

Zur Berechnung und Ausführung geokunststoffbewehrter „Böschungen“ und „Wände“: aktuelle Kommentare und Projektbeispiele

Dr.-Ing. Dimitter ALEXIEW, HUESKER Synthetic GmbH, Gescher, Deutschland

KURZFASSUNG

Die Sicherung von Geländesprüngen mit Böschungen und Wänden aus geokunststoffbewehrter Erde hat sich in den letzten Jahren als Bauweise in Europa etabliert. Sehr oft ist es die optimale Lösung, die mehrere Vorteile verbindet.

Die zur Zeit überwiegende Unterscheidung zwischen „Böschung“ und „Wand“ ist eigentlich künstlich und führt eher zur Verwirrung und Inkonsistenzen bei der Berechnung. Auch werden bei Standsicherheitsanalysen immer noch entscheidende Bruchmodi übersehen. Beide Fragen werden kommentiert und es werden Hinweise gegeben.

Am Beispiel von ausgewählten, interessanten Projekten in Europa werden die Flexibilität der Lösungen, deren Kombinationsmöglichkeiten mit anderen Systemen und die Anwendbarkeit sowie das heute Machbare aufgezeigt.

1. GEOKUNSTSTOFFBEWEHRTE „BÖSCHUNGEN“ UND „WÄNDE“

Sehr oft müssen Böschungen steiler geformt werden, als es die eigene Scherfestigkeit des Bodens erlaubt. Dieses Problem bei (künstlichen) Geländesprüngen wurde sehr lange durch Stützwände (meistens vertikal) oder ähnliche Stützsysteme unterschiedlicher Art und aus unterschiedlichen Materialien gelöst (Steinmauerwerk, Beton, Stahlbeton etc.). Anfang der 60er Jahre entwickelte Henri Vidal das Konzept der „Bewehrten Erde“, indem er zum ersten Mal den Boden selbst mit horizontalen Stahlstreifen bewehrte und als Außenhaut flache vertikale Stahlbetonplatten verwendete. Inzwischen hat dieser Gedanke eine signifikante Weiterentwicklung durchgemacht, bis hin zu vertikalen (oder steil geneigten) Stützkonstruktionen mit horizontalen vollflächigen mehrlagigen Geokunststoffbewehrungen und unterschiedlichen Außenhautsystemen („Facings“). Die vollflächige Bewehrung (statt einer punktuellen Streifenbewehrung) macht solche Stützwände tendenziell weniger empfindlich gegenüber etwaiger Füllboden- oder Untergründinhomogenitäten und führt tendenziell zu einem besseren Verbundverhalten des gesamten Systems, das neulich oft KBE (Kunststoffbewehrte Erde) ge-

nannt wird. Die Lösung hat sich zunehmend durchgesetzt und inzwischen etabliert wegen ihrer Effizienz bezüglich Standsicherheiten (GZ1), Verformungsverhalten (GZ2), Bautechnologien, Adaptionmöglichkeiten, Dauerhaftigkeit und Kosten-Nutzen-Verhältnis. Zur Kosteneffizienz wird gerne (Abb. 1) [1] aus den USA zitiert. In Europa scheint sich diese Kostenrelation der Bauweisen zu bestätigen, obwohl es keine umfassenden Analysen gibt und die absoluten Zahlen ggfs. anders aussehen. Der Verfasser kennt Projekte, bei denen die KBE-Lösung um mehr als 30% billiger war, als z.B. Stahlbetonkonstruktionen.

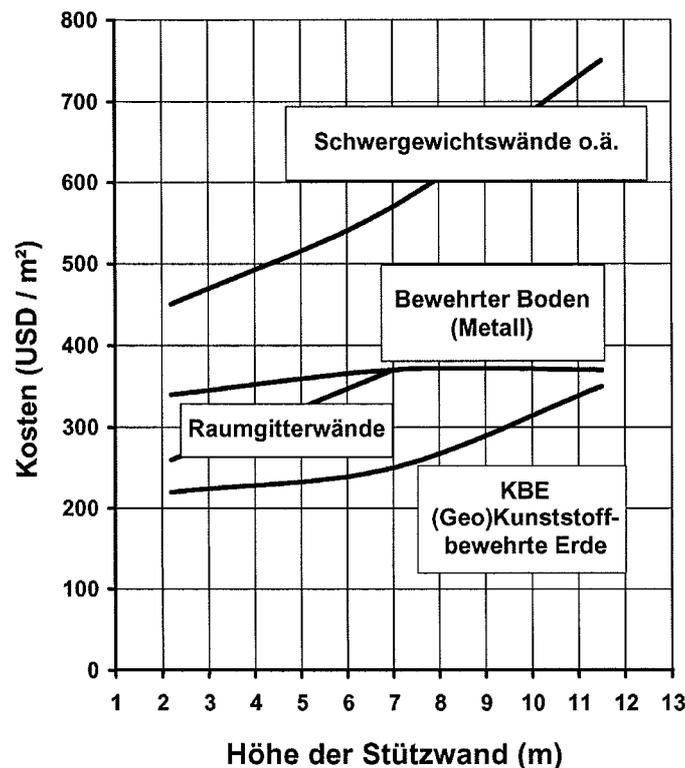


Abb. 1: Vergleich der Kosten für unterschiedliche Stützwandsysteme

In vielen Fällen ist es nicht unbedingt notwendig, vertikale oder fast vertikale Stützkonstruktionen zu erstellen. Oft ist es ausreichend, die Böschung mit einer Neigung von typischerweise 50° bis 60° zur Horizontalen zu gestalten, um einen Geländesprung zu sichern, wobei der Boden bei dieser Neigung ohne Zusatzmaßnahmen (Geokunststoffbewehrung) auch nicht standsicher wäre. In solchen Fällen spricht man gängigerweise von „(übersteilen) bewehrten Böschungen“ (Abb. 2).

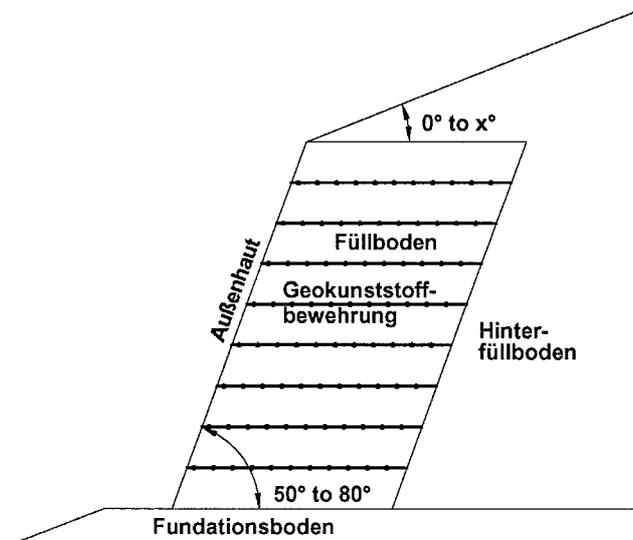


Abb. 2: Typisches Schema einer geokunststoffbewehrten Böschung

Das Grundprinzip des geokunststoffbewehrten Bodenmassivs bleibt wie bei den „Wänden“ gültig. Die Geometrie in Plan und Profil kann unproblematisch an das Gelände und die erforderliche Geometrie, z.B. der Trasse von Eisenbahn und Straße, angepasst werden.

Weil generell beliebige Neigungen (auch wechselnde) und Krümmungen ziemlich einfach zu bauen sind, können „bewehrte Böschungen“ oft besser an die Landschaft angepasst werden, als vertikale „Wände“.

Die Definition von „Wand“ und „Böschung“ ist bei KBE-Systemen ein Kapitel für sich. In mehreren Empfehlungen, Normen etc. (z.B. [2] und [3]) spricht man von „Böschungen“ bei einer Frontneigung von bis zu 70°, steilere Systeme sind dann „Wände“. Die empfohlenen Berechnungsmethoden für „Böschungen“ und „Wände“ unterscheiden sich z.T. signifikant. Der Verfasser vertritt die Meinung, dass ein solches Unterscheiden weder notwendig noch zweckmäßig ist und dies ist inzwischen auch die überwiegende Meinung, wenigstens in Deutschland. Bei internationalen Diskussionen weiß niemand mehr so genau, wie die 70°-Abgrenzung (Heimat: Großbritannien) seinerzeit entstanden ist und sich verbreitet hat. Stand sicherheitsprobleme und Bruchmodi sind praktisch identisch und folgen logischerweise grundlegenden bodenmechanischen Gesetzmäßigkeiten und Verhalten. Es liegt die Vermutung nahe, dass dieses Unterscheiden ein Erbe der „konventionellen“ Stützbauwerke ist, wo es eine eindeutige Trennung zwischen „Stützwand“ aus Beton oder Stahl und dem Boden, der darauf drückt, gibt. Dies ist aber nicht der Fall bei der KBE als Mischkörper aus Boden und Geokunststoffbewehrung. Gegen die Unterscheidung „Wand“/„Böschung“ sprechen auch praktische Überlegungen: infolge der formell unterschiedlichen Berechnungsverfahren erge-

ben sich starke Unterschiede im endgültigen Bauwerk z.B. bei Frontneigungen 2,5 : 1 ($68^\circ < 70^\circ \rightarrow$ „bewehrte Böschung“) und 3 : 1 ($72^\circ > 70^\circ \rightarrow$ „bewehrte Wand“), was bodenmechanisch und grundbaustatisch nicht vertretbar ist und auch noch oft zu Irritationen oder Spekulationen führt. Solchen Überlegungen und Erfahrungen wird wahrscheinlich bei der neuen Fassung von [2], die noch in Bearbeitung ist, Rechnung getragen: dort sind gleiche Berechnungen und Nachweise zu führen, unabhängig von der Frontneigung, womit der formelle Unterschied zwischen „Böschung“ und „Wand“ im hiesigen Kontext nicht mehr existiert. Im Folgenden wird in dieser Publikation dieser Unterschied auch nicht gemacht.

Ein interessanter und nicht zu unterschätzender Bereich bei KBE-Systemen ist die Ausbildung der Außenhaut. Sehr oft kann man die Außenhaut begrünbar konzipieren, was landschaftliche und ökologische Vorteile bringt.

Aus der Sicht der Bautechnologie handelt es sich letztendlich generell um Erdbauwerke. Es genügt im Allgemeinen, die Regeln des qualifizierten Erdbaus einzuhalten.

KBE-Systeme verhalten sich sehr duktil, können spürbare Setzungen und Setzungsdifferenzen ohne Schaden mitmachen sowie Erdbeben widerstehen. Die Literaturhinweise zu den letzteren Themen wären zu umfangreich, um hier zitiert zu werden.

Der für diese Aspekte interessierte Leser findet am schnellsten erste Informationen und weiterführende Referenzen in [4, 5, 6, 7].

2. BRUCHMODI UND (MANCHMAL VERGESSENE) STANDSICHERHEITSNACHWEISE

Die zu prüfenden Bruchmodi und zu führenden Standsicherheitsnachweise für KBE-Systeme finden sich inzwischen in unterschiedlichen Empfehlungen oder Normen weltweit (z.B. [2, 3]), wobei wie oben erwähnt immer noch unglücklicherweise zwischen „Wand“ und „Böschung“ unterschieden wird. Auf Details wird hier verzichtet. Auf jeden Fall universell gültig, auch für geokunststoffbewehrte übersteile Systeme, sind die althergebrachten bewährten Verfahren z.B. von Bishop mit Gleitkreisen und von Janbu mit polygonalen Gleitflächen (s.z.B. [8, 9]). Die einzige neue Komponente bei der Verwendung dieser Verfahren sind die rückhaltenden Kräfte bzw. Momente, die von den Geokunststoffbewehrungen als Zugglieder generiert werden. Im Schnittpunkt einer Gleitfläche mit einer Bewehrungslage wird die kleinste von drei möglichen Kräften angesetzt: die Bemessungsfestigkeit (neulich: „Widerstand“), der Auszieh Widerstand aus dem Boden „von links nach rechts“ und „von rechts nach links“. Moderne Rechenprogramme errechnen und verwenden diese kleinste Kraft (Widerstand) auto-

matisch (z.B. [10]). Die Ausziehkräfte sind vom Boden, von der spezifischen Geokunststoffbewehrung und von der vertikalen Bodenspannung abhängig (Unterschied zu z.B. Verpressankern o.ä.). Weitere Details finden sich in [2, 3, 11].

Insoweit ist die Berechnung und Bemessung nicht kompliziert.

Es werden jedoch oft zwei typische Fehler gemacht, und zwar u. A. aus unterschiedlichen Gründen: es wird dem Grundprinzip jeder Grundbaustatik „Prüfe alle denkbaren Bruchmodi!“ nicht konsequent gefolgt und / oder es wird spezifischen Besonderheiten der Geokunststoffbewehrung keine Rechnung getragen. Da die Folgen für die tatsächliche Standsicherheit von KBE-Steilsystemen sehr ernsthaft sein können, werden diese Fehler im folgenden behandelt. Man muss übrigens leider feststellen, dass Fälle bekannt sind, wo die weiter unten behandelten Bruchmodi gezielt außer Acht gelassen wurden, um zu billigeren (aber riskanten) Konstruktionen zu gelangen, sprich, man hat gezielt „spekuliert“.

2.1 Gemischter („compound“) Bruchmodus

In allen uns bis heute bekannten Empfehlungen und Normen wird ohne weiteres auf die Standsicherheitsnachweise für die s.g. „interne Stabilität“ (Abb. 3a) und die „externe Stabilität“ (Abb. 3b) verwiesen, aber nicht auf einen weiteren möglichen Bruchmodus, nämlich auf den s.g. „gemischten“ („compound“) Modus (Abb. 3c).

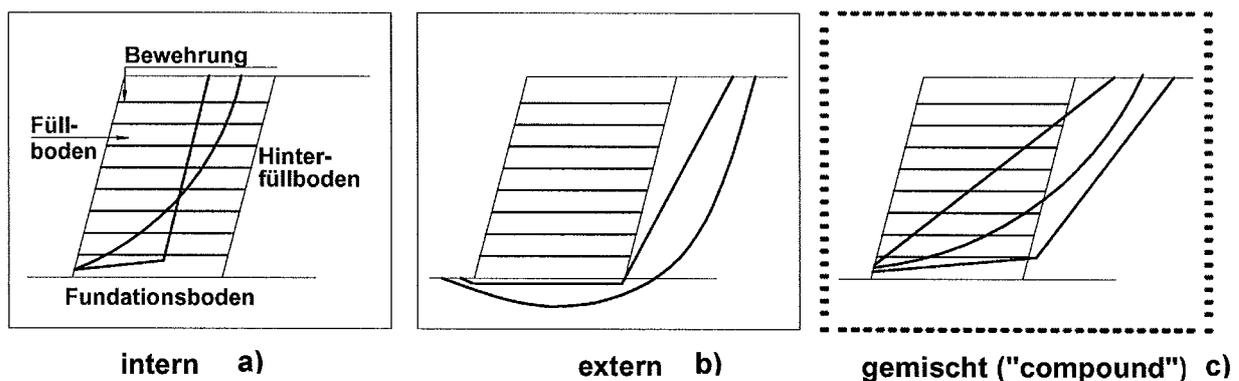


Abb. 3: Bruchmodi bei einem geokunststoffbewehrten Stützsystem

Bei dem „compound“ Modus verlaufen Gleitflächen sowohl durch das geokunststoffbewehrte Paket als auch durch den Hinterfüllboden. Der „compound“ Modus kann oft maßgebend für die Standsicherheit sein. Die Abbildungen 4, 5 und 6 zeigen als Illustration solch einen typischen Fall mit einer Gleitkreisanalyse nach Bishop [8] mit dem globalen Sicherheitskonzept. Die eigentliche KBE-Konstruktion ist 6,0 m hoch, der gesamte zu sichernde Dammkörper 8,0 m hoch mit einer deutschen SLW 60 – Verkehrsbelastung von 33,3 kN/m². Es handelt sich

also um keine exotische Konstellation. Der erforderliche globale Standsicherheitsbeiwert beträgt $\eta = 1,40$. In allen Fällen sind die Bewehrungen identisch (Geogitter FORTRAC®, ohne genaue Angaben, um die Bilder nicht zu überlasten). Die „interne“ (Abb. 4) und die „externe“ (Abb. 5) Standsicherheit sind mit $\eta = 1,44$ und $\eta = 1,42$ ausreichend, aber die Standsicherheit im „compound“ Modus (Abb. 6) ist mit $\eta = 1,21$ alarmierend. Bei Analysen mit dem neueren Konzept mit partiellen Sicherheiten [9, 12] ist der „compound“ Modus auch sehr oft kritisch.

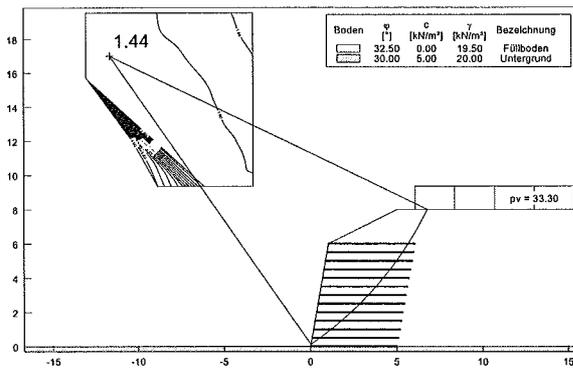


Abb. 4: „Innere“ Standsicherheit eines geokunststoffbewehrten (KBE) Bauwerks

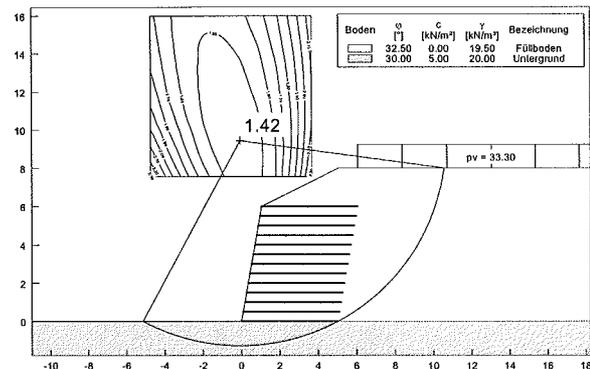


Abb. 5: „Äußere“ Standsicherheit eines geokunststoffbewehrten (KBE) Bauwerks

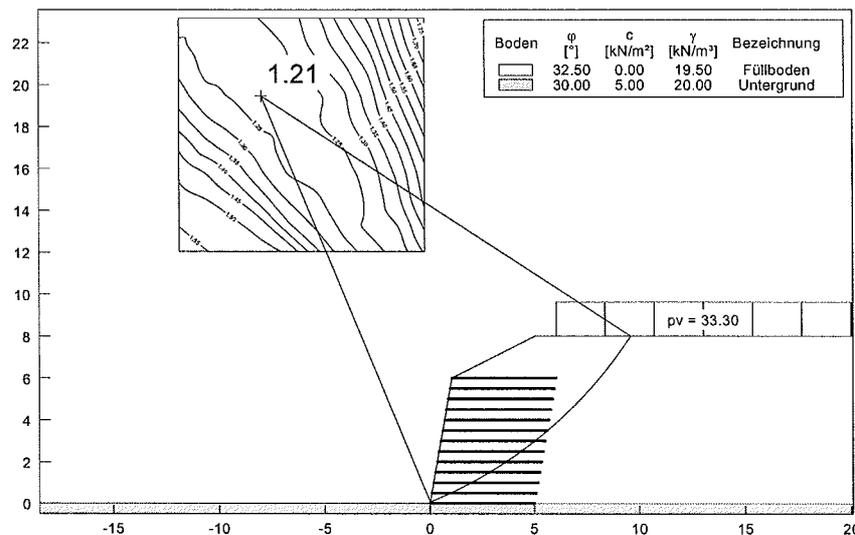


Abb. 6: Standsicherheit im „gemischten“ („compound“) Bruchmodus

Es steht fest: um bei diesem Bauwerk auch den „compound“ Modus abzusichern, braucht man längere und / oder stärkere Geokunststoffbewehrungen. Weil dies das Bauwerk verteuert (obwohl nicht allzu viel), wird der Nachweis des „compound“ Modus nicht immer und von allen gerne gesehen und es wird auf dessen Weglassen / Vergessen spekuliert, auch unter Berufung auf Empfehlungen oder Normen, die ihn nicht berücksichtigen, und zwar weltweit. Der Bruchmechanismus eines Bodenkörpers lässt sich aber nicht ohne weiteres formell in

„rein intern“ und „rein extern“ zwingen: der Boden kennt diese formelle Unterscheidung nicht und muss sich nicht danach richten. Das der „compound“ Modus nicht nur ein „Papiertiger“ ist, zeigt mindestens ein dokumentierter Fall aus den USA [13], der beinahe Menschenleben gekostet hätte. Man hört neuerlich von einem Problemfall in Deutschland, der ggfs. auf „compound“ Modus Versäumnisse zurückzuführen ist; offizielle Aussagen oder Publikationen gibt es noch nicht.

Wir haben vor ca. 2 Jahren in Zusammenhang mit einem größeren Projekt eine relativ umfangreiche Standsicherheitsstudie durchgeführt für Systeme mit 6 m Höhe, vertikal und ca. 60° steil, ohne und mit ansteigender Böschung über dem bewehrten Paket, ohne und mit Verkehrsbelastung und vor allem ohne und mit Berücksichtigung des „compound“ Modus.

Gerechnet wurde nach dem globalen Sicherheitskonzept [8] mit kreisförmigen und polygonalen Gleitflächen. Weitergehende Informationen finden sich teilweise in [14]. Es lässt sich zusammenfassend sagen, dass je nach Konstellation der globale Standsicherheitsbeiwert bei dem „compound“ Modus sehr oft um 0,10 bis 0,30 (bei Werten im Allgemeinen im Bereich 1,10 bis 1,60) kleiner war als bei den anderen Bruchmodi und somit für das Bauwerk in der überwiegenden Anzahl der Fälle maßgebend war.

Zusammenfassend: abgesehen von jeglichen zur Zeit weltweit existierenden Empfehlungen, Normen oder Rechenprogrammen ist der „compound“ Modus bei übersteilen KBE-Systemen (Abb. 3c) unbedingt auch nachzuweisen. Dies nicht zu tun, halten wir für nicht vertretbar.

2.2 Gleiten auf einer inneren Kontaktfläche

Spannungen bzw. Kräfte im Boden werden über Reibung und Adhäsion auf die Geokunststoffbewehrung übertragen und generieren dort Zugkräfte. Man spricht von einer Verbundwirkung und Verbundbeiwerten Geokunststoff / Kontaktboden. Es gibt zwei Möglichkeiten zur Quantifizierung der Verbundwirkung: über reibungs- und adhäsionsbezogene Beiwerte (VBR, VBA) oder über schub(scher)spannungsbezogene Beiwerte (VBS). Es gilt: $VBR = \tan \delta / \tan \varphi$, $VBA = a / c$, $VBS = \tau_g / \tau_b$. Dabei ist φ der innere Reibungswinkel des Bodens, δ der Reibungswinkel in der Kontaktfläche Geokunststoff / Boden, c die Bodenkohäsion, a die Adhäsion in der Kontaktfläche, τ_b die innere Scherfestigkeit des Bodens bei gegebener Normalspannung und τ_g die entsprechende Scherfestigkeit in der Kontaktfläche. Alle Größen werden durch entsprechende Versuche für konkrete Bewehrungen und Böden ermittelt und somit auch die produkt- und bodenspezifischen Verbundbeiwerte VBR, VBA und VBS.

Die Definition über VBS ist präziser, aber für die gängigen grundbaustatischen Nachweise schlechter geeignet, weil man bei denen analog zu der „ ϕ , c-Logik“ im Coulomb’schen Sinne beim Boden einer entsprechenden „ δ , a-Logik“ bei den Nachweisen mit Geokunststoffen folgt. Es kann in vielen Fällen (je nach Geokunststoff und Boden) vorkommen, dass die Verbundbeiwerte kleiner 1,0 sind. Dies bedeutet, dass die Kontaktfläche eine potenzielle Gleitfläche mit einer geringeren Scherfestigkeit als die Scherfestigkeit des Bodens selbst darstellt und somit die Gefahr des Abgleitens eines Teils des KBE-Pakets auf einer Bewehrungslage besteht. Dadurch ergibt sich ein zusätzlich zu prüfender, KBE-spezifischer Bruchmodus. Auf den Nachweis solch einer inneren Gleitstabilität kann nur dann verzichtet werden, wenn die gewählte Geokunststoffbewehrung einen s.g. perfekten Verbund zum Füllboden (Abb. 2) aufweist, d.h. $VBS \geq 1,0$. Bei der breiten Palette heutiger Geokunststoffbewehrungen bewegt sich der Verbundbeiwert im Bereich 0,6 bis 1,0 je nach Produkt und Kontaktboden. (Bei optimierten, auf den jeweiligen Boden abgestimmten Bewehrungen kann der Verbundbeiwert im Scherversuch auch mehr als 1,0 betragen).

Die Gefahr des Abgleitens auf einer Bewehrungslage als Sonderfall des „compound“ Modus ist auf den Abbildungen 7 und 8 illustriert. In Abb. 7 ist eine Standsicherheitsuntersuchung mit polygonalen Gleitflächen im „normalen“ „compound“ Modus (s. oben) wiedergegeben. Der globale Standsicherheitsbeiwert beträgt $\eta = 1,40$ und ist somit ausreichend. Bei dem Fall auf Bild 8 beträgt der Verbundbeiwert in der Kontaktfläche an der Oberseite Geogitterbewehrung / Boden $VBR = 0,7$. Die Situation wurde durch den Einbau einer dünnen Bodenschicht simuliert, welche einen inneren Reibungswinkel gleich $\phi_{sim} = \delta = \text{atan}(0,7 * \tan \phi)$ hat. Der sich ergebende globale Standsicherheitsbeiwert von $\eta = 1,20$ ist bei weitem nicht ausreichend: das gesamte Bodenpaket kann auf der Bewehrungslage abgleiten, mag die Bewehrung auch noch so zugfest sein. Analog dazu kann eine kritische Kontaktfläche an der Unterseite der untersten Bewehrungslage verlaufen, falls der Verbundbeiwert zum Fundationsboden (Untergrund) auch nicht ausreicht.

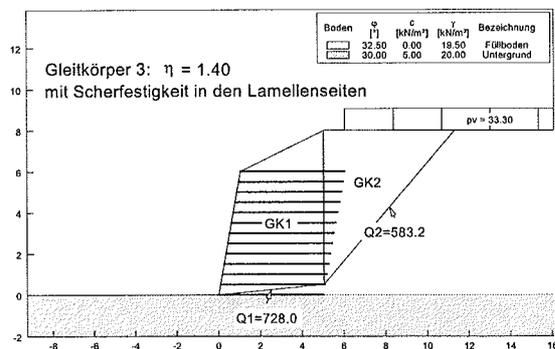


Abb.7: Standsicherheit im „compound“
Bruchmodus mit polygonalen Gleitflächen

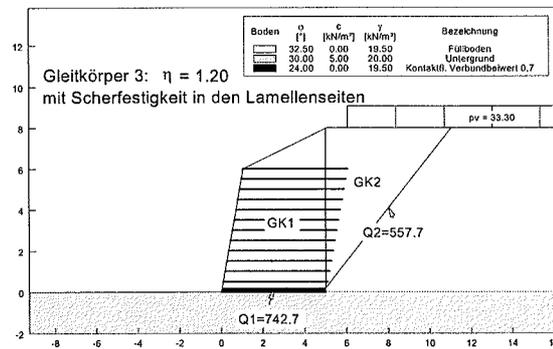


Abb. 8: Abgleiten auf einer Kontaktfläche
Geokunststoff / Boden bei nicht
ausreichendem Verbund

Es gibt zwei Möglichkeiten, dem Problem zu begegnen. Die erste und bessere besteht darin, sich eine Geokunststoffbewehrung auszusuchen, die zum vorgesehenen Füllboden einen besseren Verbund aufweist. Gesicherte (geprüfte) Verbundbeiwerte kann man bei dem Produzenten bzw. Lieferanten von Geokunststoffbewehrungen erfragen; die Verbundbeiwerte für die Produkte „X“ und mehrere Bodenarten sollten vorliegen. In spezifischen Fällen kann man zusätzliche Scherversuche veranlassen.

Die zweite und weniger effiziente Möglichkeit ist, die Bewehrungslage(n) zu verlängern. Auf detaillierte Analysen und Empfehlungen zur zweiten Möglichkeit wird aus Platzgründen verzichtet.

Zusammenfassend: Bei KBE-Stützsystemen ist immer zusätzlich ein KBE-spezifischer Bruchmodus nachzuweisen: das Abgleiten in der Kontaktfläche zu einer oder mehreren Bewehrungslage(n). Den Nachweis braucht man nur dann nicht zu führen, wenn a priori gesichert ist, dass der Verbundbeiwert beim Abscheren zwischen der Bewehrung „X“ und dem Boden „Y“ nicht kleiner als 1,0 ist.

3. AUSGEWÄHLTE PROJEKTBEISPIELE

3.1 Rutschhangsicherung in Vorarlberg, Österreich, 1994 (!)

Projekt und Ausführung liegen inzwischen 10 Jahre zurück und sind somit alles andere als neu. Aber eben wegen dieses Jubiläums und auch wegen der hochinteressanten Anwendung eines KBE-Systems mit wechselnden Neigungen und Krümmungen, mit lokalem Boden und mit Begrünung soll kurz darüber berichtet werden.

Unter der Talstation des Skiliftes Steinmähderwand bei Lech in Vorarlberg erfasste eine Rutschung den gesamten Hang von der Ecke der Station oben (Abb. 9) bis zur Bergstraße unten.



Abb. 9: Blick auf den oberen Bereich der Hangrutschung über Lech

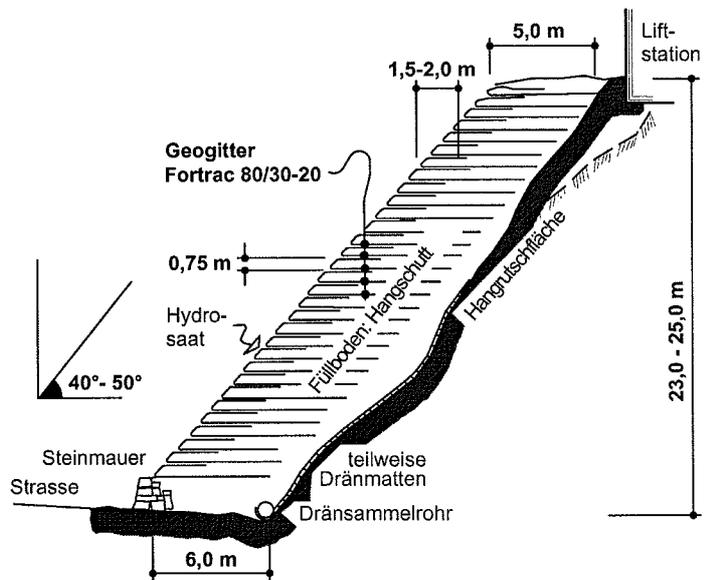


Abb. 10: Typischer Querschnitt der geogitterbewehrten Sicherungskonstruktion

Die Hangrutschfläche ist annähernd aus der typischen Querschnittsdarstellung (Abb. 10) ersichtlich.

Die Breite der Rutschung am Fuß betrug über 50 m, die Höhe, vertikal gemessen, lag zwischen 23 und 25 m. Der Hang musste im Sommer 1994 saniert und gesichert werden, noch vor der nächsten Skisaison.

Bei der Wahl des Sanierungskonzepts spielten folgende wichtige Aspekte eine Rolle:

- Die Lösung sollte landschaftlich in das umgebende Alpenbild passen (möglichst flexible Formgebung der Frontfläche)
- Das Bauwerk durfte so wenig wie möglich als künstliches Bauwerk erkennbar sein (möglichst vollflächig begrünbar)
- Materialtransporte mussten aus ökologischen und ökonomischen Gründen minimiert werden
- Der Lokalboden (Hangschutt) musste bei der Sanierung wiederverwendet werden
- Die Hangsicherung musste schnell, einfach und wirtschaftlich sein, jedoch ohne Sicherheitskompromisse, insbesondere wegen der potentiellen Personengefährdung (Ski-fahrer und Wanderer in direkter Nähe bzw. oben an der Station)
- Die Lösung sollte kein Provisorium, sondern eine Dauerlösung sein.

Man entschied sich unter Erwägung obiger Aspekte zu einer Hangsicherung mit Geogitterbe-
wehrung.

Die geotechnischen Rahmenbedingungen waren kurz beschrieben wie folgt:

- Die dreidimensionale Hangrutschfläche, welche sich natürlich ausgebildet hatte, erschien vorläufig (wenigstens kurzfristig) stabil; es war also kaum mit Erd-/Hangdruck von hinten auf das geogitterbewehrte Paket zu rechnen
- Es war Hangwasseraustritt vorhanden, vorwiegend in der unteren Böschungshälfte
- Bei dem als Füllboden wiederzuverwendenden Hangschutt handelte es sich um ein Kies-Sand-Schluffgemisch

Die grundbaustatischen Berechnungen resultierten in der auf der Skizze (Abb. 10) dargestellten Lösung. Die Bodenlagendicke von 0,75 m war für damals ungewöhnlich groß und sollte den Bau vereinfachen und beschleunigen. Die Polymerummantelung der Geogitter minimiert die Einbau- und Verdichtungsbeschädigung und sichert eine hohe UV- und Bewitterungsresistenz. Der Verbundbeiwert zum Füllboden lag bei $\geq 1,0$ (s. Abschn. 2.2). Der hydraulische Durchflusswiderstand ist praktisch gleich Null. Somit entsteht ein bewehrtes Paket aus Boden und Geogittern als duktile Hangsicherung mit einem optimalen mechanischen und hydraulischen Verhalten (keine gleitgefährdeten Kontaktflächen Boden / Bewehrung, s. Abschnitt 2.2, kein Wasserrückstau usw.). Konzept und Berechnung wurden vom Ing.-Büro Plankel & Partner (heute „3P“), Lauterach, erarbeitet.

Zum Ableiten des Hangwassers wurden in der Kontaktfläche Bauwerk / Rutschfläche Dränmatten und ein Dränsammelrohr vorgesehen. Um den Verbund Füllboden / Hangboden in dieser Kontaktfläche zu maximieren, wurde zu einem Kompromiss gegriffen: die 1 m breiten falllinien-parallelen Dränmatten wurden nicht durchgehend, sondern „zebraartig“ mit je 1 m Horizontalabstand geplant. Es wurde für den Füllboden (Hangschutt) ein Verdichtungsgrad $D_{pr} \geq 98\%$ vorgeschrieben.

Um die Außenhaut der geogitterbewehrten Hangsicherung dauerhaft vor UV-Bestrahlung zu schützen und aus landschaftlichen Gründen, wurde für die gesamte Frontfläche eine Hydro-saatbegrünung vorgesehen.

Das komplette Bauwerk wurde in weniger als zwei Monaten im Spätsommer / Herbst 1994 abgeschlossen (Abb. 11). Der Aufbau erfolgte durch versetzbare Großschalungen mit geringem Personalaufwand und mit gängigen Erdbaugeräten. Die 5 m breiten Fortrac[®] Bahnen wurden mit 10 cm Überlappung der Nebenbahnen installiert. Überlappungen in Ausrollrichtung = Hauptrichtung wurden nicht zugelassen. Durch das temperaturunabhängige Verhalten der Fortrac[®] Geogitter (flexibel auch bei Kälte) konnte witterungsunabhängig verlegt werden. Dank einer sorgfältig zusammengestellten, regional angepassten Hydro-saat gelang auch die landschaftliche Anpassung. Die Abbildung 12 zeigt das begrünte Bauwerk, welches nicht

mehr als künstliche Hangsicherung zu erkennen ist. Nach inzwischen über 10 Jahren und mehrfachem Saisonwechsel hat sich das Bauwerk sowohl als Hangsicherung als auch als Landschaftskomponente gut bewährt.

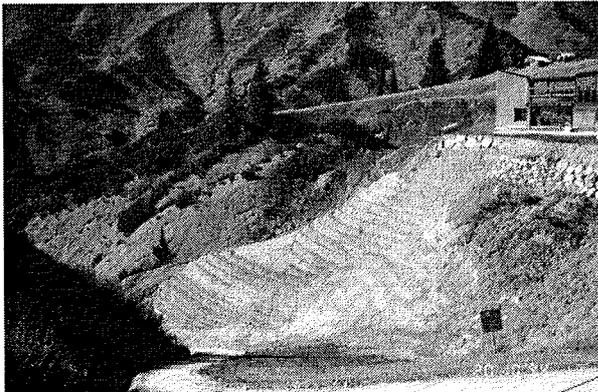


Abb. 11: Hangsicherung Steinmähderwand über Lech kurz nach Fertigstellung

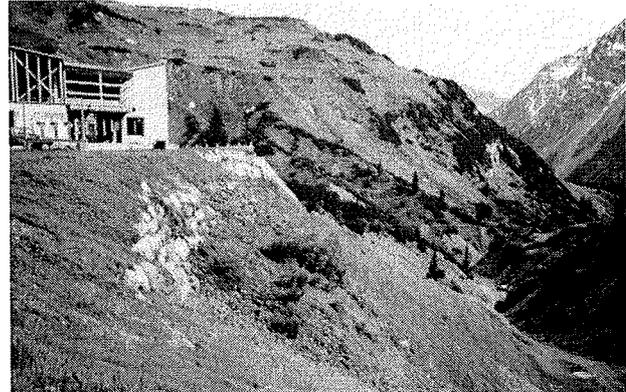


Abb. 12: Bauwerk ca. 1 Jahr später, durch Formgebung und Begrünung in die Landschaft voll integriert

3.2 Stützkonstruktion bei Oberstdorf, Deutschland, 2002

In der Nähe von Oberstdorf musste eine Straße in Hanglage gebaut werden. Eine KBE-Stützkonstruktion erwies sich unter ökonomischen und landschaftlichen Gesichtspunkten als die optimale Lösung. Spezifisch für das Projekt waren vor allem zwei Momente:

- A. Da sich das Bauwerk im Gebirge befindet, sollte aus ökologischen und ökonomischen Gründen der lokal vorhandene stark bindige Boden (vorwiegend tonige Schluffe und schluffige Tone) als Füllboden verwendet werden.
- B. Weil dies auch das typische Hangmaterial war, mit dementsprechend variierender, aber im Großen und Ganzen bescheidener Scherfestigkeit und ständiger Überfeuchtung, musste man auf geeignete Art und Weise die externe Standsicherheit der Konstruktion sichern.

Das endgültige Konzept samt Berechnungen wurde von den Ing.-Büros Linka, Deutschland und Brandner, Österreich, erarbeitet und ist auf Abbildung 13 dargestellt. Es ist eine nicht alltägliche Lösung, bei der man eine KBE-Konstruktion mit einem Pfahl-Riegelbalken-System kombiniert. Es wurden auch früher KBE-Systeme auf Pfählen aus ähnlichen Gründen gesetzt [15], aber doch im Rahmen einfacherer Konzepte. Bei diesem Projekt wollte man nicht nur die externe Stabilität der KBE-Böschung sichern und den Hang „verdübeln“, sondern auch die Straße samt Böschung vor Kleinstbewegungen des Hanges schützen. Um das ganze System möglichst flexibel und unempfindlich zu gestalten und die generelle Duktilität von geokunststoffbewehrten Systemen zu nutzen (s. Abschnitt 1) und auch aus Kostengründen hat man beschlossen, den Abstand von drei Metern von Riegel zu Riegel mit geosyntheti-

scher Bewehrung zu überbrücken. Dazu hat man vorhandene Berechnungsmethoden und Erfahrungen genutzt [16]. Eine der Besonderheiten des Projektes besteht darin, dass die untersten Geogitterlagen mit beträchtlichen Zugfestigkeiten (Kurzzeit: bis zu 1200 kN/m bei einer Dehnung von nur 5%) nicht wie normalerweise zwischen Hang und Außenhaut mit ihrer Haupttragrichtung (=Ausrollrichtung) orientiert sind, sondern perpendicular dazu, von Riegel zu Riegel. Erst die oberen Geogitterlagen sind „konventionell“ verlegt (Abb. 14).

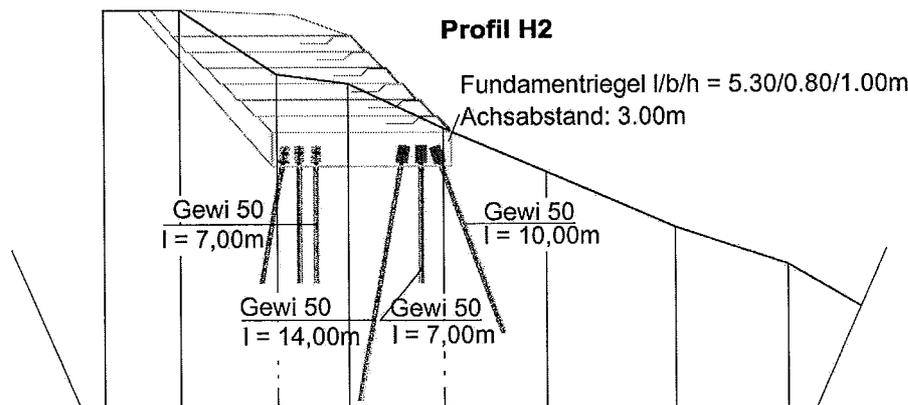


Abb. 13: Typischer Querschnitt der Stützkonstruktion bei Oberstdorf

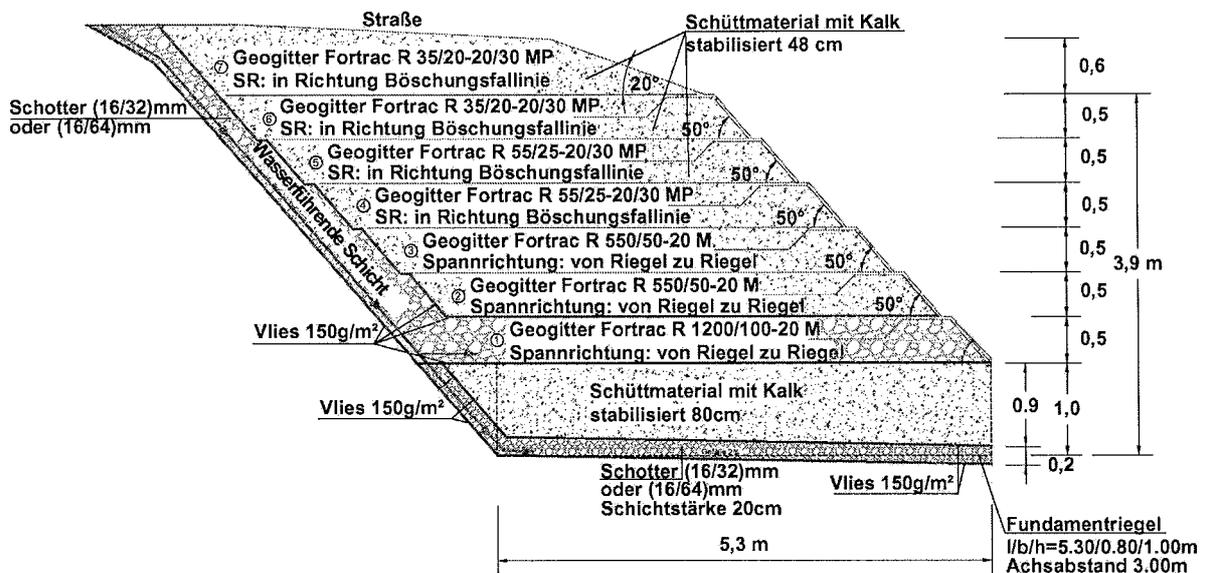


Abb. 14: Stützkonstruktion bei Oberstdorf: Geogitterbewehrung. Spannrichtung der untersten Lagen beachten!

Die Verwendung des bindigen Lokalbodens als Füllboden kam nur nach einer Kalkstabilisierung in Frage, wodurch er stark alkalisch (pH > 11) wurde. Bei pH-Werten > 9 darf das ansonsten hochwertige hochfeste Polyester (PET) als Rohstoff für die Geogitter nicht verwendet werden (s.z.B. [11], demnächst auch die Folgeausgabe 2005), weil durch die s.g. externe Hydrolyse das Material stark angegriffen wird. Deswegen wurde für alle Bewehrungen die

Geogitterfamilie Fortrac[®] M, bzw. Fortrac[®] MP aus dem Rohstoff Polyvinylalkohol (PVA) verwendet.

Das verwendete PVA ist auch bei extrem hohen pH-Werten dauerbeständig, kombiniert mit hohen Zugkräften bei kleinen Dehnungen und sehr geringer Kriechneigung [17] und wurde deshalb in den letzten Jahren bei vielen Projekten eingesetzt. Die Alkalibeständigkeit war hier für alle Bewehrungen wichtig, und die hohe Dehnsteifigkeit und Zugfestigkeit für die Überspannung der Riegelbalken. Spezifisch bei dem Projekt ist die doppelte Tragwirkung der untersten, wandparallelen, balkenüberspannenden Geogitterlagen Fortrac[®] 1200/100-20 M und Fortrac[®] 550/50-20 M: sie überbrücken mit ihrer starken Richtung (1200 bzw. 550 kN/m) die Balken und arbeiten gleichzeitig mit ihrer schwächeren Richtung als „konventionelle“ Böschungsbewehrung zwischen Hang und Außenhaut. Aus Platzgründen werden nur zwei interessantere Fotos aus der Bauphase gezeigt: auf Abbildung 15 erkennt man die Verlegung der untersten Geogitterlage und auf Abbildung 16 den Durchhang dieser Lage bei der Spannweite von 3 m zwischen den Riegelbalken nach Einbau und Verdichtung der ersten Füllbodenschichten. Dieser Durchhang ist für solche Überbrückungssysteme typisch und wird bei dem weiteren Systemaufbau ausgeglichen. Bei hochfesten kriecharmen Bewehrungen kommen dann in der Betriebsphase kaum Verformungen dazu [16].

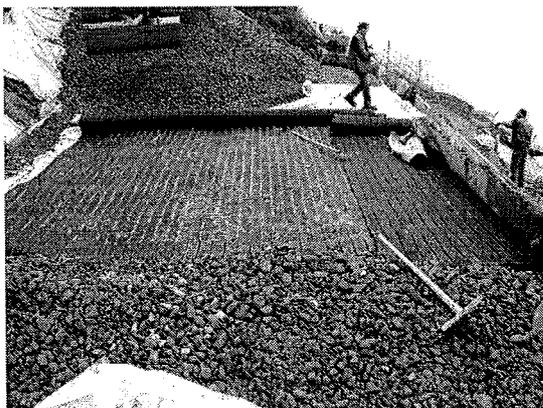


Abb. 15: Wandparallele Verlegung der untersten, balkenüberspannenden Geogitterlage

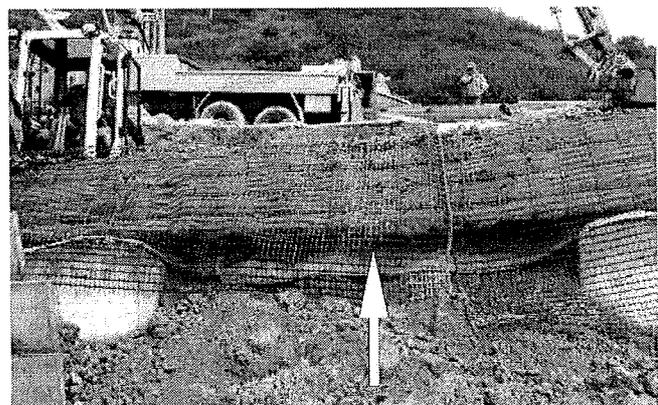


Abb. 16: Durchhang der untersten Geogitterlage zwischen den Riegelbalken (Spannweite 3 m)

Die Stützkonstruktion wurde mit Erfolg binnen kurzer Zeit gebaut und steht seit mehr als zwei Jahren unter Betrieb, ohne Anzeichen von Verformungen oder Instabilitäten.

Aber: auch wenn es zu geringen Hangbewegungen kommen sollte, so hätte dies auf Grund der oben erwähnten Duktilität des Systems nicht so schnell inakzeptable Folgen. Die Begrünung scheint gelungen zu sein, das Bauwerk ist in dem grünen alpinen Hang voll integriert.

3.3 KBE-Bauwerk an der Autobahn Madrid-Paris bei Etxeerate, Spanien, 2002 – 2003

Die neue Autobahn Madrid-Paris verläuft im Nordosten Spaniens durch gebirgiges Gelände. Auf Teilen der Strecke wird die bereits existierende Nationalstraße als die Autobahnrichtung Paris-Madrid nach Modifikationen verwendet, die andere Fahrtrichtung Madrid-Paris wurde höher am Hang mit einer selbstständigen Trassenführung konzipiert. Dazu mussten z.T. sehr hohe und steile Straßendämme gebaut werden. In einem besonders kritischen Bereich bei Etxeerate musste auf einer Länge von einigen hundert Metern ein Dammkörper mit einer Höhe von bis zu 22 m erstellt werden.

Aus wirtschaftlichen und landschaftlichen Gründen war eine Lösung mit einer geogitterbewehrten Erdkonstruktion und begrünter Außenhaut optimal. Ein typischer Querschnitt des endgültigen Projektes ist vereinfacht auf Abbildung 17 dargestellt. Abgesehen von der sehr großen Höhe und der schweren Verkehrsbelastung gab es bei dem Projekt Etxeerate unter anderem die Besonderheit, dass man vorwiegend einen extrem grobkörnigen Boden (Sprengfels) aus dem Aushub an benachbarten Strecken verwenden musste. Ein Größtkorn von z.B. 250 mm war keine Seltenheit, und der Bauherr wollte sich jegliche Aussortierung aus Kosten- und Zeitgründen sparen. Deswegen und auch wegen der entsprechend vorgesehenen schweren Verdichtungstechnik entschied man sich für eine ungewöhnlich große Dicke der Füllbodenlagen (=Vertikalabstand Geogitter) von 1,0 m, die dann in 2 Lagen à 0,50 m zu verdichten waren. Wegen dieses großen Abstandes von 1,0 m von Geogitter zu Geogitter mussten besondere Stahlgitterelemente in Kombination mit einem geeigneten Geotextil und den Fortrac®-Geogittern an der Innenseite für die zu begrünende Außenhaut entwickelt werden, auf die hier aus Platzgründen nicht eingegangen wird.

Aus bodenmechanischer Sicht war das Bodenmaterial weitgestuft (obwohl variierend), gut verdichtbar, ausreichend dränend und ohne Weiteres trotz Schwankungen mit einem rechnerischen Winkel der inneren Reibung $\geq 45^\circ$ ansetzbar. Wie so oft (s. Abschn. 2.1) war auch bei diesem Projekt der „compound“ Bruchmodus bei der Berechnung und Bemessung maßgebend (Abb. 18), die externe Stabilität war wegen des eher felsigen Hanges de facto kein Thema. Der extrem grobe Sprengfels als Füllboden stellt entsprechend spezifische Anforderungen an die zu verwendenden Geogitter: die sollten einen Verbundbeiwert $\geq 1,0$ zu diesem Füllboden aufweisen (s. Abschn. 2.2) und den Sprengfelseinbau und die Sprengfelssverdichtung mit geringen Festigkeitsverlusten überstehen. Diese Ziele wurden durch die projektbezogene

Produktion und Anwendung robusterer flexibler Geogitter mit großen Maschenweiten von 50 x 50 mm von Typ Fortrac® 150/30-50 und 110/30-50 erreicht.

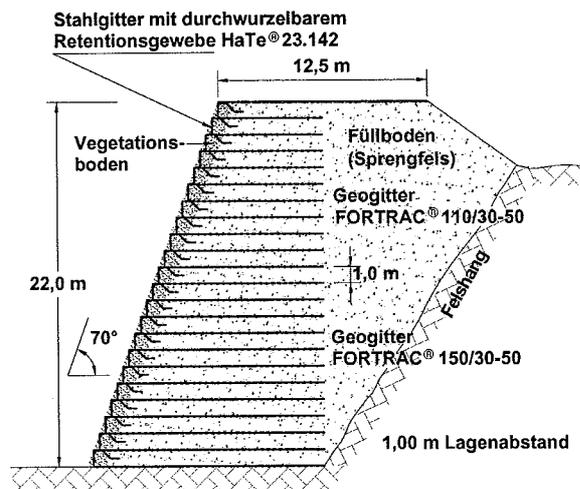


Abb. 17: Typischer Querschnitt des geogitterbewehrten Autobahndammes bei Etxeerate

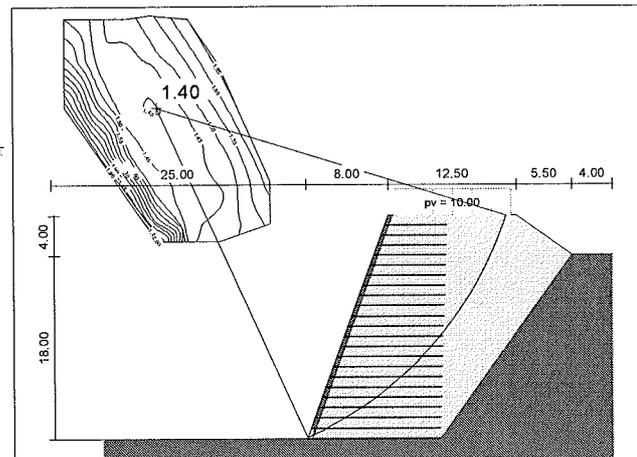


Abb. 18: Maßgebender „compound“ Bruchmodus bei dem Projekt Etxeerate

Der Aufbau erfolgte ohne Probleme unter Einsatz schwerer LKWs und Verdichtungswalzen. Die einzigen Verzögerungen ergaben sich ab und zu durch das Fehlen von Sprengfelmassen aus dem Aushub der zeitgleich gebauten benachbarten Strecken.

Auf der Abbildung 19 ist aus der Nähe eine der Bauphasen gezeigt, wobei man sich eine Vorstellung auch von den Bodenlagen, dem Füllboden und von der Außenhautausbildung (vor Begrünung) verschaffen kann. Abbildung 20 zeigt eine Luftaufnahme während des Aufbaus. Man erkennt unter dem neuen Bauwerk die alte Nationalstraße und an den beiden großen Muldenkippern auf dem übersteilen Damm die Höhe und Größe des Bauwerks. Das fertige Bauwerk sofort nach Inbetriebnahme ist auf Abbildung 21 zu sehen, noch vor Entwicklung der Begrünung. Nach fast zwei Jahren unter Betrieb sind am geogitterbewehrten Damm keine Verformungen oder Instabilitätsanzeichen festzustellen, die Begrünung hat sich auch etabliert.

Nach unserem Kenntnisstand handelt es sich bei dem Projekt Etxeerate mit 22 m durchgehender Höhe ohne Bermen oder Abstufungen um das höchste und steilste KBE-System an europäischen Autobahnen.

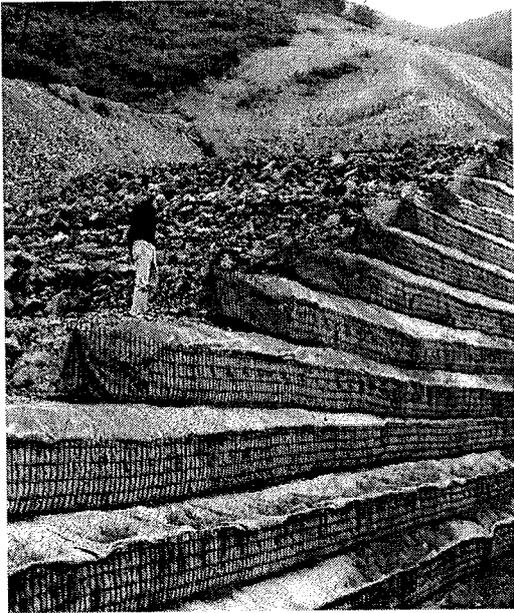


Abb. 18: Eine der Bauphasen: die Person kann auch als Maßstab dienen

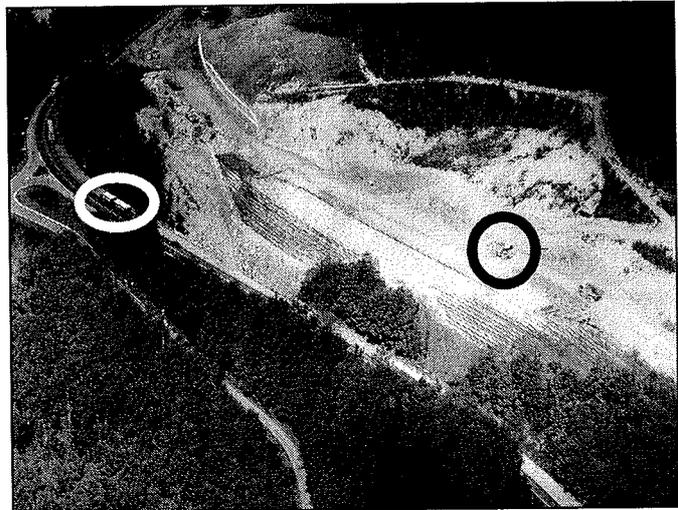


Abb. 20: Luftaufnahme während des Aufbaus; man beachte die LKWs und Muldenkipper als Maßstab



Abb. 21: Gesamtansicht des geogitterbewehrten Autobahndamms bei Etxeerate kurz nach Inbetriebnahme

4. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Geokunststoffbewehrte übersteile Stützsysteme haben sich neuerdings in Europa etabliert, da sie ökonomische, landschaftliche, ökologische und bautechnische Vorteile bieten. Zudem sind

sie sehr flexibel und adaptiv in der Formgebung und verhalten sich aus geomechanischer Sicht als duktile Systeme. Bei der Berechnung und Bemessung ist unbedingt auf zwei oft kritische Bruchmodi zu achten, die man oft vergisst oder nicht kennt. Anhand von drei geokunststoffbewehrten Erdbauwerken (KBE) in Europa aus unterschiedlichen Zeiten, für unterschiedliche Zwecke und bei unterschiedlichen Rahmenbedingungen und Vorgaben wird gezeigt, dass ein breites Spektrum von Problemen damit gelöst werden kann, dass KBE mit anderen Systemen (z.B. Pfählen) kombinierbar ist und dass z.B. heute Bauhöhen auch an Autobahnen praktiziert werden, die vor einigen Jahren noch als zu riskant angesehen worden wären.

Der Verfasser dankt allen an den Projekten beteiligten Bauherrn, Planern und Bauunternehmungen für ihre Innovationsbereitschaft und für die effiziente und angenehme Zusammenarbeit. Er dankt auch seinen Kollegen Dipl.-Ing. Hartmut Hangen aus Gescher und Dipl.-Ing. Iñaki Amigot aus Pamplona für ihren sehr kompetenten Einsatz bei den Projekten Oberstdorf und Etxeerate.

LITERATUR

- [1] Geosynthetic Research Institute GRI (1998): *GRI Report No. 20* from June 18. GRI, Drexel University
- [2] EBGEO (1997): *Empfehlungen für Bodenbewehrungen aus Geokunststoffen*. DGGT, Ernst & Sohn. (Zur Zeit in Neubearbeitung)
- [3] British Standards Institution BS 8006 (1995): *Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills*. London BSI.
- [4] Various (2000): Proc. EuroGeo 2 Geosynthetics Conference, Bologna, Italy, October 2000, Pátron Editore.
- [5] Various (2004): Proc. EuroGeo 3 Geosynthetics Conference, Munich, Germany, March 2004.
- [6] Various (1998): Proc. Sixth Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta 1998, USA, Minneapolis, IFAI.
- [7] Various (2002): Proc. Seventh Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, France, September 2002.
- [8] DIN 4084 (1981): *Gelände- und Böschungsbruchberechnungen*. DIN Berlin.
- [9] DIN 4084 2002-11 Entwurf (2002): *Gelände- und Böschungsbruchberechnungen*. DIN Berlin.
- [10] HUESKER Stability (2004): Version 1.05

- [11] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau (1994): *Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus*, FGSV Köln. (Neue Ausgabe erscheint bald)
- [12] DIN 1054 (2003): *Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*. DIN Berlin.
- [13] Berg R.R., Meyers M.S. (1997): *Analysis of the collapse of a 6,7 m high geosynthetic-reinforced wall structure*. Proc. Geosynthetics '97. Long Beach, Vol. 1, pp. 85-114.
- [14] Alexiew D., Da Silva A.E: (2003): *Discussion on limit equilibrium analysis models and modes for reinforced soil slopes and walls*. Proc. Geosintéticos 2003, Porto Alegre.
- [15] Jossifowa S., Alexiew D. (2002): *Geogitterbewehrte Stützbauwerke und Böschungen an Autobahnen und Nationalstraßen in Bulgarien*. Geotechnik 25 (2002), Nr. 1, Essen, S. 31-36.
- [16] Alexiew D. (2004): *Geogitterbewehrte Dämme auf pfahlähnlichen Elementen: Grundlagen und Projekte*. Bautechnik 81 (2004), H. 9, S. 710-716.
- [17] Alexiew D., Sobolewski J., Pohlmann H. (1999): *Projektbezogene Anwendungsmöglichkeiten von Geogittern aus neuartigen Polymeren*. Proc. 6. Informations- und Vortragstagung „Kunststoffe in der Geotechnik“, München, März 1999.



Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein

Österreichisches Nationalkomitee (im ÖIAV) der
International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
(ISSMGE)

5. ÖSTERREICHISCHE GEOTECHNIKTAGUNG

mit
"Vienna-Terzaghi-Lecture"
und
Verleihung des österreichischen Grundbaupreises

TAGUNGSBEITRÄGE

21. und 22. Februar 2005



im Hause des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins
Eschenbachgasse 9, A-1010 Wien