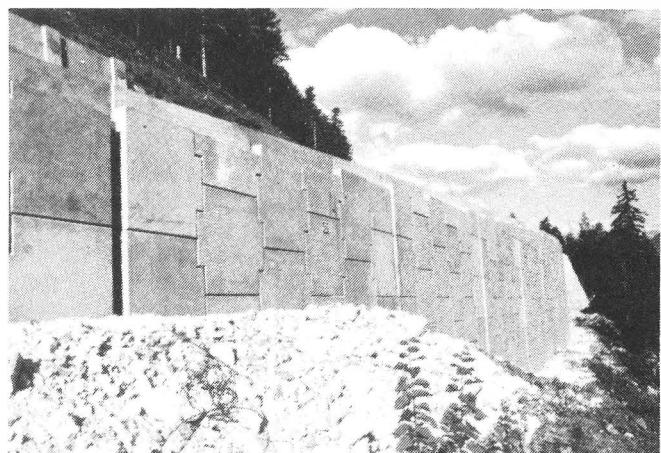


Photo 9

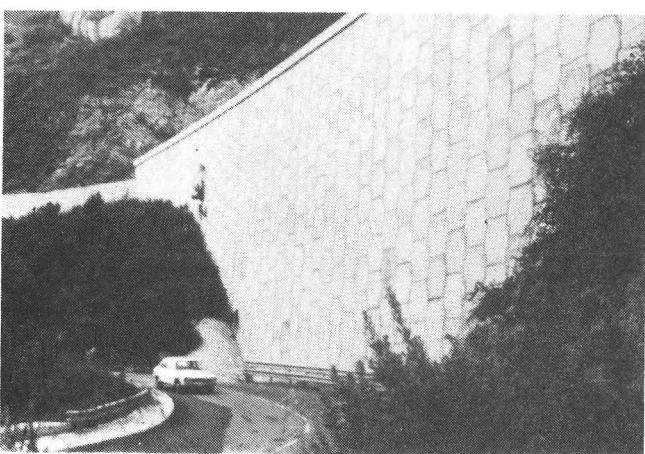


Photo 6

haben wir die Fähigkeit der Verkleidung, differentielle Deformationen aufzunehmen, dadurch erhöht, dass wir vertikale Trennfugen angeordnet haben.

Die 2 km lange Mauer, welche die Zugangsstrasse zum Tunnel von FREJUS (Photos 7 bis 9) abstützt, ist zur Gänze auf einem Hang aus sehr grossem, zersetzt Schiefergeröll mit einer Neigung zwischen 30° und 35° errichtet (Grenze der Stabilität). Unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse verläuft die Strasse im allgemeinen auf einem gemischten Profil in der Weise, dass das natürliche Gleichgewicht des Hanges so wenig wie nur möglich verändert wird.

Zugunsten der Gesamtstabilität kompensieren die vorhandenen Bewehrungen praktisch die Wirkung der Schüttungsauflast. Das Volumen des Baukörpers aus Bewehrter Erde ist vor allem durch die provisorische Stabilität des auszuführenden Aushubes beschränkt (Schema 9). Dessen Tiefe konnte durch Verkürzung der unteren Bewehrungen (gemäss den definitiven Stabilitätsbedingungen) herabgesetzt werden.

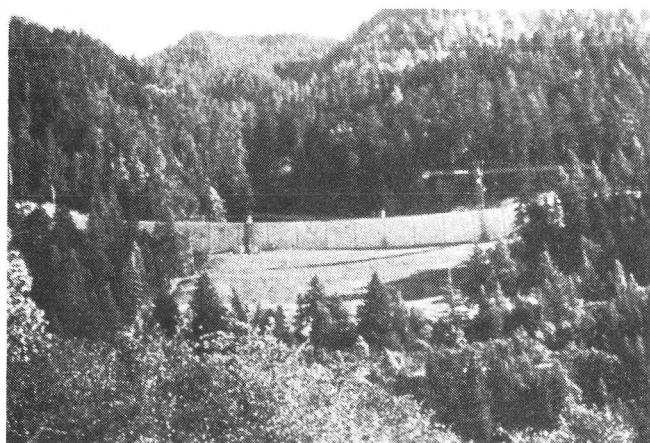
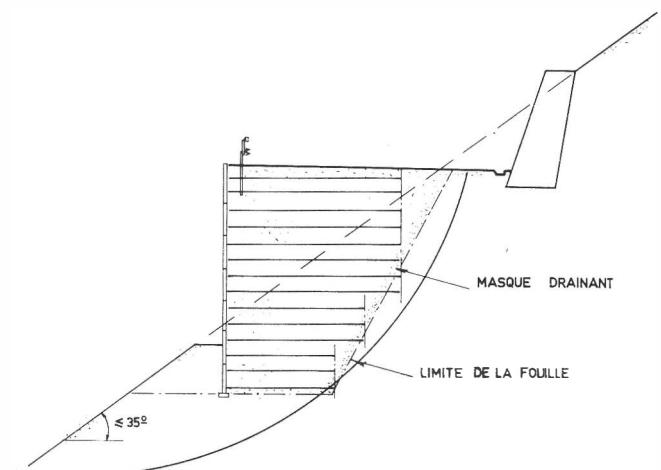


Photo 7



Schema 9

Wohlverstanden, die Strasse kann sich nicht hundertprozentig den Unregelmässigkeiten des Gebirges anschmiegen. Gewisse Abschnitte mussten als Viadukte ausgebildet werden, manchmal auf gewaltigen Pfählen, die vom Gelände durch breite Schächte getrennt sind; andere verlaufen in Einschnitten, im Schutz von verankerten Mauern.

In ihrem obenliegenden Teil überquert die Strasse auf einem Baukörper aus Bewehrter Erde eine Talmulde, wo man bereits seit langem beobachtete, dass die Geröllschichten, deren Mächtigkeit grösser als 20 Meter ist, sich in langsamer Bewegung befinden. Seit 30 Jahren durchgeföhrte Messungen haben an

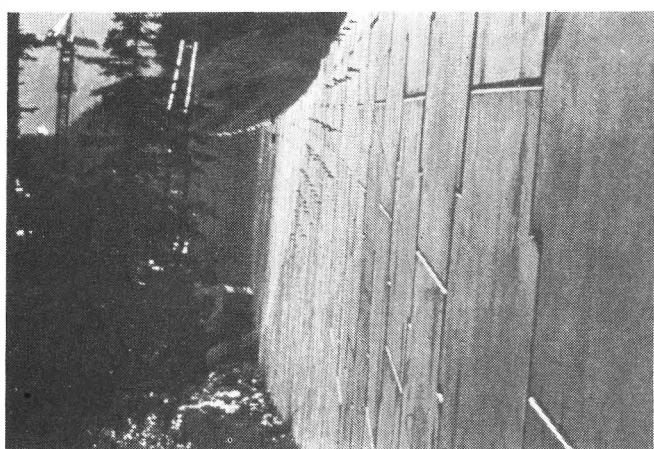


Photo 8

der Erdoberfläche Verschiebungen in der Größenordnung von zwei Metern ergeben. Überdies sind die Bewegungen hier leicht divergierend, weiter weg konvergierend. Vom Baukörper aus Bewehrter Erde wird somit verlangt, dass er diesen Bewegungen folgt...!

Des weiteren ist zu beachten, dass die ungünstigsten Verhältnisse an den beiden Rändern dieser Talmulde angetroffen werden, wo ein allmählicher Übergang zu stabileren Zonen erfolgt und wo das Risiko vorhanden ist, dass die differentiellen vertikalen und horizontalen Deformationen somit erheblich werden können. Auf alle Fälle hat man die Flexibilität der Verkleidung dieses Abschnittes des Bauwerkes dadurch erhöht, dass man alle zehn Meter Fugen vorgesehen hat, die sich bis zu 30 cm öffnen und schliessen können.

Überdies trat im Verlauf der Arbeiten eine Geländerutschung auf, von der ein Massiv aus Bewehrter Erde betroffen wurde, das bereits vor einigen Monaten gebaut worden war. Auf zweihundert Metern Länge rückte dieses um 1,70 m vor und senkte sich um 1,00 m. Es ergaben sich keine Beschädigungen, ausgenommen an der Stelle, an der die Flanke der Rutschung den Baukörper durchquerte und dieser abscherte. Die Reparatur bestand darin, diese Zone über eine Länge von etwa zwanzig Metern ab- und wieder aufzubauen, wobei eine Anpassung in Form einer Krümmung und Gegenkrümmung gemacht wurde. Sogar die an ihrem Einbauort verbliebenen Bewehrungen konnten wiederverwendet werden.

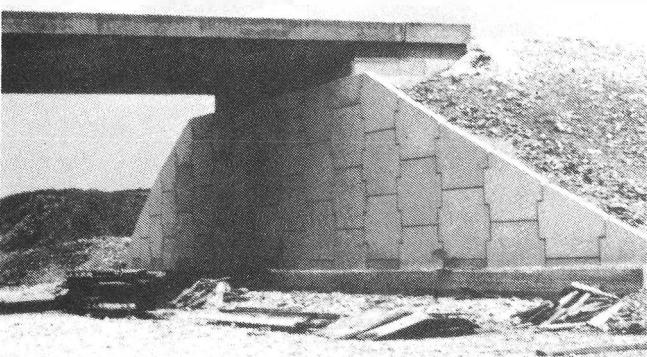


Photo 10



Photo 11

4) Brückenwiderlager

Verlassen wir nun die Stützmauern und wenden uns den Brückenwiderlagern aus Bewehrter Erde zu, die eine bedeutende Entwicklung erfahren haben: Von den kleinen, quasi standardisierten Widerlagern mit Flügelmauern (Photo 10), die oft hyperstatische Bauwerke abstützen (Photo 11), bis zu Bauwerken mit aussergewöhnlichen Abmessungen, wie die Kastenwiderlager von 17 m Höhe, die ein Brückenfeld mit 35 m Spannweite in HOUFFALIZE, Belgien, tragen (Photo 12).



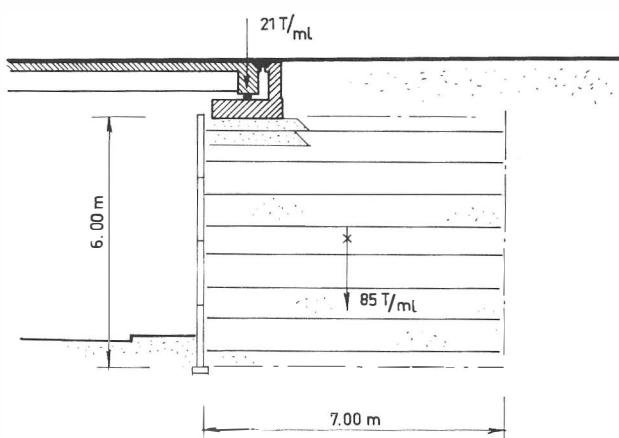
Photo 12

Es gibt für die Anwendung als Brückenwiderlager viele Gründe, wie die Einfachheit und Schnelligkeit der Ausführung, die einfache Eingliederung in die Arbeiten der Dammschüttung, und sehr oft der Wegfall von Spezialfundationen.

Man weiss, und wir konnten dies im Falle FREJUS nachprüfen, dass die Bewehrte Erde ein flexibles Material ist. Es passt sich somit leicht schlechtem Gelände an. Dies jedoch nur, solange kein Bruch zufolge des Gewichtes auftritt. Denn die Bewehrte Erde ist ein schweres Material, was oft bewirkt, dass die Brücke nicht ein Viertel ihrer Widerlager wiegt (Schema 10).

Dies ermöglicht in den meisten Fällen eine Konsolidierung des Gründungsbodens noch während des Bauzustandes. Das später aufgebrachte eigentliche Brückengewicht ruft so nur noch Setzungen zweiter Ordnung hervor.

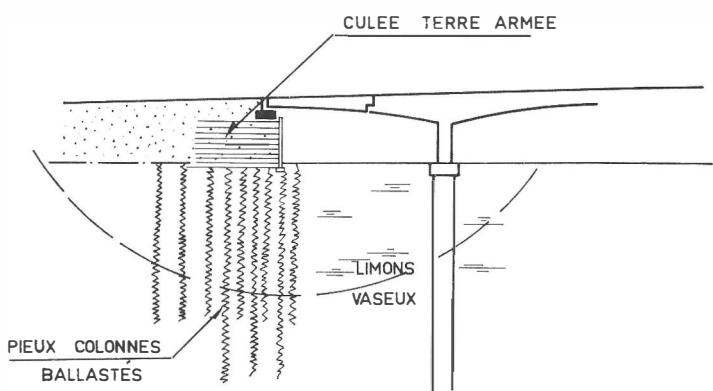
Es gibt hier zahlreiche Sonderfälle, und die Zuflucht zu Widerlagern aus Bewehrter Erde kann oft mit der einen oder anderen Bodenverbesserungstechnik kombiniert werden: teilweiser Ersatz, Vorbelastung, Sanddrains, dynamische Verdichtung, Schottertragpfähle usw.



Schema 10

Dies war zum Beispiel der Fall beim Viadukt der provenzalischen Autobahn beim Bahnhof CAGNES-SUR-MER. Bis zu einer Tiefe von fast 40 m besteht das Gelände aus stark verdichtbaren schlammigen Schluffen (Schema 11). Somit kamen klassische Widerlager, gegründet auf Streifenfundamenten, wie auch Pfähle (wegen der Horizontalkräfte) und Bewehrte-Erde-Widerlager ohne Behandlung des Gründungsbodens, nicht in Betracht. Zudem waren nachträgliche Setzungen unzulässig. Der Bauherr, die SCETAUTOROUTE, traf schlussendlich die Entscheidung, die Abstützzone für die Widerlager und die Lastverteilzone durch das Einbringen von 15 und 10 m langen Schottertragpfählen mit einem Achsabstand von 3 m zu verstetigen.

Dies erlaubte es, die erforderliche Tragfähigkeit zu erhalten, das Risiko des kreisförmigen Bruches zu vermeiden, das sich bei den Pfählen ergeben hätte, und die Setzungen auf weniger als 15 cm zu begrenzen. Diese werden in den Endfeldern der Brücke mit eingehängtem Balken durch Heben der Lager mittels hydraulischen Pressen aufgenommen.



Schema 11

5) Andere Bauwerke

Ohne ins Detail zu gehen, wollen wir noch einige andere Sonderbeispiele anführen, wie etwa aus dem Eisenbahnsektor (die von der SNCF auf der neuen Strecke von PARIS nach CERGY-PONTOISE (Photo 13) gebaute Mauer) oder als maritimes Bauwerk (die für die Küstenstrasse der Insel Réunion gebaute 11 km lange Mauer (Photo 14), welche auf einer Bruchsteingründung ruht, die durch ein Schutzschild aus Betonblöcken gegen Taifune und Zyklone geschützt ist).

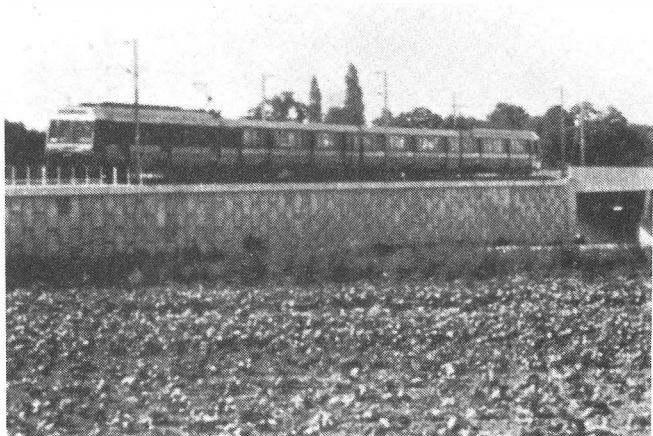


Photo 13

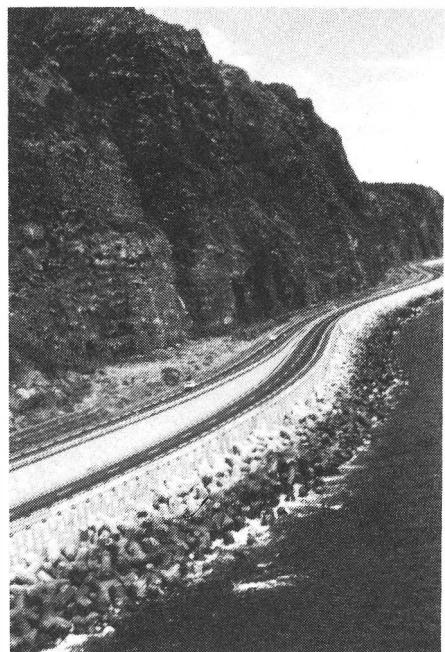


Photo 14

SCHLUSSFOLGERUNGEN

Diese wenigen, kurz kommentierten Beispiele zeigen zumindest, dass die Bewehrte Erde sowohl in einfachen und klassischen Fällen, als auch bei originellen, ja sogar spektakulären Lösungen für aussergewöhnliche Probleme ihre Anwendung findet.

Adresse des Verfassers:

Pierre Segrestin
Direktor der
"Société d'Etudes de la Terre Armée"
Tour Horizon
52, quai de Dion Bouton
F-92806 Puteaux Cedex

Verantwortungsbereiche, Zuständigkeiten und Pflichten bei Bewehrten Erdwerken in der Schweiz

von H.P. Bernet

1. EINLEITUNG

Die heutige Studenttagung im Rahmen der Sonderbauwerke aus Lockergesteinen war den Gabionenbauten und der bewehrten Erde gewidmet.

Meine Ausführungen werden sich auf die bewehrte Erde beschränken. Für Gabionenbauten gelten etwa die gleichen Überlegungen.

Noch kurz meine Legitimation, hier vor Ihnen sprechen zu dürfen:

Mein Büro hatte im Jahre 1974 die örtliche Bauleitung für eine Terre-Armée-Stützmauer längs dem Bahndamm einer Privatbahn, und gegenwärtig befassen wir uns mit der Planung einer weiteren Bahnstützmauer, deren Bau für 1982 vorgesehen ist. Ich darf mich damit zu den schweizerischen Terre-Armée-Veteranen zählen.

An der Studenttagung vom vergangenen Januar in Lausanne wurde das gleiche Thema von einem Geotechnik-Ingenieur behandelt, hier spreche ich als Tiefbau-Ingenieur zu Ihnen. Diese Tatsache beleuchtet bereits einen wichtigen Punkt beim Umgang mit der bewehrten Erde:

Sie verlangt eine reibungslose und gut verzahnte Zusammenarbeit zwischen dem Geotechniker und dem Bauingenieur. Die vorangegangenen Referate haben Ihnen die Wichtigkeit der geotechnischen Untersuchungen und Überlegungen gezeigt. Ich hoffe in diesem Zusammenhang, dass trotz der unumgänglichen Spezialisierung das Verständnis für die gegenseitigen Aufgaben stetig wächst und zum konstruktiven Dialog zwischen den Fachleuten führt.

2. VORBEREITUNGEN FÜR EIN BAUWERK AUS BEWEHRTER ERDE :

Das Bauwerk steht in unmittelbarem Kontakt mit dem Untergrund und verwendet Erdmaterial als Konstruktionsbestandteil.

Als ersten Schritt sehe ich eine Grobbeurteilung der verschiedenen für die gestellte Bauaufgabe in Frage kommenden Lösungen und das Ausscheiden von Möglichkeiten, die mit Sicherheit nicht zum Zuge kommen können. Als Kriterien werden wir dazu etwa heranziehen:

- die Grobbeurteilung des Baugrundes
- Bauwerke in der näheren und weiteren Umgebung
- Möglichkeiten für den Bauvorgang
- Terminfragen und andere.

Als nächsten Schritt empfehle ich einen auf die verbliebenen Konstruktionsmöglichkeiten abgestimmten Fragebogen an den Geotechniker. Ich habe persönlich mit diesem Vorgehen die besten Erfahrungen gemacht, jedenfalls bessere als mit einem umfassenden Auftrag für die Abklärung der geotechnischen Gegebenheiten, der womöglich noch vom Bauherrn direkt vergeben wird.

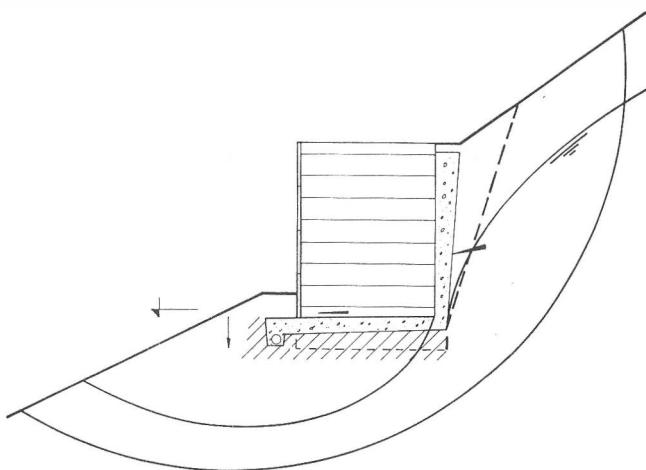


Bild 1

Zu den Hauptpunkten des Fragenkataloges: (Bild 1)

- möglicher Foundationshorizont für verschiedene Konstruktionen, am besten mit ersten Schätzungen über die zu erwartenden Lasten,
- erdbaumechanische Werte für Erddruckberechnungen,
- Grobabschätzungen der Gesamtstabilität,
- Abschätzung von möglichen Setzungen des Untergrundes im Längs- und Quersinne des Bauwerkes,
- Grundwasserfragen und eventuell hydrologische Grob-Abklärungen,
- Einflüsse von Grundwasserabsenkungen durch den Drainagekörper der Stützkonstruktion auf die Umgebung,
- mögliche Böschungswinkel für den Aushub, Standfestigkeit der Baugrubenwände,
- Wiederverwendbarkeit von Aushubmaterial für den Stützkörper der bewehrten Erdwerke oder für Hinterfüllungen,
- Aggressivitäten des Grundwassers und der Böden, pH-Werte,
- Einfluss der dynamischen Beanspruchungen auf den Untergrund bei bewegten Lasten,
- Gewinnungsort für Stützkörpermaterial, pH-Werte.

Vor der Dimensionierung ist im Einvernehmen mit dem Bauherrn festzulegen, welcher Dauerhaftigkeitskategorie das Bauwerk zugeordnet werden soll:

- provisorische Bauten mit mindestens 5 Jahren Bemessungsdauer
- temporäre Bauten mit mindestens 30 Jahren Bemessungsdauer
- permanente Bauten mit Bemessungsdauer von 70/100 Jahren.

Auf Grund der geotechnischen Untersuchungen muss unterschieden werden:

- Festlandbauwerke außerhalb Wasser
- Bauten im Wasser (Süßwasser)
- Spezialbauwerke bei besonderer Aggressivität und beim Vorhandensein von Kriechströmen.

Gleichzeitig müssen Bauvorgang und Bauprogramm sorgfältig studiert werden, weil auch sie einen Einfluss auf die Stabilität und die Setzungen des Bauwerkes haben können, oder weil sich der Bauvorgang nach den Forderungen zur Setzungsbeschränkung richten muss und damit längere Bauzeiten nötig werden können.

In dieser Vorbereitungsphase kann Ihnen die Terre armée AG mit kostenloser Beratung zur Seite stehen.

Nach diesen Vorbereitungsarbeiten dürften nur noch die echten Alternativen übriggeblieben sein, die in die zweite Phase der "Planung" mitgenommen werden.

3. LEISTUNGSTRÄGER

Zur Ausführung eines Bauwerkes aus bewehrter Erde braucht es in den Schweiz die folgenden Leistungsträger entweder als Einzelfirmen oder in andern Organisationsformen:

- Bauherr
- Bauingenieur
- Geotechnik-Ingenieur
- eventuell Architekt als Gestalter
- Bauunternehmer
- Terre armée AG, Luzern
- andere Spezialisten, Berater und Lieferanten.

Beim Bau eines bewehrten Erdwerkes sind zwei Hauptbedingungen zu erfüllen:

- Kontrolle des Ausführungsprojektes auf innere Sicherheit durch die Terre armée AG. (Diese Bedingung ist ein Bestandteil der Patentlizenz).
- Verpflichtung, die Stützmauerbestandteile bei der Terre armée AG, Luzern zu beziehen.

Aus dem Organigramm (Bild 2) ersehen Sie die Leistungsträger und ihre gegenseitigen Beziehungen, aus denen sich auch die Verantwortungsbereiche ableiten lassen.

Wir stellen fest, dass nur die Terre Armée AG für die Qualität der Lieferungen (Betonschuppen und Stahlbänder) verantwortlich sein kann. Sie trägt auch die Verantwortung für Planungsaufträge, die ihn vom Bauingenieur übertragen werden.

Die Beziehungen zwischen Bauherr und Bauunternehmer sind durch Werkvertrag geregelt mit Garantiefristen gemäss SIA-Norm Nr. 118, Art. 172.1 und 180.1:

- 2 Jahre Garantie für sichtbare Mängel
- 5 Jahre Garantie für versteckte Mängel

Die Besonderheit bei Bauwerken aus bewehrter Erde besteht darin, dass der Unternehmer verpflichtet ist, bestimmte Baumaterialien an einem bestimmten Ort zu kaufen. Für den Bezug der Stützmauerbestandteile gibt es zwei Möglichkeiten:

1. Möglichkeit:

Der Bauherr schliesst selber einen Lieferungsvertrag mit der Terre armée AG ab. Dies bedeutet:

- dass der Bauherr, wenn nicht andere Absprachen getroffen wurden, nur eine Garantiefrist von einem Jahr auf der Warenlieferung hat, beginnend mit dem Tage des Empfangs der Ware (OR Art. 210),
- dass der Bauherr somit ein Interesse an einer möglichst späten Zulieferung hat,
- dass der Bauherr die Qualität der Lieferung unverzüglich zu kontrollieren hat und jeden Fehler sofort dem Generalvertreter melden muss (OR Art. 201),
- dass der Bauunternehmer, wenn er beim Bau Materialfehler entdeckt, sofort die Bauleitung benachrichtigen muss. Beharrt der Bauherr auf der Verwendung von Bauteilen, die der Unternehmer als fehlerhaft gerügt hat, so übernimmt er die daraus entstehenden Haftungen (SIA Norm Nr. 118, Art. 136.3).

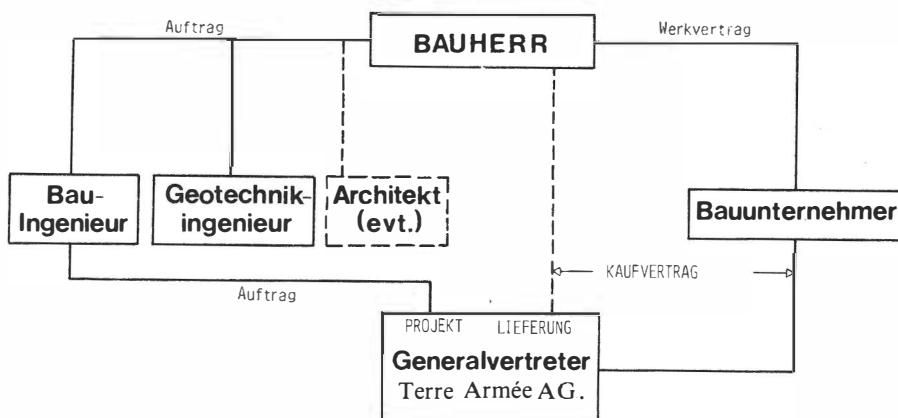


Bild 2: ORGANIGRAMM
für Einzelleistungsträger

2. Möglichkeit:

Der Bauherr verpflichtet den Bauunternehmer schon in den Ausschreibungsunterlagen, die Stützmauerbestandteile zu kaufen.

Nun hat der Bauunternehmer die gleichen Bedingungen in bezug auf Garantiefristen und die Pflicht zur sofortigen Kontrolle wie sie vorher der Bauherr hatte. Überdies muss der Bauunternehmer unverzüglich die Bauleitung benachrichtigen, wenn er glaubt, die Verantwortung für das gelieferte Material nicht übernehmen zu können. Besteht der Bauherr auf dem Einbau des beanstandeten Materials, so hat er dafür die Haftung zu übernehmen.

Tritt der Bauunternehmer als Käufer auf, so hat er ohne besondere Absprache nur eine Garantie von einem Jahr auf der Lieferung, während er dem Bauherr gegenüber eine Garantie von zwei bzw. fünf Jahren zu übernehmen hat. In beiden Fällen werden der Bauherr und der Unternehmer versuchen, vom Lieferanten längere Garantiefristen zu erlangen, um deren Dauer mit den Fristen des Werkvertrages in Einklang zu bringen.

Die Beziehungen zwischen dem Bauherrn und dem Bauingenieur bzw. dem Geotechnik-Ingenieur sind durch den Auftrag geregelt (SIA Norm Nr. 103, Art. 6.8) mit Garantiefristen von 2 bzw. 5 Jahren.

Eine Besonderheit bei bewehrter Erde ist, wie bereits früher ausgeführt, die Kontrolle des Ausführungsprojektes durch die Terre armée AG. Auf Wunsch des Ingenieurs kann sie auch Teile der Planung oder das ganze Projekt übernehmen. In jedem Falle bleibt der Bauingenieur dem Bauherrn gegenüber verantwortlich für das Projekt. Die Kontrolle durch einen Dritten befreit ihn nicht von der Verantwortung. Lässt er das Problem durch die Terre armée AG ausarbeiten, so hat er im Schadensfall einen Anspruch gegenüber der Gesellschaft.

Daraus sind die Lehren zu ziehen:

- die Verteilung der Verantwortung zwischen dem Bauingenieur und dem Generalvertreter ist genau zu regeln,
- der Bauingenieur muss sich vergewissern, ob die Terre armée AG über eine genügende Deckung für den Schadensfall verfügt (Kaution, Garantieverpflichtung).

Selbstverständlich kann das Organigramm der Leistungsträger auch anders aussehen:

- Generalplanerorganisation
- Generalunternehmerorganisation
- Totalunternehmerorganisation

Die Überlegungen bleiben für alle Organisationsformen die gleichen (siehe dazu SBZ 1972, Nr. 42)

4. ARBEITSABLAUF:

Zweite Phase: Planung

Beim vertieften Variantenstudium kann die Terre armée AG wiederum ihre Dienste zur Verfügung stellen für Kostenschätzungen, Vorprojektstudien und für das Bauprogramm. Diese Leistungen werden kostenlos erbracht und sind Bestandteil der Acquisitionskosten der Firma.

Wenn auf Grund der Vorstudien, des Variantenstudiums und der Kostenschätzungen die Variante «Terre-Armée» gewählt wird und der Ingenieur die Planung der Terre armée AG übertragen möchte, sollte er auf Grund des vorher Gesagten die Verantwortungsbereiche in einem schriftlichen Vertrag mit ihr niederlegen. Es handelt sich dann nicht mehr um technische Beihilfe, sondern um eigentliche Planungsarbeiten. Der Bauingenieur muss aber jederzeit den Überblick behalten, auch wenn allfällige Schwierigkeiten bei der vielleicht ungewohnten Dimensionierungsmethode und bei den Ausführungsplänen ihn dazu verleiten könnten, möglichst alles der Gesellschaft zu überlassen, muss er beim Bauherrn die Verantwortung für das ganze Werk übernehmen. Er hat für die Koordination einzustehen und nur er kennt den Gesamtrahmen für sein Werk.

Dritte Phase: Ausschreibung und Vergebung

Nach SIA Norm Nr. 118, Art. 10 muss in der Ausschreibung unter dem Kapitel "Vorbehalte der Bauherrschaft" die Verpflichtung des Unternehmers zum Bezug der Mauerbestandteile bei Terre armée AG enthalten sein. Aus Unterschiede beim Kauf durch Bauherrn oder Unternehmer ist schon hingewiesen worden.

Vierte Phase: Ausführung

Wegen der an die Lizenz gebundenen Verpflichtung, wird die Terre armée AG eine detaillierte Kontrolle jedes Projektes durchführen. Sie ist allerdings nicht verpflichtet die Resultate der Setzungsuntersuchungen und der Gesamtstabilität zu überprüfen. Sie wird sich aus Sicherheitsgründen aber mindestens davon überzeugen, ob solche Untersuchungen gemacht worden sind.

Ich betone aber nochmals, verantwortlich bleibt der Ingenieur. Er kennt den Gesamtrahmen, ihm obliegt die Koordination, er allein hat das Wissen um alle Gegebenheiten oder sollte es zum mindesten haben.

1. Vorbereitung

- Bauabsicht
- Problemstellung
- Grundlagenbeschaffung
- Problemanalyse
- Aufgabenformulierung

2. Planung

- Studium der möglichen Lösungen
- Baurechtsermittlungsverfahren
- Auswahl der wahrscheinl. Lösung
- Vorprojekt
- Kostenschätzung
- Bauprojekt und Baugesuch
- Submissionsprojekt
- Kostenvorschlag

3. Ausschreibung und Vergebung

4. Ausführung

- Werkverträge
- Werk- und Detailpläne
- Pläne der Baustelleneinrichtungen
- Definitive Berechnungen: Setzungsberechnungen, Stabilitätsrechnungen
- Ausführung des Werkes nach Weisungen der Oberbauleitung und der örtlichen Bauleitung
- Lieferungen gemäss Verträgen und Vereinbarungen
- Ausführungspläne
- Weisungen für Unterhalt und Betrieb des Werkes
- Werkabnahmen

5. Abnahme und Garantiearbeiten

- Abnahme durch den Bauherrn
- Ausführung von Garantiearbeiten
- Kontrolle der Garantiearbeiten

Bild 3 : Ablaufschema

Bei Baubeginn leistet die Terre armée AG dem Bauunternehmer technischen Beistand, unter anderem auch bei der Anordnung von Kontrollpunkten. Der Ingenieur kann diese Hilfe in Anspruch nehmen beim Aufstellen der Betriebs- und Unterhaltsvorschriften.

Fünfte Phase: Abnahme des Bauwerkes und Garantien

Die Abnahme erfolgt wie bei klassischen Bauwerken. Die Garantiefristen auf der Bestandteillieferung müssen den Garantiefristen nach SIA angepasst sein.

Für die Ermittlung der honorarberechtigten Bausumme können nach Ansicht der Honorarkommission die Artikel 16.1 und 16.5 wörtlich angewendet werden. Der Tragkörper wird zu den Baukosten der Tragkonstruktion gerechnet. (Bild 5)

Eine klare, unmissverständliche Regelung der Fragen der Projektentschädigung mit dem Bauherrn und der Terre armée AG vor Beginn der Planungsarbeit muss unbedingt stattfinden. Aus der Lizenzgebühr sollte der Anteil für die eigentliche Planung herausgenommen werden, damit der Bauherr nicht das Gefühl haben muss, er bezahle einen Teil des Honorars doppelt.

Zum Schluss werfen wir einen Blick auf die beiden Bauwerke, aus denen ich die Legitimation, Ihnen die trockene Materie vorzutragen, abgeleitet habe.

5. HONORARFRAGEN

Die Honorarkommission, unter dem Vorsitz von Herrn Georg Gruner, hat sich kürzlich mit der Frage der Honorierung von Arbeiten an bewehrten Erdwerken befasst. Sie gelangte zur Auffassung, dass diese Bauwerke den verankerten Stützmauern gleichgesetzt werden dürfen.

Für den Schwierigkeitsgrad sind somit die Artikel 18.31b und 18.31c anwendbar (HO Nr. 103). Die Bauwerke dürfen als Tragkonstruktionen betrachtet werden gemäss den Berechnungsbeispielen A 2, A 3 und D im Anhang der ursprünglichen Ausgabe der HO 103, der in der jüngsten Fassung nicht mehr enthalten ist. (Bild 4)

6. ZWEI BEIPSIELE:

6.1 Moosseedorf (Artikel GEOTEST in "Strasse und Verkehr" Nr. 1/1977)

Die zum Einkaufszentrum Shoppyland in Moosseedorf führende Industriestrasse querte niveaugleich die Bahnlinie Solothurn-Bern. Mit der gewaltigen Zunahme des Autoverkehrs musste der Bahnübergang aufgehoben werden. In Frage kam nur die Überführung der Bahn über die Strasse. (Bild 6)

D. VERKEHRSANLAGEN UND UNTERIRDISCHE BAUTEN

Beispiel D

Objekt:	Strasse in Hügelland mit Stützmauer und einfacher Spannbetonbrücke		
Leistungen:	Projekt und Bauleitung der Strasse mit Stützmauer und allgemeines Projekt mit Kostenvorschlag für Brücke		
Bausummen:	(1) Strasse ohne Kunstbauten	2,10 Mio	
	(2a) Stützmauer nach Normalien	0,30 Mio	
	(2b) Stützmauer mit besonderer Berechnung	0,10 Mio	0,40 Mio
	(3a) Brücke	Allgemeine Bauarbeiten	0,10 Mio
	(3b) Brücke	Tragkonstruktion	0,60 Mio
Total			3,20 Mio

Honorar:

	B (Mio)							
	für H	für p	p	n	q	pnq		H (Fr.)
Generelles Projekt	(1) bis (3b)	3,20	3,20	8,27	0,6	0,06	0,30	9 800
Projekt und Detailbearbeitung	(1) + (2a)	2,40	2,50	8,55	0,6	0,48	2,46	59 040
	(2b)	0,10	2,50	8,55	0,6	0,80	4,10	4 100
Allgemeines Projekt	(3a)	0,10	0,70	10,27	0,6	0,20	1,23	1 230
	(3b)	0,60	0,70	10,27	0,8	0,15	1,23	7 380
Bauleitung	(1) bis (2b)	2,50	2,50	8,55	0,8	0,46	3,15	78 750
Total								160 300

Bild 4

Art. 16 HONORARBERECHTIGTE BAUSUMMEN

16.1 Unter Bausumme im Sinne dieser Ordnung werden sämtliche finanziellen Aufwendungen des Auftraggebers für die vom Ingenieur projektierten Bauwerke und Bauteile verstanden jedoch mit Ausschluss der nachstehenden Aufwendungen

- a) Erwerb von Grund und Rechten, sowie Gebühren
- b) Kosten und Honorare für Projekt und Bauleitung des Ingenieurs sowie anderer am Bau beteiligter Fachleute
- c) Kosten der Geldbeschaffung und Bauzinsen

.....

16.5 Wenn der Auftrag des Ingenieurs nur einzelne Teile eines Gesamtobjektes umfasst, so sind alle Arbeiten honorarberechtigt, bei denen der Ingenieur in Anspruch genommen wird, wie Aushub der Baugrube, Spriessungen, Unterfangungen, Wasserhaltungen, Isolierungen, Tragkonstruktionen, Abbrucharbeiten usw. Die Kosten der Bauplatzinstallation sind anteilmässig mitzurechnen.

Bild 5

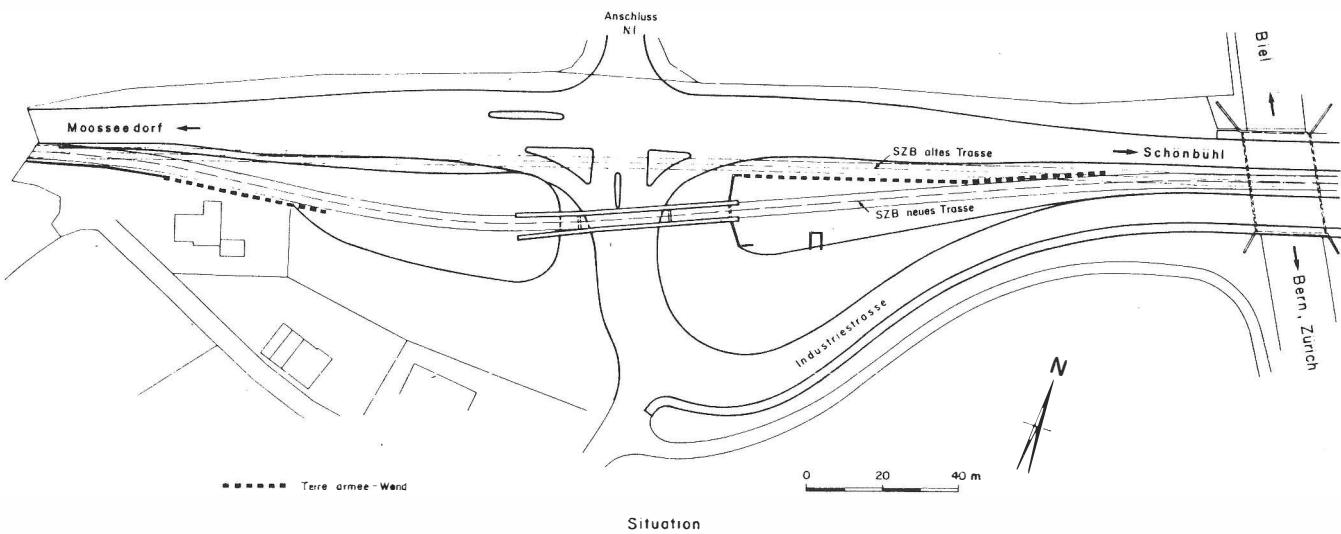


Bild 6

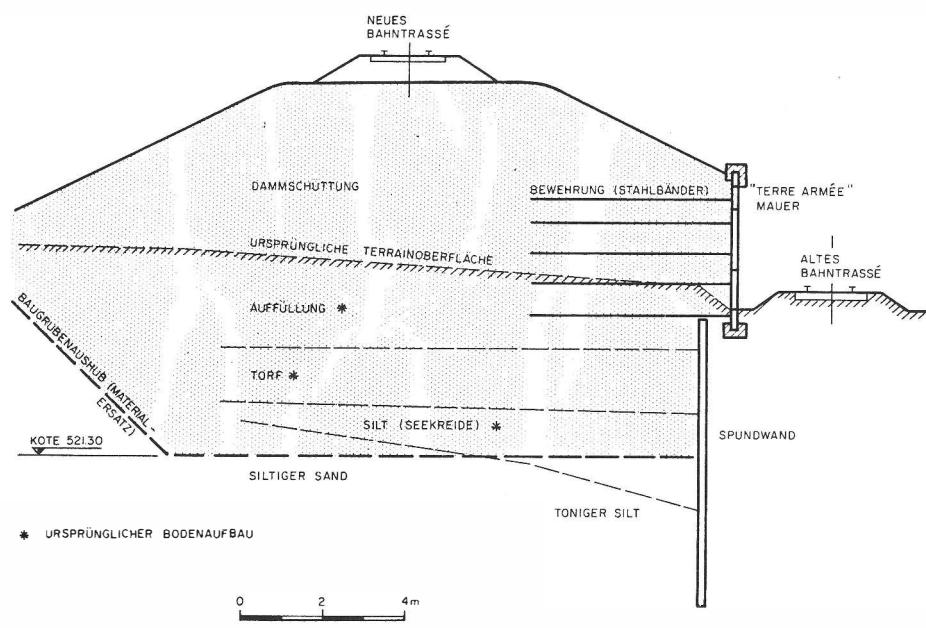


Bild 7

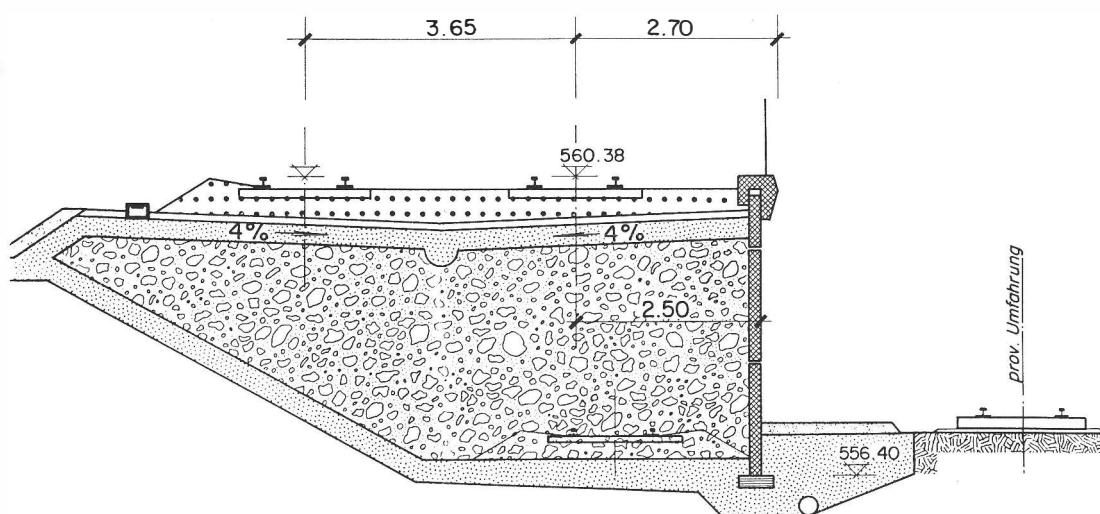


Bild 8

Als beidseitige Fortsetzung der Überführungsbrücke dienen Erddämme mit einer grössten Höhe von sechs Metern. Auf der einen Seite musste die Stützmauer gegen das Lichtraumprofil des alten Bahnrassés errichtet werden, auf der andern Seite machte ein bestehendes Einfamilienhaus eine Verkürzung der Böschung nötig. (Bild 7)

Unter Auffüllungsmaterial folgt Verlandungsboden aus Torf und Seekreide bis auf 4 Meter unter Terrain.

Die Stützmauer weist im Endausbau eine Höhe von 3.75 Meter auf und bildet den Abschluss des Dammes mit 1:2 Böschungsneigung.

Der Materialersatz erfolgte nach dem Einbau einer zwei Meter starken Sandschicht mit siltigem Kies aus einem Baugrubenashub.

Nach etwa 4 Monaten klangen die Setzungen der Schüttung deutlich ab und der Wandfuß hatte sich bis dahin um mindestens 20 cm gesenkt.

Die Planung machte das Büro Rapp in Basel, mein Büro übte die örtliche Bauleitung aus und die Stützmauerbestandteile wurden vom Bauunternehmer direkt bei der BEVAC (dem Vorgänger der Terrearmée AG) gekauft.

Die Überwachung erfolgt in kürzeren Abständen durch das Bahnpersonal, jährlich durch uns anhand einer photographischen Mauerabwicklung.

6.2 Projekt Zollikofen

Im Herbst 1981 werden wir die zwei Varianten "Terre-Armée" und "Spundwand" ausschreiben und erst auf Grund der verbindlichen Unternehmerofferten wird über die Ausführungsart entschieden werden. Hier macht mein Büro Planung und Bauleitung und wir werden wiederum die Lösung mit dem Kauf der Elemente durch den Unternehmer wählen. (Bild 8)

7. SCHLUSSFOLGERUNGEN:

Auch das Erstellen eines bewehrten Erdwerkes bringt keine Wunder auf dem Gebiete der Verantwortungen, im Gegenteil: Unklare Abmachungen lassen aus den ursprünglichen Partnern Parteien werden, die spätestens vor Gericht ihre Verantwortungsbereiche abgrenzen lernen.

Die Hauptpunkte:

- in der Ausschreibung die Verpflichtung des Unternehmers für den Bezug der Mauerbestandteile beim Generalvertreter festhalten und verlangen, dass die Garantiefristen den SIA-Normen entsprechen,
- im Laufe der Planung und der Ausführung als Bauingenieur stets die Übersicht über das ganze Werk behalten,
- Verantwortungsbereiche, Zuständigkeiten und Pflichten frühzeitig, klar und unmissverständlich regeln.

Die bewehrte Erde ist sicher, Sie werden es im Laufe dieses Tages gemerkt haben, eine bemerkenswerte Bauweise mit bemerkenswerten Qualitäten, wie rasche und einfache Ausführung, Möglichkeit, nahe an Verkehrswege zu bauen, ansprechende Gestaltung und anderen Vorteilen.

Ich wünsche der "Bewehrten Erde" in unserem Lande, dessen Ingenieure sich den technischen Neuerungen noch nie verschlossen haben, eine gedeihliche Entwicklung.

Adresse des Verfassers:

Hanspeter Bernet
dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC
Kollerweg 9
3006 Bern

Nº 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Beispiel eines Bauwerkes aus Bewehrter Erde

von G. Fontana

Die Eisenbahnlinie Rorschach — St. Gallen, erbaut im Jahre 1856, durchquert zwischen Mörschwil und St. Fiden auf einer Länge von über 2 km ein Rutschgebiet am rechten Hang des Steinachtobels.

Auf dieser Strecke mussten in den letzten Jahren zur Sicherung der Bahnlinie bedeutende Arbeiten ausgeführt werden.

In den Jahren 1972 — 73 hat man in der Region St. Gallen besonders intensive und langanhaltende Niederschläge registriert.

In der Folge, wurden oberhalb der Bahnlinie an einem relativ flachen Hang mit einer Neigung von knapp 1 : 2 auf einer Länge von 50 m Rissbildungen festgestellt.

Die Auswertung einer sofort eingeleiteten Sondierkampagne ergab, dass der Bahnkörper in diesem Abschnitt auf dem Fuss einer alten, als Ganzes schon längst stabilisierten Rutschmasse gebaut wurde.

Die neuen Rutschbewegungen wurden im Bereich oberhalb der Bahnlinie und nur bis vor dem eigentlichen Bahnkörper festgestellt. Dieser wurde in sehr geringer Weise in Mitleidenschaft gezogen.

Es ist klar, dass sofort nach der Entdeckung des Schadens provisorische Massnahmen zur Sicherung der labilen Masse getroffen wurden.

In Detailarbeit wurden zahlreiche hydrologische und erdbau-mechanische Untersuchungen und Berechnungen durchgeführt. Die alte Rutschmasse besteht aus sandigen und tonigen Silten, verlehmt mit Mergeln mit Einschaltungen von Sand und Kies.

Damit erwies sich die Lokalisierung von Grundwasserträgern und Gleitflächen nicht einfach.

Nun galt es anhand der gewonnenen Erkenntnisse ein Projekt für die definitive Stabilisierung des Rutsches vorzubereiten.

Grundsätzlich waren zwei Massnahmen erforderlich:

1. Eine wirksame Entwässerung
2. Eine Belastung des Fusses der Rutschmasse, um das Gleichgewicht zu gewährleisten

Der Bau einer massiven oder einer Winkelmauer zur Abstützung eines Belastungskörpers fiel infolge der technischen und wirtschaftlichen Nachteile sofort ausser Betracht.

Verschiedene andere, besser geeignete Vorschläge wurden geprüft und man stellte fest, dass unter den gegebenen Bedingungen die Variante "Bewehrte Erde" die meisten Vorteile bieten würde und zwar:

1. Keine konzentrierte Belastung in der Nähe des Gleises
2. Geringe Empfindlichkeit auf allfällige Setzungen
3. Kohäsion in der Belastungsmasse
4. Einfache, einwandfreie Entwässerung
5. Leichte Montage ohne Beeinträchtigung des Lichtraumprofils der Bahn

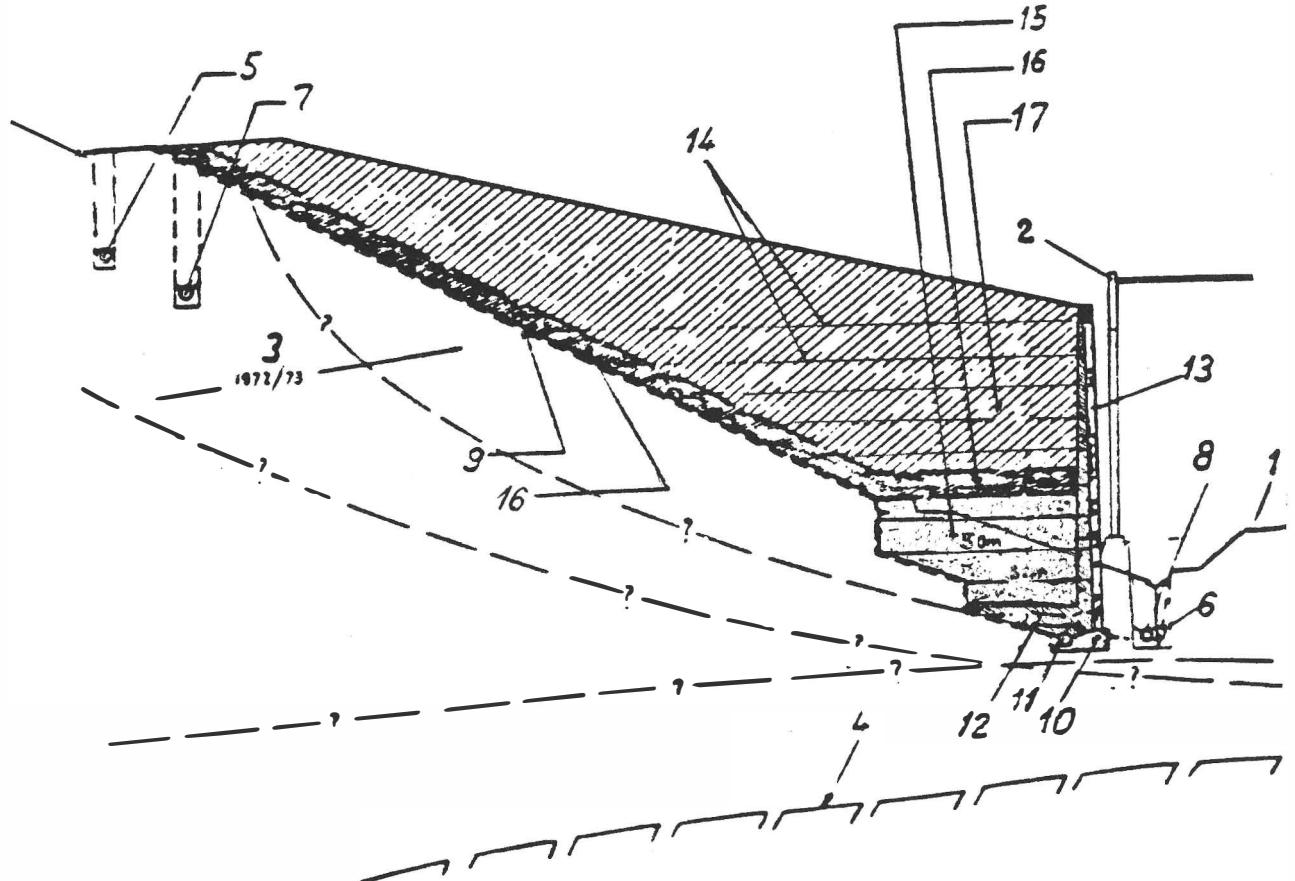


Bild 1

Der Aufbau des Erdkörpers wurde wie folgt vorgesehen:

Zustand vor dem Bau

- 1 Bahnkörper
- 2 Fahrleitungsmast
- 3 Rutschende Masse
- 4 Fest gelagerte Moräne
- 5 Alte obere Drainage
- 6 Alte Drainage des Bahnkörpers

Einige Zahlen zu diesem Bauwerk:

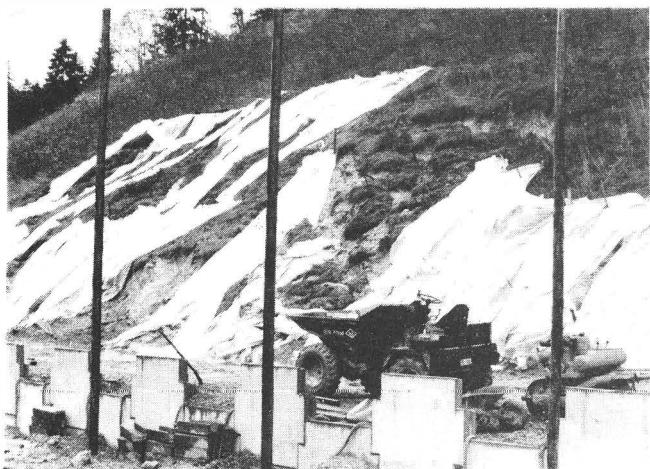
Länge der Schuppenwand	55,5 m
Höhe ab Fundament	6,0 m
Höhe ab Terrain	4,5 m
Anzahl Betonschuppen	149 St.
Wandfläche	300 m ²
Auffüllung mit altem Bahnschotter	3000 m ³
Total der Arbeitsstunden	2'600

Projekt

- 7 Neue obere Drainage
- 8 Neue Drainage des Bahnkörpers
- 9 Vlies-Matte
- 10 Betonfundament als Unterlage
für die Betonschuppen und das Entwässerungsrohr
- 11 Drainage des Erdkörpers
- 12 Geröll und Filterschicht
- 13 Betonschuppenwand mit parallel aufgezogener
Filterschicht, 50 cm stark
- 14 Verzinkte Stahlbänder
- 15 Wandkies 1. Klasse als Fuss-Sicherung
- 16 Wandkiesteppich
- 17 Schüttung des Belastungskörpers mit altem Bahnschotter

Die ganze Arbeit wickelte sich reibungslos neben einem Verkehr von beinahe 100 Zügen im Tag ab.

Nach dem raschen Abklingen der anfänglichen gleichmässigen Setzungen von wenigen Zentimetern hat man nun nach 6 Jahren weder Verformungen im Gefüge der Betonschuppen noch Bewegungen im Erdkörper feststellen können.



*Bild 2: Die Arbeiten sind hier bereits angefangen.
Übersicht des rutschenden Hangs. (Die Plastikabdeckung ist von
einem Sturmwind z.T. zerstört worden.)*



Bild 5: Montage der unteren Elemente der Schuppenwand



*Bild 3: Beginn der Arbeiten. Sicherheitshalber wurden am Anfang von
der Mitte aus kurze Abschnitte in Angriff genommen.
Vorne wird mit dem Aushub begonnen, hinten sind bereits die ersten
Elemente montiert.*

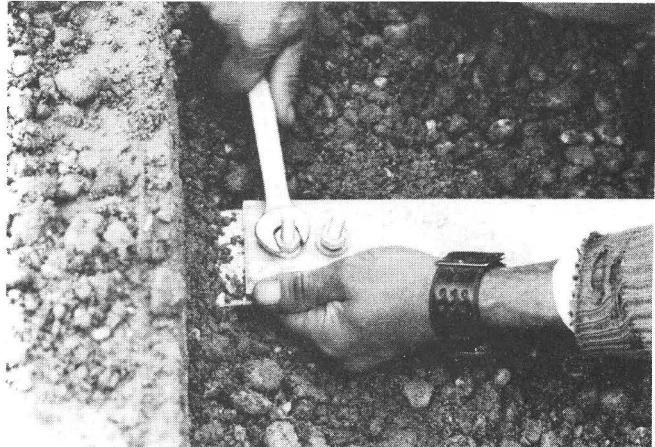


Bild 6: Befestigung der verzinkten Stahlbänder

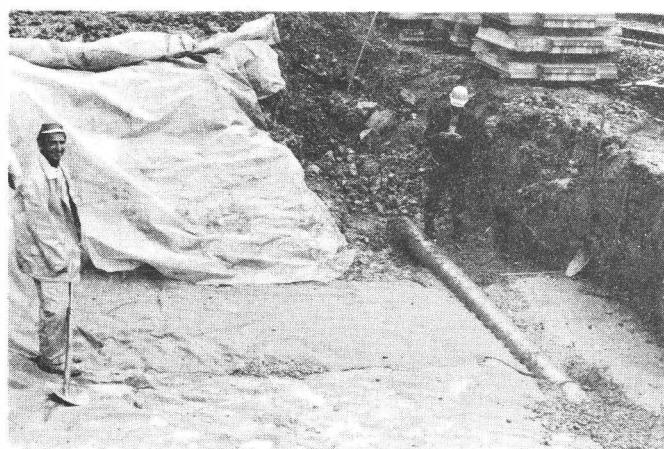
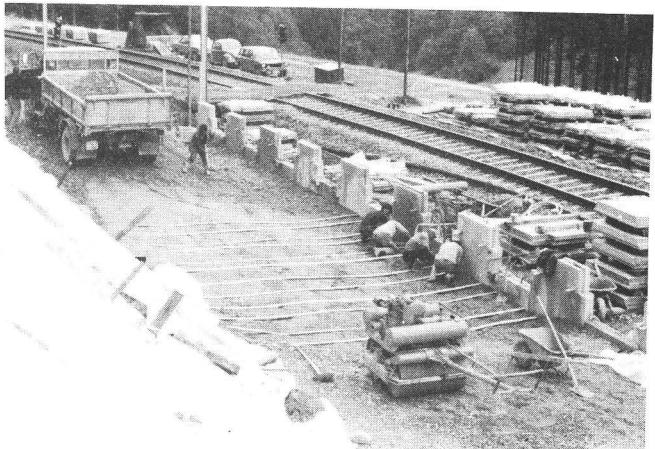


Bild 4: Fundamentplatte, Entwässerungsrohr, Vliesmatte



*Bild 7: Übersicht der Baustelle am Ende der Wandkiesschüttung.
Von dieser Phase an wurde die Arbeit durchgehend auf der ganzen
Länge weitergeführt.*

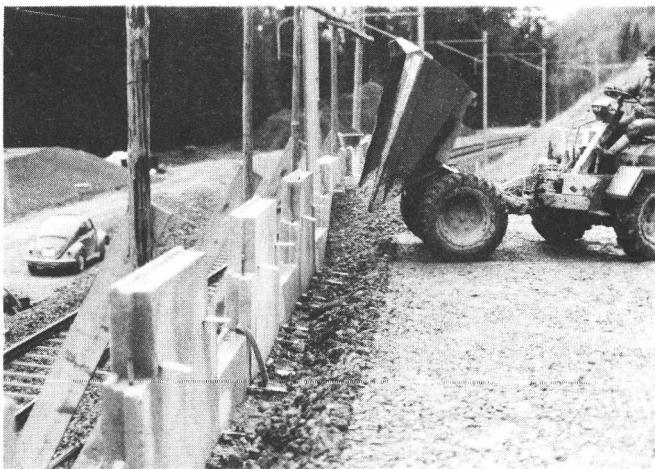


Bild 8: Verdichteter Bahnschotter. Gegen die Schuppenwand wird das Filterkies vertikal aufgezogen.



Bild 9: Die letzten Elemente zum Abschluss der Wand werden montiert

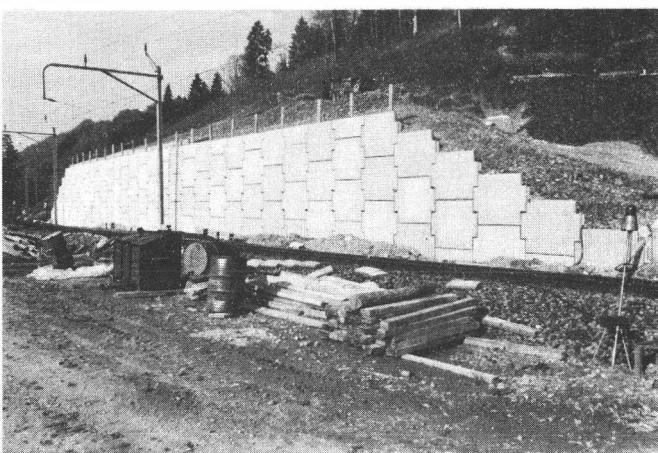


Bild 10: Ansicht des Baukörpers, die Schüttung ist beendigt.

Adresse des Verfassers:

Giovanni Fontana, dipl. Ing. ETH/SIA
Bergstrasse 29
8142 Uitikon

N° 103	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Studentagung gemeinsam mit der FGU des SIA, 14. Januar 1981 in Lausanne, 6. März 1981 in Zürich Journée d'étude conjointement avec le GTS du SIA, 14 janvier 1981 à Lausanne, 6 mars 1981 à Zurich

Qualitätsvergleich von Drahtschotterkörben

von B. Kuhn

Das Tiefbauamt des Kantons Zürich hat im vergangenen Herbst an der Eidg. Materialprüfungsanstalt EMPA in Dübendorf ein umfangreiches Prüfprogramm durchführen lassen, welches zum Ziel hatte, für künftige Ausschreibungen interne verbindliche Qualitätsanforderungen an Steinkörbe festzulegen.

An verschiedenen handelsüblichen Produkten in geschweisser und verdrillter Ausführung wurden *vergleichende Versuche* bezüglich der

- Qualität des Stahldrahtes
- Korrosionsbeständigkeit der Verzinkung

durchgeführt. Der Vergleich umfasste teils Fabrikate, deren besonders gute Korrosionsbeständigkeit aus jahrzehntelanger Praxis bekannt ist, teils neuere Produkte.

Die *Versuchsergebnisse* lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Unterschiede in der *Stahlqualität* sind gering. Die geprüften Drähte wiesen im Grossen und Ganzen eine ausreichende Festigkeit und Verformungsfähigkeit auf.

— In der *Korrosionsbeständigkeit* traten dagegen grosse Unterschiede zutage.

Die Versuche im Salzsprühnebeltest haben klar gezeigt, dass die Rostbildung umso später auftritt, je gleichmässiger die Zinkbeschichtung ist; das heisst, dass die im Mikrobereich örtlich vorhandene Minimalbeschichtung für den Beginn des Rostens massgebend ist.

Aus den Winkelversuchen ging hervor, dass bezüglich der Haftung der Zinkschicht ebenfalls merkliche Unterschiede bestehen. Hier fiel unter anderem auf, dass auch eine zu dicke Zinkschicht Nachteile hat, weil sie bei Verformung des Drahtes Risse bekommen und sogar abblättern kann.

Auf Grund der Versuchsergebnisse wurden durch das Kantonale Tiefbauamt nach Absprache mit den beteiligten Lieferfirmen die folgenden *Qualitätsanforderungen* festgelegt, welche für alle Konstruktionsteile der Drahtschotterkörbe gelten:

	MESSGRÖSSE/VERSUCH		ANFORDERUNG
STAHLDRAHT	Zugfestigkeit R_m	DIN 50145	minimal 450 N/mm ²
	Streckgrenzen-Verhältnis R_i/R_m		maximal 0,90
	Bruchdehnung A_{10}		minimal 10 %
VERZINKUNG	Zinkauflage minimal	nicht festgelegt	
	erste Rostbildung im Salzsprühnebeltest nach DIN 50021 SS	minimal 350 h	
	Winkelversuch 3 x Ø nach DIN 51215	keine Anrisse im Zinküberzug	

Tabelle:

Qualitätsanforderungen an Drahtschotterkörbe

In Zukunft wird vom Tiefbauamt des Kantons Zürich mit den Offerten für Steinkörbe ein von einem neutralen Prüflabor ausgestelltes Attest über die erwähnten Versuche verlangt, welches nicht älter als 1 Jahr sein darf.

B. Kuhn, dipl. Bauing. ETH,
Tiefbauamt des Kantons Zürich
Walchetur
8090 Zürich

Gabions für Fangdämme im fliessenden Wasser

von W. Weyermann

Der Fluss Duero (auf Portugiesisch Douro) bildet auf einer Strecke von rund 100 km die Grenze zwischen Spanien und Portugal. Dabei beträgt der Niveau-Unterschied rund 400 m, also gleich wie zwischen Zürichsee und Nordsee. Doch ist hier die durchflossene Strecke Limmat-Aare-Rhein etwa neunmal länger. Ferner können am Duero Internacional Hochwasser der Grössenordnung von $10'000 \text{ m}^3/\text{sec}$ vorkommen.

Die Talsperrenbauer hatten es also mit einem wilden Fluss zu tun. Die Gesteine sind kristalline Schiefer- und Gneisse abwechselnd mit Granitstrecken. Von einer solchen gibt Bild 1 einen Eindruck. Heute steht dort die 135 m hohe Staumauer Aldeadávila, die vom spanischen Konzessionär gebaut wurde; der weisse Strich deutet die Mauerkrone an. Bild 2 zeigt etwas näher das Flussbett. Die grossen Granitblöcke haben meistens Abmessungen von mehreren Metern. Kies und Sand sind nur in vereinzelten Ablagerungen von geringer Mächtigkeit vorhanden, weil die Hochwasser die engen Schluchtstrecken mit

grosser Geschwindigkeit durchspülen. Während der 4 Sommermonate mit Niedrigwasser muss mit sehr rasch wechselnder Wasserführung von ganz wenigen bis zu $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ gerechnet werden, je nach Betrieb des stromaufwärts bestehenden Kraftwerkes.

Unter solchen Bedingungen wurde ein Fangdamm für die provisorische Ableitung des Flusses in den Umleitstollen gebaut, wie Bild 3 zeigt. Mit Kränen wurden Gabions in das strömende Wasser fallen gelassen, um flussabwärts einen Stützkörper zu bilden. Er hatte natürlich nicht die genaue geometrische Form wie auf der Zeichnung. Als er aus dem Wasser herausragte, konnte abgeschätzt werden, dass etwa 2/3 des Flusses durch den Stollen gingen, und 1/3 durch die Gabions. Dann wurde oberwasserseits Felsaushubmateriel vor die Gabions geschüttet, die ihnen im reissenden Wasser Halt boten. Man verhinderte dabei Steine mit mehr als 20-30 cm, um das nachfolgende Rammen der Spundwände nicht zu erschweren. Anschliessend wurden



Fig. 1: Spanische Sperrstelle Aldeadávila am Grenzfluss Duero, flussaufwärts gesehen. Der waagerechte Strich bedeutet die Krone der 135 m hohen Bogenstaumauer.



Fig. 2: Das natürliche Flussbett bei Aldeadávila.

CASTRO
ENSECADEIRA DE MONTANTE

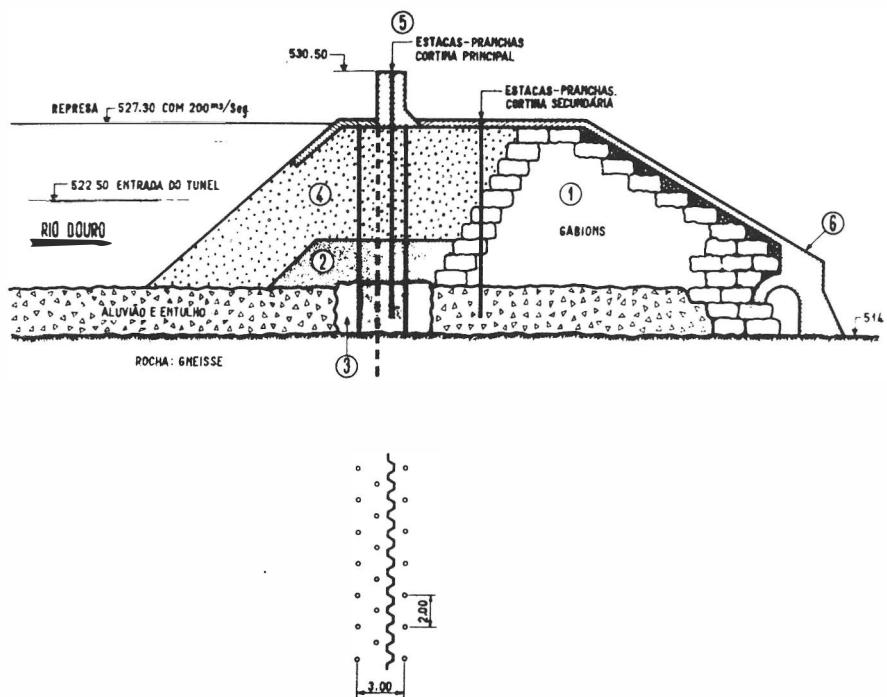


Fig. 3: Spanische Sperrstelle Castro (die Beschriftung ist portugiesisch wegen eines Vortrags in Lissabon). Projekt des oberen Fangdammes.

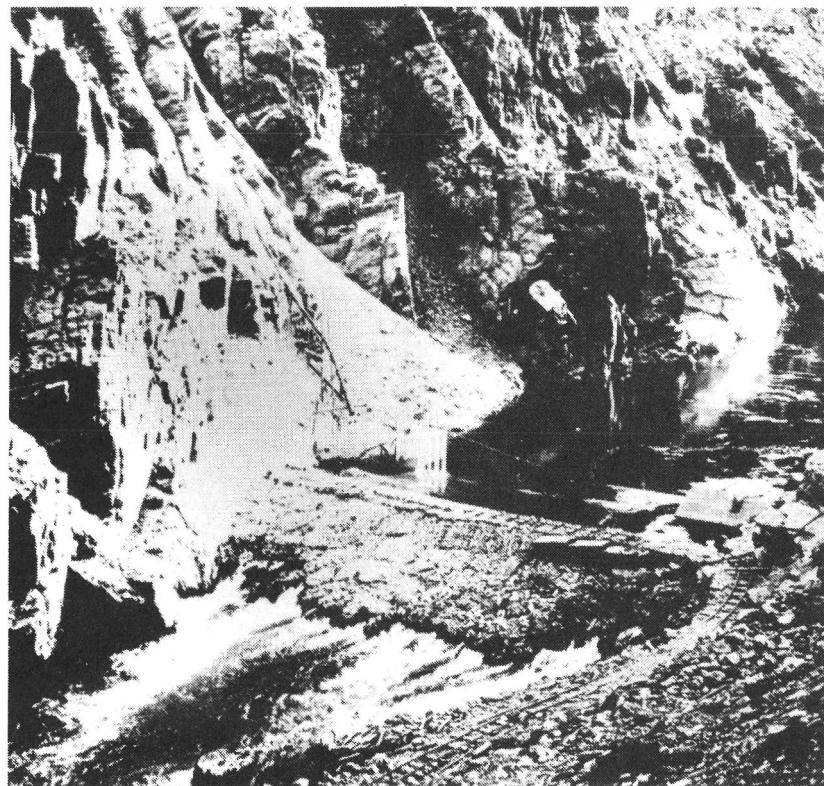


Fig. 4: Oberer Fangdamm von Castro vor dem Rammen der Spundwände.

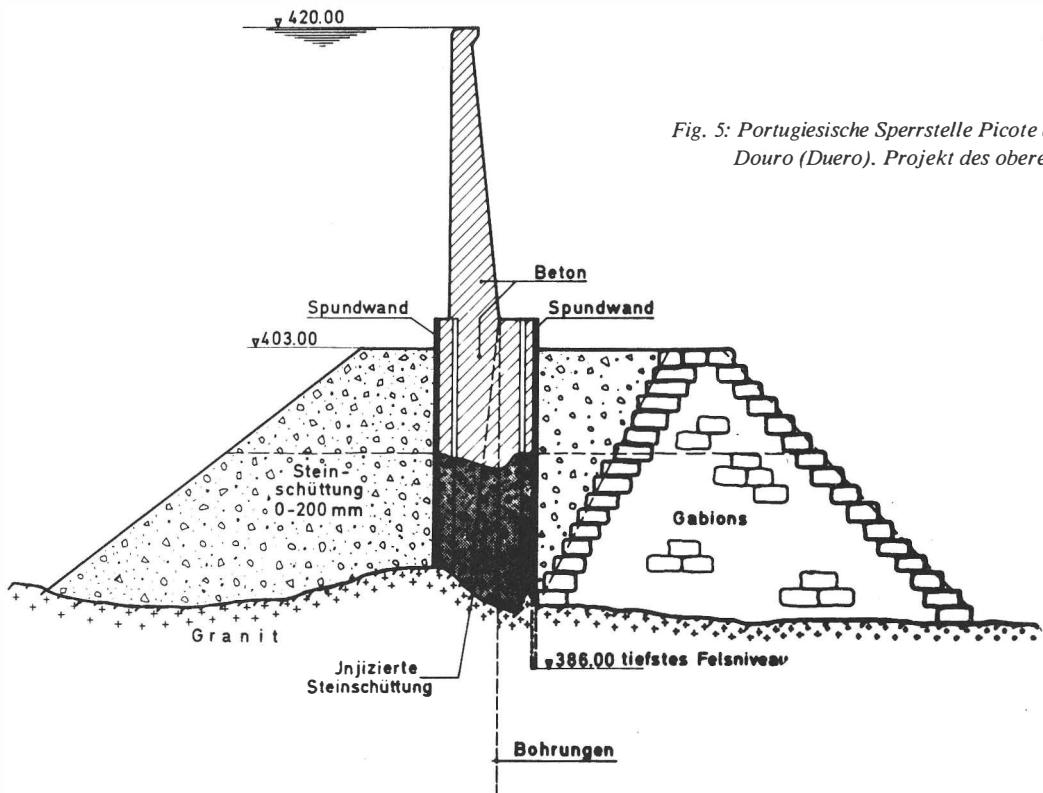


Fig. 5: Portugiesische Sperrstelle Picote am Grenzfluss Douro (Duero). Projekt des oberen Fangdammes.

die Löcher im angeschütteten Material gebohrt und die Injektionen durchgeführt, um die Öffnungen am unteren Rand und an den Flanken der Spundwand zu schliessen. Zum Schluss wurde in den letzten Wochen der Niedrigwasserperiode die Oberfläche des Fangdammes mit Beton verkleidet. So konnten die Hochwasser ihn überströmen, ohne den Damm zu beschädigen. Als die Niedrigwasserzeit des nächsten Jahres begann, konnte man die Baugrube vom ersten Tag an leer pumpen und den Bau des Staumauerfundamentes in Angriff nehmen.

Bild 4 ist eine Phase der Arbeit am oberen Fangdamm für die Staustufe Castro. Die Spundwände sind noch nicht gerammt, und ein beträchtlicher Teil des Duero strömt durch die Gabions. Diese Sickermenge wurde in einem Messüberfall im unteren Fangdamm beobachtet. Zu Beginn der Injektionen am 1. September 1949 betrug sie 800 lit/sec. Der auf 50 lit/sec garantierte reduzierte Durchfluss wurde Mitte Oktober erzielt.

Für die Staustufen Saucelle und Aldeadávila liess der spanische Konzessionär auch Fangdämme der gleichen Art bauen.

Als der portugiesische Konzessionär dann den Bau seiner ersten Staustufe Picote in Angriff nahm, plante er einen grösseren Umleitstollen und als Fangdamm eine 30 m hohe Betonbo genmauer. Für deren Gründung fanden aber weder die projektierten Ingenieure noch das italienische Unternehmertkonsortium eine sichere und rasche Lösung, und so wandten sie sich an unsere Erfahrung. Auf Bild 5 erkennt man, dass die Injektionen nicht nur zur Dichtung des unteren Randes der Spundwände dienten, sondern ebenso sehr zur Verwandlung der Steinschüttung in Beton, zwischen den beiden Spundwänden. Dieses ganze Bauwerk mit seinen so verschiedenen Phasen wurde von Ende Mai 1955 bis zum Oktober des gleichen Jahres erstellt. Am 15. Juli waren bereits beide Spundwände gerammt und auf die richtige Höhe abgeschnitten.

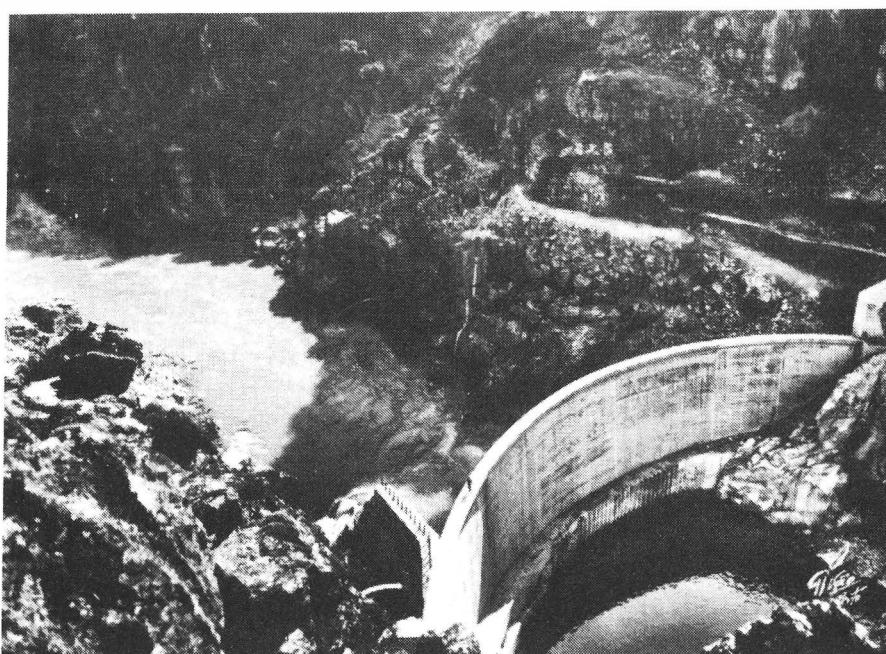


Fig. 6: Oberer Fangdamm von Picote nach der Hochwasserzeit.

Dieser Fangdamm hatte dann seine besondere Geschichte. Im Winter nach seiner Vollendung war die Wasserführung des Douro ungewöhnlich gross, so dass nur kleine Unterbrechungen in der Überströmung des Fangdammes eintraten. Oft betrug die Höhe des Wassers über der Mauerkrone mehrere Meter. Das hatte die Wirkung (Bild 6), dass Gabions und Steinschüttung auf der Wasserfallseite weggespült wurden. Es erwies sich als glückliche vorbeugende Massnahme, dass die Spundwandeisen mit dem Beton fest verbunden worden waren. Der Fuss der Spundwand war durch den Wasserfall fast ganz freigelegt worden und gestattete wieder einmal die Feststellung (Bild 7), dass im harten Granit Spundbohlen keinen dichten Anschluss erreichen können.



Fig. 7: Oberer Fangdamm von Picote. Ende der Spundwand am Fuss der rechten Talflanke.

Adresse des Verfassers:

Walter Weyermann, dipl. Ing. ETH/SIA
Rütistrasse 6
8032 Zürich

Bauingenieur im Ruhestand,
früher bei Rodio/Swissboring Übersee.