

ERDFALLÜBERBRÜCKUNGSSYSTEM EISENBAHNKNOTEN GRÖBERS – ZUR BEMESSUNG, AUSFÜHRUNGSPLANUNG UND BAUAUSFÜHRUNG

D. Alexiew
HUESKER Synthetic; Gescher

W. Ast
Eisenbahnbundesamt, Bonn

A. Elsing
HUESKER Synthetic; Gescher

H. Hangen
HUESKER Synthetic; Gescher

J. Sobolewski
HUESKER Synthetic; Gescher

KURZFASSUNG: Straßen und Eisenbahnstrecken, die Erdfälle überqueren, sind aufgrund von immer schwerer werdenden Lasten, höheren Geschwindigkeiten und anspruchsvolleren Anforderungen nicht nur bezüglich der Tragfähigkeit, sondern auch der Verformungen ein zunehmend wichtiger werdendes Problem. Die möglichen Lösungen werden von geosynthetisch bewehrten Systemen dominiert. Im Zuge des Verkehrsprojekts Deutsche Einheit Nr. 8 entstand bei der Ortschaft Gröbers ein Eisenbahnknoten u. a. mit Gleisen für den Hochgeschwindigkeitsverkehr. Der Eisenbahnknoten liegt über ehemaligem Braunkohletiefbau und ist somit tagbruch(erdfall)gefährdet. Der gefährdete Bereich weist eine Länge von ca. 800 m und eine Breite von ca. 120 m auf. Der prognostizierte größte Durchmesser eines potentiellen Erdalles wurde mit 4,0 m vorgegeben. Zur Erdfallsicherung wurde aus mehreren Varianten eine überbrückende Erde-Verbund-Konstruktion mit einer speziell dafür entwickelten Warnanlage ausgewählt. Das Tragsystem besteht aus einem zementstabilisierten Bodenblock mit einer im Kies gebetteten Geogitterbewehrung in der Basis. Das Projekt stellt in mehreren Aspekten (z. B. Berechnung, Bemessung, Materialien, Anforderungen an die Verlegetechnik, Beweissicherung für geosynthetische Produkte) ein Novum dar. Wegen der hohen Sicherheitsanforderungen von Hochgeschwindigkeitsstrecken der Bahn ist nicht nur die Bruchanalyse (Grenzzustand der Tragfähigkeit, GZ1), sondern auch die Verformung auf der Oberfläche des Systems (Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit, GZ2) im Falle einer Erdfall-Aktivität entscheidend. Kurz, es galt eine Reihe von bemessungs- und ausführungstechnischen Problemen erstmalig zu lösen.

Die vorliegende Publikation besteht aus zwei Teilen. Teil 1 befasst sich vorwiegend mit der Bemessung und Berechnung, Teil 2 vorwiegend mit der Ausführung.

Bei der Bemessung und Berechnung wurde ein verzweigtes Rechen- und Nachweisschema entwickelt, je nach Grenzzustand, Lastfall und auch Zustand vor und nach einem teilweisen Bruch des zementstabilisierten Bodenblocks. Ein Teil der Berechnungen wurde mit der FEM durchgeführt; insbesondere für die Nach-Boden-Bruch-Analysen wurden neue, semi-analytische Verfahren entwickelt und angewendet. Das zeitabhängige Verhalten (Kriechen) des angewendeten hochfesten Aramid-Geogitters wurde auch berücksichtigt.

Bei der Ausführung lagen besondere Augenmerke auf der räumlichen konstruktiven Durchbildung der Geogitterbewehrung (Ausführungspläne), auf deren präziser Verlegung (mittels einer speziellen Roll-Spann-Traverse) und auf der Qualitätssicherung.

Berechnung, Bemessung, Boden- und Geogitterkennwerte, die Ausführungspläne und der Qualitätssicherungsplan wurden vom Eisenbahnbundesamt geprüft und bestätigt. Die endgültigen Berechnungen und Nachweise sowie die Ausführungsplanung erfolgten in 2001. Der Bau ist inzwischen fast abgeschlossen.

EINLEITUNG

Der neue Eisenbahnknoten Gröbers mit 8 Gleisen auf der Strecke Leipzig-Halle ist ca. 800 m lang und 120 m breit. Der Abschnitt liegt in einem ehemaligen Bergbauegebiet. Zwei der Gleise gehören zur Hochgeschwindigkeitsverbindung Leipzig-Halle, welche für Geschwindigkeiten bis zu 300 km/h ausgelegt ist, während die übrigen „konventionellen“ Gleise für Personen- oder schwere Güterzüge sind. Der gesamte Bereich ist erdfallgefährdet. Aufgrund von örtlichen Erfahrungen, geologischen Analysen und Voraussagen wurde der mögliche Maximaldurchmesser eines Erdfalltrichters unterhalb der Gleise durch den Bauherrn Deutsche Bahn AG (DB) mit 4,0 m vorgegeben. Die Lage aller eventuell vorhandenen Hohlräume im Untergrund war nicht bekannt. Somit kann sich im Gelände ein „Trichter“ an einer beliebigen Stelle öffnen.

Während der ersten Projektphase wurden viele mögliche Lösungen zur Sicherung analysiert (z. B. tiefe Gründung auf Säulen, starre bewehrte Betonplatte, dynamische Verdichtung nach Tiefaushub usw.). Letztendlich wurde ein speziell für dieses Projekt entwickeltes Konzept gewählt. Es basiert auf zwei grundlegenden Ideen:

Erstens: Sicherstellung der Gebrauchsfähigkeit und Tragfähigkeit für eine vorgegebene Zeitspanne durch ein Tragsystem, welches den Erdfall überbrückt und

Zweitens: Feststellung der Entstehung eines Erdfalls durch ein Warnsystem. Wenn sich ein Erdfall öffnet, muss der Zugverkehr noch einen Monat weiterlaufen können; der Erdfall wird binnen dieses Monats mit Spezialtechniken verfüllt.

Das Tragsystem besteht aus zwei Hauptelementen: einem zementstabilisierten Bodenblock (ZSBB, im Projekt auch als „UT“ - für „untere Tragschicht“ - bezeichnet) aus vor Ort vorhandenem, kohäsiivem Boden und einer Geogitterbewehrung in einer dünnen Kiesschicht in der Basis des Blocks. Eine Warnschicht (Drahtmatrix mit Geotextilien) wird unterhalb des Geogitters eingebracht. Darauf wird hier aus Platzgründen nicht weiter eingegangen.

Im Folgenden werden in zwei separaten Teilen die Probleme und Lösungen der Berechnung und Bemessung und die Erfahrungen der Ausführung in 2001/2002 behandelt.

Das System ist in stark vereinfachter Weise in Abb. 1 und detaillierter in Abb. 2 wiedergegeben.

Das System wurde für eine Lebensdauer von mindestens 60 Jahren ausgelegt und muss Erdfälle mit einem Durchmesser von bis zu 4,0 m für mindestens einen Monat (d.h. während der für die Verfüllung der gebildeten Hohlräume notwendigen Injektionsarbeiten) überbrücken können.

Die geosynthetische Bewehrung erfüllt drei Funktionen: Erstens, Bewehrung des zementstabilisierten Bodenblocks, bevor ein teilweiser Ausfall auftritt (bewehrte „Platte“ über kleineren Hohlräumen). Zweitens, hochfeste tragende Membran für einen teilweise kollabierten Teil des Bodenblocks (ungünstigster Fall, große Hohlräume). Drittens, Gewährleistung des Mechanismus eines Gewölbes mit Zugglied („Brückenanalogie“, siehe unten).

Aufgrund vorläufiger Berechnungen und der Sicherheitsphilosophie des Bauherrn wurde in diesem Fall die Mindestdicke des ZSBB auf $\geq 2,95$ m festgelegt. Die Annahme eines gewölbten lokalen Einsturzes zum Beginn eines Ausfalls des ZSBB basierte auf Erfahrung und vereinfachten Berechnungsverfahren z. B. [12]; für flache Systeme ohne Gewölbebildung siehe z. B. [2, 4, 8]. Nach der Berechnung und Bemessung des Systems galt auch eine große Aufmerksamkeit der Ausführungsplanung, Qualitätssicherung und den baupraktischen Belangen.

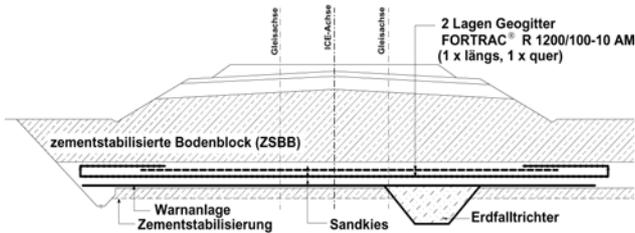


Abbildung 1. Vereinfachter Querschnitt des Erdfallüberbrückungssystems

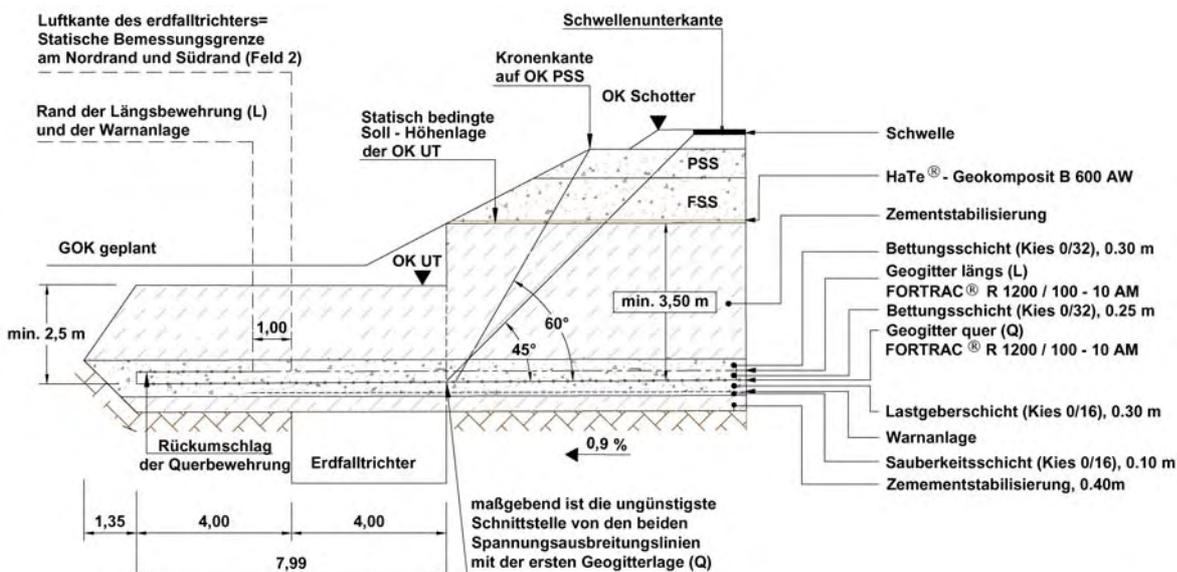


Abbildung 2. Detaillierter Teilquerschnitt des Systems in Gröbers

TEIL 1: BERECHNUNG UND BEMESSUNG DES ÜBERBRÜCKUNGSSYSTEMS

Bei der Berechnung und Bemessung wurden die Autoren mit spezifischen, größtenteils erstmaligen Problemen konfrontiert.

Neben der Systemstabilität (GZ1) unter Verkehr für mindestens einen Monat war die Gebrauchsfähigkeit (GZ2) ein Hauptproblem. Die strengste Anforderung war die Neigung (Torsion) eines Gleises perpendicular zur Trassenachse, welche auf $< 1:500$ (0,2%) eingeschränkt wurde.

1.1 KONZEPT DER KONSTRUKTION

1.1.1 Allgemeine Problemstellung

Die Berechnungen und die Dimensionierung des tragenden Systems mussten hauptsächlich nach [9] und [11] durchgeführt werden. Die Analyse und die Nachweise mussten für zwei verschiedene Grenzzustände erfolgen: den Grenzzustand der Tragfähigkeit (oder „Bruch“, GZ1) und den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit (oder „Deformation“, GZ2). Entsprechend mussten verschiedene Teilsicherheitsfaktoren für die Festigkeiten, interne und externe Belastungen und Einwirkungen angewendet werden.

Die vorliegenden Erfahrungen und einige vereinfachte Vorberechnungen führten zur Annahme eines Gewölbes im hochkohäsiven, mit Zement stabilisierten Bodenblock.

falls wurde entschieden, das Problem zweidimensional (2D) und nicht dreidimensional (3D) zu betrachten, womit man auf der sicheren Seite war. Letztendlich ergab sich das auf Abb. 3 dargestellte Schema für die Berechnungen und Nachweise. Dieses Verfahrensschema wurde durch die Autoren in Abstimmung mit der Aufsicht entwickelt, um nicht nur allen „formellen“ Anforderungen bestehender Baunormen zu entsprechen, sondern auch mögliche ungünstigste Fälle zu berücksichtigen, die sich in den existierenden Baunormen nicht wiederfinden.

1.2 PROBLEME, SCHWIERIGKEITEN UND MÖGLICHE LÖSUNGEN

Das Bauwerk gehört grundsätzlich zur höchsten Sicherheitskategorie. Die folgenden Punkte mussten berücksichtigt bzw. gelöst werden:

1. Insbesondere aufgrund der Hochgeschwindigkeitsstrecken sind die Anforderungen an die Gebrauchsfähigkeit für die Überbrückung eines Erdfalls für mindestens 30 Tage extrem.
2. Für bewehrte kohäsive Bodensysteme, die Erdfalltrichter überbrücken, sind keine analytischen Standsicherheitsrechenverfahren (GZ1) vorhanden.
3. Für die Berechnung von Verformungen (GZ2) sind die analytischen Rechenverfahren für nichtbindige Böden nicht präzise genug und für bindige Böden überhaupt nicht existent.

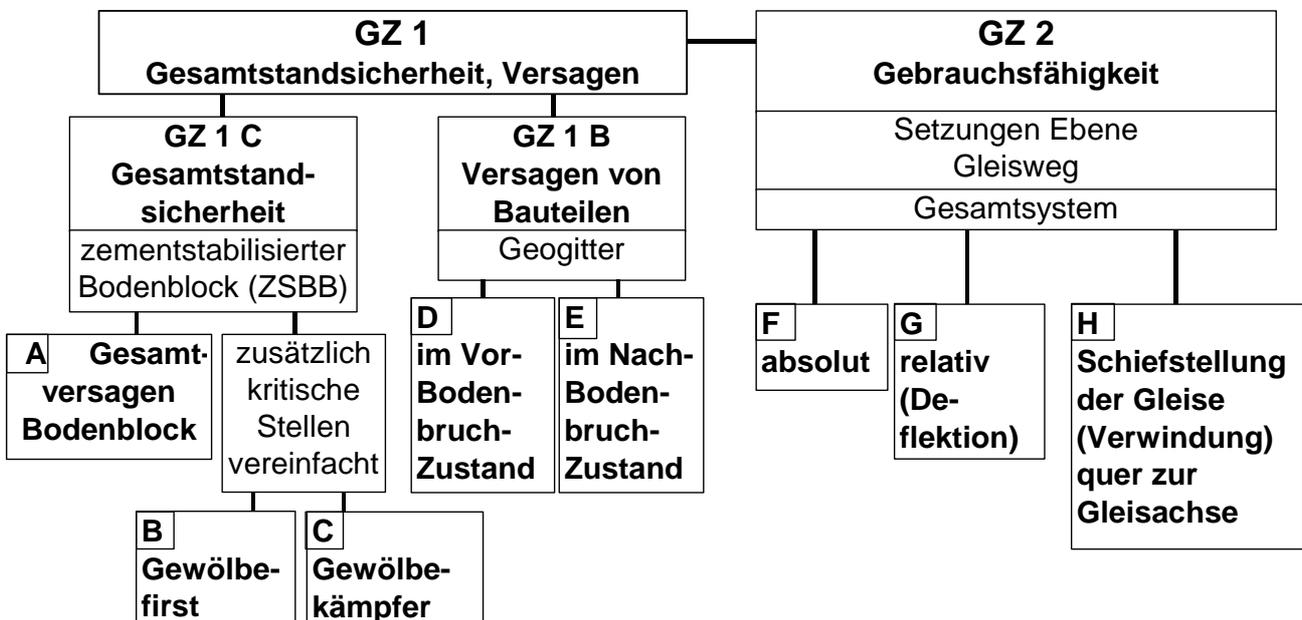


Abbildung 3. Überblick über die geführten Nachweise

Es wurde zusätzlich verlangt, Nachweise des Überbrückungssystems nach einem Bruch des Bodengewölbes, vergleichbar mit einer „Bogenbrücke“ (aus Boden bestehend) mit einem horizontalen Zugglied (aus dem Geogitter bestehend) zwischen den Auflagern durchzuführen, was für geotechnische Belange recht ungewöhnlich ist. Eben-

4. Die Lage eines Erdfalls kann in einem 120 m breiten Querschnitt mit 7 - 9 Gleisen nicht vorausbestimmt werden.
5. Wenn ein solcher „stochastischer“ Erdfall auftritt, können einige Gleise befahren sein und einige nicht; dieser Zustand belastet/nicht belastet links/rechts weist ebenfalls einen stochastischen Charakter auf usw..

Somit kann eine fundierte und sichere Berechnung nicht ohne die Verwendung numerischer Verfahren durchgeführt werden. In diesem Fall wurde ein im Markt bereits vorhandener geotechnischer FEM-Code mit einer einbezogenen geosynthetischen Bewehrung verwendet („Plaxis“).

Auf der anderen Seite führte die Verwendung eines FEM-Codes zu Schwierigkeiten bezüglich der Anwendung unterschiedlicher Teilsicherheitsfaktoren; zudem ist keine Analyse nach einem „Bruch“ möglich. Somit wurde FEM in den Fällen „A“, „D“, „F“, „G“ und „H“ (Abb. 3) verwendet wobei für den Fall „E“ (Bodenkörper versagt, die Geogitterbewehrung jedoch noch nicht) eine neue kombinierte Lösung angewendet wurde. In den Fällen „B“ und „C“ (Prüfung der Stabilität eines „verbleibenden“ Bodenblocks nach Bruch eines „gewölbten“ Teils davon) wurde ebenfalls eine ungewöhnliche Lösung angewendet (siehe unten).

1.3 FEM-BERECHNUNGEN FÜR DIE FÄLLE „A“, „D“, „F“, „G“ UND „H“ (ABB. 3)

Für den ZSBB (Bodenblock) wurde das elastisch-plastische Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb angewendet. Es wurde anhand des Verformungsmoduls E, des Poisson'schen Beiwertes ν , der Bodenwichte γ , des Winkels der inneren Reibung φ , des Dilatanz-Winkels ψ , der Kohäsion c und (neu in diesem Projekt) der Zugfestigkeit des Bodens R_{Zug} definiert.

Während alle anderen Parameter üblich sind und gut definiert werden können, war die Findung eines gesicherten Wertes für R_{Zug} nicht einfach, obwohl es keinen Zweifel darüber gab, dass der Wert für das zementstabilisierte, hochkohäsive Bodenmaterial bedeutend sein kann. Es wurden drei Alternativen für die Bestimmung von R_{Zug} geprüft: direkter Zugversuch an Bodenproben (würde der Strecke CD in Abbildung 4 entsprechen, die Versuche sind jedoch sehr empfindlich und kompliziert „en masse“ durchzuführen), Routine-Scherversuche, wobei die „Mohr-Coulomb-Linie“ nach links extrapoliert wird und eine zulässige Zugspannung ermittelt wird (Abb. 4) (jedoch sehr fragwürdig) und erfahrungsbasierte, standardisierte Annahmen gemäß DIN 4093, wobei R_{Zug} auf 10% der einaxialen Druckfestigkeit festgelegt ist.

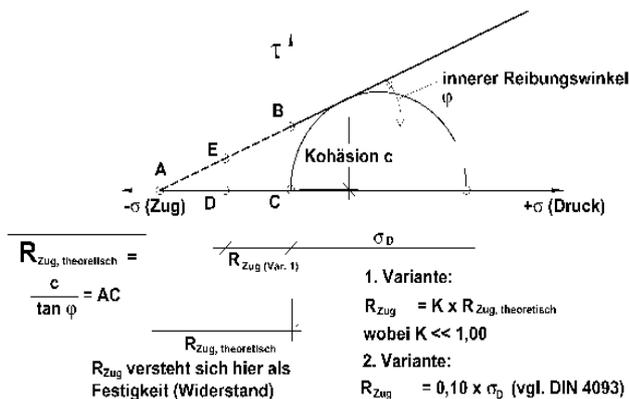


Abbildung 4. Bestimmung der Zugfestigkeit von zementiertem, kohäsivem Boden

Die letztere, eher auf der sicheren Seite liegende Alternative wurde gewählt und führte zu einem sicheren Wert für R_{Zug} . Mit einer Überlegung war die einfache Probenahme und Prüfung zylindrischer Bodenkörper auf Druck. Dadurch wurde eine große Anzahl einfacher Prüfungen für eine spätere Qualitätssicherung mit hoher Zuverlässigkeit ermöglicht.

Für die Geogitterbewehrung stand lediglich ein linear-elastisches Modell zur Verfügung, das anhand eines konstanten Zugmoduls J in kN/m definiert wurde. Der Nachteil

lag darin, dass die Bewehrung theoretisch eine unendlich hohe Zugkraft ohne Bruch aufnehmen kann, was einfach falsch ist. Dieser Nachteil des verwendeten FEM-Codes wurde später für den Fall „E“ in Abb. 3 durch eine separate Analyse für einen Nach-Bruch-Zustand des Bodengewölbes aufgefangen (siehe unten). Die Geogitter wurden zusätzlich durch ihren Verbundbeiwert mit dem Kontaktboden definiert. Die Zugmodule und Verbundbeiwerte waren für die in diesem Projekt verwendete Geogitterfamilie Fortrac® A bekannt (mit einer Kurzzeitfestigkeit im Bereich von 1200 bis 1400 kN/m bei einer Bruchdehnung von weniger als 3 % und einer sehr geringen Kriechtendenz [2, 4]).

Ein spezifisches Problem bei geosynthetischen Bewehrungen musste berücksichtigt werden, nämlich das Kriechen während der 30 Tage der Überbrückung des geöffneten 4 m Erdfalltrichters. Die Kriechdehnung kann und muss durch eine Reduzierung des Zugmoduls berücksichtigt werden. Zu diesem Zweck wurde ein zeitabhängiges Modul J aus den Isochronen der Fortrac®-A Familie abgeleitet (Abb. 5 als Illustration des Verfahrens, jedoch ohne reale Werte). Die Isochronen sind die graphische Darstellung der Relation Zugkraft-Dehnung-Zeit und unabdingbare Charakteristika einer Geokunststoffbewehrung.

Es mussten also zwei gegenläufige Prozesse für das Geogitter berücksichtigt werden: auf der einen Seite reduziert das Kriechen die zulässige Zugkraft (Bemessungsfestigkeit) und vergrößert die Verformungen (Einsenkungen); auf der anderen Seite führt es zu einem Anstieg der Durchbiegung, wodurch die effektive Zugkraft (Theorie 2. Ordnung, elastische Seile und Membrane [14]) reduziert wird. Infolgedessen war es im Vorfeld nicht klar, welcher Zustand entscheidend sein würde: die ersten Minuten nach der Aktivierung eines Erdfalls oder die 30 Tage der Überbrückung. Somit wurden alle Berechnungen für die Fälle „A“, „D“ und „H“ (Abb. 3) zweimal durchgeführt: mit einem Zugmodul für 1 Minute und mit einem Zugmodul für 30 Tage. Dieselbe Logik der zwei unterschiedlichen Zugmodule wurde übrigens auch für die Berechnungen für den Fall „E“ (Abb. 3) angewendet (siehe unten).

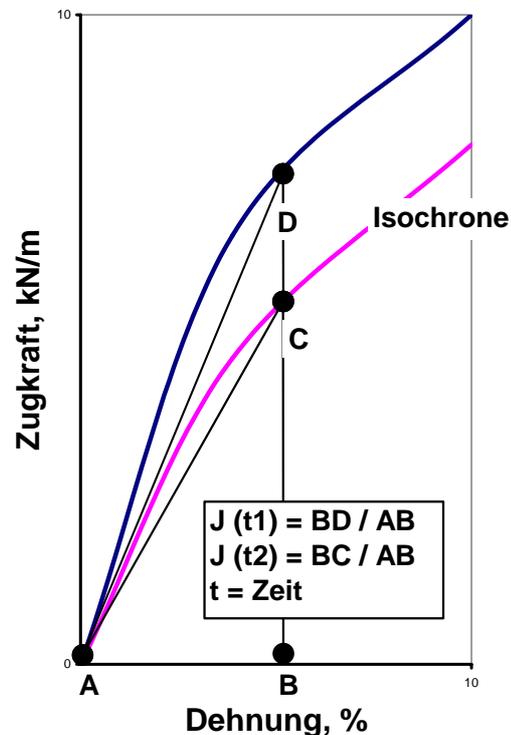


Abbildung 5. Zeitabhängige Zugmodule der Geogitter: kurzfristig (z.B. t1) und nach einer gewissen Kriechzeit (z.B. t2)

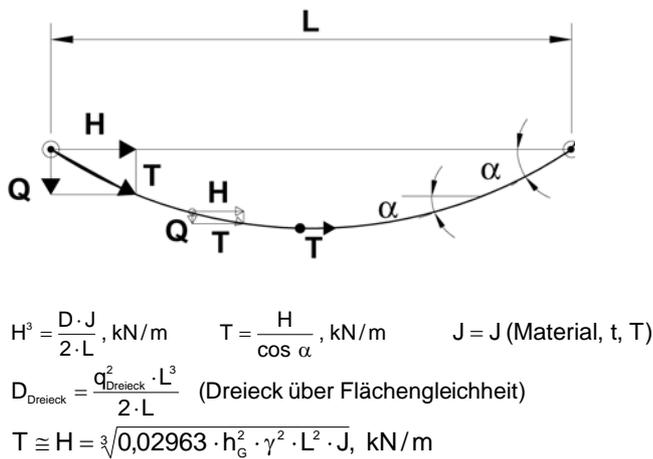


Abbildung 10. Direkte Berechnung der Zugkraft im Geogitter als Funktion seines Zugmoduls J und seiner Belastung nach Einsturz des „Gewölbes“

Aufgrund der Zeitabhängigkeit des Zugmoduls J (Abb. 5) wurden die Berechnungen für eine Minute und 30 Tage nach Gewölbebruch durchgeführt. Diese kombinierte Analyse unter Verwendung des Zustandes (Spannungsfeldes) direkt vor dem Bruch zur Bestimmung des Zustands direkt nach dem Bruch wurde durch die Autoren entwickelt und resultierte in höhere Anforderungen an das Geogitter als bei der FEM-Analyse im Zustand vor dem Bruch (siehe Fälle „A“, „D“ und „H“ oben) und legte abschließend das für das Projekt verwendete Geogitter (FORTRAC R[®] 1200/100-10 AM) fest.

1.5 ANALYTISCHE BERECHNUNGEN FÜR DIE FÄLLE „C“ UND „B“ (ABB. 3)

Diese Analysen nach dem Teileinsturz des Bodenblocks waren durch keine Vorschriften vorgeben, wurden aber aufgrund des bekannten Stands der Technik und entsprechend des hohen Sicherheitsstandards des Bauwerks (was würde geschehen, wenn...?) durchgeführt. Sie stellen eine zusätzliche Möglichkeit dar, die Standsicherheit des verbleibenden Bodenblocks nach dem Bruch des „Gewölbes“ zu prüfen, dabei eine Philosophie aus dem konstruktiven Bauwesen (Brückenanalogie) auf die Geotechnik anzuwenden und die Nachweise auf einen einzelnen Vergleich von „Einwirkung“ und „Widerstand“ im Sinne der neuen europäischen Normengeneration (d.h. auch im Sinne von [9] und [11]) zu reduzieren. Die grundlegende Idee ist die Behandlung des verbleibenden Teils des Bodenblocks als eine Bogenbrücke mit Geogitter als Zugband zwischen den „Auflagern“.

Somit müssen die Spannungen im „First“ und den „Auflagern“ geprüft werden (Abb. 11). Die Ergebnisse bezüglich h_c (siehe Abschnitt 1.4) wurden hier wiederverwendet und mit einer Analyse des Spannungsfeldes für alle Fälle im „First“ und dem „Auflager“ kombiniert.

Im „First“ dominiert die horizontale Normalspannung σ_y das Spannungsfeld (σ_z und τ_{zy} sind jedoch nicht gleich Null). Da die „Brücke“ nicht aus Beton, sondern aus Boden besteht, ist ein direkter Vergleich von Einwirkung und Widerstand, d.h. $\sigma_{Druck} \gg R_{Druck}$, im Sinne der zitierten Vorschriften nicht möglich. Um einen solchen direkten Vergleich zu ermöglichen, wurde das sogenannte „ ϕ_{krit} -Verfahren“ [1] angewendet, wodurch die Prüfung in beiden Fällen („First“ und „Auflager“) auf den Vergleich von $\sin \phi_{vorhanden} \gg \sin \phi_{krit}$ (Abb. 11 und darin enthaltene Gleichungen) bzw. auf die Anforderung für den zementstabilisierten Boden ($\sin \phi_{erforderlich} \geq \sin \phi_{krit}$) reduziert wurde.

Die Prüfung wurde für alle Fälle (insgesamt 26, s. oben) durchgeführt. Dies führte zu höheren Anforderungen an die Festigkeitsparameter ϕ und c des Bodens, als das für die Analyse in Fall „A“ (Abb. 3) der Fall war. Abschließend definierte die „Brückenanalogie-Analyse“ die erforderlichen Festigkeitsparameter des zementstabilisierten Bodens für dieses Projekt.

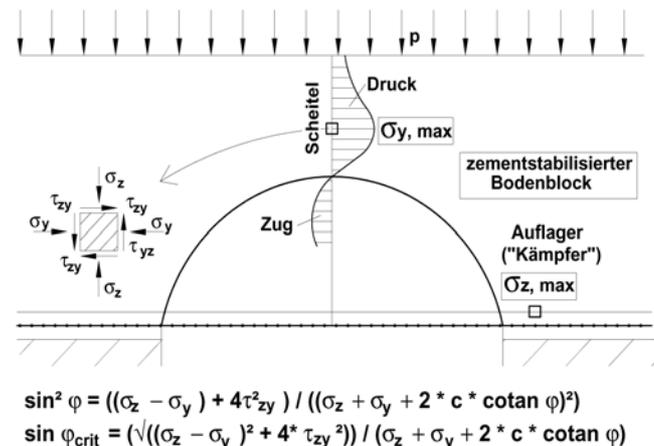


Abbildung 11. Stabilitätsanalyse des Bodenblocks nach dem Einsturz des „Gewölbes“ unter Verwendung des „ ϕ_{krit} -Verfahrens“

1.6 FELDVERSUCH IM VERGLEICH ZU DEN STATISCHEN BERECHNUNGEN

Eine erste Reihe von vorläufigen FEM-Berechnungen wurde vor über vier Jahren im Rahmen einer Vorbemessung durchgeführt, um das Verhalten (vor und nach einem „Bodenbruch“) des beschriebenen Tragsystems abzuschätzen, inkl. der grundlegenden Geometrie- und Festigkeitsanforderungen. Alle Komponenten und deren Parameter (einschließlich Geogitter) wurden so gewählt, dass sie auf der sicheren Seite waren, jedoch ohne wirkliche Grenzzustandsanalysen und detaillierte Prüfungen für alle möglichen ungünstigsten Situationen vor und nach einem Bruch usw. durchzuführen. Auf der Grundlage dieser ersten Ergebnisse und Annahmen wurde ein Testfeld im Maßstab 1:1 einschließlich einer Hohlraum- und dynamischer Zuglastsimulation gebaut [7]. Ein umfangreiches Messprogramm wurde durchgeführt. Abschließend wurde das Testfeld ausgehoben, Boden- und Geogitterproben entnommen und geprüft. Die wichtigsten Prognosen wurden bestätigt (Abb. 12). Ungeachtet dessen konnten die Sicherheitsspannen nicht genau und gemäß den bestehenden Vorschriften bestimmt und nachgewiesen werden, obwohl die konzeptuelle Richtigkeit der rechnerischen Modellierung aus praktischer Sicht bestätigt wurde.

Die abschließenden Berechnungen und Bemessungen für die Ausführungsplanung berücksichtigten die Erfahrungswerte aus dem Testfeld, wurden aber nach dem strengen Nachweisschema laut Abb. 3 durchgeführt. Alle beschriebenen detaillierten Analysen vor und nach einem Bruch wurden in dieser Phase festgelegt und durchgeführt. Dies gilt insbesondere für die vollständig neuen Analysen für „E“, „B“ und „C“ in Abb. 3 sowie für die zeitabhängige Analyse des Geogitters. Diese abschließenden Berechnungen resultierten in Anforderungen an die Bemessungswerte für die Parameter des Bodens und Geogitters, welche in einigen Aspekten strenger als im Testfeld waren.



Abbildung 12: Versuchseisenbahndamm nach dem Aushub zur Überprüfung der grundlegenden Annahmen der Vorbemessung und des allgemeinen Verhaltens des stabilisierten Bodens und der Geogitter



Abbildung 13: Wie Abb. 12; noch gespannte und schon durchgeschnittene Geogitter und Messgeber über dem „Erdfall“.

1.7 SCHLUSSBEMERKUNGEN ZUM TEIL 1

Eine komplexe geotechnische Konstruktion zur Überbrückung von Erdfällen wurde für die Deutsche Bahn in Gröbers konzipiert, berechnet und getestet. Das tragende System besteht aus einem stabilisierten Bodenblock und hochfesten Geogittern.

Ein eindeutiges Berechnungs- und Nachweisschema wurde erstellt, das den aktuellen deutschen und europäischen Vorschriften, insbesondere bezüglich der Analyse der verschiedenen Grenzzustände (Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ1 und Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit GZ2), entspricht. Alle Berechnungen wurden unter Berücksichtigung solcher Faktoren wie der unterschiedlichen Positionen der Belastungen und der Erdfälle, das zeitabhängige Verhalten der geosynthetischen Bewehrung (und daher auch des gesamten Systems) usw. durchgeführt.

Ein im Markt vorhandener FEM-Code wurde erfolgreich für viele erforderliche Nachweise eingesetzt und stellte sich als unumgängliches und nützliches Werkzeug heraus. FEM-Berechnungen alleine erwiesen sich jedoch für dieses komplexe Problem als unzureichend.

Zur Sicherstellung einer fundierten und wirklich sicheren Bemessung wurden insbesondere für die Analyse eines kritischen Nach-Bodenbruch-Verhaltens neue analytische Verfahren oder generell neue Konzepte entwickelt und eingesetzt: Analyse der kritischen Zugkraft im Geogitter und seiner Deformation nach einem partiellen Bodengewölbebruch im Bodenblock und Analyse derselben Situation unter Verwendung der Analogie zur „Bogenbrücke mit Zugglied“.

Für die Grenzzustände der Gebrauchsfähigkeit (GZ2) und die Definition der Verformungskennwerte des Bodenblocks und der Geogitter war die FEM-Analyse von entscheidender Bedeutung.

Was die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZ1) betrifft, so war für die Ermittlung der erforderlichen Kurz- und Langzeitbemessungsfestigkeit des Geogitters nicht die FEM-Analyse maßgebend, sondern die analytische Nach-Bodenbruch-Berechnung nach der Membrantheorie. Für die endgültige Ermittlung der erforderlichen Bemessungsfestigkeitskennwerte des zementstabilisierten Bodenblocks war die Bogenbrücke-Zugglied-Analogie maßgebend. Die angewendeten Rechenverfahren (numerisch und analytisch) und deren Ergebnisse wurden vom Eisenbahnbundesamt (EBA) akzeptiert samt der resultierenden Anforderungen an Bodenmaterialien und Geogitter, die dann auch Bestandteil der Ausführungsplanung, Projektspezifikationen und Qualitätssicherung wurden.

Die Bauausführung erfolgte in 2001 und 2002 (s. dazu den Teil 2 dieser Publikation). Weitere Informationen über das Projekt stehen in [6, 13] zur Verfügung.

In ein solch komplexes Problem, das hier aus Platzgründen nur kurz beschrieben ist, waren viele Institutionen und Personen involviert. Die Autoren danken allen Beteiligten für die harten, aber konstruktiven Diskussionen, die letztendlich zu einem sicheren und effizienten, weltweit einmaligen Bauwerk geführt haben.

1.8 REFERENZEN ZU TEIL 1

- [1] Alexiew, A., et al. (1989): *Handbuch für Bodenmechanik und Grundbau Vol. 1*. Technica: Sofia. (in Bulgarisch)
- [2] Alexiew, D. (1997): *Bridging a sink-hole by high-strength high-modulus geogrids*. Proc. Geosynthetics '97, Vol. 1. Long Beach: 13-24.
- [3] Alexiew, D., Ast, W., Elsing, A. (2002): *FEM-Analysis and Dimensioning of a Sinkhole Overbridging System for High-Speed Trains at Gröbers in Germany*, Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice. A.A. Balkema Publishers.
- [4] Alexiew, D., Thurm, S. (2003): *Erste Erdfallüberbrückung mit hochfesten Geogittern in Deutschland: Die Geschichte der B 180 von 1992 bis 2002*. Proc. 8. Informations- und Vortrags-tagung über Kunststoffe in der Geotechnik, München 2003 (in Druck).
- [5] Ast, W. & Haberland, H.-J. (2002): *Reinforced Embankment with a New Developed Warning System for High-Speed Trains over Areas of Previous Mining*. Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice. A.A. Balkema Publishers.
- [6] Ast, W. & Hubal, H. (2001): *Geogitterbewehrter und zementstabilisierter Eisenbahnunterbau in einem Erdfallgebiet*. Proc. KGeo 2001, München. Sonderheft Geotechnik. Essen: DGGT, 227-231.
- [7] Ast, W., Sobolewski, J. & Haberland, J. (2001): *Final Design of an Overbridging System for Railways Endangered by Cavities at Gröbers*. Proc. IS Kyushu 2001, Landmarks in Earth Reinforcement. Balkema: 191-196.
- [8] British Standards Institution (BSI) (1995): *BS 8006: 1995. Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and other Fills*. London.
- [9] DIN 1054 – 100 (1996): *Entwurf, Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*. Berlin: DIN (inzwischen ersetzt durch DIN 1054: 2003-01).
- [10] DIN 4093 (1987). *Baugrund. Einpressen in den Untergrund*. Berlin: DIN.
- [11] EBGeo (1997): *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen*. DGGT. Berlin: Ernst & Sohn.
- [12] Giroud J.P., Bonaparte R., Beech J.F. & Gross B.A. (1990): *Design of Soil Layer-Geosynthetic Systems Overlaying Voids*. Part 2. Geotextiles and Geomembranes 9: 11 - 50.
- [13] Leitner, B., Sobolewski, J., Ast, W. & Hangen, H. (2002): *A Geosynthetic Overbridging System in the Base of a Railway Embankment Located on an Area Prone to Subsidence at Gröbers: Construction Experience*. Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice. A. A. Balkema Publishers.
- [14] Moskalev, N.S. (1980). *Suspension Structures*. Moscow: Stroyizdat. (in Russisch).