

Die Dimensionierung hoher flexibler Stützbauwerke in steilen Rutschhängen

von Heinz Brandl

Diskussionsbeitrag zum Thema II

I. ALLGEMEINES

Bei Böschungssicherungen in steilem Gelände und heterogenem Material geben verfeinerte Berechnungsverfahren in der Regel eine Genauigkeit vor, die in der Praxis nicht vorhanden ist. Bei größeren Bauvorhaben und stark streuenden Boden- bzw. Felskennwerten und Sickerwasserverhältnissen kann man sich meist nur schrittweise an eine optimale Sicherungsform herantasten: Es wäre volkswirtschaftlich nicht vertretbar, bei derartigen Hängen gleich vom Beginn an stets die aufwendigsten Stützsysteme zu errichten. Vielmehr muß besonders im Straßen- und Autobahnbau in Gebirgstälern mit kilometerlangen rutschverdächtigen Steilböschungen zwangsläufig mit „kalkuliertem Risiko“ gearbeitet werden, indem bei bedeutend niedrigeren Baukosten und -zeiten Ergänzungsarbeiten in Kauf genommen werden; diese kommen per saldo wesentlich billiger als die im Vorhinein nur auf den bloßen Verdacht eventueller Zusatzmaßnahmen (und Schäden) „absolut sicheren“ Konstruktionen.

II. AUSFÜHRUNGSBEISPIEL

Zur Veranschaulichung wird nachstehend ein Beispiel von einer rund 250 m langen und bis 17 m hohen Ankerwand gebracht, welche als Böschungssicherung beim Autobahnbau in zersetzten Fels-Verwitterungsprodukten erforderlich wurde.

1. Untergrundverhältnisse

Der Hang liegt im Bereich der „Grauwackenzone“, die hier im wesentlichen aus paläozoischen Schiefern, serizitischen und quarzitischen, graphitischen und talkigen Phylliten, teilweise auch karbonatischen Gesteinen besteht. Der tektonisch stark gestörte Verband ist mechanisch dermaßen aufgearbeitet, daß selbst die sonst so deutlichen Schieferungsflächen nicht mehr erkennbar sind. Es handelt sich vielmehr um weitgehend zerlegte und verwitterte „Felsmassen“, die bautechnisch schon größtenteils als „Boden“ anzusprechen sind. Neben Schiefern (Fels und dessen Verwitterungs-

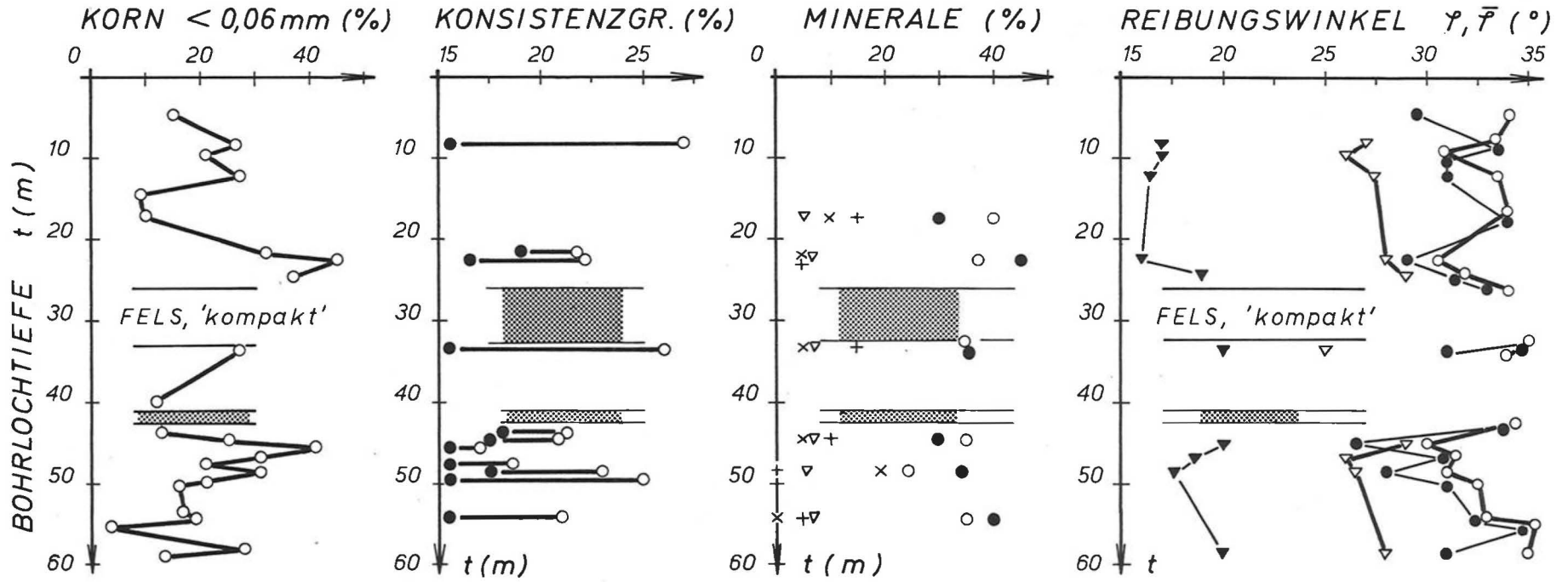
produkte in allen Zersetzungsphasen) wurden im Bereich des Böschungsfußes fluvioglaziale Sedimente und Moränen mit ausgeprägter Verzahnung aufgeschlossen; die weiter talseits gelegenen jungen Auffüllungen variieren von Kiessanden bis zu tonigen Schluffen und organischen Feinkornböden (moorig-schluffige Talablagerungen).

Der Untergrund wurde durch eine Vielzahl von Kernbohrungen bis rund 80 m Länge in allen Neigungen und durch geoelektrische Untersuchungen bis in 150 m Tiefe erkundet. Dabei zeigte sich, daß die Kennwerte außerordentlich stark streuten und der kompakte Fels erst zirka 100 m unter Gelände anstand. In Abbildung 1 sind die wichtigsten Ergebnisse der bodenphysikalischen und mineralogisch-petrographischen Untersuchungen für eine unter 15° steigende Kernbohrung zusammengefaßt, welche durchgehend in schieferigem Material verlief.

Zur Erkundung der Sickerwasserverhältnisse wurden hydrogeologische Markierungsversuche mit Uranin-Farbstoff durchgeführt, welcher bis rund 800 m oberhalb der Autobahn eingespeist wurde; hiezu kamen Entwässerungsbohrungen und geoelektrische Sondierungen.

2. Planung

Vom Straßenprojektanten war zunächst eine rund 350 m lange Schwergewichtsmauer geplant. Nach dem etwa 40 m hohen abgetreppten Anschneiden der Böschung und einer Beobachtungszeit von 18 Monaten, in der sich keine Rutschungen ankündigten, zeigte sich schon beim abschnittswisen Fundamentaushub für den niedrigeren Wandteil, daß die Herstellung einer durchgehenden starren Stützmauer zu riskant war. Es wurde daher im Abschnitt des größeren Geländesprunges auf ein elastisches und anpassungsfähiges Sicherungssystem mit schonendem Abtrag in einzelnen Etagen übergegangen: eine rund 14 m hohe geschlossene Ankerwand mit 6,0 x 3,3 m bzw. 5,6 x 2,6 m Regelplatten (je nach Gefährdungsgrad) und oberhalb eine 2,6 m hohe Bermensicherung mit geneigten Ankerplatten auf entwässerndem 40–50 cm Filterbeton (z. B. Abb. 2, 11). Gleichzeitig mit den Wandarbeiten wurden bergaufwärts Steinrippen verlegt und unter 15° steigende, 30–65 m lange Drainagebohrungen vorgetrieben.



Kornanteil < 0,06 mm:
Schluff in Massen%
Boden- bzw. Felsschichten
(z. T. verzahnt)

Atterbergsche Konsistenzgrenzen
vom Kornanteil < 0,4 mm
● Ausrollgrenze $w_a = w_L$
○ Fließgrenze $w_f = w_P$

Hauptmineralbestand vom Kornanteil
< 0,002 mm
● Muskovit
○ Chlorit
+ Kaolinit
x Montmorillonit
△ Quarz
(hiesu kommen geringfügige Mengen
von Feldspat und z. T. Calcit)

Reibungswinkel φ ($= \varnothing$)
Restscherwinkel $\bar{\varphi}$ ($= \varnothing_r$)
vom Kornanteil < 2 mm:
○ — φ
● — $\bar{\varphi}$
vom Kornanteil < 0,1 mm:
▽ — φ
▼ — $\bar{\varphi}$

Abb. 1: Verlauf der wichtigsten Bodenkenwerte und des Mineralbestandes mit der Tiefe entlang einer unter 15° steigenden Entwässerungsbohrung

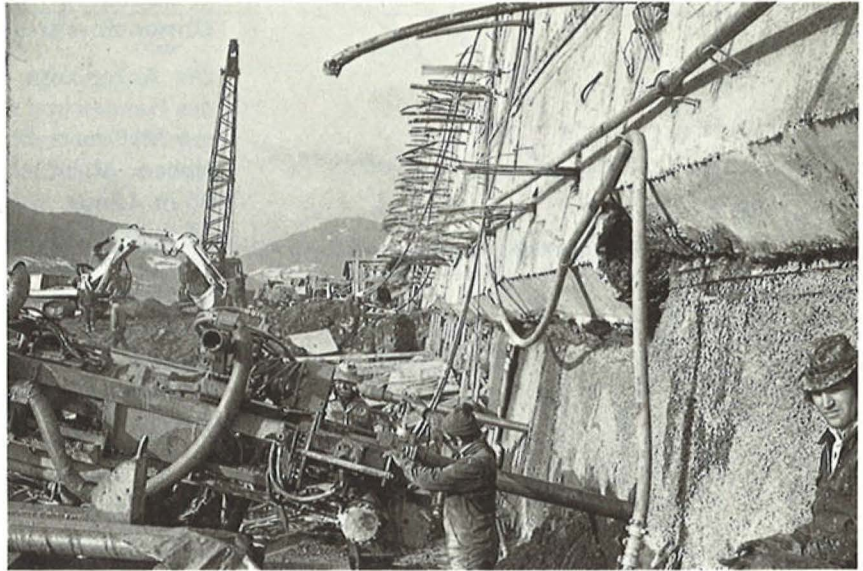


Abb. 2: Etagenweise Herstellung der Ankerwand von oben nach unten; Bohren der Ankerlöcher durch den Filterbeton

Folgende Varianten mußten ausgeschieden werden:

- talseitiges Verlegen der Autobahntrasse mit Dammschüttung
- Pfahlwände
- Schlitzwände
- Brunnenwände
- Böschungsverflachungen
- Hangbrücke.

3. Erdstatische Dimensionierung

Trotz der außerordentlich heterogenen Untergrund- und Sickerwasserverhältnisse wurden erdstatische Berechnungen vorgenommen, um den Einfluß der diversen Parameter und die Größenordnung der erforderlichen Rückhaltekräfte abschätzen zu können.

Zu Vergleichszwecken wurden sowohl die Erd-drucktheorie als auch Gleitflächenuntersuchungen (Lamellenverfahren und lamellenfreie) herangezogen. Wegen des starken Verwitterungs- und Zersetzungs-grades des Untergrundes konnten zunächst mit hinreichender Genauigkeit Gleitkreise angenommen werden (z. B. Abb. 3).

Wegen der Steilheit des Geländes, der Höhe des Berghanges (900 m) und der großen Wandhöhe reagierten die erdstatische Berechnungen dermaßen empfindlich auf geringste Änderungen der Eingabe-parameter, daß sie letztlich nur als Grenzwert-betrachtungen grobe Anhaltspunkte lieferten: In Abbildung 4 ändern sich bei Variation des Reibungswinkels um nur $\Delta\varphi = 1^\circ$ die zur Erzielung einer rechnerischen „Sicherheit“ von $S(F) = 1$ erforderlichen Ankerkräfte um nahezu $\Delta A = 100 \text{ Mp/m}$

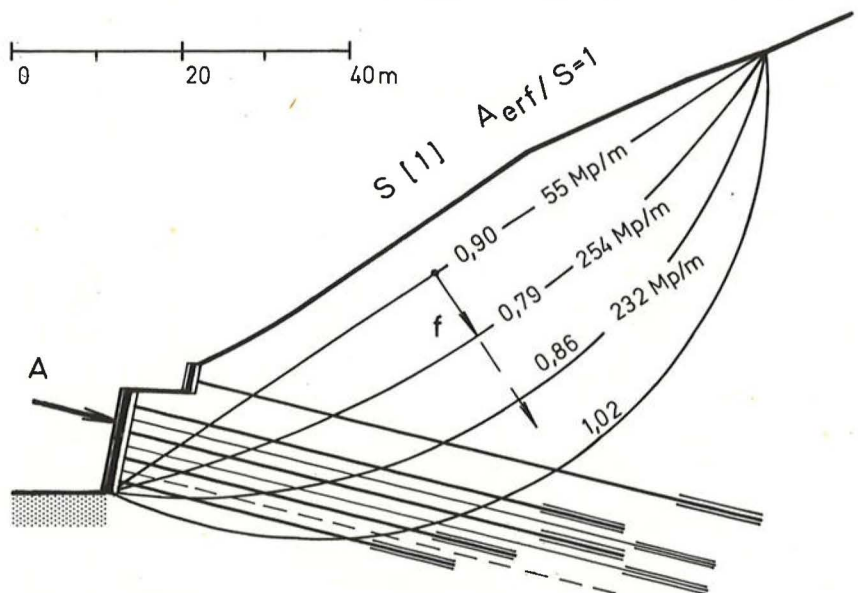


Abb. 3: Gleitkreisuntersuchungen (Schwedisches Lamellenverfahren) für $\varphi = 20^\circ$, $c = 0,2 \text{ kp/cm}^2$; Fußpunktskreise mit Sicherheiten S (für Ankerkraft $A = 0$) und erforderliche Ankerkräfte zur Erzielung der Sicherheit $S = 1$: $A_{\text{erf}}/S=1$; Ankerlängen schematisch, da über Wandlänge variabel

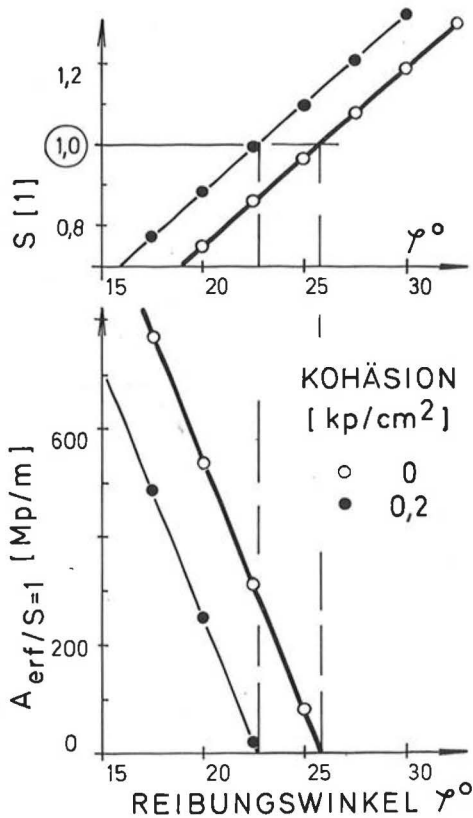


Abb. 4: Einfluß der Scherparameter auf den Sicherheitsfaktor S und die erforderlichen Rückhaltekräfte A_{erf} (für $S = 1$) der 17 m hohen Ankerwand

(für $S > 1$ nimmt ΔA überlinear zu). Tatsächlich streut aber in diesem Hangabschnitt der Reibungswinkel in einer Bandbreite von etwa $\Delta \varphi = 15^\circ$. Ähnlich war es bei der Wahl des Kohäsionsanteiles c und des Sicherheitsfaktors S :

$$\begin{aligned} \Delta c = 0,1 \text{ kp/cm}^2 \dots \Delta A &= 100-150 \text{ Mp/m} \\ &\text{(bei } S = 1) \\ \Delta S = 0,1 \dots \Delta A &= 100 \text{ Mp/m} \end{aligned}$$

Hiezu kam, daß der Reibungswinkel der feinschuppig-glimmerigen Verwitterungsböden bei größerer Schubverformung progressiv auf einen relativ geringen Restscherwinkel $\bar{\varphi}$ ($= \varphi_r$) abfallen konnte. (Um dies in der Praxis zu vermeiden, mußte in den kritischen Bauphasen in Tag- und Nachtschichten geankert werden.)

Schließlich zeigten die in situ-Messungen von Spannungen und Verformungen, daß die natürlichen Bewegungs- und Störungszonen keineswegs entlang mathematisch definierbarer Flächen verliefen, sondern völlig unregelmäßig, z. T. sogar staffelbruchartig im Untergrund. Auf Grund dieser Unsicherheiten verblieb – analog zur Neuen Österreichischen Tunnelbauweise – nur die überwiegend empirische Dimensionierung mittels Kontrollbeobachtungen am Bauwerk und im Gelände.

4. Bauausführung und empirische Dimensionierung

Die Ankerkräfte, Wandverformungen, Bewegungen des Hanges und des Untergrundes wurden in mehreren Meßquerschnitten ständig kontrolliert (Abb. 5). Neben Mehrfach-Stangenextensometern bis rund 80 m Länge wurden auch Kettendeflektometer in 27 m tiefe Vertikalbohrungen eingebaut, ferner Meßanker und Meßsteller vorgesehen. Die zusätzliche geodätische Kontrolle bezog sich sowohl auf mehrere maßgebende Wandquerschnitte als auch auf markante Geländepunkte ober- und unterhalb der Konstruktion; die Bewegungsaufnahmen erfolgten vektoriell.

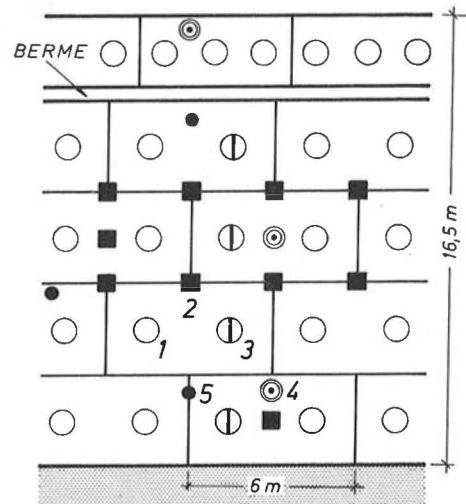


Abb. 5: Ansicht Ankerwand (Ausschnitt): Ankerungen und Meßquerschnitt; 1 Standardanker, 2 Zusatzanker, 3 Meßanker, 4 Mehrfachextensometer, 5 Entwässerungsbohrungen

Katastrophale Nachwinter- und Frühjahrsniederschläge, welche im gesamten Bundesland zu schweren Murenabgängen und Rutschungen führten, lösten auch hier Hangbewegungen aus bzw. aktivierten alte (fossile) Sackungen mit völlig ungleichmäßigem Bewegungsbild. Diese übertrugen sich zwangsläufig auf die Ankerwand, welche sich gerade zu diesem Zeitpunkt im kritischsten Bauzustand befand: unterste Etage freigelegt, jedoch noch nicht zur Gänze verankert; auch waren die Entwässerungsmaßnahmen noch nicht fertiggestellt bzw. voll wirksam. Die damals erst mit einem Minimum an Ankern gesicherte Stützkonstruktion wurde daher bis zu 20 cm nach außen gedrückt (Abb. 6), wobei die größten Verformungsgeschwindigkeiten horizontal $\Delta x_{max} = 37 \text{ mm}$, vertikal $\Delta z_{max} = 25 \text{ mm}$ in einer Woche betragen.

Aus den Extensometermessungen und Ankerkraftkontrollen wurden Anhaltspunkte über die Tiefenlagen und den Verlauf der Bewegungszonen gewonnen. Allerdings verliefen diese einmal 15 m tief,

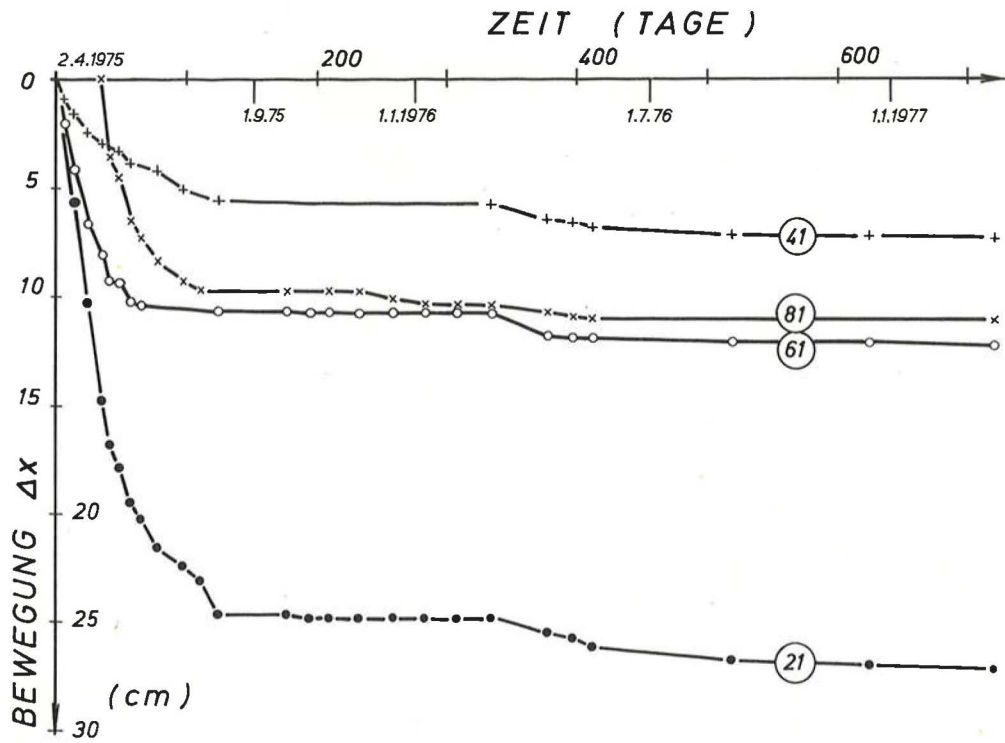


Abb. 6: Geodätische Messungen: Horizontalbewegungen Δx der Mauerkronenpunkte 81, 21, 61 und 41 in Abhängigkeit von der Zeit

daneben wiederum 25 m oder gar rund 50 m hinter der Wand, das ist bis 90 m ab Urgelände, gemessen in der Horizontalen.

Unter Zugrundelegung der umfangreichen Spannungs-Verformungsmessungen wurde der Großteil der Ankerwand provisorisch eingeschüttet, um Ar-

beitsplanien für die abschnittsweise Einbringung von Zusatz- bzw. Verstärkungsankern zu schaffen (anstelle von aufwendigen Gerüsten; Abb. 7). Damit konnte man sich technisch und wirtschaftlich optimal an örtlich unterschiedliche Bergdrücke, Hangbewegungen und Untergrundverhältnisse anpassen. Dem-

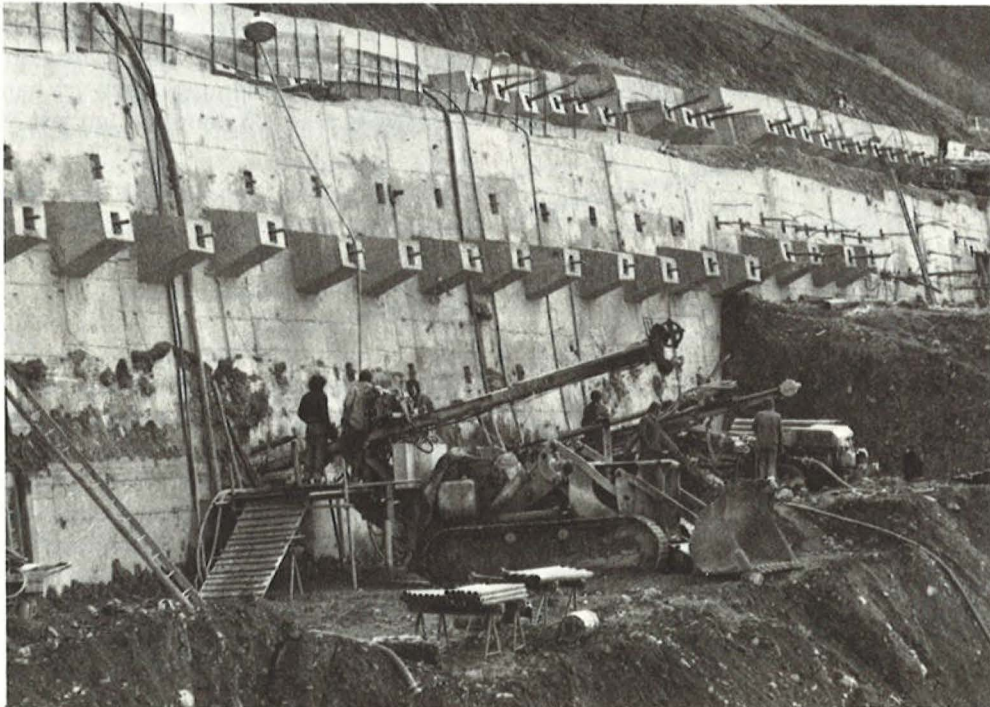


Abb. 7: Herstellung der Zusatzanker von provisorischen Arbeitsplanien aus: Wand teilweise eingeschüttet; oberhalb: Bermensicherung

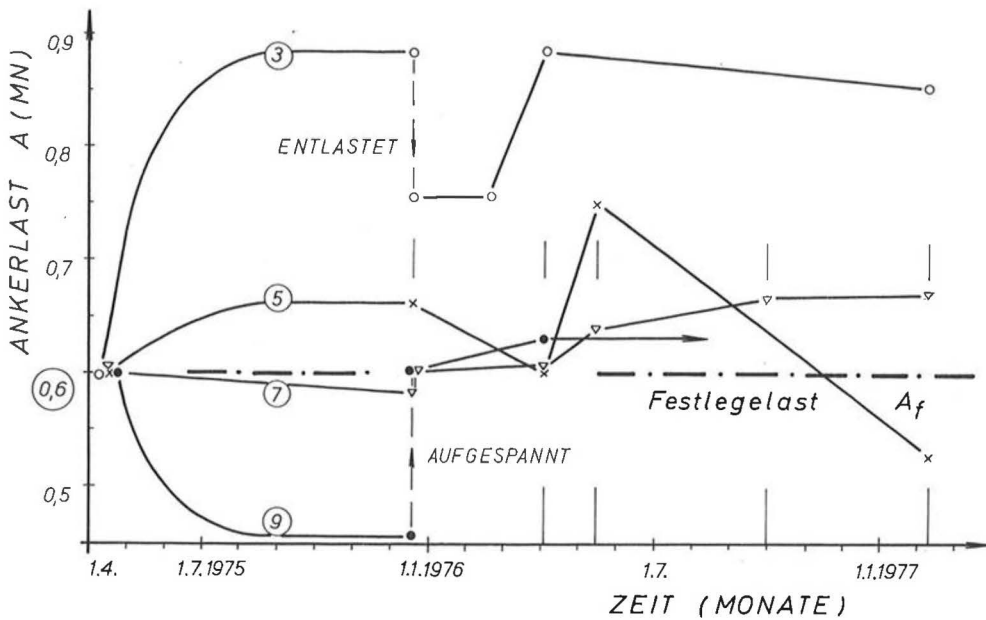


Abb. 8: Änderung der Ankerkräfte mit der Zeit: benachbarte Anker Nr. 3, 5, 7 und 9 der untersten Etage des Bauloses Nord (Ankerlängen $l = 26$ m)

entsprechend variieren die Ankerlängen von 23 bis 70 m, die Ankerkräfte von 50 bis 120 Mp. Die Einleitung der hohen Ankerkräfte konnte nur durch ein radiales (Wieder-) Aufsprengen der bis zu rund 10 m langen Haftstrecken und Nachverpressen mit 60 bis 70 atü erreicht werden; außerdem mußte unmittelbar nach Bohrende und dem Säubern des Bohrloches sofort der Anker eingeführt und injiziert werden, um Schmierfilmbildungen im Haftstreckenbereich zu vermeiden.

Das örtlich und zeitlich stark variierende Kraft-Verformungsverhalten der technologisch einheitlichen **Anker** bestätigte neuerlich die Heterogenität des Hanges.

Die auf kleinstem Raum stark wechselhaften Untergrundverhältnisse, Formen, Tiefenlagen und Aktivitäten der Gleit- bzw. Störungszonen gehen z. B. aus Abbildung 8 hervor: Die vier Anker 3, 5, 7 und 9 der untersten Etage liegen auf einer Strecke von nur 18 m Horizontalentfernung von Anker 3 zu 9, das sind insgesamt nur drei Plattenfelder. Obwohl also die Anker in benachbarten Plattenfeldern der gleichen Etage liegen, gleich lang sind ($l = 26$ m), auf gleiche Vorspannkraft festgelegt ($A_f = 60$ Mp) und praktisch zur gleichen Zeit versetzt wurden, weisen sie ein völlig unterschiedliches Verhalten auf: die Extremwerte zeigen in der kritischen Bauphase einerseits einen Spannungsabfall um nahezu 15 Mp, andererseits einen Kraftanstieg um fast 30 Mp. Nach

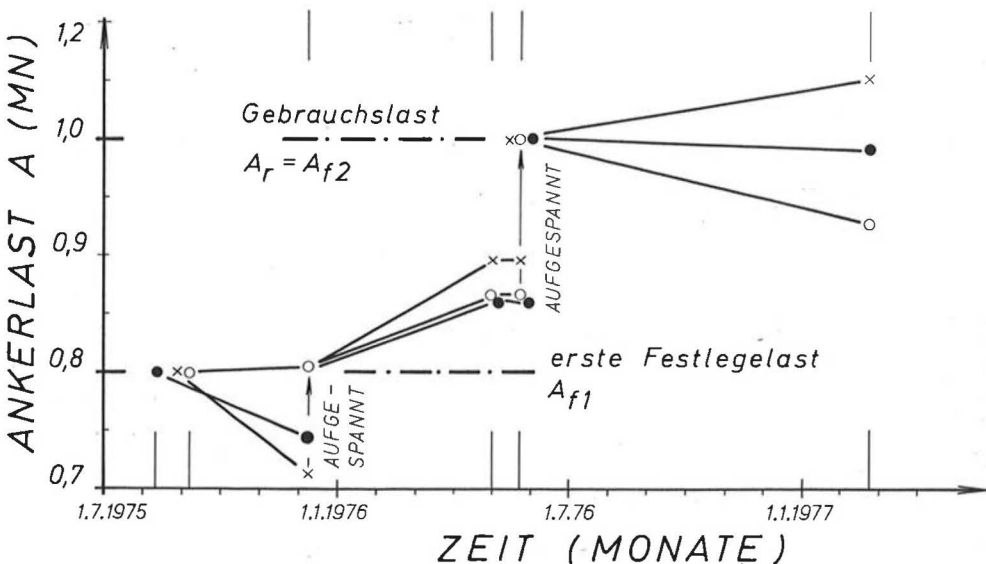
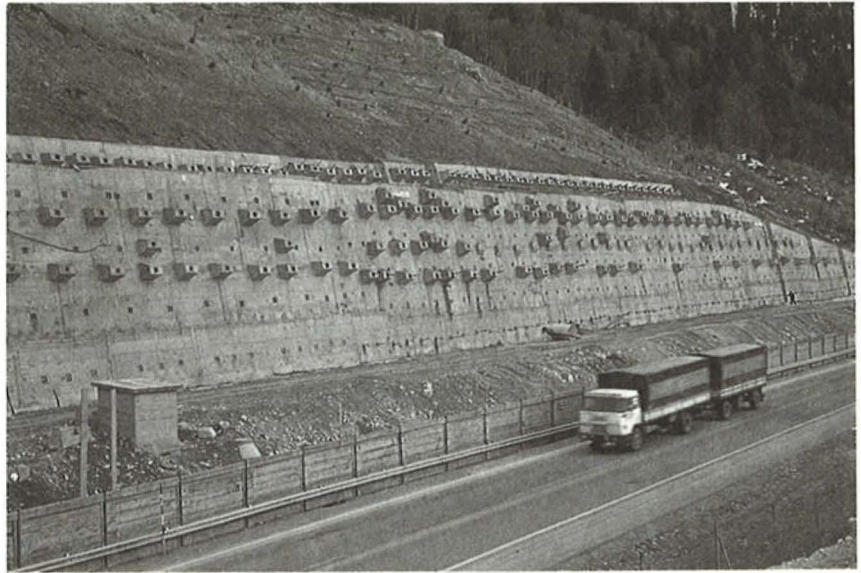


Abb. 9: Änderung der Ankerkräfte mit der Zeit: drei Anker der Bermensicherung im Baulos Süd (Ankerlängen $l = 60$ m)

Abb. 10: Teilansicht der weitgehend fertiggestellten, jedoch unverkleideten Ankerwand inkl. Bermensicherung: Wandfuß noch eingeschüttet zur Herstellung des durchlaufenden Ankerbalkens; talseitige Richtungsfahrbahn der Autobahn bereits eröffnet



der Beruhigung des Hanges wurden die Anker je nach Spannungszustand in den Zuggliedern durch Ansetzen der Spannprese entlastet bzw. aufgespannt.

Auch die zur Entlastung der obersten Etagen der Ankerwand und zur Verbesserung der Gesamtstabilität versetzten Bermenanker zeigten keineswegs ein einheitliches Verhalten, obwohl sie erst nach der Hangsackung versetzt wurden: so liegen z. B. die in Abbildung 9 angeführten 60 m langen Anker nur innerhalb 3,7 m Horizontalentfernung im selben 5,6 m langen Plattenelement; dennoch weisen sie völlig unterschiedliche Kraftverläufe auf. (Diese Anker wurden zunächst nur auf $0,8 \cdot A_r$ festgelegt, um ausreichende Reserven zu besitzen.)

Von der Wand aus wurden immer wieder steigende Drainagebohrungen vorgetrieben, und zwar möglichst mit Kerngewinn, um Detailaufschlüsse über den heterogenen Untergrund zu erhalten. Nach Färbeversuchen mit Sickerwasser mußte das Gelände bis zirka 900 m hangaufwärts entwässert werden.

5. Endausbau

Für die rund 250 m lange Wand wurden 800 Vorspannanker mit insgesamt 35.000 lfm versetzt. Den Untergrundverhältnissen, der Wirkungsweise des Stützsystems und dem Bauablauf entsprechend waren die Bohrlöcher durchgehend zu verrohren und Freispielanker einzubauen. Die Ankerkräfte für das gesamte Stützbauwerk (inkl. Berme) liegen zwischen $\Sigma A_{\text{vorh}} = 245-370 \text{ Mp/m}$. Abbildung 10 zeigt eine Teilansicht der weitgehend fertiggestellten Wand.

Aus den Ergebnissen der Kontrollmessungen können für die beiden Baulose der Stützwand horizontale Erddruckbeiwerte von $K_h = 0,9$ bzw. $K_h = 1,55$ abgeleitet werden. Das auf etwa halbe Wandlänge

festgestellte $K_h = 1,55$ liegt deutlich oberhalb des theoretischen Maximums, welches sich nach der Erddrucktheorie für den 2. Rankineschen Sonderfall mit $\beta = \varphi$ zu $K_h = 0,82$ ergäbe. Die hinter der Wand beobachteten Verdichtungen („Stauchungen“) der anstehenden Verwitterungsprodukte können als Wirkung der Zusatzanker oder aber als Ausbildung eines „Gleit- bzw. Staudruckes“ interpretiert werden; auf letzteres weisen die hohen K_h -Werte.

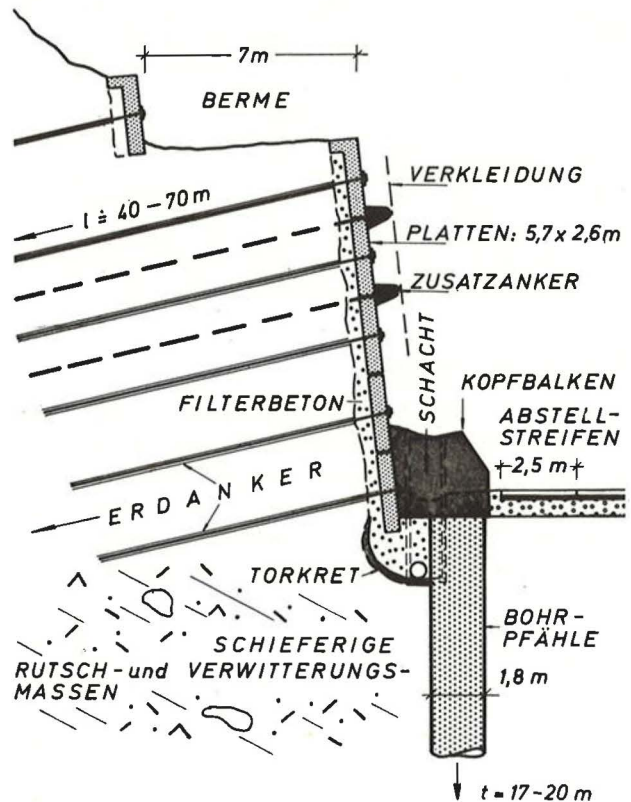


Abb. 11: Kombiniertes Stützsystem: Fußsicherung der Ankerwand mittels Pfahlwand gegen allfällige tief liegende Bewegungsflächen

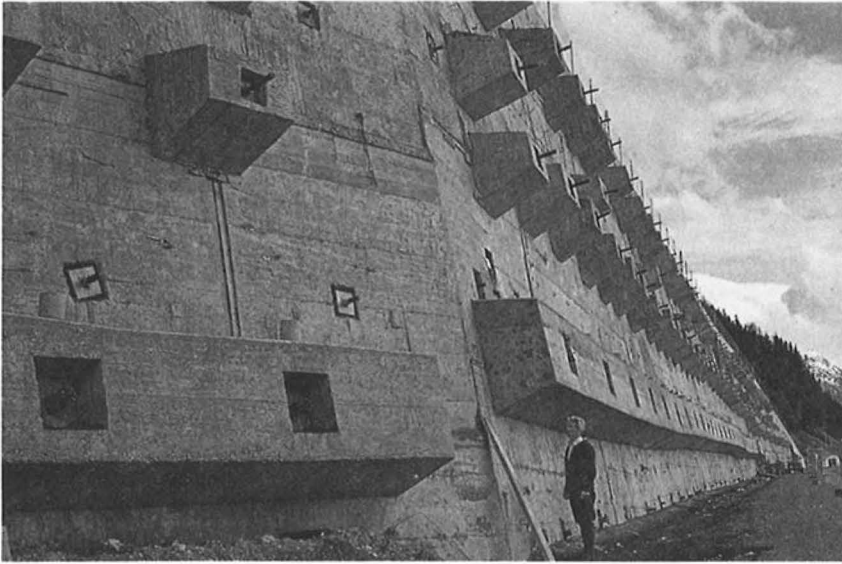


Abb. 12: Teilansicht der fertiggestellten Ankerwand mit durchlaufendem Ankerriegel; Mauerknick wegen anschließendem Brückenwiderlager

Da vorerst tiefliegende Störungszonen unterhalb der Autobahn grundsätzlich nicht auszuschließen waren, wurden mehrere Varianten einer Pfahlwand projektiert, um im Bedarfsfall sehr rasch die notwendigen Zusatzmaßnahmen zur Fußsicherung der Wand setzen zu können (Abb. 11); die Pfahlköpfe sollten mit einem durchgehenden Stahlbeton-Kopfbalken biegesteif verbunden werden. Auf Grund der Kontrollmessungen in allen Bauphasen konnte jedoch auf diese sehr aufwendige Sicherung (schwerste Meißelarbeiten und Großbohrlochsprengungen in den Bohrrohren etc.) verzichtet werden; statt dessen wurde in der Horizontalfuge zwischen den beiden untersten Plattenreihen ein durchgehender Ankerriegel vorgesehen (vgl. z. B. Abb. 12).

Die Ankerwand sitzt auf einem Fundamentstreifen aus Filterbeton auf und wurde nach ihrer Fertigstellung bis zur ersten Ankerreihe eingeschüttet, das ist Fahrbahn O. K. der Autobahn (Abb. 12).

6. Schlußbemerkung

Eine Rückrechnung der Bodenparameter nach Vorliegen der Meßergebnisse an der fertigen Wand ergab, daß der für die erdstatische Vordimensionierung angenommene Reibungswinkel trotz eines Streubereiches von $\Delta \varphi = 15^\circ$ auf 1° genau zugetroffen hatte. Dennoch bedingte diese minimale Differenz von

$\Delta \varphi = 1^\circ$ sehr wesentliche Baukostensteigerungen, da die Ankerkräfte gegenüber der ersten Ausbaustufe auf Grund der Messungen um zirka $\Delta A = 100-150 \text{ Mp/m}$ erhöht werden mußten.

Die Richtigkeit der schrittweisen empirischen Dimensionierung wurde nicht nur bei dieser Baustelle bestätigt, sondern auch an einem nahegelegenen Rutschhang, der trotz wesentlich schlechterer Untergrundverhältnisse (graphitische, glänzende Harnischflächen mit Restscherwinkeln bis $\bar{\varphi} = 9^\circ$) und tiefen, klaffenden Böschungsanrissen ohne größeren Aufwand stabilisiert werden konnte: Auch auf die Gefahr weiterer Hangbewegungen hin wurden dort in der 1. Bauphase nur Entwässerungsbohrungen, Steinstützrippen und eine mächtige Fußstützung mit Blockwerk (Bodenauswechslung) vorgesehen. Weitere Beobachtungen und Kontrollen zeigten dann, daß die als 2. Bauphase bereits geplante aufwendige Pfahlwand (Pfahlscheiben in der Fallinie) entfallen konnte. Auch der unmittelbar an die Ankerwand anschließende rutschgefährdete Hanganschnitt konnte letztlich durch eine niedrige Schwergewichtsmauer anstelle der vorsorglich bereits geplanten Bohrpfahlwand gesichert werden; dort waren ebenfalls während der Bauausführung oberflächennahe Schollenrutschungen aufgetreten. Allerdings war die Mauer zum Zeitpunkt der Katastrophenniederschläge 1975 bereits zur Gänze geschlossen.