

Zum Tragverhalten geokunststoffbewehrter Erdbauwerke über pfahlähnlichen Traggliedern

H.-G. Kempfert und M. Stadel

Kempfert + Partner GmbH, Ingenieurbüro für Geotechnik, Konstanz

1 Einleitung

Für den Neu- und Ausbau von Eisenbahnverkehrswegen werden im Bereich der Deutschen Bahn AG in mehreren Streckenabschnitten aufgrund anstehender gering tragfähiger Bodenschichten Fahrwege mit geokunststoffbewehrten Erdbauwerken über pfahlähnlichen Traggliedern als Tragsysteme ausgeführt. Die Konstruktion, die eine Kombination eines Erdbauwerks und eines Tragwerks darstellt, wurde bisher im Bereich der DB AG nicht ausgeführt und ist auch international nur aus Einzelfällen bekannt. Im Sinne der DS 836: *Vorschrift für Erdbauwerke (VE)* gelten diese Tragsysteme daher als *Neue Bauweise* ohne ausreichende Absicherung durch Erfahrungen oder geeignete rechnerische Nachweise und bedürfen der Zustimmung im Einzelfall.

In dem Beitrag werden die zur Dimensionierung von geokunststoffbewehrten Erdbauwerken über pfahlähnlichen Traggliedern gewählten Berechnungsansätze dargestellt, wie sie zur Zeit im Bereich der DB AG über eine Zustimmung im Einzelfall angewendet werden. Es werden die Wechselwirkung zwischen Geokunststoffen und Erdbauwerk über pfahlähnlichen Traggliedern sowie die ersatzweise Erfassung dynamischer und zyklischer Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr auf das Tragsystem behandelt.

2 Konstruktionen und Tragverhalten

2.1 Geokunststoffbewehrte Dammschüttung

Für die Querung geländenah anstehender, etwa 11 m tief reichender Weichschichten (*Eemablagerungen*) auf der Neubaustrecke der Schnellbahnverbindung Berlin-Hannover, Südumfahrung Stendal werden zur Fahrweggründung in mehreren Streckenabschnitten mit Geogitter bewehrte Dammschüttungen über vermörtelten Stopfsäulen ausgeführt. Die Überschüttungshöhen der Stopfsäulen liegen zwischen 2,3 und 3,2 m. Zur Bewehrung der Dammschüttung wurden biaxiale Fortrac-Geogitter aus PVC-ummantelten Polyestergeräten sowie Tensar-Geogitter aus biaxial gerecktem Polypropylen eingesetzt. Fig. 1 zeigt beispielhaft ein ausgeführtes Tragsystem.

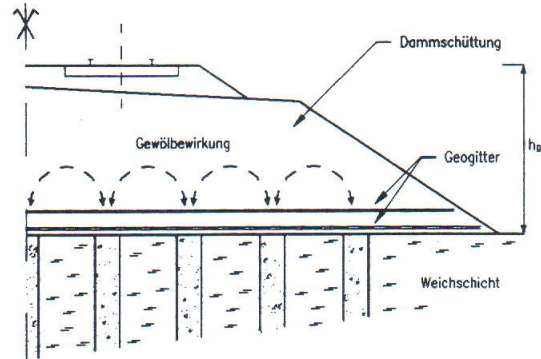


Fig. 1. Zweilagig mit Geogitter bewehrte Dammschüttung über vermörtelten Stopfsäulen

Das Tragverhalten der geokunststoffbewehrten Dammschüttung ist dadurch gekennzeichnet, daß sich durch eine i.a. ausreichende Überschüttung der pfahlähnlichen Tragglieder (Achsabstand der Tragglieder ist kleiner als Überschüttungshöhe) innerhalb des Dammes eine räumliche Gewölbetragswirkung einstellt, sofern das Dammschüttmaterial (Reibungsboden) zwischen den Traggliedern in vertikaler Richtung ausreichend gestützt wird. Die Stützung erfolgt sowohl durch die mittragende Wirkung der Weichschicht (c_u -Boden) als auch durch die unmittelbar über den Traggliedern ein- oder mehrlagig angeordneten Geogitter. Um eine ausreichende Stützung des Dammschüttmaterials zu erreichen, wird die zwischen den Traggliedern auftretende Belastung überwiegend oder ganz den Geogittern zugewiesen, die sich flächig wie eine Membrane über die Tragglieder (Stützstellen) spannen. Die Weichschicht erfährt damit eine nur geringe Belastung. Die Tragglieder selbst tragen die Lasten aus der Konstruktion in tiefergelegene, ausreichend tragfähige Schichten ein. In Querrichtung des Tragsystems werden den Geogittern neben den Lasten aus Eigengewicht der Überschüttung und Eisenbahnverkehr weiterhin *Spreizkräfte* aus horizontal gerichteten Schubspannungen zugewiesen, die aus der Auflagerung der Dammschüttung auf der Weichschicht auftreten können.

Um eine wirtschaftliche Bauweise des in Fig. 1 dargestellten Tragsystems zu ermöglichen, wurden die Forderungen der DS 836, wonach Bewehrungselemente im Boden eine Mindestüberdek-

kung von 4 bis 5 m aufweisen müssen und die eisenbahnspezifischen Ergänzungen zum Zulassungsbescheid über vermörtelte Stopfsäulen, daß auch diese eine Überschüttungshöhe von mindestens 4 m aufweisen müssen, erheblich zurückgenommen. Voraussetzung hierfür war die Erarbeitung eines Berechnungsverfahrens, das durch Messungen während dem Bau und nach Inbetriebnahme der Strecke abgesichert werden muß. Die Dauerbeständigkeit sowie Gebrauchstragfähigkeit der Konstruktion wird durch Langzeitbeobachtungen abgesichert.

2.2 Geokunststoffbewehrte Tragschicht

Ebenfalls zur Querung geländenah anstehender, zwischen 5 und 15 m tief reichender Weichschichten (*Torf* und *Wiesenkalk*) auf der Strecke Helmstedt-Magdeburg-Berlin, Abschnitt Werder-Biederitz ist die Ausführung einer mit *Fortrac*-Geogitter zweilagig bewehrten Tragschicht über geotextilbewehrten Sandsäulen geplant. Die Dicke der bewehrten Tragschicht liegt zwischen 1,5 und 2 m.

Durch die geringe Überschüttung der pfahlähnlichen Tragglieeder (Achsabstand der Tragglieeder ist größer als die Überschüttungshöhe) kann sich innerhalb der Tragschicht keine Gewölbetragswirkung einstellen, was sich nachteilig auf das Tragverhalten der Konstruktion auswirkt. Es besteht die Gefahr, daß sich die dynamischen Lasten aus Eisenbahnverkehr bei überschreiten der Scherfestigkeit des Tragschichtmaterials im Bereich der Tragglieeder an diesen vorbei auf die Weichschicht zwischen den Traggliedern umlagern und die i.a. steifen Tragglieeder zu Störstellen für die Gleislage (*Durchstanzeffekt*) mit erheblichen Auswirkungen auf die Fahrdynamik führen. Um dies zu verhindern, werden über den Traggliedern Geogitter angeordnet, die die Belastung und die daraus resultierenden Setzungen der Weichschicht reduzieren sollen. Zur Begrenzung der Verformungen der Konstruktion sollte die Belastung aus dem Eigengewicht der Tragschicht und Eisenbahnverkehr rechnerisch ganz den Geogittern zugewiesen werden.

3 Berechnungsansätze

3.1 Lastannahmen

Die ständige Last $g_{h\bar{u}}$ aus dem Eigengewicht der Überschüttung ermittelt sich mit der Wichte des Schüttmaterials γ und der Überschüttungshöhe $h_{\bar{u}}$ zu:

$$g_{h\bar{u}} = \gamma \cdot h_{\bar{u}} \quad (1)$$

Als Überschüttungshöhe $h_{\bar{u}}$ wird hier der Abstand gemessen von OK Schwelle bis OK pfahlähnliche Tragglieeder bezeichnet (siehe Fig. 1).

Die Lasten aus Eisenbahnverkehr werden nach *DS 804: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (VEI)* ermittelt und als Flächenlast $p_{h\bar{u}}$ in Höhe des Auflagers des Erdbauwerks angesetzt. Die Größe von $p_{h\bar{u}}$ richtet sich nach der Überschüttungshöhe $h_{\bar{u}}$. Zur Erfassung nicht weiter bekannter dynamischer und zyklischer Einflüsse aus Eisenbahnverkehr auf das Tragsystem wird in Anlehnung an *DS 804* unter Verwendung von Sicherheitszuschlägen für Überschüttungshöhen $h_{\bar{u}} \leq 4$ m der in Fig. 2 dargestellte vorläufige Lasterhöhungsfaktor Φ eingeführt. Die dynamische Last aus Eisenbahnverkehr ermittelt sich dann zu:

$$p_{h\bar{u}}^{dyn} = p_{h\bar{u}} \cdot \Phi \quad (2)$$

Die Gesamtbelastung aus der Konstruktion in der Aufstandsfläche des Erdbauwerks beträgt:

$$q_{h\bar{u}} = g_{h\bar{u}} + p_{h\bar{u}}^{dyn} \quad (3)$$

Ein aus dem Eigengewicht der Überschüttung und Eisenbahnverkehr resultierender Seitendruck auf die Tragglieeder kann i.a. vernachlässigt werden, sofern für die Weichschicht keine zu große mittragende Wirkung angenommen wird.

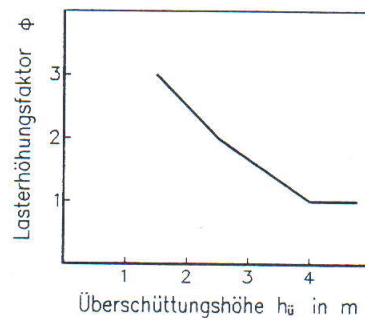


Fig. 2. Vorläufiger Lasterhöhungsfaktor Φ zur Erfassung dynamischer und zyklischer Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr in Abhängigkeit von der Überschüttungshöhe

3.2 Spannungsverteilung im Dammauflager

Infolge der unterschiedlichen Verformungsfähigkeit zwischen den pfahlähnlichen Traggliedern und der die Tragglieeder umgebenden Weichschicht stellt sich bei ausreichender Überschüttungshöhe innerhalb der Dammschüttung eine Gewölbetragswirkung ein, die bewirkt, daß sich die vertikale Spannung aus dem Eigengewicht der Überschüttung und Eisenbahnverkehr nach Glg. 3 umlagert. Die Umlagerung der vertikalen Spannung zwischen den Traggliedern und der Weich-

schicht ist in Fig. 3 als idealisierte Form der Spannungsverteilung dargestellt.

In [3] ist für im quadratischen Raster angeordnete Tragglieder auf der Grundlage von Modellversuchen ein Ansatz zur Ermittlung der Spannungsverteilung im Dammauflager in Abhängigkeit von der Überschüttungshöhe h_a , dem Achsabstand a , der Abmessungen b der Tragglieder und dem Reibungswinkel des Dammschüttmaterials abgeleitet. Danach läßt sich für $h_a > a$ das Verhältnis zwischen vertikaler Last auf die Tragglieder Q_P und vertikaler Last auf die Weichschicht zwischen den Traggliedern Q_S durch das Verhältnis

$$\frac{Q_P}{Q_S} = \frac{\sigma_P \cdot b^2}{\sigma_S \cdot (a^2 - b^2)} = \frac{E}{1-E} \quad (4)$$

ausdrücken, wobei E das Maß der sich einstellenden Gewölbetragswirkung beschreibt, das angibt, welcher Anteil der Gesamtbelastung aus der Konstruktion über das sich innerhalb der Dammschüttung einstellende räumliche Traggewölbe direkt auf die Tragglieder übertragen wird. Zur Ermittlung von E sind die beiden nachfolgend genannten Grenzzustände *Bruch des Schüttmaterials im Gewölbescheitel* und *Bruch des Schüttmaterials im Gewölbeauflager* zu betrachten.

Da in [3] von einer quadratischen Form der Tragglieder mit der Kantenlänge b ausgegangen wird, die pfahlähnlichen Tragglieder jedoch häufig rund sind (Durchmesser d), wird nachfolgend als Kantenlänge näherungsweise

$$b_{ers} = \sqrt{\frac{d^2 \cdot \pi}{4}} \quad (5)$$

angenommen.

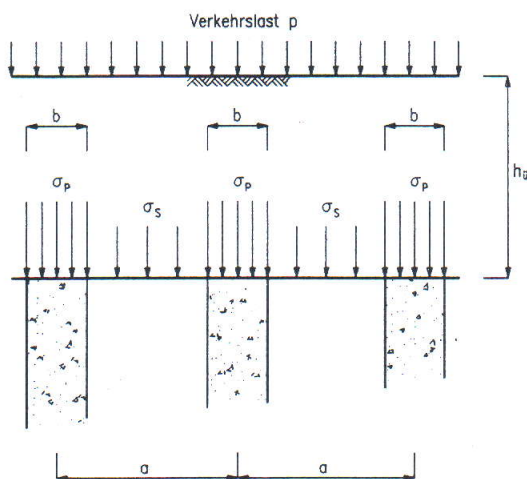


Fig. 3. Idealisierte Spannungsverteilung im Dammauflager infolge Gewölbetragswirkung für $h_a > a$

(a) *Bruch im Gewölbescheitel:*

$$E = 1 - \left(1 - \left(\frac{b}{a}\right)^2\right) \cdot (A - A \cdot B + C) \quad (6)$$

mit

$$A = \left(1 - \left(\frac{b}{a}\right)\right)^{2(K_p-1)}$$

$$B = \frac{a}{\sqrt{2} \cdot h_a} \cdot \left(\frac{2 \cdot K_p - 2}{2 \cdot K_p - 3}\right)$$

$$C = \frac{a-b}{\sqrt{2} \cdot h_a} \cdot \left(\frac{2 \cdot K_p - 2}{2 \cdot K_p - 3}\right)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

(b) *Bruch im Gewölbeauflager:*

$$E = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad (7)$$

mit

$$\beta = \frac{2 \cdot K_p}{K_p + 1} \cdot \frac{1}{1 + \frac{b}{a}} \cdot \left(\left(1 - \frac{b}{a}\right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \cdot \frac{b}{a}\right) \right)$$

Das Maß der sich einstellenden Gewölbetragswirkung nach Glg. 6 und 7 ist in Fig. 4 beispielhaft in Abhängigkeit von a/h_a und b/a für einen Reibungswinkel des Schüttmaterials von $\phi' = 35^\circ$ ($K_p = 3,69$) dargestellt. Es zeigt sich, daß für eine geringe Überschüttung und große Abstände der Tragglieder erwartungsgemäß der Bruch des Schüttmaterials im Gewölbescheitel maßgebend wird. Nimmt h_a bei gleichem Abstand a zu, wird der Bruch des Schüttmaterials im Gewölbeauflager maßgebend.

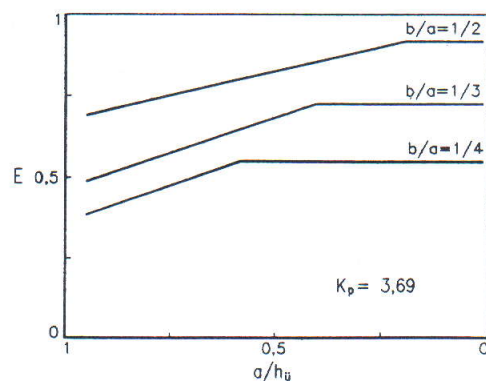


Fig. 4. Gewölbetragswirkung in Abhängigkeit vom Verhältnis a/h_a , b/a und der Scherfestigkeit des Schüttmaterials

Weitere Ansätze zur Berücksichtigung der Gewölbetragswirkung finden sich z.B. in [1].

Für die äußere Tragfähigkeit der Tragglieder wird davon ausgegangen, daß diese die gesamte vertikale Last aus dem Eigengewicht der Überschüttung und Eisenbahnverkehr abtragen, so daß sich der maximale Achsabstand der Tragglieder im quadratischen Raster unabhängig von den obigen Betrachtungen mit der zulässigen äußeren Tragfähigkeit Q_{zul} der Tragglieder zu

$$a_{max} = \sqrt{\frac{Q_{zul}}{q_{hu}}} \quad (8)$$

ermittelt. Der dynamische Lasterhöhungsfaktor nach Fig. 2 braucht hierbei in q_{hu} nicht berücksichtigt zu werden.

Aufgrund der uns bisher vorliegenden Erfahrungen über das Tragverhalten von geokunststoffbewehrten Dammschüttungen hat sich für deren Ausführung die Einhaltung folgender konstruktiver Regeln als sinnvoll erwiesen:

- Der Reibungswinkel des Dammschüttmaterials sollte $\varphi' \geq 32,5^\circ$ betragen.
- Die Grundrißfläche der Tragglieder sollte mindestens 10 % der Dammaufstandsfläche betragen ($b^2 \geq 0,1 \cdot a^2$).
- Die Überschüttungshöhe h_u muß größer als der Achsabstand a der Tragglieder sein.
- Der Achsabstand a der Tragglieder sollte nicht größer als das dreifache der Abmessung b der Tragglieder gewählt werden.

3.3 Belastung auf das Geogitter

Die vertikale Spannung σ_G zwischen den Traggliedern, die das Geogitter belastet, wird als gleichmäßig verteilt angenommen (siehe Fig. 5). σ_G ermittelt sich aus der resultierenden Belastung infolge dem Eigengewicht der Überschüttung bzw. der Tragschicht und Eisenbahnverkehr zwischen den Traggliedern σ_S und ggf. einer vertikalen Reaktion aus der Weichschicht (abgeminderte Traglast σ_{of} nach DIN 4017) zu:

$$\sigma_G = \sigma_S - \frac{\sigma_{of}}{\eta} \quad (10)$$

Ob σ_S ganz dem Geogitter zugeordnet wird, oder ob eine mittragende Wirkung der Weichschicht berücksichtigt wird, ist im Einzelfall unter Berücksichtigung der für das konkrete Projekt einzuhaltenden Randbedingungen und Anforderungen zu entscheiden. Die Sicherheit zur Abminderung von σ_{of} sollte jedoch nicht kleiner als $\eta = 2,0$

gewählt werden, da die Verformungen der Weichschicht hinsichtlich der Gebrauchstragfähigkeit der Konstruktion gering zu halten sind.

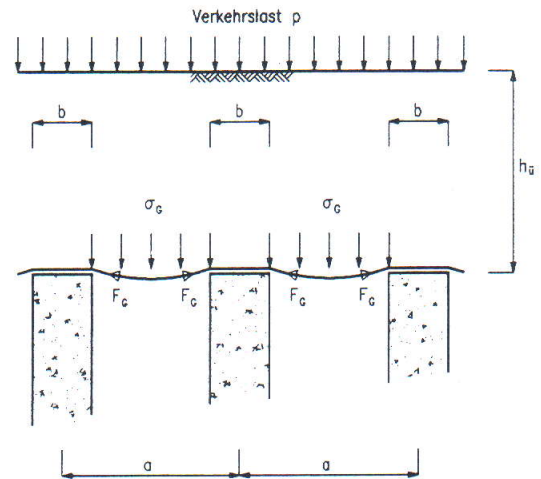


Fig. 5. Belastung auf das Geogitter zwischen den Traggliedern

Die näherungsweise als gleichmäßig verteilt angenommene Belastung auf das sich zwischen die Tragglieder spannde Geogitter q_G , die auf die Spannweite $(a-b)$ wirkt, ermittelt sich für die in Fig. 6 dargestellten Lasteneinzugsflächen eines quadratischen Rasters der Tragglieder unter Berücksichtigung einer Gewölbetragswirkung zu:

$$q_G = \left(1 + \frac{(a-b)^2}{a^2 - b^2} \right) \cdot \frac{q_{hu} \cdot a^2 \cdot (1-E)}{2 \cdot (a-b)} - \frac{\sigma_{of} \cdot (a^2 - b^2)}{2 \cdot \eta \cdot (a-b)} \quad (11)$$

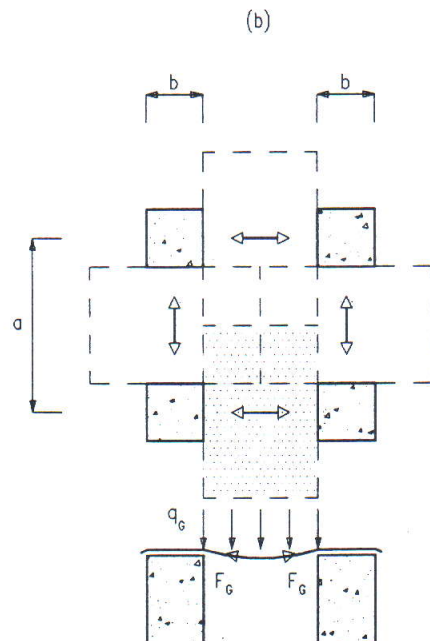


Fig. 6. Lasteneinzugsflächen für die Geogitter

Sofern über den Traggliedern mehr als eine Geogitterlage angeordnet wird, kann die Belastung nach Glg. 10 näherungsweise anteilig den Dehnsteifigkeiten der Geogitter aufgeteilt werden, was Vergleichsberechnungen im Rahmen von *Finite-Element* Studien gezeigt haben [4].

3.4 Gebrauchslast im Geogitter

Die maximale Gebrauchslast (Zugkraft) im Geogitter $F_{G,q}$ infolge der näherungsweise als gleichmäßig verteilt angenommenen vertikalen Belastung q_G nach Glg. 11 ermittelt sich nach der *Statik des Seils* zu

$$F_{G,q} = \frac{q_G \cdot (a-b)}{2 \cdot b} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{16} \cdot \left(\frac{a-b}{f} \right)^2} \quad (12)$$

wobei f den größten Seildurchhang beschreibt. Für ein flach gespanntes Seil kann die durch den Seildurchhang hervorgerufene Änderung der Seilenlänge $s = a - b$ näherungsweise zu

$$\Delta s_f = \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{s} = \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{(a-b)} \quad (13)$$

ermittelt werden. Mit Hilfe von Glg. 13 läßt sich die maximale Gebrauchslast im Geogitter nach Glg. 12 in Abhängigkeit von der Dehnung ε im Geogitter angeben zu:

$$F_{G,q} = \frac{q_G \cdot (a-b)}{2 \cdot b} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} \quad (14)$$

Da Glg. 14 neben der Gebrauchslast weiterhin die Dehnung im Geogitter als Unbekante enthält, ist $F_{G,q}$ iterativ zu bestimmen, wobei die Dehnung im Geogitter mit der Arbeitslinie (Kraft-Dehnungsline) des gewählten Produkts übereinstimmen muß.

Die Bewehrung hat in Querrichtung des Tragsystems neben der vertikalen Belastung aus dem Eigengewicht der Überschüttung und Eisenbahnverkehr weiterhin horizontal nach außen gerichtete Schubspannungen (Spreizkräfte) in der Dammaufstandsfläche aufzunehmen, die aus der Auflagerung des Tragsystems auf der Weichschicht resultieren. Die größten Spreizkräfte treten näherungsweise im Bereich der Böschungsschulter bzw. am äußeren Rand der Verkehrslast auf und ermitteln sich mit den Bezeichnungen in Fig. 7 zu:

$$F_{G,Sp} = E_{ag} + E_{ap} \quad (15)$$

Auch hier haben die durchgeführten *Finite-Element* Studien nach [4] gezeigt, daß die Gebrauchslast im Geogitter aus den Spreizkräften bei mehrlagiger Anordnung näherungsweise anteilig den Dehnsteifigkeiten der Geogitter auf-

teilt werden kann.

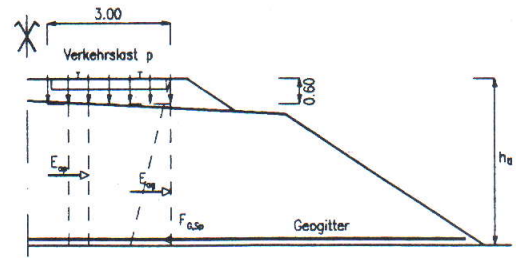


Fig. 7. Gebrauchslast im Geogitter aus Spreizkräften im Auflager des Erdbauwerks

In Längsrichtung des Tragsystems resultiert die Gebrauchslast im Geogitter allein aus der vertikalen Belastung nach Glg. 11 und ermittelt sich zu:

$$F_{G,ges} = F_{G,q} \quad (16)$$

In Querrichtung des Tragsystems wirkt neben der Gebrauchslast im Geogitter aus der vertikalen Belastung nach Glg. 11 weiterhin ein Gebrauchslastanteil aus den horizontal nach außen gerichteten Schubspannungen in der Dammaufstandsfläche. Die resultierende Gebrauchslast im Geogitter in Querrichtung ermittelt sich deshalb zu:

$$F_{G,ges} = F_{G,q} + F_{G,Sp} \quad (17)$$

3.5 Bemessung des Geogitters

Die Bemessung des Geogitters ist an Anlehnung an [2] vorzunehmen. Die zulässige Gebrauchslast im Geogitter richtet sich nach der vorgesehenen Nutzungsdauer der Konstruktion. Als entscheidend für die Bemessung ist das Verformungsverhalten des Geogitters unter Dauerlast (Kriechen) anzusehen. Die Abnahme der Last im Geogitter infolge Kriechen wird über die Zeitstandfestigkeit des jeweiligen Produkts beschrieben, die sich mit einem Abminderungsfaktor A_1 aus der Kurzzeitfestigkeit F_K (Höchstzugkraft) des Geogitters ermittelt. Der Einfluß der nicht näher bekannten dynamischen und zyklischen Lastanteile aus Eisenbahnverkehr wurde bereits pauschal im Lasterhöhungsfaktor nach Glg. 2 berücksichtigt. Weiterhin sind die Abminderungsfaktoren A_2 bis A_4 zu berücksichtigen, die jeweils für den Einzelfall festzulegen sind. Beim Einsatz von Geogittern aus Polyestergeräten ist zu berücksichtigen, daß wegen möglicher Entfestigung des Polyestermaterials im basischen Umfeld (*Hydrolyse*) die das Produkt umgebenden Böden keine pH-Werte über 9,0 aufweisen.

Unter Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes γ ermittelt sich die zulässige Gebrauchslast im Geogitter zu:

$$F_{zul} = \frac{F_K}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma} \quad (18)$$

Fig. 8 zeigt qualitativ die Abminderung der Kurzzeitfestigkeit F_K des Geogitters durch die Abminderungsfaktoren im Zeitstanddiagramm.

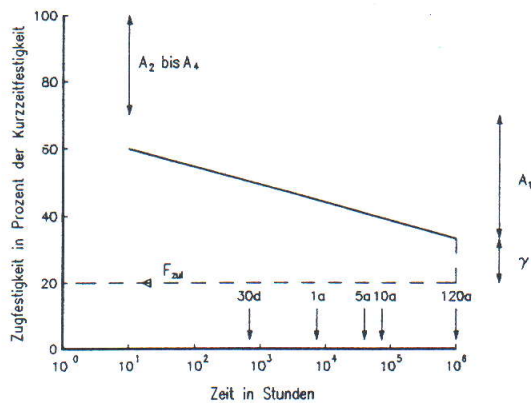


Fig. 8. Ermittlung der zulässigen Gebrauchslast im Geogitter (qualitativ)

Für die ermittelte zulässige Gebrauchslast im Geogitter (produktabhängig) muß für die *Endstandfestigkeit* ($A_1 > 1,0$) die Bedingung

$$F_{G,ges} \leq F_{zul} \quad (19)$$

eingehalten sein. Weiterhin muß die dem Geogitter nach Glg. 14 zugewiesene Gebrauchslast für die *Anfangsstandfestigkeit* ($A_1 = 1,0$) mit den elastischen Dehnungen ε_{el} im Geogitter verträglich sein, wie es qualitativ in Fig. 9a dargestellt ist. Zur Beurteilung, ob die dem Geogitter nach Gleichung 14 zugewiesene Gebrauchslast auch im *Endzustand* mit den Gesamtdehnungen ε_{ges} verträglich ist, können die isochronen Last-Verformungseigenschaften des jeweiligen Produkts herangezogen werden, aus denen sich der Anteil der Kriechdehnung ε_r in Abhängigkeit von der Standzeit ermitteln läßt. Fig. 9b zeigt die prinzipielle Vorgehensweise. Es sollte im Einzelfall geprüft werden, ob die Kriechverformungen nur für die ständigen Einwirkungen oder auch für die Verkehrslast (möglicherweise teilweise) berücksichtigt werden.

Nach den uns bisher vorliegenden Erfahrungen sollten für die Standzeit der Tragsysteme im Geogitter keine größeren rechnerischen Gesamtdehnungen ε_{ges} als 3 % zugelassen werden. Für größere Dehnungen wird der Durchhang des Geogitters zwischen den Traggliedern zu groß, womit sich das Geogitter der Lastaufnahme entziehen bzw. die notwendige vertikale Stützung des Schüttmaterials als Grundlage für die Gewölbetragswirkung verloren geht.

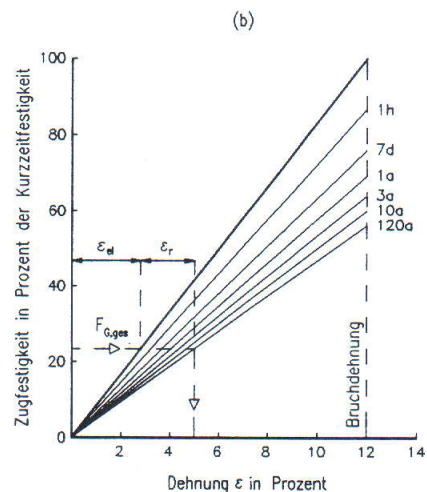
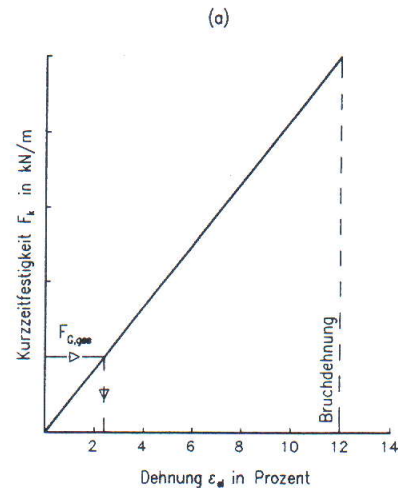


Fig. 9. a) Kurzzeitfestigkeit in Abhängigkeit von der Dehnung und b) isochrone Last-Verformungseigenschaften des Geogitters (qualitativ)

Für einen vorgegebenen maximalen Durchhang des Geogitters f_{max} ermittelt sich die daraus resultierende Dehnung mit Hilfe von Glg. 13 näherungsweise zu:

$$\varepsilon = \frac{\Delta s_f}{s} = \frac{8}{3} \cdot \frac{f_{max}^2}{(a-b)^2} \quad (20)$$

Glg. 20 kann zur Beurteilung der zulässigen Dehnungen im Geogitter verwendet werden.

Der Nachweis der Verankerungslänge der Geogitter im Dammrandbereich (außerhalb der letzten Reihe der Tragglieder) sowie der Nachweis der notwendigen Länge der Übergreifungsstöße der Geogitter ist für die vorhandene Gebrauchslast über die indirekte Bestimmung aufgrund von Ergebnissen aus Scherversuchen oder durch die direkte Bestimmung durch Ausziehversuche für das jeweilige Produkt zu erbringen.

4 Meßtechnische Absicherung der Konstruktion

Für die Überprüfung der in Abschnitt 3 dargestellten Berechnungsansätze sowie der Absicherung der langfristigen Gebrauchstragfähigkeit der in Abschnitt 2.1 beschriebenen Konstruktion der bewehrten Dammschüttung werden Messungen durchgeführt. Die Ausstattung von insgesamt zwei Meßfeldern auf der Neubaustrecke der Schnellbahnverbindung Berlin-Hannover, Südumfahrung Stendal erfolgte im November 1994 und umfaßt die Messung von

- Verformungen der Weichschicht zwischen den vermörtelten Stopfsäulen durch horizontale Inklinometermessungen quer und diagonal zur Streckenachse
- Überlagerungsspannungen aus dem Erdbauwerk über und zwischen den Stopfsäulen zur Bestimmung der sich einstellenden Gewölbe-tragwirkung
- Erschütterungen innerhalb der Dammschüttung in unterschiedlichen Tiefenlagen unter Eisenbahnverkehr

Fig. 10 zeigt den Einbau von Spannungsmeßgebern und Inklinometermeßrohren im Meßfeld.



Fig. 10. Einbau von Spannungsmeßgebern und Inklinometermeßrohren

Bisher liegen nur wenige Meßergebnisse vor. Erst die Auswertung weiterer Messungen wird genauere Aussagen über die Übereinstimmung der gewählten Berechnungsansätze, insbesondere für die Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr, zulassen. In Fig. 11 sind erste Ergebnisse der gemessenen Überlagerungsspannungen bei einer Überschüttungshöhe der Tragglieder von 1,2 m dargestellt. Es ist die Interpolation der Spannungsverteilung aus den über und zwischen den Stopfsäulen gemessenen Überlagerungsspannungen dargestellt. Die Sollspannung aus der Überschüttung beträgt $\gamma \cdot h = 25 \text{ kN/m}^2$. Aufgrund der geringen Überschüttungshöhe läßt sich derzeit noch keine eindeutige Umlagerung der Überlagerungsspannungen zwischen den vermörtelten Stopfsäulen und

der die Stopfsäulen umgebenden Weichschicht erkennen.

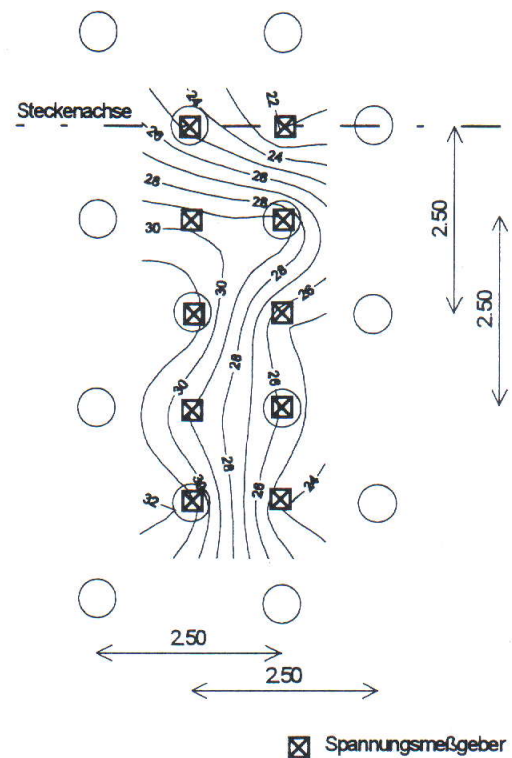


Fig. 11. Gemessene Überlagerungsspannungen

Eine Aussage über das Verformungsverhalten der Konstruktion ist nach den bisher vorliegenden Messungen noch nicht möglich.

Mit den endgültigen Meßergebnissen sollen die dargestellten Berechnungsansätze überprüft und ggf. modifiziert werden. Desweiteren wird mit den Messungen die Dauerbeständigkeit der Konstruktion abgesichert.

5 Schrifttum

- [1] British Standards Institution: British Standard BS 8006. Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and other Fills, 1994
- [2] FGSV: Merblatt für die Anwendung von Geotextilien im Erdbau. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln, 1987
- [3] Hewlett, W.J., Randolph, M.A., Aust, M.I.E.: Analysis of piled embankments. Ground Engineering, 1988, Vol. 21, No. 3, Seite 12-18
- [4] Kempfert + Partner: Finite-Element Studie zur Tragwirkung von bewehrten Erdbauwerken. Unveröffentlicht, 1994