Hans-Georg Kempfert
Michael Stadel
Dirk Zaeske

Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen

Die Ausführung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen ermöglicht eine setzungsarme Gründung von Bauwerken über wenig tragfähigem Untergrund. Dieses Bauverfahren wird bislang vorrangig im Verkehrswegebau eingesetzt, wo Maßnahmen der Untergrundverbesserung auch auf großflächigem Raum wirtschaftlich erreicht werden müssen. Es werden die theoretischen Grundlagen dargestellt, mit denen nach dem derzeitigen Stand eine Berechnung und Bemessung der Verbundkonstruktion möglich ist.

Design of geosynthetic-reinforced bearing layers over piles. *The execution of geosynthetic-reinforced bearing layers over piles is a new method of foundation in soils with low bearing capacity. This construction is primilary used for the application in traffic ways, where an economic spread footing is required. The foundations of the analytical calculation and design of this construction will be reflected.*

1 Einführung

Zur Gründung von Verkehrswegen auf wenig tragfähigem Boden werden zunehmend geokunststoffbewehrte mineralische Tragschichten ausgeführt, die die Lasten aus dem Unterbau bzw. Damm oder der Verkehrseinwirkung über Traggewölbe in Pfahlelemente (z.B. Pfähle, vermörtelte Stopfsäulen, usw.) einleiten. Anstehende setzungsempfindliche Weichschichten werden dafür in rasterförmigen Abständen von den Pfahlelementen bis in tragfähige Bodenschichten durchfahren. Oberhalb der Pfahlköpfe wird eine ein- oder mehrlagige Geokunststoffbewehrung i.d.R. aus hochzugfesten Geogittern ausgeführt, auf die der Dammkörper, der konstruktive Unterbau und der Oberbau aufgebracht werden. Das Grundprinzip des Gründungsverfahrens zeigt Bild 1.

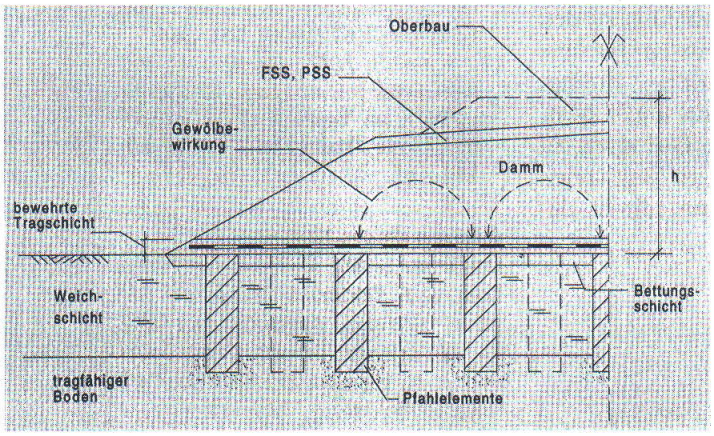

Bild 1. Geokunststoffbewehrte mineralische Tragschicht über Pfahlelementen
Fig. 1. Geosynthetic-reinforced bearing layers over piles

Im Vergleich zu anderen Maßnahmen der Baugrundverbesserung, wie z.B. Bodenaustausch, ist die Ausführung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen oftmals nicht nur eine wirtschaftliche Alternative, sondern stellt außerdem eine umweltschonende Lösung dar, weil der anstehende Boden nicht entfernt oder in seiner natürlichen Zusammensetzung verändert werden muß. Darüber hinaus läßt sich die Konstruktion an wechselnde Untergrundverhältnisse leicht anpassen, da das Gründungsverfahren sehr flexibel ausgeführt werden kann. Erste Bemessungsvorgaben für diese Verbundkonstruktion wurden in [1] dargestellt, die zwischenzeitlich fortgeschrieben werden konnten, da aufgrund von Ausführungserfahrungen weitere Erkenntnisse gewonnen wurden.

Grundsätzlich kann dieses Gründungsverfahren auch für herkömmliche, vorwiegend mit ruhenden Lasten beanspruchte Bauwerke (Tankgründungen, Gebäude, usw.) angewendet werden.

2 Tragverhalten der Konstruktion

Die vertikalen Spannungen aus Eigengewicht und Verkehrslast werden im Bereich der Dammaufstandsfläche in die Pfahlelemente und in den anstehenden Boden geleitet. Da die Pfahlelemente im Verhältnis zum benachbarten Boden eine größere Steifigkeit besitzen, konzentrieren sich über den Pfahlelementen die vertikalen Lasten. Aus Gleichgewichtsgründen nimmt die Vertikalbelastung auf die Zwischenräume ab, der Boden wird entlastet. Der Grad der Lastumlagerung ist dabei von den Steifigkeitsunterschieden zwischen den Pfahlelementen und dem Boden sowie von der Scherfestigkeit der Dammschüttung abhängig.

Die Setzungsdifferenzen zwischen Pfahlelementen und nachgiebigem Untergrund in der Ebene der Dammaufstandsfläche bewirken Dehnungen und Zugkräfte in den verlegten Geokunststoffen. Die Geokunststoffe spannen sich wie eine Membran über die weitgehend unnachgiebigen Pfahlelemente, was zu einer weiteren Umlagerung der vertikalen Lasten auf die Pfahlelemente führt. Die Membranwirkung des Geokunststoffs ist schematisch in Bild 2 gezeigt. Die Spannung über den Pfahlelementen wird darin mit σ_p, die Spannung über den Zwischenräumen mit σ_s und die Reaktionsspannung des Bodens mit σ_r bezeichnet.

Eine vollständige Entlastung des Bodens zwischen den Pfahlelementen kann wegen der begrenzten Steifigkeit der Geokunststoffe jedoch nicht

© Ernst & Sohn · Bautechnik 74 (1997), Heft 12

erreicht werden. Der Boden zwischen den Pfahlelementen muß eine (reduzierte) Stützfunktion wahrnehmen. Mit zunehmender Dehnung im Geokunststoff vergrößert sich die Umlagerungswirkung auf die Pfahlelemente, gleichzeitig nimmt die Stützwirkung des Bodens zu. Dies führt wiederum zu einer Abnahme der Beanspruchung im Geokunststoff und damit zu einer Abnahme der für ein Gleichgewicht erforderlichen Dehnung der Geokunststoffe. Es findet ein Ausgleich zwischen einwirkenden und widerstehenden Beanspruchungen statt; diese Selbstregulierung der Kräfte ist kennzeichnend für eine stabile Gleichgewichtslage des Systems.

Über die Membranwirkung hinaus nehmen die Geokunststoffe u. U. horizontal gerichtete Kräfte auf, die durch die Lastausbreitung einer Verkehrslast oder die Horizontalkomponente des Erddruckes bei Dämmen entstehen können. Diese i. d. R. nach außen gerichteten Kräfte werden als Spreizkräfte bezeichnet [2]. Sie müssen durch Schubspannungen in den Untergrund bzw. in die Geokunststoffe eingeleitet werden, wenn eine seitliche Stützung des Bodens im Böschungsbereich fehlt, siehe Bild 3.

3 Einwirkungen

Zu den Einwirkungen gehören die Eigenlasten und die Verkehrslasten. Die Eigenlasten werden nach den üblichen Regeln der Bautechnik festgelegt.

Für die Ermittlung der maßgeblichen Verkehrslasten sind die für den jeweiligen Anwendungsfall gültigen Vorschriften zugrunde zu legen. Üblicherweise wird die Verkehrslast als statische Last angenommen und dynamische bzw. zyklische Lasteinflüsse durch einen zusätzlichen Lasterhöhungsfaktor abgedeckt. Für Eisenbahnverkehrslasten ist z.B. ein Lasterhöhungsfaktor k_s zur Berücksichtigung des dynamischen Lasteinflusses abhängig von der Entwurfsgeschwindigkeit nach [3] anzusetzen.

4 Nachweise und Bemessung

4.1 Standsicherheitsnachweis

Durch die steiferen Pfahlelemente wird innerhalb der wenig tragfähigen Schichten eine Erhöhung des Widerstandes gegen tiefreichende Bruchzustände erreicht. Die ausreichende Sicherheit gegen Versagen kann anhand eingeführter Berechnungsverfahren nachgewiesen werden, wobei die Wirkung der Pfahlelemente mit ihren anteiligen Scherkräften oder ersatzweise durch eine global erhöhte Scherfestigkeit der gering tragfähigen Schichten berücksichtigt werden kann. Die Kräfte einer geschnittenen Geokunststoffbewehrung dürfen dabei in Ansatz gebracht werden. Die angesetzten Zugkräfte sind der Festigkeit bzw. dem Herausziehwiderstand der Bewehrung gegenüber zu stellen.

Im einzelnen sollten für die Standsicherheit der Konstruktion folgende Nachweise geführt werden:

a) Gesamtstandsicherheit als Grundbruch bzw. Geländebruchsicherheit unter Berücksichtigung der Scherfestigkeit der Pfahlelemente nach DIN 4017 bzw. DIN 4084

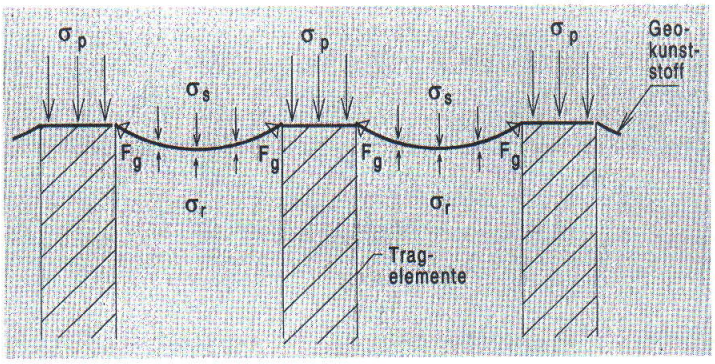

Bild 2. Vertikale Spannungen im Bereich der Pfahlelemente am verformten System
Fig. 2. Distribution of the vertical stresses in the deformed system

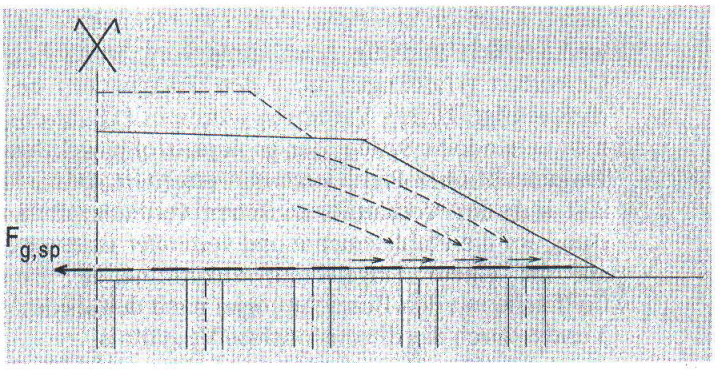

Bild 3. Aufnahme der Spreizkräfte über Schubspannungen in die Geokunststoffbewehrung
Fig. 3. Transition of spread forces in the geosynthetic-reinforcement by shearing stresses

b) Sicherheit der Böschung im Rand- bzw. Fußbereich nach DIN 4017 bzw. 4084

c) Nachweis der äußeren und inneren Tragfähigkeit der Pfahlelemente

d) Nachweis gegen Bruch der Geokunststoffbewehrung unter Berücksichtigung des Bemessungswertes für die Zugfestigkeit

e) Nachweis der Festigkeit von Bewehrungsstößen in Richtung der Hauptzugkräfte

f) Nachweis von Verankerungsbereichen der Geokunststoffe.

4.2 Ermittlung der Lastumlagerung auf die Pfahlelemente

4.2.1 Tiefliegende Geokunststofflagen

Grundsätzlich sollte die Geokunststoffbewehrung so tief wie möglich (Mindestabstand aber ca. 20 cm) über den Pfahlelementen angeordnet werden.

In [4] ist für im quadratischen Raster angeordnete Pfähle auf der Grundlage von Modellversuchen ein Berechnungsverfahren für den Fall ohne Geokunststoffbewehrung zur Ermittlung der Spannungsverteilung in der Dammaufstandsfläche in Abhängigkeit von der Überschüttungshöhe, dem Achsabstand und Durchmesser der Pfähle sowie dem Reibungswinkel des Dammschüttmaterials abgeleitet worden,

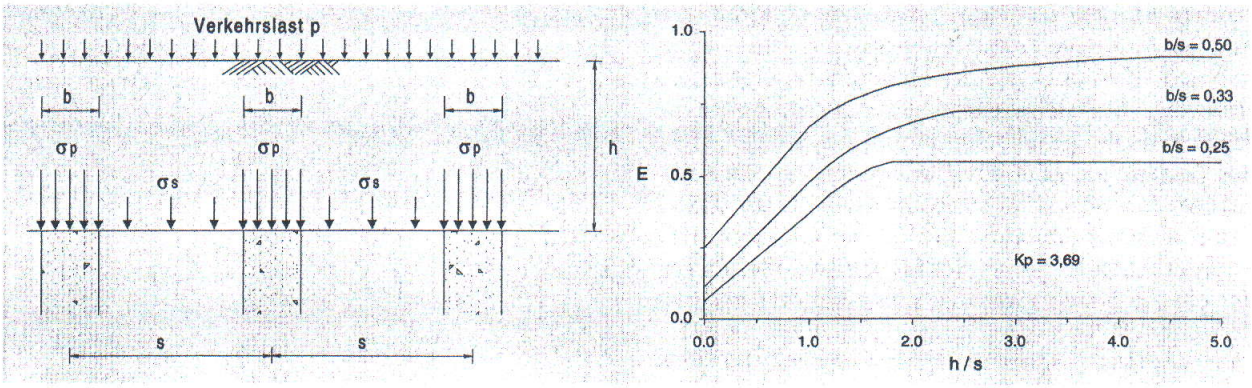

Bild 4. Lastumlagerung auf die Pfahlelemente
Fig. 4. Load-distribution on the piles

das sich auf die hier behandelten Pfahlelemente anwenden läßt und die Ausbildung von räumlichen Gewölben (Halbkugel) über den Traggliedern berücksichtigt. Dieses Verfahren wurde in [1] auf das hier behandelte System der geokunststoffbewehrten Tragschicht über Pfahlelementen erweitert. Danach läßt sich das Verhältnis zwischen vertikaler Belastung auf die Pfahlelemente und vertikaler Belastung auf die einem Tragelement zuzuordnende Einflußfläche mit den Bezeichnungen nach den Bildern 5 und 6 durch das dimensionslose Verhältnis

$$E = \frac{\text{Last auf einem Tragelement}}{\text{Gesamtlast auf die zugeordnete Einflußfläche}}$$

$$E = \frac{\sigma_p \cdot b^2}{(\gamma \cdot h + p) \cdot s^2} \qquad (1)$$

ausdrücken, wobei E den Grad der sich einzustellenden Lastumlagerung auf die Pfahlköpfe beschreibt, siehe Bild 4. Zur Ermittlung von E werden die beiden Grenzzustände **Bruch des Schüttmaterials im Gewölbescheitel** und **Bruch des Schüttmaterials im Gewölbeauflager** betrachtet.

Da in [4] von einer quadratischen Form der Pfähle mit der Seitenlänge b ausgegangen wird, die hier betrachteten Pfahlelemente jedoch i.a. rund sind (Durchmesser d), kann für b näherungsweise eine Ersatzbreite

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

angenommen werden.

1) Bruch des Schüttmaterials im Gewölbescheitel

$$E = 1 - \left[1 - \left(\frac{b}{s}\right)^2\right] \cdot (A - A \cdot B + C) \qquad (3)$$

$$A = \left[1 - \left(\frac{b}{s}\right)\right]^{2 \cdot (K_p - 1)} \qquad (3a)$$

$$B = \frac{s}{\sqrt{2} \cdot h} \cdot \left(\frac{2 \cdot K_p - 2}{2 \cdot K_p - 3}\right) \qquad (3b)$$

$$C = \frac{s - b}{\sqrt{2} \cdot h} \cdot \left(\frac{2 \cdot K_p - 2}{2 \cdot K_p - 3}\right) \qquad (3c)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \qquad (3d)$$

2) Bruch im Gewölbeauflager

$$E = \frac{\beta}{1 + \beta} \qquad (4)$$

$$\beta = \frac{2 \cdot K_p}{K_p + 1} \cdot \frac{1}{1 + \frac{b}{s}} \cdot \left[\left(1 - \frac{b}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \cdot \frac{b}{s}\right)\right] \qquad (4a)$$

Für eine geringe Überschüttung und große Abstände der Pfahlelemente ist Gl. (3) maßgebend, mit zunehmender Überschüttungshöhe h bei gleichem Abstand s wird der Bruch des Schüttmaterials im Gewölbeauflager maßgebend, Gl. (4).

Dieses Verfahren ist gültig, solange die Überschüttungshöhe h nicht geringer ist, als der Achsabstand s der Pfahlelemente. Für den Fall $h < s$ kann der Lastumlagerungswert E vereinfacht durch lineare Interpolation zwischen $h = s$ und $h = 0$ ermittelt werden. Die Lastaufteilung für $h \rightarrow 0$ ergibt sich dabei aus dem Verhältnis der Querschnittsfläche eines Pfahlelementes zu seiner Einflußfläche, es findet also keine zusätzliche Umlagerung der Lasten in die Pfahlelemente statt. In Bild 4 ist beispielhaft der Verlauf von E in Abhängigkeit von h/s und b/s für einen Reibungswinkel des Schüttmaterials von $\varphi' = 35°$ ($K_p = 3{,}69$) dargestellt.

Die als gleichmäßig verteilt angenommene Spannung σ_s auf die Weichschicht berechnet sich nach:

$$\sigma_s = \frac{(\gamma \cdot h + p)}{(s^2 - b^2)} \cdot (1 - E) \cdot s^2 \qquad (5)$$

Den Geokunststoffen wird die Spannung auf dem Boden σ_s abzüglich einer vertikalen Reaktionsspannung aus der Stützwirkung des Bodens zugewiesen. Diese Stützwirkung kann durch den Ansatz eines Bettungsmoduls für den Boden in Abhängigkeit der vertikalen Verformung ermittelt werden [5]. Die Bo-

denverformungen und die Dehnungen bzw. Kräfte in der darüber befindlichen Geokunststoffbewehrung sind jedoch implizit miteinander verknüpft, so daß nur eine iterative Lösung möglich ist. Da außerdem die Dehnsteifigkeit der Bewehrung in dieser Berechnungsphase i.d.R. noch nicht bekannt ist, kann näherungsweise die Reaktionsspannung des Bodens auch unabhängig von den Verformungen durch eine abgeminderte Traglast bezogen auf die Scherfestigkeit des undränierten Bodens c_u gemäß Gl. (6)

$$\sigma_0 = \sigma_{0f}/\eta = \frac{(2+\pi)\cdot c_u}{\eta} \qquad (6)$$

nach DIN 4017 abgeschätzt werden. Die Sicherheit zur Abminderung von σ_{0f} sollte dabei mindestens mit $\eta = 2$ angesetzt werden. Bei geschichteten Böden unterhalb der Geokunststofflage dürfen dabei gemittelte c_u-Werte angesetzt bzw. eine Ersatzscherfestigkeit aus den bindigen und nicht bindigen Schichten abgeschätzt werden. Vergleichsberechnungen zeigen, daß die Beanspruchungen in den Geokunststoffen durch dieses Vorgehen etwas größer berechnet werden, als sie sich für übliche Bodenkenngrößen nach einem Bettungsmodulansatz ergeben.

Die vertikale Belastung auf die sich zwischen die Köpfe der Pfahlelemente spannende Geokunststofflage, die auf die Stützweite (s′–b) wirkt, läßt sich für die in Bild 5 dargestellten Lasteinzugflächen eines quadratischen bzw. dreieckigen Rasters der Pfahlelemente nach folgender Beziehung berechnen:

$$q_G = \frac{\sigma_s \cdot (s^2 - b^2)}{2\cdot(s'-b)} - \frac{\sigma_0 \cdot (s^2 - b^2)}{2\cdot(s'-b)} \qquad (7)$$

Bei mehrlagiger Geokunststoffbewehrung über den pfahlartigen Tragelementen kann die Belastung q_G näherungsweise anteilig der Dehnsteifigkeiten der Geokunststoffe aufgeteilt werden.

4.2.2 Hochliegende Geokunststofflagen

Die Membranwirkung der Bewehrung nimmt mit wachsendem vertikalen Abstand von den Pfahlköpfen ab, da durch die Übertragung von Scherkräften in der Bodenschicht zwischen Geokunststoff und Pfahlkopf ein Abklingen der Setzungsdifferenzen stattfindet. Dieser Effekt wird erzeugt, wenn unter der Bewehrung eine mineralische Zwischentragschicht angeordnet wird oder wenn, wie in der bisherigen Ausführungspraxis oftmals der Fall, als Tragelemente sog. teilvermörtelte Stopfsäulen zum Einsatz kommen. Bei teilvermörtelten Stopfsäulen wird oberhalb eines starren (vermörtelten) Pfahlelements ein mittels Schleusenrüttler hergestellter Kieskopf aufgesetzt und die Bewehrung in der Arbeitsebene über den relativ nachgiebigen Kiesköpfen verlegt. Ausführungshinweise und Erfahrungen hierzu finden sich in [6]. Das sich einstellende Tragverhalten bei hoch liegender Bewehrung kann durch zwei Grenzbetrachtungen abgedeckt werden. Die eine Grenzbetrachtung geht davon aus, daß die Bewehrung keinen Einfluß auf die Lastumlagerung in

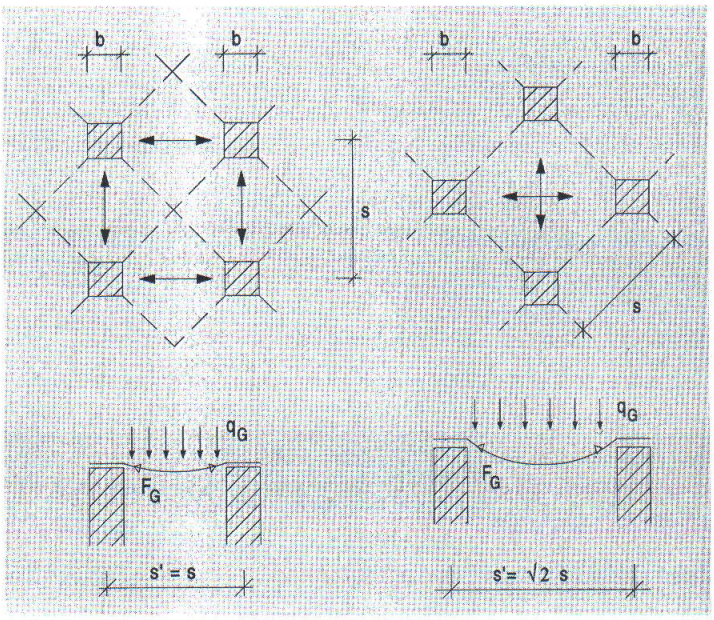

Bild 5. Lasteinzugsfläche auf die Geokunststofflagen für Rechteck- und Dreieckraster
Fig. 5. Load-distribution on the geosynthetics for dispositions of the piles in a rectangular or triangular screen

die Pfahlelemente hat und sich die Gewölbewirkung vornehmlich unterhalb der Bewehrung einstellt. In diesem Fall ist der Nachweis zu erbringen, daß die lotrechte Bodenspannung σ_s in der Ebene der Oberkante des verfestigten Teiles der Pfahlelemente, die mit Gl. (5) für die Höhe h nach Bild 6 (links) berechnet wurde, ohne Ansatz der Bewehrung von dem Untergrund aufgenommen werden kann.

Die andere Grenzbetrachtung beinhaltet die Vorstellung, daß sich die Traggewölbe in der Bewehrungsebene auf den Untergrund abstützen. Die Lastumlagerung ist dann für die Höhe h′ nach Bild 6 (rechts) zu bestimmen. Der Einfluß der Lastumlagerung in die Pfahlelemente, die sich unterhalb der Bewehrungslage bereits eingestellt hat, kann bei nichtbindigem Boden durch kegelstumpfförmige Lasteintragungsbereiche, die um 60° gegen die Horizontale geneigt sind, berücksichtigt werden. Für die Berechnung des Umlagerungswertes E nach Gl. (3) und Gl. (4) vergrößert sich der Durchmesser der Pfahlelemente entsprechend von d auf d′ nach Bild 6 (rechts). Enthält der Boden zwischen Bewehrung und Pfahlelement wesentlich feinkörnige Anteile (Anteile mit $d_{15} < 0{,}06$ mm von mehr als 15%), sollte für die Vergrößerung des Durchmessers die Grenze $d' \leq 1{,}2 \cdot d$ eingehalten werden. Die gedachte Durchmesservergrößerung sollte aber nur angesetzt werden, wenn der Abstand zwischen Pfahlkopf und Bewehrung größer 0,5 m ist.

Je nach Abstand zwischen Bewehrungslage und dem verfestigten Teil der Pfahlelemente sowie Steifigkeit des Kieskopfes im Verhältnis zum umgebenden Dammbaustoff nähert sich das Tragverhalten der einen oder anderen der dargestellten Grenzbe-

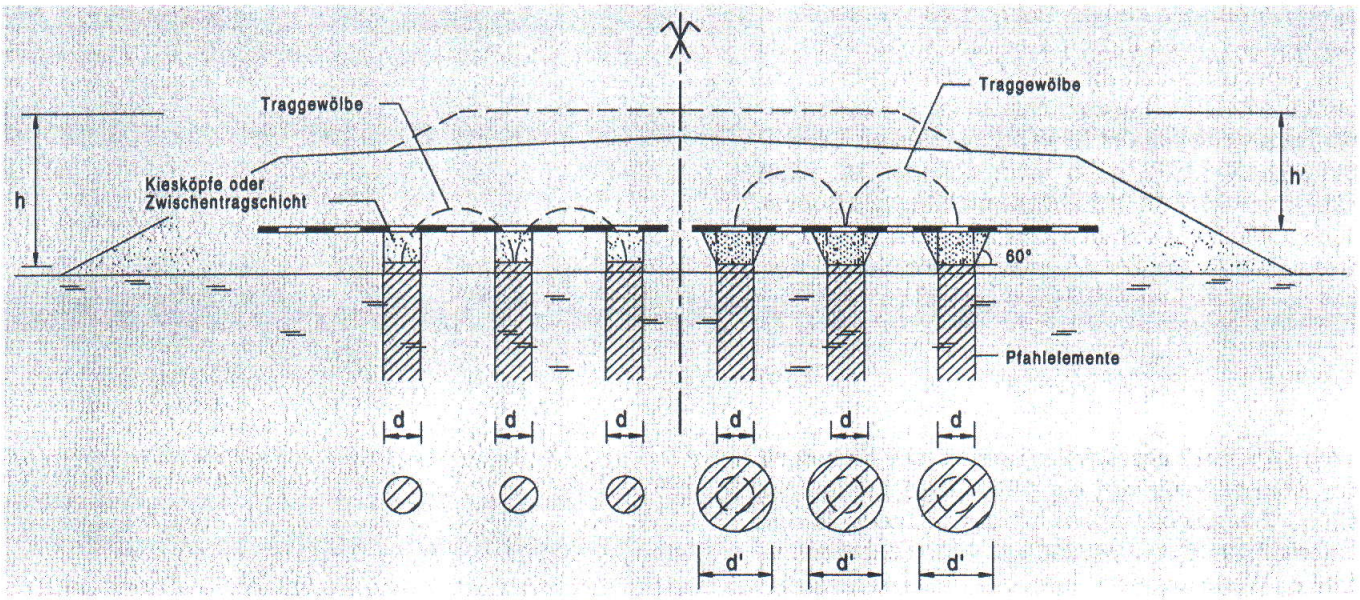

Bild 6. Hochliegende Geokunststofflage über den Pfahlelementen ohne (linke Bildhälfte) bzw. mit (rechte Bildhälfe) rechnerischer Berücksichtigung der Bewehrung
Fig. 6. Geosynthetic in a high plain above the piles without (left side of the plan) and with (right side of the plan) consideration of the reinforcement

trachtungen an. Für eine rechnerische Absicherung der Konstruktion wird die Untersuchung beider Tragmodelle empfohlen, wenn der Abstand der Bewehrungslage zum verfestigten Teil der Pfahlelemente größer als 0,50 m ist; ein Abstand über 1,00 m sollte hierbei jedoch vermieden werden.

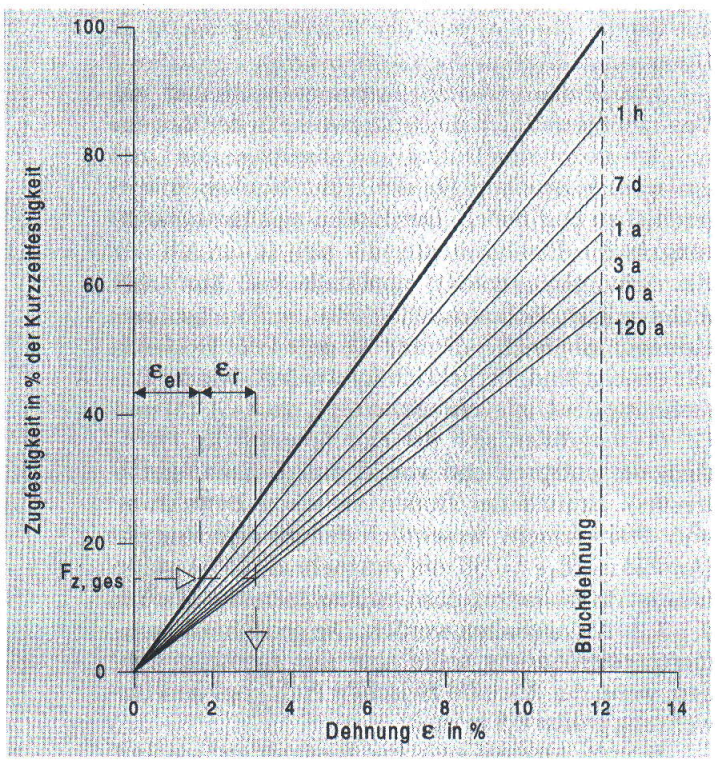

Bild 7. Isochrone Last-Verformungskurven eines Geokunststoffes, qualitativ
Fig. 7. Isochrone load-strain relation of an geosynthetic, qualitative

4.3 Bemessung der Geokunststoffe in der mineralischen Tragschicht

Die vorhandene Zugkraft F_z in den Geokunststoffen wird vereinfacht aus der Statik des Seils berechnet, wobei ein Geogitterstreifen der Breite b unter der Streckenlast q_G über die Stützweite $(s' - b)$ betrachtet wird.

Für ein flach gespanntes Seil kann die Zugkraft in Abhängigkeit der Dehnung ε vereinfacht aus der Beziehung

$$F_z = \frac{q_G \cdot (s' - b)}{2 \cdot b} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} \qquad (7)$$

berechnet werden. F_z ist die Gebrauchslast in der Geokunststoffbewehrung, die iterativ zu bestimmen ist, da in der obigen Gleichung die Dehnung ε als zusätzliche Unbekannte enthalten ist. Anhand der Arbeitslinie (Kraft-Dehnungskurve) des verwendeten Geokunststoffs ist die Zugehörigkeit der angenommenen Dehnung ε mit der berechneten Kraft F_z zu überprüfen.

Bei Dammkonstruktionen müssen die Geokunststoffe zusätzlich horizontale Spreizkräfte $F_{z,sp}$ aufnehmen, die zum Böschungsfuß hin gerichtet sind und über Schubspannungen in die Bewehrung eingeleitet werden. Auf der sicheren Seite liegend können diese Spreizkräfte aus einem angenommenen aktiven Erddruck infolge Eigengewicht und Verkehrslast, der sich zwischen der Bewehrungslage und der Dammkrone aufgebaut hat, oder nach [2] berechnet und den Geokunststoffen in Querrichtung zugewiesen werden.

Daraus ergeben sich bei Dammkonstruktionen zwei Bemessungsrichtungen

a) in Richtung der Dammachse:

$$F_z \leq F_d \tag{8a}$$

b) senkrecht zur Dammachse:

$$F_z + F_{z,sp} \leq F_d \tag{8b}$$

Bei der Bemessung der Geokunststoffe sollten die Gesamtdehnungen für die Standzeit des Bauwerks rechnerisch auf maximal 3 % begrenzt werden, wobei der Kriecheinfluß zu berücksichtigen ist. Die Gesamtdehnung in Abhängigkeit der Standzeit kann aus produktspezifischen Last-Verformungskurven ermittelt werden, siehe Bild 7.

Dehnungen von 3 % in den Geokunststoffen können in der praktischen Ausführung bei großen Abständen der Tragelemente mit großen Setzungsmulden verbunden sein, so daß insgesamt geringe Dehnungen empfohlen werden, was sich i.d.R. bei Ansatz von Gl. (7) auch rechnerisch ergibt.

Nach dem derzeitigen Kenntnisstand sind Angaben über die Widerstände der Geokunststoffe bei überwiegend nicht ruhender Belastung nicht möglich. Bisher vorliegende Dehnungsmessungen an Geogittern aus Polyester, die unter einem ca. 2,5 m hohen Eisenbahndamm in geringem Abstand über den Pfahlelementen angeordnet sind, weisen einen geringen Einfluß der dynamischen Verkehrslasten auf das Dehnungsverhalten der Bewehrung aus [7]. Bei Zugüberfahrten mit Geschwindigkeiten von 160 km/h beträgt nach zweijähriger Betriebsdauer der dynamische Dehnungsanteil nur ca. 0,01 %, bei durch statische Lasten erzeugten Gesamtdehnungen bis zu 1 %. Da jedoch die Einflüsse aus Fahrgeschwindigkeit, Abstand der Bewehrung zur Schienenoberkante und den Steifigkeitsverhältnissen der Bodenschichten sowie der Dehnsteifigkeit der Bewehrung auf die Beanspruchungen der Geokunststoffe unter langen Betriebszeiten noch nicht abgesichert beschrieben werden können, wird (vorläufig) die Einführung eines partiellen Abminderungsfaktors A_{dyn} bei der Ermittlung der zulässigen Geokunststoffbeanspruchungen empfohlen. Der Bemessungswert der Zugfestigkeit der Geokunststoffe kann unter Berücksichtigung des Abminderungsfaktors A_{dyn} in Anlehnung an [8] nach folgender Beziehung bestimmt werden:

$$F_d = \frac{F_k}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_{dyn} \cdot \gamma} \tag{9}$$

F_d Bemessungswert der Langzeitfestigkeit des Geokunststoffes

F_k Kurzzeitfestigkeit des Geokunststoffes

A_1 Abminderungsfaktor für das Kriechen

A_2 Abminderungsfaktor für Einbaubeschädigungen

A_3 Abminderungsfaktor für Verarbeitung

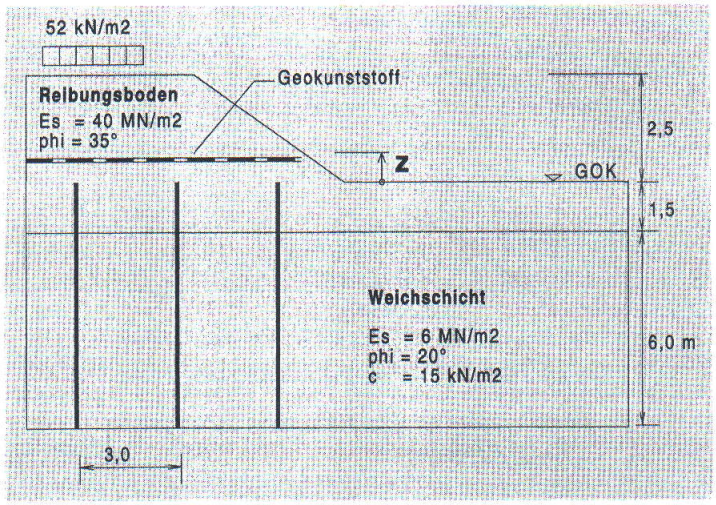

Bild 8. System für die FE-Berechnungen
Fig. 8. FEM-Model

A_4 Abminderungsfaktor für Umgebungseinflüsse

A_{dyn} vorläufiger Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung dynamischer Verkehrsbelastung

γ Sicherheitsbeiwert

Die Werte der Abminderungsfaktoren A_1 bis A_4 sind vom Hersteller des Produkts nachzuweisen. Der Abminderungsfaktor A_{dyn} ist nur bei hohen Verkehrslasteinwirkungen (z.B. bei Eisenbahnstrecken) anzusetzen und sollte in Abhängigkeit von der Tiefe unter der Lasteintragung festgelegt werden. Für die Eisenbahn wird z.B., sofern keine weiteren Nachweise vorliegen, A_{dyn} = 1,0 in 4 m unter Schwellenoberkante und A_{dyn} = 1,5 in 1,5 m unter Schwellenoberkante für das hier beschriebene System vorgeschlagen. Zwischenwerte können linear interpoliert werden.

4.4 Nachweis der Pfahlelemente

Bei den Nachweisen für die Pfahlelemente ist die gesamte Last aus Eigengewicht und Verkehr rechnerisch den Tragelementen zuzuordnen. Eine mittragende Wirkung des Bodens bleibt unberücksichtigt. Die notwendigen Nachweise zur inneren und äußeren Standsicherheit sind unter Berücksichtigung der jeweiligen Zulassungsbescheide zu führen.

5 Numerische Berechnung

Durch numerische Berechnungen nach der FEM kann in Ergänzung zu den vorstehenden Nachweisen bzw. bei entsprechender Erfahrung auch nur mit diesem Verfahren das Tragsystem berechnet und so die Ermittlung der Gebrauchslasten der Geokunststoffe vorgenommen werden.

Derzeit sind Berechnungen nur auf der Grundlage des ebenen Verzerrungszustandes wirtschaftlich möglich, so daß das räumliche Raster der Pfahlele-

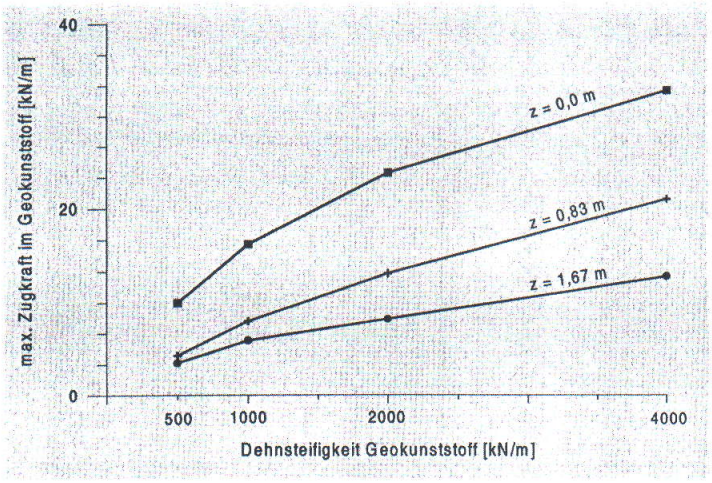

Bild 9. Ergebnisse der FE-Berechnung, Kräfte in der Geokunststofflage
Fig. 9. Results of the FEM – calculation, forces in the geosynthetics

mente gemäß den Lasteinzugsflächen in ein ebenes System übertragen werden muß [9].

Die dargestellten Berechnungen wurden mit einem FE-System angestellt, das folgende Anforderungen erfüllt:
- Geokunststoffelemente
- Reibungselemente zwischen Geokunststoff/Boden (Interfaces)
- elasto-plastisches Stoffverhalten (*Mohr-Coloumb*)

Nachfolgend wird die Wirkungsweise einer Geokunststoffbewehrung bei veränderlicher Höhenlage in einem Dammkörper anhand von FEM-Ergebnissen beschrieben [5]. Das verwendete FE-Modell ist in Bild 8 dargestellt, der Bodenaufbau besteht aus einer 6,0 m mächtigen Weichschicht, die von Reibungsboden 1,5 m überlagert wird. Auf der Geländeoberkante (GOK) ist ein 2,5 m hoher Dammkörper mit einer Böschungsneigung 1 : 1,5 aufgebracht, auf dessen Oberkante eine Flächenlast von 52 kN/m^2 wirksam ist. Die im Vergleich zum Boden als sehr steif angenommenen Pfahlelemente schließen kurz unterhalb der Ebene GOK ab.

Für mehrere Berechnungen wurde eine Geokunststoffbewehrung in drei verschiedenen Höhenlagen, gemessen von der GOK (Abstand z nach Bild 8), innerhalb des Dammkörpers angeordnet und die ermittelten Kräfte in der Bewehrung bestimmt. Gleichzeitig wurde die Dehnsteifigkeit der Bewehrung von 500 bis 4000 kN/m variiert. Die Pfahlelemente werden durch steife Balkenelemente im Abstand s = 3,0 m modelliert.

Die Berechnungsergebnisse sind in Bild 9 zusammengefaßt. Erwartungsgemäß führt ein geringer Abstand zwischen Bewehrungslage und den Pfahlelementen zu größeren eingeleiteten Kräften im Geokunststoff, die durch eine Erhöhung der Dehnsteifigkeit weiter vergrößert werden können.

Vorrangige Aufgabe der Bewehrung ist die Sicherstellung einer stabilen Gleichgewichtszone oberhalb der Pfahlelemente, durch die lokale Versagensmechanismen (Durchstanzen der Pfahlelemente bzw. Abstürzen des Bodens über der Weichschicht zwischen den Pfahlelementen) vermieden und die Funktion des Tragsystems gewährleistet wird. Insofern wurde in Abschn. 4.2.2 planmäßig bis auf weiteres für diese Konstruktion max. z = 1,0 m empfohlen.

6 Allgemeine Empfehlungen zum Gründungssystem

6.1 Allgemeines

Die nachfolgend genannten Empfehlungen sind auf der Grundlage der bisher vorliegenden Erfahrung zusammengestellt und beziehen sich auf die Festlegung einiger konstruktiver Randbedingungen und geben Hinweise zur Bauausführung. Die genauen Randbedingungen des Gründungssystems müssen jedoch stets im Einzelfall festgelegt werden, woraus sich auch abweichende bzw. darüber hinausgehende Anforderungen ergeben können.

6.2 Erdkörper

Zur Sicherstellung eines ausreichenden Verbundes werden für den Boden in der Umgebung der Geokunststoffe ausgewählte grobkörnige Bodenarten der Bodengruppen GW, GI, GE, SW, SI empfohlen. Sie müssen verwitterungsbeständig sein und dürfen keine quellfähigen, zerfallsempfindlichen oder bauwerksaggressiven Bestandteile enthalten. Insbesondere ist die Verträglichkeit des Bodens mit den Geokunststoffen sicherzustellen.

Zwischen der Oberkante der starren Pfahlelemente und der untersten Geokunststofflage sollte eine mindestens 0,2 m dicke Zwischentragschicht vorhanden sein, um ein direktes Aufliegen der Geokunststoffe auf den Pfahlköpfen zu vermeiden.

Die Tragfähigkeit des Bodens in der Ebene der untersten Geokunststofflage ist nachzuweisen; hierbei sollte mindestens ein Verformungsmodul $E_{v2} \geq 20$ MN/m^2 gewährleistet sein. Sofern größere, bisher noch nicht abgeklungene Setzungen in der Weichschicht aus Grundwasserspiegelschwankungen zu erwarten sind, müssen gesonderte Untersuchen durchgeführt werden, oder das Verfahren sollte nicht angewendet werden.

6.3 Geokunststoffe

Die verwendeten Geokunststoffe sollten unabhängig von den rechnerischen Erfordernissen nach Abschn. 4 mindestens eine Höchstzugkraft von 60 kN/m bei einem elastischen Dehnungsanteil von höchstens 3 % aufweisen (Mindestbewehrung). Bei mehrlagiger Bewehrung darf der vertikale Abstand der einzelnen Lagen 0,15 m nicht unterschreiten.

Die Geokunststoffe sind waagerecht zu verlegen und vor dem Aufbringen der nächsten Schüttlage geradezurecken und leicht zu spannen, so daß Faltenfreiheit gewährleistet ist. Ein direktes Befahren der ausgerollten Geokunststoffe ist zu vermeiden. Es wird empfohlen, das Befahren frühestens nach dem Aufbringen einer verdichteten Schüttlage von mindestens 15 cm Dicke zu erlauben. Ansonsten sind

die Verlegeanweisungen des Herstellers zu beachten bzw. mit diesem abzustimmen.

Grundsätzlich sollten die Geokunststoffe in Richtung der größten Zugkräfte durchgängig verlegt werden (bei Verkehrswegen senkrecht zur Streckenrichtung). Bei Überlappungsstößen ist eine ausreichende Kraftübertragung sicherzustellen, wobei eine Mindestüberlappung von 0,50 m empfohlen wird. Die Geokunststoffe sind zur Verankerung mindestens um 1,0 m über die Achse der äußersten Reihe der Pfahlelemente nach außen zu führen.

6.4 Pfahlelemente

Bei der Herstellung der Pfahlelemente ist auf die Einhaltung eines regelmäßigen Rasters zu achten. Für den Einsatz schwerer Geräte zur Herstellung der Tragelemente ist ein Arbeitsplanum erforderlich, weshalb ggf. der Untergrund teilweise auszutauschen ist. Damit wird im Endzustand des Bauwerks eine Bettungs- bzw. Ausgleichsschicht im Bereich der Pfahlköpfe geschaffen.

Der Achsabstand benachbarter Pfahlelemente sollte nicht größer als s = 1,75 m gewählt werden, wobei für Eisenbahnverkehrswege mindestens drei Säulenreihen je Gleis vorgesehen werden sollten.

Literatur

[1] *Kempfert, H.-G.* und *Stadel, M.:* Zum Tragverhalten geokunststoffbewehrter Erdbauwerke über pfahlähnlichen Traggliedern. 4. Informations- und Vortragstagung über Geokunststoffe in der Geotechnik (1995). München. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. Geotechnik Sonderheft 1995, S. 146–152.

[2] *Brauns, J.:* Spreizsicherheit von Böschungen auf geneigtem Gelände. Bauingenieur 55 (1980), S. 433–436

[3] DS 836: Vorschrift für Erdbauwerke. Deutsche Bahn AG. Entwurf 1997.

[4] *Hewlett, W.J.* und *Randolph, M.F.:* Analysis of piled Embankments. Ground Engineering. Vol. 21 (1988), No. 3, S. 12–18.

[5] *Zaeske, D.:* Untersuchung zum Trag- und Verformungsverhalten von geotextilbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen im Verkehrswegebau. Diplomarbeit an der Universität Gh-Kassel (1996), unveröffentlicht.

[6] *Sondermann, W.:* Zusammenwirkung geokunststoffbewehrter Erdbauwerke und pfahlartiger Tragelemente beim Aus- und Neubau von Bahnstrecken. 5. Informations- und Vortragstagung über Geokunststoffe in der Geotechnik (1997). München. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. Geotechnik Sonderheft 1997, S. 47–51.

[7] *Gartung, E., Verspohl, J., Alexiew, D.* und *Bergmair, F:* Geogrid reinforced railway embankment on piles – Monitoring. Proceedings of the first Europ. Geosynthetics Conference, EUROGEO 1, Maastricht. A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield (1996). S. 251–258.

[8] FGSV: Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln (1994).

[9] *Bergado, D.* und *Long, P.V.:* Numerical Analysis of Embankment on Subsiding Ground improved by vertical Drains and Granular Piles. Geotechnical Institute of Technology Bangkok, XIII ICSMFE (1994), New Delhi, India, S. 1361–1366.

Autoren dieses Beitrages:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, Universität Gh-Kassel, Fachgebiet Geotechnik, Mönchebergstraße 7, 34125 Kassel

Dipl.-Ing. Michael Stadel, Kempfert + Partner GmbH, Untere Königsstraße 86, 34117 Kassel

Dipl.-Ing. Dirk Zaeske, Universität Gh-Kassel, Fachgebiet Geotechnik, Mönchebergstraße 7, 34125 Kassel

BAUTECHNIK aktuell

Europas größtes Autobahnprojekt dem Verkehr freigegeben

Der 61,5 km lange Abschnitt der tschechischen Autobahn D5 von Pilsen bis zur deutschen Grenze ist derzeit Europas größter Autobahnneubau. Die Heilit + Woerner Bau-AG, München, stellte in Arbeitsgemeinschaft mit ihrem tschechischen Tochterunternehmen Dalnicni Stavby Praha a. s. im August die Fahrbahndecke aus Beton fertig. Am 15. Oktober 1997 wurde die gesamte Strecke im betriebsfertigen Zustand der tschechischen Straßen- und Autobahndirektion übergeben. Die offizielle Verkehrsfreigabe erfolgte auf der tschechischen Seite am 6. November und vier Tage später auf der deutschen Seite. Die Fahrt auf der Trasse von Pilsen bis zum Grenzübergang Waidhaus/Rozvadov dauert nun nur noch 40 Minuten, während man früher für diese Entfernung fast die doppelte Zeit benötigte. Die endgültige Fertigstellung der gesamten Nebenbereiche, wie z. B. Tank- und Rastanlagen, ist im Juni 1998 vorgesehen.

Die Arbeiten für den kompletten Neubau des Autobahnabschittes umfaßten insgesamt 113 km Beton-Fahrbahndecken, 85 km Beton-Entwässerungsrinnen sowie 10 km Asphaltdecken. Hinzu kommen 7 Mio. m³ Erdarbeiten, 90 km Kanalbau, 22 Regenrückhaltebecken und 58 Brückenbauwerke.

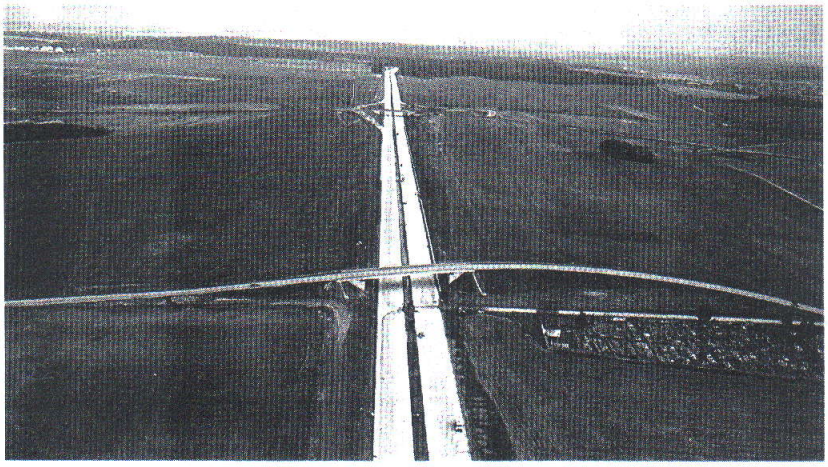

Foto: Heilit + Woerner Bau-AG