

MITTEILUNGEN
des Institutes für Bodenforschung und Baueologie
Abteilung Baueologie
Universität für Bodenkultur Wien

Reihe: Angewandte Geowissenschaften



Vorträge 1994/1995

Herausgeber:
B. SCHWAIGHOFER
H.W. MÜLLER

Wien, Mai 1996

INHALTSVERZEICHNIS

BECKER, L.P.:

Kraftwerk Fisching (Steiermark) - Bauen in
überkonsolidierten Böden 1

RIEDMÜLLER, G.:

Geotechnische Probleme im Zusammenhang mit Störungen 25

PEER, H.:

Baugeologie der Tajan River Staumauer, Iran 43

JUNG, G.:

Von der Bohrkernauswertung zur Gebirgsklassifikation
am Beispiel des Projektes Kraftwerk Ybbs/Persenbeug -
7. Maschine 61

GOTTSCHLING, P.:

Zustandsänderungen in tertiären Tongesteinen -
Schadensfälle aus Niederösterreich 83

KNAAK, B., OTTNER, F. & SCHWAIGHOFER, B.:

Untersuchungen über die Beständigkeit von
Schmalwandmaterialien unter dem Einfluß
von kontaminierten Wässern 95

FRÖSCHL, H., SCHWAIGHOFER, B., OTTNER, F.
& WURST, F.:

Wechselwirkungen von leicht flüchtigen chlorierten
Kohlenwasserstoffen und chlorierten Phenolen mit
natürlichen und organophilen Tönen 109

KRAFTWERK FISCHING (Steiermark) - Bauen in überkonsolidierten Böden

L.P. BECKER

Herrn o. Univ.-Prof. Dr. Ernst H. WEISS zur Emeritierung gewidmet.

1. Einleitung

Das Kraftwerk Fischeing der Steirischen Wasserkraft- und Elektrizitäts- AG Graz (STEWEG) ist ein kombiniertes Stau- und Ausleitungskraftwerk in der M-förmigen Murschleife bei Mur km 304-308 zwischen Zeltweg und Judenburg. An dieser geologisch und morphologisch günstigen Stelle wurde am Beginn der ersten Murschleife (Abb. 1) ein dreifeldriges Wehr errichtet, das die Mur 11 m aufstaut und das Wasser über ein rund 1 km langes Triebwassergerinne dem Krafthaus zuführt. Die Ausbaufallhöhe beträgt rund 22 m, die Engpaßleistung liegt bei 19 MW, das Regelarbeitsvermögen bei 74 Mio kWh, wobei die Leistung der im Wehr liegenden Restwasserturbine (1,5 MW) mitberücksichtigt wurde. Einen Schnitt durch das überschüttete Krafthaus zeigt Abb. 2.

Im folgenden Bericht wird vornehmlich auf den Krafthausbereich eingegangen, da die übrigen Anlagenteile größtenteils in den Schottern des Quartärs gründen bzw. nur geringmächtig (wie das Wehr) in den Fels einbinden. Die Aushubarbeiten beim Krafthaus (KH) begannen zur Jahreswende 1991/92 und endeten - sieht man von Nacharbeiten im Auslaufbereich ab - im Herbst 1992. Der erste Sohlbeton wurde am 22.6.1992 eingebracht.

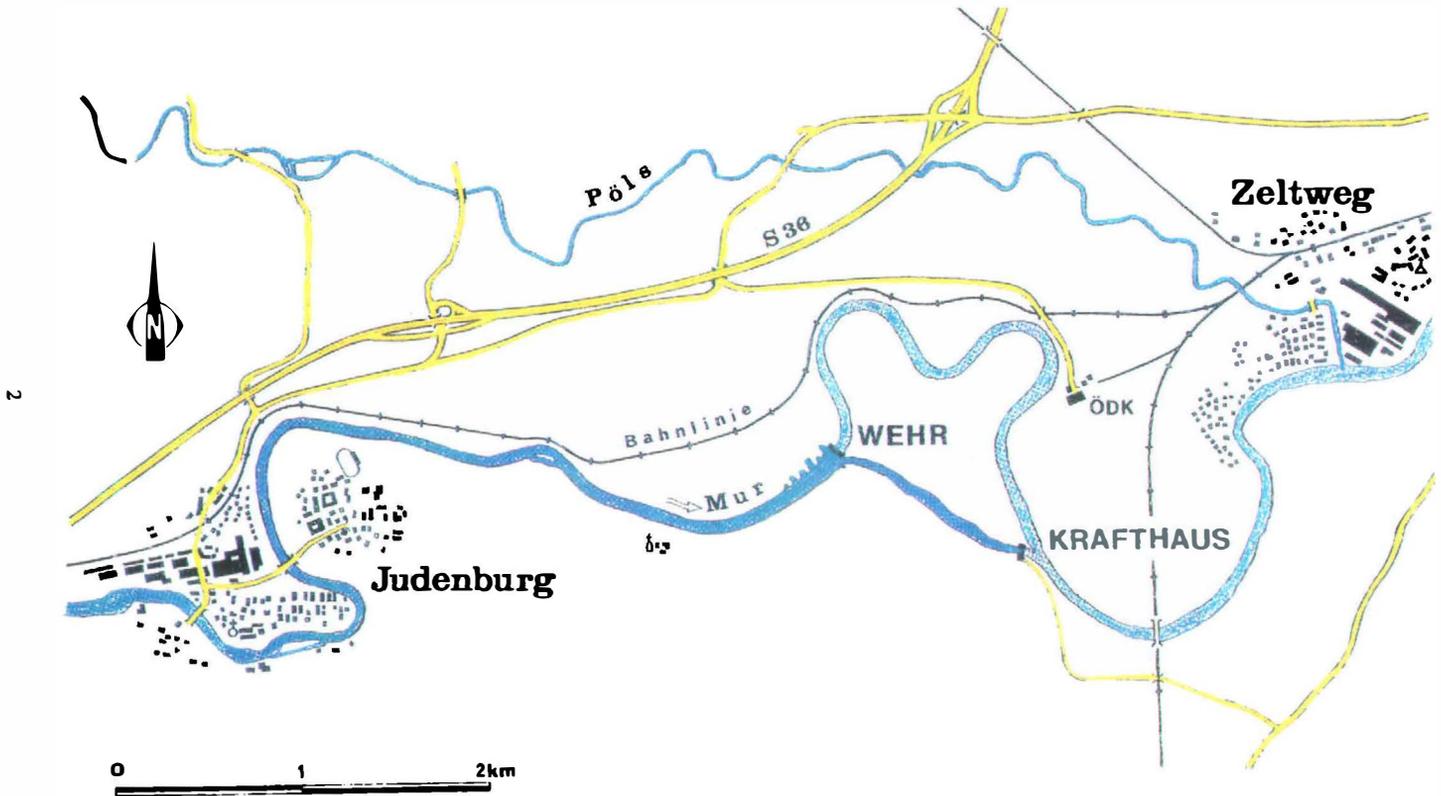


Abb. 1 : Übersichtsolan (STEWEG 1990).

KRAFTHAUS - SCHNITT

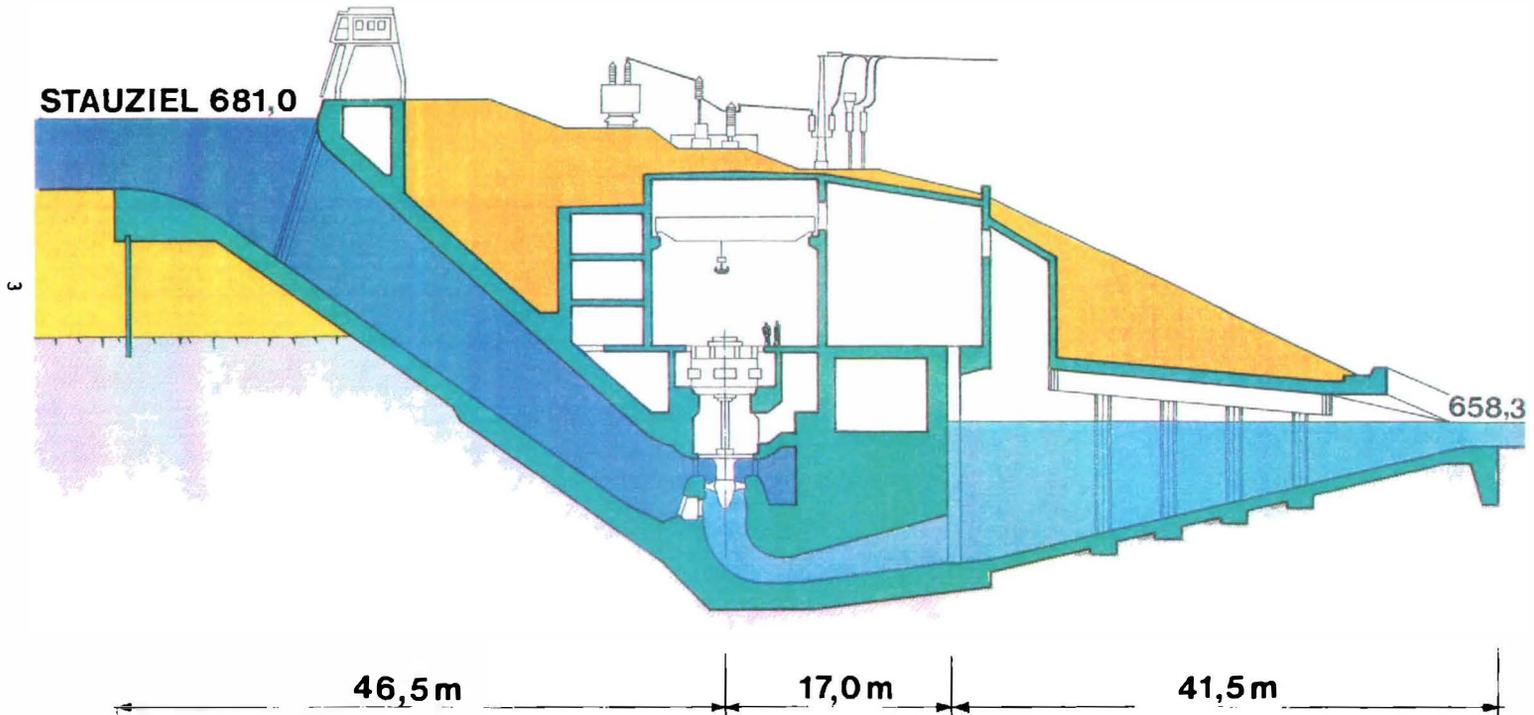


Abb.2: Schnitt durch d. Krafthaus entlang Maschine 1 (STEWEG 1990).

2. Geologischer Rahmen

Das KW Fischening liegt etwa im zentralen Bereich des Fohnsdorf-Knittelfelder Beckens, einem jungtertiären Becken der Norischen Senken, das unter- und umlagert wird vom mittelostalpinen Kristallin der Muriden (Abb. 3).

Durch den bis 1978 tätigen Kohlenabbau und die damit verbundenen, zahlreichen Bohrungen ist die Geologie bestens bekannt. Die Sedimentation (Abb. 4) beginnt im Karpat mit einer rund 1 m mächtigen, rötlich gefärbten Basalbrekzie, die rasch in einen bis 500 m mächtigen Sandstein mit einzelnen Konglomeratzügen übergeht ("Liegendschichten"). Dieser wird von einem bis zu 12 m starkem Kohleflöz (Glanzkohle) überlagert, dem dann die "Hangendschichten", zusammengesetzt aus Mergeln, Tonen, Sanden und Feinschottern folgen, in der Literatur häufig als "Mergelschiefer" oder "Tonmergel" zusammengefaßt. Im unteren Badenien wird die ältere Beckenfüllung von rund 1000 m mächtigen Blockschottern überlagert. Diese grobklastische Abfolge wird bei späteren Überlegungen noch von Bedeutung sein.

Die Tertiärschichten werden diskordant von quartären Sedimenten (Terrassenschotter, Sande und Konglomerate) überlagert, die stratigraphisch, betrachtet man den inneren Bereich des Beckens, der würmzeitlichen Niederterrasse zuzuordnen sind.

Tektonisch zeigt das Becken einen recht komplizierten asymmetrischen Synklinalbau : Der N-Schenkel fällt mit 15 - 30° gegen S ein, während der S-Flügel seiger bis leicht überkippt steht und von mehreren steilstehenden Verwerfern durchzogen wird.

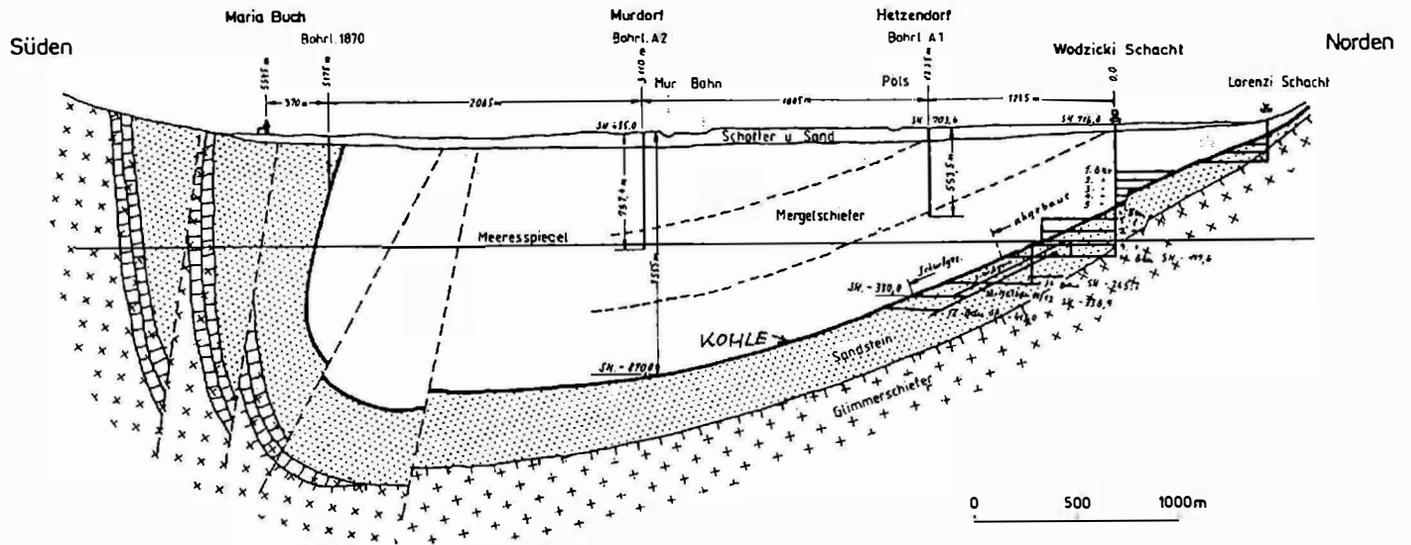


Abb. 3 : Geologisches Querprofil durch das Fohnsdorf-Knittelfelder Becken
(nach W. PETRASCHEK, aus WEBER & WEISS 1983).

FOHNSDORF-KNITTELFELDER BECKEN (aus POLESNY H. 1970)	
UNTER-BADENIEN (UNTERTORTON)	<p>Ma. Bucher-Sinter Kraubather Magnesit (?) Kohlespuren</p> <p>Blockschotter $\geq 1000\text{m}$</p> <p>Sandige Folge v. Apfelberg (50m) \otimes mit unterlagernden Blockschottern</p>
K A R P A T I E N (OBERHELVET)	<p style="text-align: center;">H A N G E N D S C H I C H T E N</p> <p>Zunahme der Schotterkomponente</p> <p>Tone, Sandsteine, Feinschotter u. Schotter</p> <p>Tone, sandige Tone, Sandsteine, Feinschotter u. Kohlespuren</p> <p>Mergel</p> <p>Fohnsdorfer Muschelkalk</p> <p>Brandschiefer</p> <p>-----</p> <p>■ Fohnsdorfer Horizont (-12m)</p> <p>-----</p> <p style="text-align: center;">L I E G E N D S C H I C H T E N</p> <p>Liegendsandstein \otimes (-500m)</p> <p>Liegendschotter</p> <p>Basisbrekzie Ton m. Kohlebrocken u. sandigen Bänken (Beckenmitte)</p>

Kohlenflöze **■** Tuffe \times Wirbellierfunde \otimes

Abb. 4 Stratigraphische Tabelle des Fohnsdorf-Knittelfelder Beckens
(BECKER 1980).

3. Geologie des Krafthausbereiches

3.1 Bohrergebnisse

Zur Vorerkundung des Krafthausstandortes wurden in den Jahren 1983 bis 1987 insgesamt sechs Kernbohrungen mit Endteufen bis zu 46 m niedergebracht. Sie zeigten die typische Sedimentverteilung der hangenden Karpatschichten halbfeste bis feste, tonige Schluffe ("Tonmergel"), dichtgelagerte Sande bis Sandsteine und sandige Kiese. Überlagert wurde das Tertiär von Quartärschottern (steinig, sandige Kiese) mit Mächtigkeiten bis zu 13 m, unregelmäßig schalten sich 0,5 bis 1,5 m starke Koglomeratbänke und -linsen ein. Die oberste Humusschicht wurde von einem 0,5 bis 1 m mächtigen Feinsandhorizont unterlagert. Die Tertiäroberkante zeigte eine im Mittel um 0,8 m mächtige Verwitterungsschwarte.

3.2 Baugrube Krafthaus

Die geologische Dokumentation erfolgte derart, daß jede freigelegte Aushubwand gezeichnet (auf Pläne im Maßstab 1:100 und 1:200) und fotografiert wurde. Die einzelnen Wandhöhen betragen im Tertiär 2 m, die Längen waren je nach Arbeitsphase unterschiedlich. Um eine möglichst genaue Aufnahme zu erhalten, wurden alle 2 m Profilmarkierungen an den Wänden aufgetragen. Ebenso wurden quer dazu weitere Profile in Abständen von 2 m markiert, sodaß sich ein fixierter Aufnahmeraster von

2x2 m ergab. Aufgrund der Aufnahmetechnik und den Übertragungen in die verschiedenen Planunterlagen wurde eine Dokumentationsgenauigkeit in den Plänen, trotz zahlreicher und z.T. intensiv wechsellagernder Schichten, von etwa 10 cm erzielt.

Die quartären Deckschichten im Krafthausbereich sind zeitlich der Würnniederterrasse zuzuordnen, im speziellen wird diese tiefere, bis zur Kote um 680 m üNN liegende Flur als "Neuer Hochstand" definiert. Gelegentlich war der Schotter konglomeriert. Ein leichtes Gefälle Richtung Osten war vor allem in sandigen Partien erkennbar.

Die Oberkante des Tertiärs lag um Kote 665 m üNN, die tiefste Aushubsole wurde etwa bei Kote 643 m erreicht. Es wurde damit das Tertiär rund 22 m tief aufgeschlossen. Die größte Einschnitttiefe lag bei rund 35 m, die größten Aushubbreiten lagen im Quartär zwischen 70 und 43 m und im Tertiär zwischen 43 und 24 m.

3.2.1 Gesteinsarten

Die quartären Schotter wurden aufgrund ihrer Korngröße als *sandige, steinige Kiese* mit unterschiedlichem Schluffanteil angesprochen. Die steinigen Komponenten erreichten i.allg. Durchmesser bis 20 cm, gröbere Blöcke wurden nur vereinzelt, und dann vor allem in der Quartärbasis angetroffen. Alle Kornfraktionen waren gut gerundet, das Geröllmaterial spiegelte die Gesteinsvielfalt der angrenzenden Kristallingebiete wider: Es dominierten Gneise, quarzitisches Glimmerschiefer und verschiedene

Hornblendegesteine, eher untergeordnet fanden sich Marmore, Silikatmarmore, Pegmatite und Quarzite. Die Sande waren großteils Fein- bis Mittelsande mit schwachem Schluff- und Feinkiesanteil. Die zwischengeschalteten *Konglomerate* lagen innerhalb der Koten 670 und 673 m üNN, ihre Mächtigkeiten schwankten zwischen 0,5 und 3 m.

Zum Liegenden hin folgte mit einer deutlichen Winkeldiskordanz das Tertiär. Es dominierten hier tonig-schluffige Sedimente ("Tonmergel"). Aus bodenmechanischer Sicht handelte es sich um *überkonsolidierte, schluffige Tone bis tonige Schluffe* mit wechselndem Feinsandgehalt. Ihre Farbe war überwiegend grau bis graublau, gelegentlich stahlgrau. Nur in den tieferen Aushubbereichen zeigte die Gesteinsfarbe graubraun bis graugrün, bedingt durch das Auftreten von Limonit und Chlorit. Gelegentlich waren in geringmächtigen Lagen die Schluffe schichtparallel wie auch schichtübergreifend (wolkig) karbonatisiert, wobei der Calcitgehalt bis zu 30 Vol % ansteigen konnte. Die Gesteine waren dann von hellgrauer Farbe und durch die Zementierung als hart anzusprechen.

Den Peliten zwischengeschaltet oder aber als Rinnen in diesen liegend, fanden sich schwach verkittete, *sandige Kiese bis Kiessande*, deren Kiesfraktionen fast zur Gänze aus Quarz bestanden (Quarz-Restschotter) und Durchmesser von 0,5 bis 2 cm aufwiesen (Mittelkies).

Den Schluffen und Kiesen eingeschaltet waren *Sande* (meist Fein- bis Mittelsande), die teils als durchlaufende Bänder oder aber als lateral bald auskeilende Züge vorlagen. Ihre Farbe wurde stets vom benachbarten Gestein bestimmt. Die Grenzen waren unscharf, meist lagen sanfte Übergänge vor.

Die Kiese und Sande waren in ihren Randzonen (meist aber im Hangendbereich) von rotbraunen *Sandsteinen* umlagert, ihre Entstehung ist auf eine lokal höhere Bodenverockerung zurückzuführen, wobei das Brauneisen mit der Oberfläche der Sandkörner eine feste Verbindung einging und zu einer Verringerung des Porenquerschnittes führte. Die Sandsteine zeigten häufig Schräg- und Diagonalschichtung, ferner war ein relativ hoher Feldspatgehalt feststellbar, sodaß eher von Arkosen (Sandsteine mit mehr als 25 Vol. % Feldspat) gesprochen werden kann.

Vor allem im Hangenden der Sand- und Kieskörper waren in mehreren Niveaus Kohlenreste (Glanzkohle) anzutreffen, die teils als feine Kohleschlunitzen, -schnüre oder als bis armdicke Äste schichtig vorlagen. Von geringmächtigen Flözen kann hier nicht gesprochen werden, da es sich um verschwemmtes Material aus den Randgebieten des Beckens (obertags ausbeißender Flöze) handeln dürfte.

Die Tertiäroberfläche, der *Verwitterungshorizont*, war bis rund 1 m tief stark aufgelockert, feinblättrig und bröckelig, der Farbton schwankte zwischen ockergelb und graubraun.

Abb. 5 zeigt als Idealprofil die Sediment- und Faziesabfolge innerhalb der KH-Baugrube, wobei eine Horizontierung der Schichtflächen vorgenommen wurde.

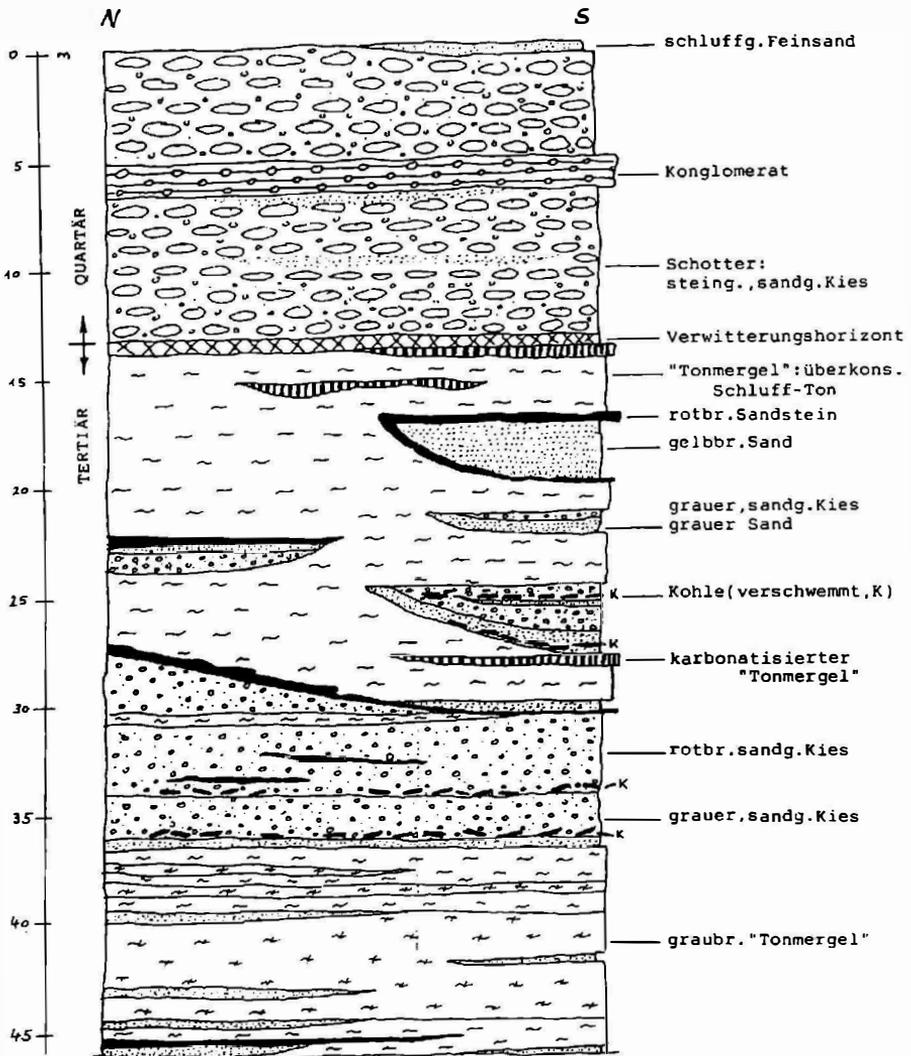


Abb. 5 : Idealprofil der Sediment- und Faziesabfolge im Krafthausbereich, die tertiären Schichten wurden horizontiert.

3.2.2 Lagerung der Schicht- und Trennflächen

Die Sedimentschichten streichen um E-W bis ENE-WSW bei flachem Südeinfallen von 10 bis 20°. Schichtparallel liegt auch die dominierende Hauptkluftrichtung K1. Annähernd senkrecht dazu stehen K2 und K3, zwei Klufscharen, die fast ausschließlich im Liegenden des Aufschlusses beobachtet werden konnten (linke Flanke, tieferer Schlitzwandbereich). Diese steilstehenden NE-SW bzw. NW-SE streichenden Flächen sind glatt und zeigen deutlich horizontal gerichtete Bewegungen an. Sie können als Gleitungsklüfte im Sinne MOHRscher Scherflächen einer spät- bis nachtertiären N-S Einengung des Tertiärbeckens gedeutet werden.

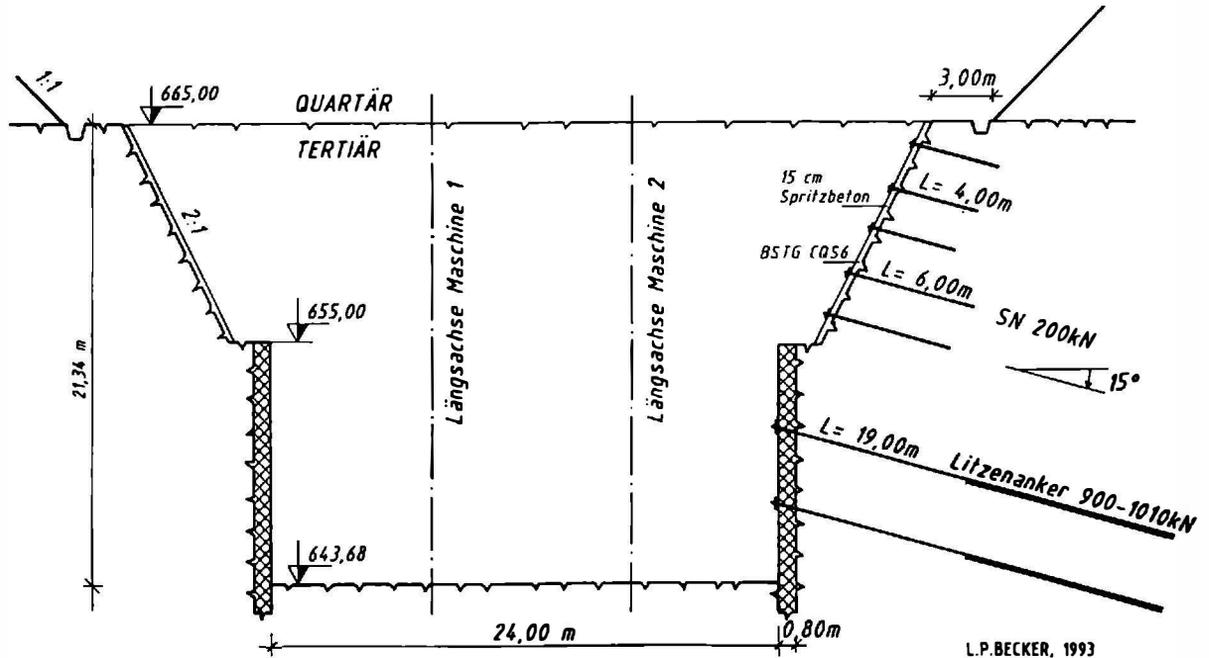
4. Baugrubensicherung

Die Abb. 6 zeigt in einem Schnitt in Maschinenquerachse die Sicherungsmaßnahmen der KH Baugrube. Die Quartärschotter wurden mit der Neigung 1:1 abgebösch, lediglich ein normales Drahtnetz wurde zur Sicherheit gegen herabrollende Steine aufgelegt.

Die obersten 10 m im Tertiär wurden mit der Neigung 2:1 abgebösch, mit BSTG Matten (CQS6) bewehrt und mit 15 cm Spritzbeton versiegelt. Die Anker (SN 200 kN) wurden im Raster von 2,0 m gesetzt, mit Längen von 4,0 und 6,0 m, bei einer Neigung von 15°.

Im Bereich beider Schlitzwände wurden zwei Ankerreihen ausgebildet, die Länge der 900 bis 1010 kN Litzenanker betrug 19 m, bei Abständen von 1,5 bis 2,0 m, auch hier betrug die Neigung 15° (Statische Nachweise Dipl.Ing.Dr. E. GARBER,Graz).

SCHNITT IN MASCHINENQUERACHSE



13

Abb. 6 Sicherungsmaßnahmen der Baugrube, nur in rechter Böschung eingezeichnet.

5. Boden-/Felsklassen

Die Klassifizierung der Boden- und Felsklassen wurde aufgrund der geologischen Verhältnisse unter Berücksichtigung der ÖNORM B 2205 vorgenommen.

Die unverfestigten quartären Schotter und Sande wurden den Bodenklassen 3 - 5 (Einheitspreis) zugeordnet, die verfestigten Horizonte (Konglomerate) der Bodenklasse 7 (schwerer Fels, Sprengfels). Die Kubatur der Konglomerate wurde aufgrund geodätischer Messungen in den freiglegten Flanken und den geologischen Querprofilen ermittelt. Zum Lösen dieser Klasse wurden zwar keine Sprengmittel eingesetzt, dafür mußten aber schwere Reißgeräte und Hydraulikmeißel (Gerät: Liebherr 984) eingesetzt werden.

Schwieriger hingegen war die Zuordnung der Felsklassen im Tertiär.

In der Praxis werden die überkonsolidierten Tone und Schluffe des steirischen Tertiärs ("Opok") der Klasse 6, d.h. leicht lösbarer Fels bzw. Reißfels zugeordnet. Das Gestein ist noch baggerbar, gelegentlich wird der Einsatz eines Reißzahnes erforderlich. Härtere Zonen in diesen Schichten werden dann als Klasse 7, damit als schwerer Fels (Sprengfels) eingestuft.

Wo liegt aber nun die Grenze beider Klassen, wie kann man diese von den Festigkeitseigenschaften her abgrenzen?

Hierfür wurden mehrere Methoden eingesetzt, die rasch und mit relativ einfachen Geräten durchgeführt wurden. Die erste, wenn auch recht

primitive Methode, ist der Gebrauch des *Geologenhammers*. Der sandig-tonige Schluff hat einen dumpfen Klang, die Hammerspitze dringt mehrere Millimeter ein. Bei Klasse 7 ist ein heller Klang wahrnehmbar.

Die zweite Überprüfung ist der *Punktlastversuch*. Hierbei kann rasch, auch an unregelmäßigen Handstücken, der jeweilige Festigkeitsindex (point-load-index I_S) bestimmt werden.

Als dritte Methode wurde der *Betonprüfhammer* (System Schmidt) eingesetzt. Diese Festigkeitsuntersuchungen sind rasch durchgeführt, haben aber den Nachteil, daß sie bei den weicheren, vor allem sandigen Schluffen keine reellen Werte mehr liefern.

Die vierte Methode, die *direkte Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit* an Prüfkörpern ist zwar die zeitaufwendigste, dafür aber die exakteste Bestimmung. Sie wurde zur Unterstützung und zur Überprüfung der voran beschriebenen Methoden verwendet.

Abb. 7 zeigt eine Gegenüberstellung der nach den einzelnen Methoden gewonnenen Druckfestigkeitswerte. Die über die Druckpresse ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten (q_u) der karbonatisierten Schluff- bis Sandsteine liegen mit Werten zwischen 20 und 35 N/mm² relativ weit über jenen der überkonsolidierten Schluffe, die unter 13 N/mm², meist jedoch unter 10 liegen. Fast ein gleiches Bild zeigen die Werte des Schmidt-Hammers, hier ist eine deutliche Grenze um 14 N/mm² erkennbar. Die Punktlastwerte (I_S in N/mm², rechte Ordinate) wurden mit den einaxialen Druckfestigkeiten q_u korreliert, auch hier zeigte sich eine deutliche Trennung um $I_S = 2,8$ N/mm². Vergleicht man nun diesen Wert mit q_u , so ist

dort 14 N/mm² abzulesen. Damit erhält man eine Umrechnung von $q_U = 5 \cdot I_S$.

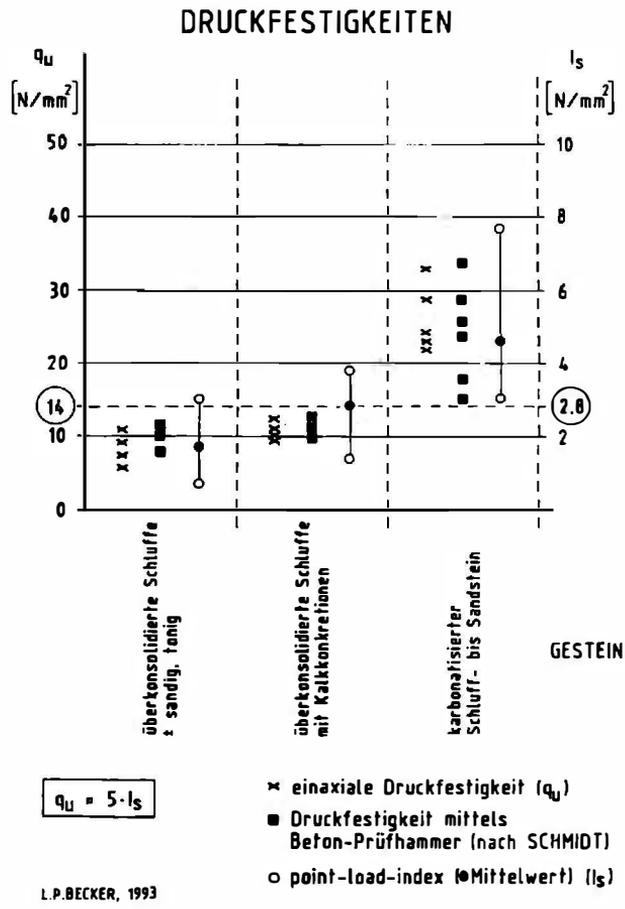


Abb. 7 : Festigkeitswerte der untersuchten Gesteinstypen (BECKER 1993).

In der Literatur wird meist der Faktor q_u/l_s mit 24 angegeben, gelegentlich auch mit 16. Für die hier behandelten Gesteine trifft dies nicht zu, darauf haben schon mehrere Autoren hingewiesen.

Um auf die Frage zurückzukommen, wo die Grenze der Klassen 6 und 7 liegt, so kann für die hier untersuchten Gesteine folgendes vorgeschlagen werden : Überkonsolidierte Schluffe mit Druckfestigkeiten unter 14 N/mm^2 sind der Klasse 6 zuzuordnen, jene über diesem Wert der Klasse 7. Der Grenzwert 14 N/mm^2 soll nicht als scharfe Grenze (die es auch nicht geben kann) verstanden werden; entscheidend ist, ob die ermittelten Werte deutlich über oder unter diesem Grenzwert liegen.

Beinhaltet ein mehrere Meter mächtiges Schluffpaket (Klasse 6) einzelne Gesteinshorizonte der Klasse 7, so kann eine prozentuelle Aufteilung vorgenommen werden, auch wenn die zwischengelagerten, härteren Partien mit schwereren Geräten noch reißbar sind.

Vergleicht man den genannten Grenzwert mit Festigkeitsklassifikationen in der Literatur, so findet man nicht selten in diesem Bereich Grenzen zwischen "soft rock" und "hard rock" oder "moderately weak" und "moderately strong".

Aufgrund des lithologischen Wechsels und vor allem der Festigkeitsunterschiede wurde das Tertiär vom Hangenden zum Liegenden insgesamt in vier "Abrechnungshorizonte" unterteilt :

- T 1: Verwitterungshorizont, vornehmlich auf- oder angewitterter
"Tonmergel"
(=überkonsolidierte Schluffe), stark klüftig und brüchig, leichter Fels,
Klasse 6.
- T 2: "Tonmergel", z.T. sandig, durchzogen mit festen Sandsteinlagen und
sehr harten,
karbonatisierten Tonmergeln, Mischklasse mit 70 % Klasse 6 und 30
%, Klasse 7.
- T 3: Horizont aus grauen oder braunen, sandigen Kiesen bis Kiessanden,
sehr hoch
verdichtet, bereichsweise schwach verfestigt, Klasse 6.
- T 4: "Tonmergel", z.T. leicht limonitisiert, z.T. durchzogen mit einzelnen
Sandsteinlagen
und wenig karbonatisierten Horizonten, Mischklasse mit 85 % Klasse 6
und 15 % Klasse 7.

Die Grenzen der einzelnen Horizonte ergaben sich aus den sehr genauen geologischen Aufnahmeplänen, ebenso konnte aus diesen das Verhältnis der Mischklassen recht einfach entnommen werden.

Abbildung 8 zeigt stark schematisiert die Aufgliederung der Boden- und Felsklassen.

IDEALISIERTES PROFIL DER BAUGRUBE KRAFTHAUS

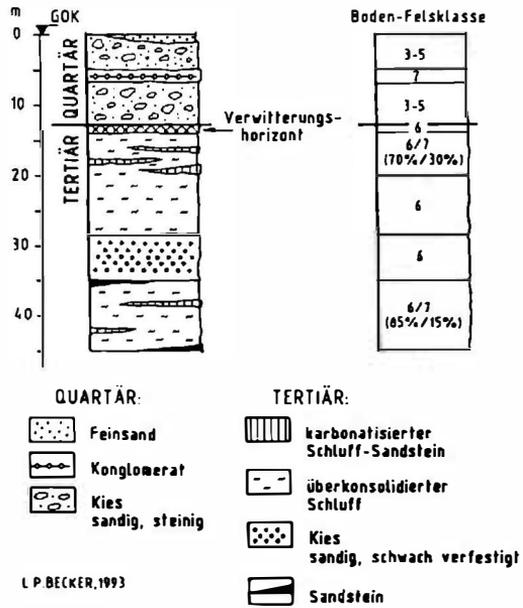


Abb. 8 : Verteilung der Boden-Felsklassen (BECKER 1993).

6. Zur Überkonsolidierung

Wie aus der Bodenmechanik bekannt, werden feinklastische Böden (Tone, Schluffe), welche früher einem wesentlich höheren Überlagerungsdruck ausgesetzt waren als dies rezent der Fall ist, als überkonsolidierte Böden bezeichnet. Heute wird das Tertiär von maximal 13 m mächtigen Quartärschottern überlagert, der daraus resultierende Belastungsdruck reicht sicherlich für die hohe Überkonsolidierung nicht aus, selbst wenn man die älteren Hochterrassen des Riss berücksichtigen würde.

Ein Blick in die stratigraphische Tabelle (Abb. 4) löst rasch das Problem. Wenn auch heute fast zur Gänze erodiert, so wurden im unteren Badenien diese karpatischen Sedimente von rund 1000 m mächtigen Blockschottern überlagert.

Dieser Überlagerungsdruck reichte aus, um eine starke mechanische und eine beginnende chemische Kompaktion hervorzurufen.



Abb. 9 : Blick in die fast fertiggestellte Baugrube (Juni 1992)

7. Literaturverzeichnis und verwendete Unterlagen

BECKER, L.P. (1980): Geologische Karte mit Erläuterungen zu Blatt 162
Köflach. - Geol.B.A., Wien.

BECKER; L.P. (1982): Geologischer Vorbericht zum KW Farrach. -
Unveröff.Bericht, Graz.

BECKER, L.P. (1982): Geologie und Grundwasserverhältnisse im Bereich
der Brunnenanlage bei Murdorf/Judenburg (Geologischer Bericht 2)
KW Farrach. - Unveröff.Bericht, Graz.

BECKER, L.P. (1992): KW Fischening, Beurteilung der Boden- und
Felsklassen im Krafthausbereich. - Unveröff.Bericht, Graz.

BECKER, L.P. (1992): KW Fischening, Geologische Dokumentation. -
Unveröff.Bericht, Graz.

BECKER, L.P. (1993): Überkonsolidierte Schluffe Klasse 6 (leichter Fels)
oder Klasse 7 (schwerer Fels). - Geotechnik 16, 1993/2, Stuttgart.

MÖRTH, W. (1984): Geologischer Bericht Farrach, Teil 1: Geologie auf
Grund der Bohrergebnisse.-Unveröff.Bericht, Forschungsgesellschaft
Joanneum, Graz.

MÖRTH, W. (1987a): Geologischer Bericht KW-Fischening/Farrach Teil 2:
Bohrarbeiten 1987. - Unveröff.Bericht, Forschungsgesellschaft
Joanneum, Graz.

MÖRTH, W. (1991): Geologischer Bericht KW-Fisching/Farrach, Teil 3
(Endbericht). - Unveröff.Bericht, Forschungsgesellschaft Joanneum,
Graz.

POLESNY, H. (1970): Beitrag zur Geologie des Fohnsdorf-Knittelfelder
und Seckauer Beckens. - Unveröff.Diss. Univ.Wien.

STEWEAG (1990): Kraftwerksprojekt Fisching. - Broschüre, Graz.

WEBER, L. & WEISS, A. (1983): Bergbaugeschichte und Geologie der
österreichischen Braunkohlevorkommen. Archiv f.
Lagerst.forschung der Geol.B.A., Band 4, Wien.

Autor : Univ.-Prof. Dr. Leander P. BECKER
Institut für Geologie und Paläontologie
Universität Graz
A- 8010 Graz, Heinrichstr. 26

Geotechnische Probleme im Zusammenhang mit Störungen

G. RIEDMÜLLER

1. Einleitung

Viele geotechnische Probleme bei großen Bauvorhaben werden durch tektonische Störungen verursacht. Besondere Schwierigkeiten durch Bauzeit- und Kostenüberschreitungen, im schlimmsten Fall durch Schäden an Bauwerken, die zu Katastrophen führen, entstehen dadurch, daß Phänomene von tektonischen Störungen falsch gedeutet und bewertet werden. Dies gilt sowohl für aktive wie auch inaktive Störungen.

Im folgenden werden einige wichtige Aspekte der Genese, der geotechnischen Charakteristik sowie der Erkundung von Störungzonen diskutiert. Anhand von Fallstudien werden schließlich einige geotechnische Probleme in Zusammenhang mit tektonischen Störungen näher erläutert.

2. Charakteristik von Störungen

Tektonische Störungen sind schmale, langgestreckte Zonen, in denen sich die Scherverformung konzentrierte und zu mechanischen und chemischen Veränderungen des Gesteins führte. Demzufolge wird sich das Gebirge in Scherzonen in Hinblick auf Gesteinsausbildung, Gefüge und mechanische Eigenschaften gegenüber dem umgebenden Gebirge unterscheiden.

Auch innerhalb einer Scherzone ist die Verformungsenergie nicht homogen auf die gesamte Scherzone verteilt, sondern lokalisiert sich auf diskrete Flächen oder auf Zonen, die sich plastisch verformen. Je nach Vorherrschen bruchhafter oder plastischer Verformungen unterscheidet man demnach spröde, duktile und als Übergang semiduktile Störungen. Duktile Scherzonen sind auf tiefe Krustenbereiche mit metamorphen Mineralreaktionen und spröde Scherzonen auf oberflächennahe Krustenbereiche beschränkt.

Bei einem Vortrag an der Universität Bern im Jänner 1994 stellte MANDL aufgrund theoretischer Überlegungen und experimenteller Beobachtungen die interessante These auf, daß eine weiträumige tektonische Scherdeformation des Gebirges zunächst zur Bildung einer sogenannten "damage zone", gewissermaßen als "Proto-fault" führt. Diese "damage zone" ist zunächst durch Mikrorißbildung, Korngefügeauflockerung, Kornzerkleinerung und somit erhöhter Permeabilität gekennzeichnet. Bereits während dieser Entstehungsphase führt die Scherkonzentration zur Bildung diskreter Scherflächen, die in gesetzmäßiger Ausbildung und zeitlicher Abfolge auftreten.

Aufgrund der segmentweisen Entstehung von Störungszonen, die durch Unterschiede in der Lithologie, im Porenwasserdruck und durch Heterogenitäten des Spannungsfeldes hinsichtlich Größe und Richtung der Hauptdruckspannungen verursacht wird, kann die Mächtigkeit einer Störungszone und die Intensität der Zerschering räumlich stark variieren. Die Maßstabsunabhängigkeit von Störungszonen führt dazu, daß sich die gleichen Störungsstrukturen und Mächtigkeitsschwankungen in verschiedensten Größenordnungen, vom Dezimeter - bis in den Kilometerbereich finden (Mandl, 1988; Archambault et al. 1990).

Es läßt sich feststellen, daß Mineralumwandlungen und -neubildungen in wesentlicher Weise die Eigenschaften von Störungsgesteinen bestimmen (Riedmüller & Schwaighofer, 1970, Riedmüller 1978, Wu 1978, Klima et al. 1988 etc.). Systematische Tonmineralanalysen in Scherzonen silikatischer Gesteine ließen genetische Zusammenhänge zwischen Tonmineralumwandlungen bzw. -neubildungen und Scherdeformationen finden. Es zeigte sich, daß Smektite bevorzugt entlang Scherbahnen auftreten, die ein Endstadium der Scherdeformation kennzeichnen, während Kaolinite in zerrütteten, stärker permeablen Störungsbereichen vorkommen, die als Anfangsstadien der Scherzonenentwicklung gedeutet werden. Durch die Bildung von Mixed Layer Mineralen werden Übergangsstadien angezeigt (Abb.1, 2).

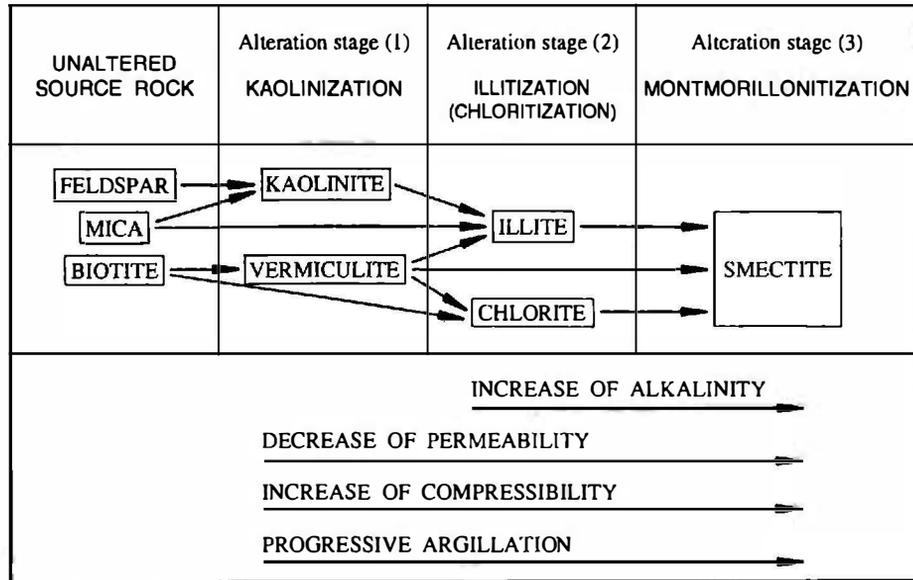
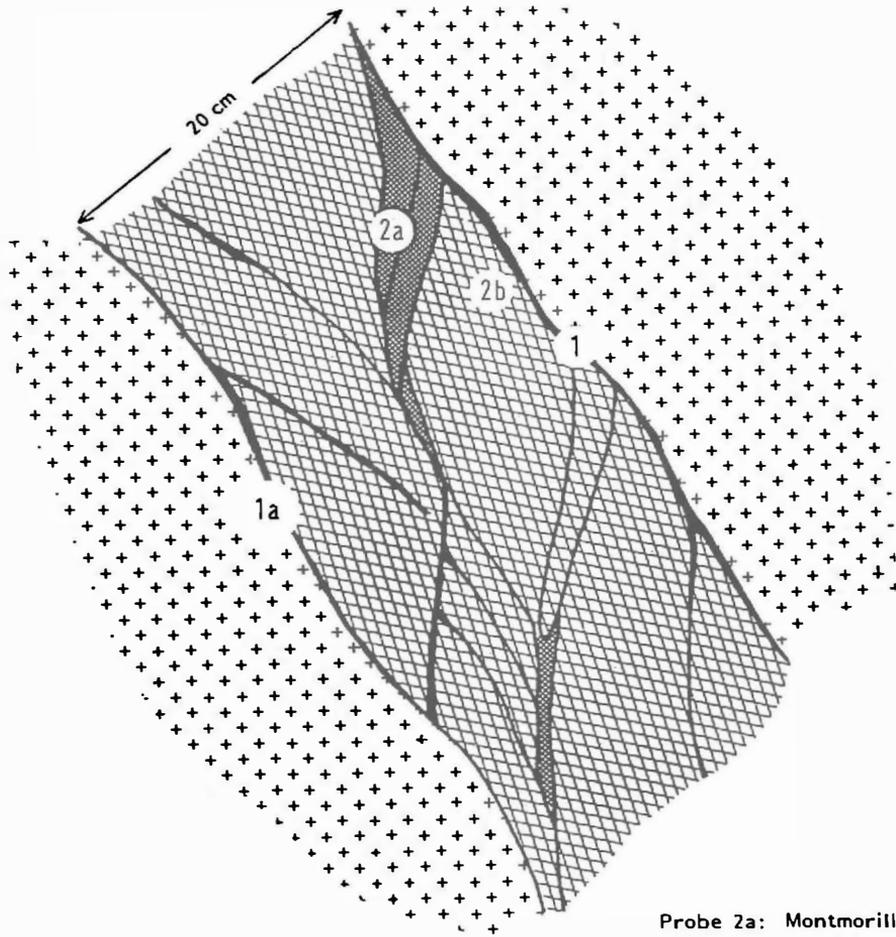


Abbildung 1: Schematische Darstellung der Tonmineral-Umwandlung in Scherzonen
(RIEDMÜLLER 1978)



Probe 1: Montmorillonit 92%
Illit 8%

Probe 1a: Montmorillonit 87%
Illit 13%

Probe 2a: Montmorillonit 77%
Mixed Layer 3%
Kaolinit 17%
Illit 3%

Probe 2b: Montmorillonit 40%
Kaolinit 50%
Illit 10%

Abbildung 2: KW Malta - GöbStollen, Stat. 4615 m
Detail aus Scherzone im Zentralgneis

Die tektonischen Deformationen führten in Verbindung mit gleichzeitig ablaufenden, niedrig temperierten Lösungsumsätzen zu einer deutlichen festigkeitsmindernden Umgestaltung des Gesteins, sodaß derartige Störungszonen ernste geotechnische Probleme bei Bauvorhaben verursachen.

Obwohl die tektonische Beanspruchung in Verbindung mit Lösungsumsätzen zu einer lockergesteinsähnlichen Umwandlung der Festgesteine in Störungszonen führte, ist der Vergleich mit den mechanischen Eigenschaften eines durch sedimentäre Vorgänge oder Verwitterungsprozesse entstandenen Lockergesteins nur mit Einschränkungen möglich. Im Gegensatz zu sedimentären Lockergesteinen und Verwitterungsprodukten bewirkte die extreme Scherdeformation eine spezifische Gefügeprägung, die vom Mikrobereich bis in den Großbereich des Aufschlusses reicht, sodaß bei tektonischen Lockergesteinen nurmehr Restscherfestigkeiten gegeben sind und im allgemeinen hohe Anisotropien vorherrschen.

Messungen der Porenverteilung ermöglichen eine quantitative Charakterisierung des Mikrogefüges toniger Mylonite und eine Unterscheidung von sedimentären Lockergesteinen. So zeigen tonige Mylonite, die eine vergleichbare Kornverteilung haben wie sedimentäre Lockergesteinen, deutlich niedrigere Gesamtporositäten und kleinere Maxima der Porendurchmesser. Das Maximum der Porendurchmesser von tonigen Myloniten liegt zwischen jenen von Locker- und Festgesteinen (Abb. 3).

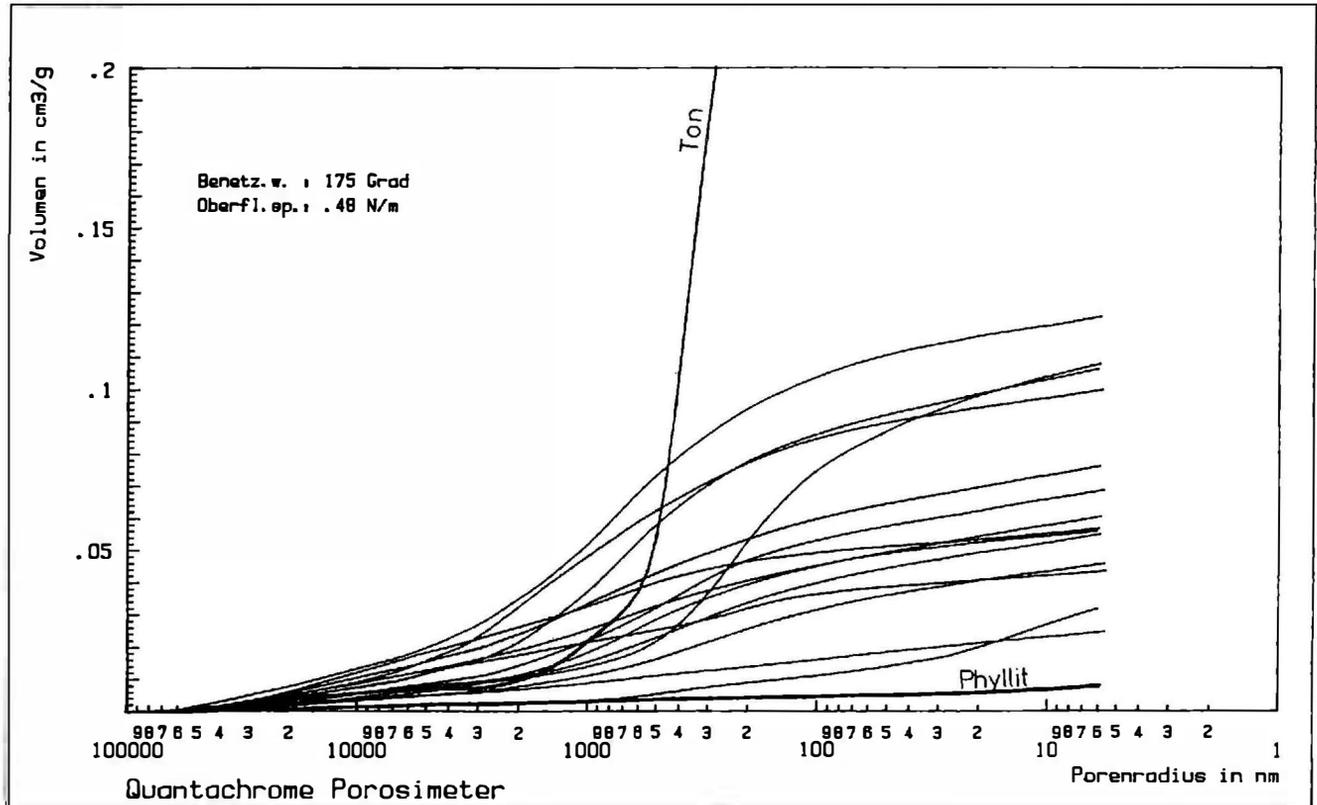


Abbildung 3: Porenverteilungen in tonigen Myloniten (Phyllite des Tunnels Niklasdorf)

Neben Festigkeiten variieren in Störungszonen auch die Grundwassereigenschaften erheblich. Es finden sich unterschiedliche Grundwasserspiegellagen, Strömungsrichtungen und gespanntes Wasser mit wasserstauenden Barrieren. Diese spezifische Grundwassersituation in Störungszonen führt vielfach zu Stabilitätsproblemen beim Bau und erfordert wirksame Drainage- und Stützmaßnahmen.

Zusammenfassend lassen sich für eine geotechnische Charakteristik und Bewertung von Störungszonen folgende Merkmale anführen:

- Störungszonen sind extrem heterogen: Störungsbrechen bzw. Scherkörper mit höherer Festigkeit werden von tonigen Gesteinen anastomosierend umflossen. Die Primärspannungskomponenten können in bezug auf Größe und Orientierung auf engstem Raum variieren.

Die geotechnischen Eigenschaften werden weitgehend durch das Auftreten toniger Kataklastite bestimmt, die besondere Schwächezonen darstellen.

- Für die Beurteilung der Scherfestigkeit von Störungszonen sollte man Restscherfestigkeiten annehmen.
- Wichtige mineralogische Kennwerte, die mit Scherparametern korrelieren, sind die Korngrößenverteilung $< 40 \mu\text{m}$ und $< 2 \mu\text{m}$

sowie der Gehalt an Smektit und quellfähigen Mixed Layer Mineralen.

Neben der tonigen Matrix werden die mechanischen Eigenschaften in Störungszonen sehr wesentlich durch die Orientierung und Dichte von Scherflächen mitbestimmt.

Innerhalb von Störungszonen findet sich ein rascher Wechsel von stark und gering wasserdurchlässigen Bereichen. Somit hat eine Störungszone meist gleichzeitig die Funktion eines Grundwasserspeichers und Grundwasserstauers.

3. Erkundung von Störungen

Aufgrund der ungünstigen mechanischen und hydraulischen Eigenschaften von Störungszonen ist ihre sorgfältige Erkundung die Voraussetzung für eine ökonomische und technisch sichere Bauausführung.

In den meisten Fällen werden Störungszonen von mächtigen Lockergesteinsüberlagerungen bedeckt, sodaß ihre Erfassung im Gelände durch indirekte Merkmale sowie mittels künstlicher Aufschlüsse erfolgen muß.

Wichtige Merkmale von Störungszonen liefern morphologische Phänomene, wie z.B. langgestreckte Muldenformen in Verbindung mit Vernässungen, Rutschungen und Kriechbewegungen. Hinweise für das Auftreten von

Störungen sind weiters auffällige, linear orientierte Steilformen und Sattelbildungen.

Zusätzliche Anhaltspunkte für das Vorhandensein von Störungen sind häufig entsprechend orientierte Hamischflächen, die in Aufschlüssen in unmittelbarer Nachbarschaft der vermuteten Störung auftreten.

Zur näheren Erkundung von Störungen, zur Abgrenzung und Feststellung von Aufbau und Felszustand sind Tiefenerkundungen unerlässlich.

Tiefenerkundungen bestehen üblicherweise aus Schurfschlitzten bzw. Schächten, Kernbohrungen und geophysikalischen Untersuchungen.

Die Erkundung von Störungszonen mittels Kernbohrungen erfordert große Erfahrung des Geologen, besonderes Können des Bohrmeisters und exzellente Qualität der Bohrwerkzeuge. Bohrtechnik und Bohrkronen bzw. Kernrohre müssen auf die spezifischen Verhältnisse der jeweiligen Störungszone abgestimmt werden.

Wichtige Voraussetzung für eine aussagekräftige Bohrkernerkundung sind ein Kerngewinn von mehr als 90 % sowie das Vermeiden des Ausspülens von Feinteilen und Zerstörens von Schertexturen.

Geophysikalische Erkundungen, die in enger Zusammenarbeit mit dem Geologen erfolgen sollen, sind eine wertvolle Ergänzung der Bohrerkundung. So ermöglichen geoelektrische Messungen die Erfassung mächtigerer toniger Kataklasite. Insbesondere bei steil stehenden Kontakten ergeben sich klare Abgrenzungen.

Die Refraktionsseismik stellt die übliche Routinemethode zur Erfassung von Störungen dar. Aus den Verhältnissen von Longitudinal- und Transversalwellen, bzw. aus den dynamischen elastischen Kenngrößen (E-Modul, Scher-Modul, Kompressions-Modul) lassen sich Störungen nicht nur von ihrer Umgebung abgrenzen, sondern ermöglichen auch eine Differenzierung unterschiedlicher Störungssegmente. So lassen sich z.B. Störungsbereiche mit Dominanz toniger Kataklastite von solchen mit einem Vorherrschen zerrütteter, kleinstückig zerlegter Gebirgsarten unterscheiden.

In neuerer Zeit wurde bei einigen Projekten erfolgreich der Versuch unternommen, mittels Reflexionsseismik Störungsstrukturen abzubilden. Ein Problem bildet die Tiefeneichung zur genauen koordinativen Lokalisierung der erfaßten Strukturmodelle (Brückl & Stötzner, 1995; Gärtner et al., 1995; Watzlaw et al., 1995).

Die Problematik der Ermittlung mechanischer Kennwerte in Störungszonen besteht in der großen Streuung der Daten. Neben Laboranalysen, kommen in erster Linie Triax - und Direktscherversuche in Betracht, gehören Bohrlochaufweitungsversuche zur routinemäßigen Kennwertermittlung. Eine wichtige Ergänzung der mechanischen Laborversuche sind Tonmineralanalysen. Aus Tonmineralverteilungen ergeben sich wichtige Hinweise auf mechanische Eigenschaften und mögliche Langzeitveränderungen der Störungsgesteine.

4. Fallstudien

4.1 Adana - Gaziantep Trans European Motorway, Turkey

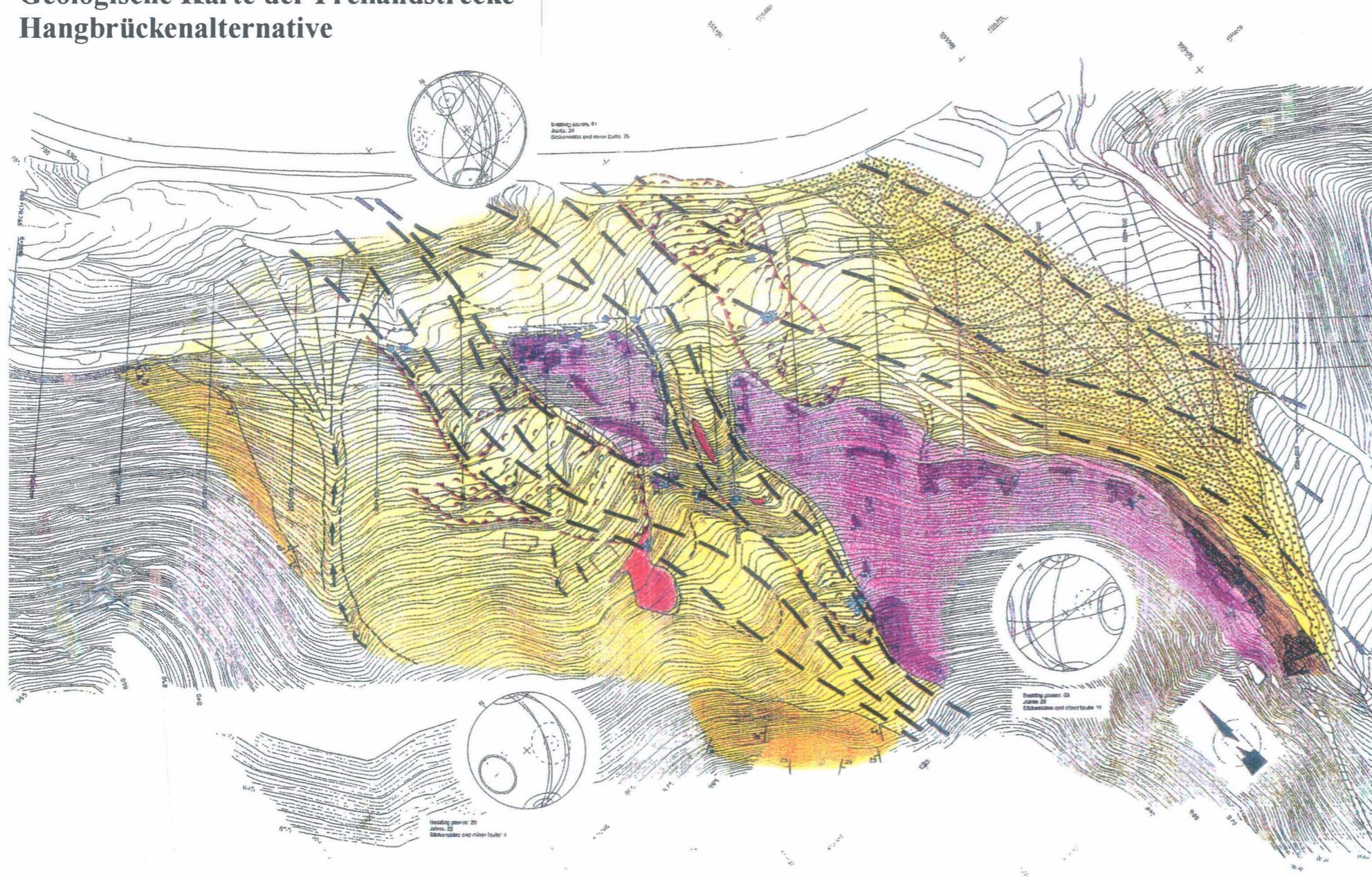
Der schwierigste Abschnitt der Autobahn zwischen Adana und Gaziantep ist die Querung des Amanos Gebirges in Südostanatolien. Dieses NE-SW streichende Gebirge wird von der ostanatolischen Störung im Westen und dem Hatay-Karasu Grabensystem im Osten begrenzt.

Aufgrund von Variantenuntersuchungen, bei denen aktive Hangbewegungen eines der Hauptentscheidungskriterien waren, wurde eine Trasse, bestehend aus 4 Tunnel, zahlreichen Talübergängen und teilweise hohen Einschnitten ausgesucht. Diese Trasse quert eine paläozoische Sedimentfolge, die im wesentlichen aus Sandsteinen, Grauwacken und Siltsteinen aufgebaut ist.

Bei den geologischen Erkundungen wurde bis zur Ausschreibungsprojektierung die Lage und der Einfluß von Störungen nicht richtig erkannt. Gelände- und Bohrbefunde wurden fehlinterpretiert. Rutschungen und Hangkriechvorgänge wurden als oberflächennahe Massenbewegungen in der Lockergesteinsüberlagerung gedeutet und bei Einschnitten z.B. ein Abtrag der instabilen Überlagerung empfohlen. Zusammenfassend wurde im Ausschreibungsprojekt gefolgert, daß keine größeren geologischen Risiken zu erwarten sind.

Nach Auftragsvergabe mußte im Rahmen einer Beratungstätigkeit für die Baufirma in kurzer Zeit ein realistisches geologisches Modell der Trasse

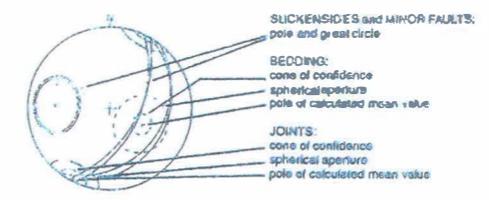
Autobahn Adana-Gaziantep Geologische Karte der Freilandstrecke Hangbrückenalternative



LEGEND:

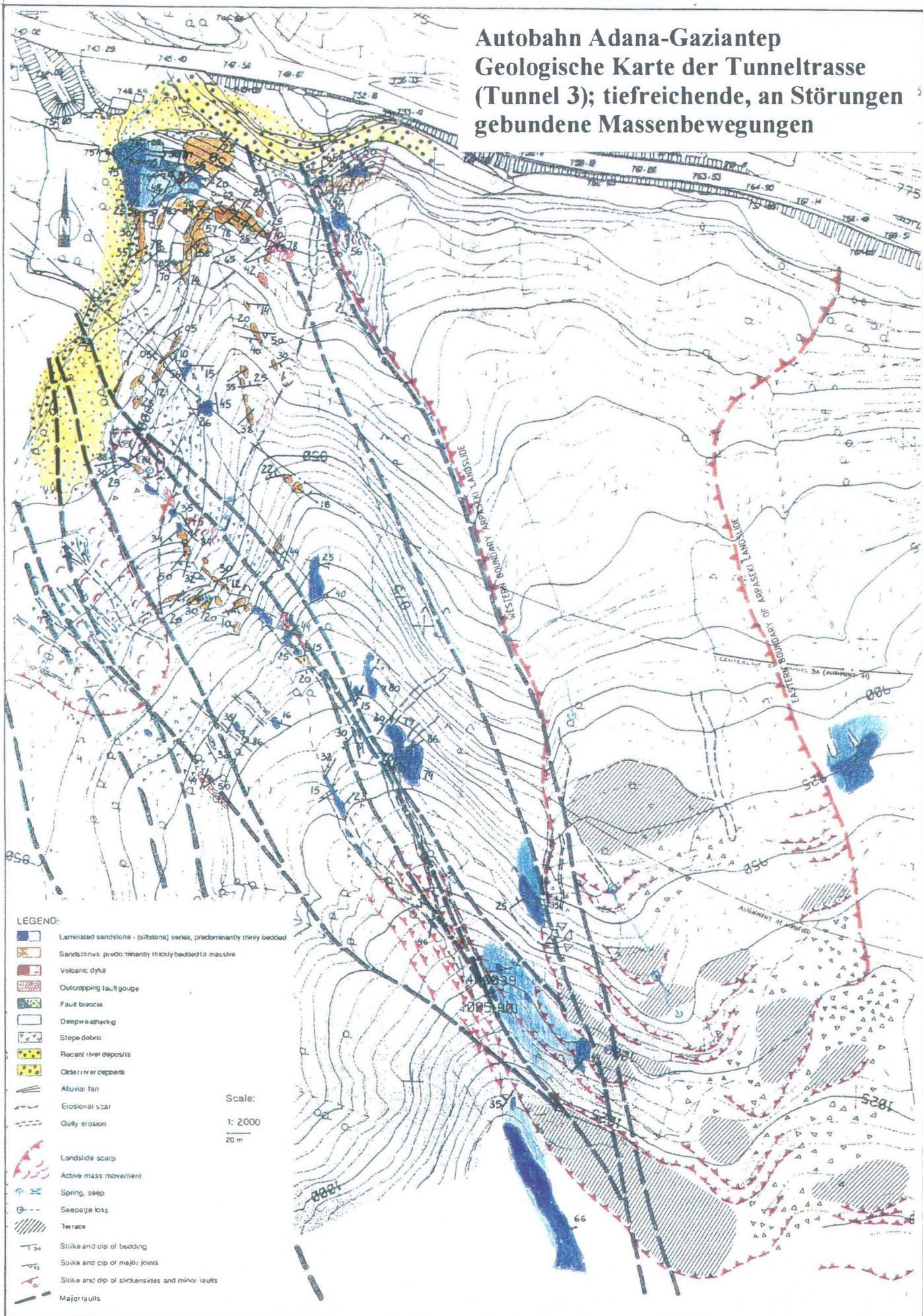
- Quartzsandstone - greywacke - (conglomerate) - series
- Laminated sandstone - (siltstone) series, predominantly thinly bedded
- Sandstones, predominantly thickly bedded to massive
- Volcanic dyke
- Outcropping fault gouge
- Slope debris
- Recent river deposits
- Older river deposits
- Alluvial fan
- Erosional scar
- Gully erosion
- Recent debris flow (episodically)
- Landslide scarp
- Active mass movement
- Spring, seep
- Seepage loss
- Trench of pipeline
- Strike and dip of bedding
- Strike and dip of major joints
- Strike and dip of slickensides and minor faults
- Major faults

STRUCTURAL DIAGRAMS:



100 m

Autobahn Adana-Gaziantep Geologische Karte der Tunneltrasse (Tunnel 3); tiefreichende, an Störungen gebundene Massenbewegungen



erstellt werden¹ Durch Detailkartierungen kritischer Bereiche, einige Kernbohrungen, die in schlecht aufgeschlossenen Bereichen zur Absicherungen des geologischen Modells und zur Kennwertgewinnung abgeteuft wurden, sowie aufgrund zusätzlicher Schürfe und geophysikalischer Erkundungen gelang es uns, Störungen zu identifizieren und zu charakterisieren.

Es konnte festgestellt werden, daß mehrere Störungszonen, die z.T an tiefreichende Massenbewegungen gebunden waren, die Trasse querten. Die bautechnische Konsequenz bestand in einer rasch durchgeführten Umplanung einzelner Trassenabschnitte. An Stelle von Einschnitten wurde eine Hangbrückenalternative vorgeschlagen. Auf diese Weise war es möglich, instabile Hangbereiche zu überbrücken, wobei die Gründung der Brückenpfeiler in den Störungszonen weitgehend in größeren kompakten Scherkörpern erfolgen konnte. Nach den neuen geologischen Vorstellungen gelangten zwei Tunnel in tiefreichende, an Störungen gebundene, vermutlich aktive Kriechbewegungen. Keineswegs unterteuften sie seichtgründige Lockergesteinsrutschungen, wie dies in den ursprünglichen Projektstudien ausgesagt wurde. Trotz bestehender Zwangspunkte konnte die Trasse in den kritischen Tunnelabschnitten noch so weit bergwärts verschoben werden, daß eine Beeinträchtigung des Tunnelbauwerkes durch Massenbewegungen nicht zu erwarten war.

¹ Die zusätzlichen geologischen Erkundungen wurden gemeinsam mit den Geologen der Geoconsult Salzburg (Dr.J.Kleberger) und der Abteilung der Ingenieurgeophysik der Zentralanstalt f. Meteorologie und Geodynamik, Wien (Dr.S.Seren) durchgeführt.

4.2 Bolu Tunnel

Der Bau des Bolu Tunnels stellt die gewaltigste Herausforderung beim Bau der Autobahn zwischen Istanbul und Ankara dar. Mit einer Gesamtlänge von 3261 m durchörtert der zweiröhrige Tunnel die Wasserscheide des Bolu Gebirges, das durch die Nordanatolische Störung geprägt wurde. Bei den Erkundungsarbeiten konnte der komplexe Aufbau des nordanatolischen Störungssystem im Bereich der Tunneltrasse im wesentlichen erfaßt werden. Es wurde festgestellt, daß der N-S orientierte Tunnel in einem günstigen Winkel die durch Blattverschiebungen getrennten lithologischen und tektonischen Einheiten, präkristallines Grundgebirge, paläozoische Metasedimente und mesozoische bis tertiäre Sedimente durchörtert wird.

Ein besonderes Problem war die im Detail erforderliche geotechnische Charakteristik des Gebirges. Zur Feststellung der Verformungseigenschaften als Grundlage der Gebirgsklassifizierung mußte in den Störungsgesteinen die Verteilung von weicher, toniger Matrix und steifen Blöcken erfaßt werden. Das volumetrische Verhältnis von Blöcken und Matrix wurde aus der Auswertung von Kernbohrungen abgeschätzt. Aus Laborversuchen wurden für die tonige Matrix niedrige Restscherfestigkeiten und Quelleigenschaften festgestellt. Der Smektitgehalt in der Fraktion $< 2\mu\text{m}$ erreichte in einigen Proben 90 %!

Als Grundlage für Berechnungen wurde ein vereinfachtes geomechanisches Modell entwickelt. Es bestand aus einer Wechselfolge vertikaler, verschieden mächtiger, steifer und weicher Lamellen. Auf Grundlage der Berechnungen und geotechnischen Überlegungen wurden schließlich

Stützmaßnahmen vorgesehen, die das Ausmaß der maximalen radialen Verformungen auf etwa 25 cm beschränkten sollten.

Beim Vortrieb des Tunnels wurden maximale Konvergenzen in der Größenordnung von etwa 100 cm angetroffen. Die geologische Ursache dieser hohen Verformung wurde in dem unerwarteten Auftreten flacher Aufschiebungen sowie steiler, die Tunnelachse im ungünstigen spitzen Winkel querender Abschiebungen gesehen.

Nach einem Baustop erfolgte eine rasche Umplanung, die in einer Verkleinerung der Kalotte und Verstärkung der Stützmaßnahmen bestand.

5. Schlußfolgerungen

Bauvorhaben in Störungen gehören zu den schwierigsten Aufgaben des Baugeologen. Voraussetzungen für eine erfolgreiche Bewältigung sind detaillierte strukturelle Untersuchungen und gezielte, störungsspezifische Kennwertermittlungen.

Bei der Datenerhebung ist zu beachten, daß in Störungszonen naturgemäß Singularitäten von besonderer Bedeutung sind und statistische Ermittlungen nur mit Vorsicht angewendet werden sollten.

Aufgrund von Maßstabsunabhängigkeiten können strukturelle Muster vom Kleinbereich auf größere Bereiche extrapoliert werden, sodaß auf diese

Weise eine realistische Modellierung von Störungszonen, die der Beobachtung nicht zugänglich sind, mit Einschränkungen möglich wird.

Literatur

Archambault, G., Daigneault, R., Rouleau, A. & O.Tavchandjian (1990): Mechanics of shear zones and fault belts development by anastomosing patterns of fractures at all scales.- Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith (ed.), 197-204, Balkema.

Brückl, E. & U. Stötzner (1995): Geophysik und die geologisch-geotechnische Vorerkundung von Felsbauten. - *Felsbau* 13/5, 256-261.

Gaertner, H., Bauer, M. & R. Seitz (1995): Reflexionsseismische Erkundung des Nahbereiches für Verkehrsbauten.- *Felsbau* 13/5, 266-271.

Mandl, G. (1988): Mechanics of tectonic faulting: Models and basic concepts. - Developments in Structural Geology, 407 p., Elsevier.

Riedmüller, G. & Schwaighofer, B. (1970): Mineralumwandlungen und Neubildungen in Myloniten der Oschenikseestörung (Kärnten, Österreich): *Mitt. Ges. Geol. Berghaustud.* 19, 315-328.

Riedmüller, G. & Schwaighofer, B. (1977): Zur Tonmineralverteilung nachbruchgefährdeter Gesteinsbereiche im Untertagebau: *Verh. Geol.B.A. Wien* 1977/3, 387-392.

Riedmüller, G. (1978): Neoformation and transformation of clay minerals in tectonic shear zones : *Tschermaks Min.Petr.Mitt.* 25, 219 - 242.

Klima, K., Riedmüller, G. & Stattegger, K. (1988): Statistical analysis of clay mineral assemblages in fault gouges: *Clays and Clay Minerals*, Vol. 36, No. 3, 277 - 283.

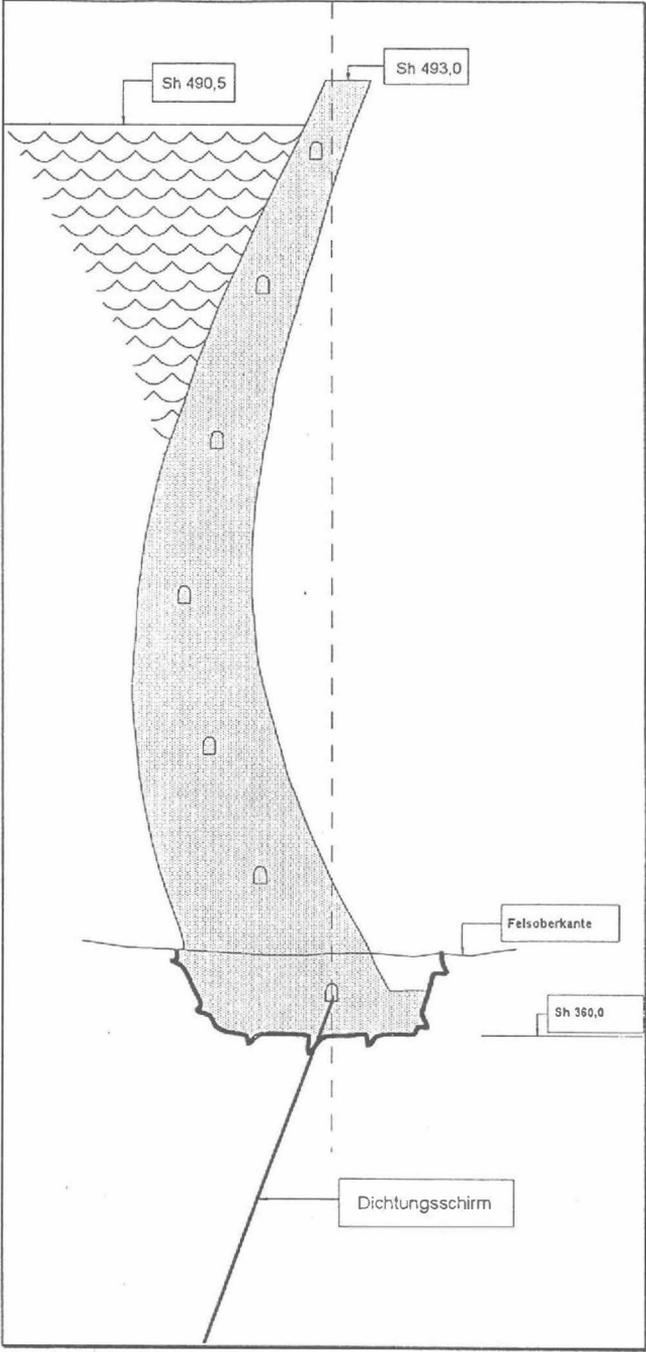
Watzlaw, W., Schulz, G., Fischer, R. & V. Trogisch (1995): Einsatz der Geophysik bei der Erkundung von Tunneltrassen.- *Felsbau* 13/5, 291-295.

Wu, F.T. (1978): Mineralogy and physical nature of clay gouge: *Pure Appl.Geophys.* 116, 655 - 689.

Autor: Univ.Prof.Dr. Gunther Riedmüller
Institut für Technische Geologie
TU Graz
8010 Graz, Rechbauerstr. 12

**Baugeologie
der Tajan River
Staumauer, Iran**

H. PEER



Projektübersicht

Der Baustelle liegt an den nördlichen Ausläufern des Elbrusgebirges in der iranischen Provinz Mazandaran, etwa 280 km nordöstlich von Teheran und 60 km südlich der Küste des Kaspischen Meeres.

Nach Fertigstellung der Mauer wird der aufgestaute Tajan River für die Bewässerung von Reisfeldern benutzt werden, die flußabwärts eine der Hauptnahrungsquelle der Bevölkerung bilden. Derzeit werden die Felder über ein ausgeklügeltes System von Chubs (kleine Bewässerungskanäle) unter Wasser gesetzt.

Zusätzlich soll eine 20 MW-Turbine zur Stromerzeugung installiert werden.

Die Felsaushubarbeiten für die Widerlager der 130 m hohen, an der Basis 25 m, an der Krone 6 m breiten, doppelt gekrümmten Bogenstaumauer wurden Mitte 1992 begonnen und Ende 1994 fertiggestellt. Dabei wurden 600.000 m³ Gestein gewältigt und 2500 m Injektions- und Entwässerungstollen vorgetrieben.

Der Hochwasserüberlauf ist als einfache Schleuse in der Kronenmitte konzipiert, über die das Wasser in das darunterliegende Tosbecken stürzen wird, welches mit 3 m dicken, Stahl bewerten Betonblöcken vor Auskolkungen der herabstürzenden Wassermassen geschützt wird.

Der Wasserumleitungstollen, der den Tajan River von der Baustelle ableitet, wird als zusätzlicher Grundablaß in Erwägung gezogen.

Bauherr der Staumauer ist die Mazandaran Water Authority mit Sitz in der Provinzhauptstadt Sari. Die Behörde ist dem iranische Energieministerium in Teheran unterstellt.

Bei der Planung der Sperre konnte das staatseigene Planungsbüro Mahab Ghodss in Teheran auf Projektunterlagen der britischen Firma GIBB aus den 50-er Jahren zurückgreifen und sich als Unterstützung das schweizerische Joint Venture Stucky-Electrowatt sichern.

Die Ausschreibung für den Mauerbau erfolgte iran-intern ohne Beteiligung internationaler Firmen. Der Auftrag erging an das iranische Konsortium Tablieh und Perlite, mit der Auflage, ein internationales Planungsbüro als technischen Berater zu verpflichten.

Diesen Beratungsauftrag sicherten sich die beiden österreichischen Ingenieurbüros Posch & Partners (Innsbruck) und Geoconsult (Salzburg).

Auf österreichischer Seite umfaßte das Projekt die Planung der gesamten Baustelleneinrichtung, die Beratung des Baustellenmanagements, die

baugeologische Betreuung der Felsaushubarbeiten, Detailplanungen der einzelnen Mauerblöcke an der Baustelle, die Betontechnologie, Beratungen hinsichtlich Felsinjektionen, sprengtechnische Betreuung des Aushubes, Betreuung der Werkstatt für den gesamten Maschinenpark, die Installation eines Computernetzwerkes auf der Baustelle sowie die Unterweisung der iranischen technischen Zeichner in CAD.

Meine Mitarbeit an dem Projekt begann auf Einladung der Geoconsult im Jänner 1993 und endete mit Fertigstellung des Grobaushubes im September 1994. Zu diesem Zeitpunkt waren noch keine Arbeiten an der Mauer selbst begonnen worden, wohl aber waren die Betonarbeiten für die Auskleidung des Tosbeckens im Gange und der Ausbau der Dränage- und Injektionsstollen ging zügig voran. Der Kabelkran mit einer Spannweite von 620 m war installiert, die Kiesaufbereitung hatte ihren Probetrieb beendet und lief zufriedenstellend, die Betonmischanlage mit einer Produktionsrate von 110 m³/h war einsatzbereit, die Eiserzeugungsanlage war kurz vor der Fertigstellung und Soletanche hatte mit den Arbeiten für den Dichtschleier begonnen. Nur der Devisenmangel des iranischen Staates trübte die allgemeine Freude am Erfolg.

Baugeologie der Sperrenstelle

Der Tajan River durchbricht in einer engen V-förmigen Schlucht fossilführende, hellbräunliche Kalke, sandige Kalke und olivgraue, kalkige Sandsteine der Oberkreide, die steil nach Norden Richtung Kaspisches Meer einfallen (Abb. 1). Die Kalke gehen hangend in rotbraune, feinkörnige Sandsteine mit Konglomeratlagen über, die schließlich in graugrüne, Gips führende Mergel überleiten. Dem Mergel lagern miozäne Konglomerate auf. Der Übergang von Kalk zu sandigem Kalk und olivgrauen Sandstein ist fließend.

Die Widerlager liegen in Kalken und sandigen Kalken des Faltenschenkels einer regionalen Antiklinale, während die Aufstandsfläche der Mauer im Zentrum des Faltenscharniers zu liegen kommt. Dieses besteht aus gering druckfesten, olivgrauen kalkigen Sandsteinen. Bedingt durch diese Position innerhalb der Großstruktur zeigen die Widerlager andere Deformationsstrukturen als die Aufstandsfläche der Sperre im Talboden.



Abb. 1 Blick nach Osten auf das rechte Widerlager und in die Schlucht des Tajan Rivers. Die Ausbül-
linien der nordfallenden Schichten ziehen von rechts oben zur Bildmitte nach unten. 1500 t -
Zementsilo, Betonmischanlage, Kiesbunker und Arbeitsplattform sind fast fertiggestellt (oberer Bild-
rand). Linke Bildmitte Felsabtrag für das Tosbecken mit zwei Untersuchungsstollen.

Die Fossilführung besteht aus Steinkernen von teils kopfgroßen Ammoniten, dickschaligen Muscheln und Krabbenscheren. Das Sediment ist durchwühlt mit Grabgängen und -spuren mit Durchmesser bis 3 cm. Zusammen mit Rippelmarken dürfte der Ablagerungsraum ein flachmarines Milieu repräsentiert haben.

Diese Schichten bilden nun den Nordschenkel der Falte, die mit einer flachen Achse nach Osten abtaucht.

Ingenieurgeologisch wurden 3 Gesteinseinheiten ausgeschieden, die sich hinsichtlich ihrer felsmechanischen Eigenschaften gut voneinander trennen ließen:

- Shahid Rajae Limestone
- R-5 Formation
- Tajan River Sandstone

Tabelle 1 Felsmechanische Parameter des Shahid Rajae Limestone

Wichte	25,5 - 26,5 kN/m ³
RQD	50 - 75
UCS (naß)	31,0 - 73,0 MPa (av. 47,0 MPa)
UCS (trocken)	38,0 - 93,0 MPa (av. 71,0 MPa)
E _{dyn} (naß)	49,0 GPa
E _{dyn} (trocken)	43,6 GPa
E _{stat} (naß)	13,1 GPa
E _{stat} (trocken)	17,1 GPa

Die Gesteinsdruckfestigkeit wurde routinemäßig mit einem Schmidt'schen Hammer getestet und die Rückprallwerte mit Eichkurven aus Literaturwerten umgerechnet. Die Ergebnisse stimmten gut mit den Laborwerten überein. Generell zeigte sich eine Zunahme der Festigkeitswerte von den olivgrauen Sandsteinen zum Kalk bei gleichzeitiger Zunahme des Zerlegungsgrades.

Tabelle 2 Einige Hammerrückprallwerte für den Shahid Rajae Limestone

R-Value	MPa	S	n	Rock	Unit	Location
45	90	1,73	15	LST	SRF	RA, Point 21
45	90	2,47	15	LST	SRF	RA, Point 4
46	90	2,22	16	LST	SHR	PowTun, 65.0
46	90	3,10	15	LST	SHR	420-L, 75.0
47	91	2,06	15	LST	SRF	RA, Point 12
42	92	3,07	15	LST	SHR	Point 30, RA
44	92	0,63	15	LST	R-5	S5, 37.50 m
46	92	2,70	15	LST	SRF	RA, Point 6
46	92	2,89	15	LST	SRF	RA, Point 22
46	92	3,13	13	LST	SHR	L32-33, stat. 10
47	92	2,32	15	LST	SHR	L33
47	98	2,05	16	LST	?	PowTun, 65.0
47	98	2,46	15	LST	SRF	RA, Point 2
46	100	3,03	15	LST	SHR	Point 29, RA
47	100	2,61	15	LST	SHR	PowTun, 75.0

Tabelle 2 zeigt typische Festigkeiten für Kalk (R-Value = durchschnittlicher Hammerrückprallwert aus n Messungen senkrecht auf die Kluffläche; S = Standardabweichung; MPa = umgerechnete Druckfestigkeit aus Eichkurven; LST = Limestone).

Die Korrelation zwischen R und MPa ist hinreichend genau, um den Schmidt'schen Hammer als Kartierungshilfe einzusetzen (Abb. 2).

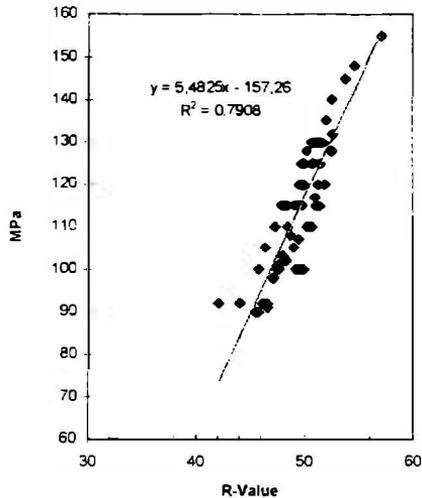


Abb. 2 Scatterdiagramm zwischen Hammerrückprallwerten R und aus Eichkurven ermittelten Gesteinsfestigkeiten in MPa für Kalk.

Vorherrschende Deformation in den Widerlagern ist eine durch Biegegleitfaltung verursachte Scherbewegung entlang dünner, sandig-mergelige Zwischenlagen. Diese Lagen bildeten das auffälligste Trennflächensystem im Gebirge (Abb. 3).

Die Lagen wurden zerrieben und durch eindringendes Regenwasser zu rotbraunen bis schwarzbraunen, hochplastischen Residualtonen umgewandelt. Die Mächtigkeit dieser Lagen schwankt zwischen 1 - 10 cm. Der durchschnittliche Abstand liegt zwischen 0,6 und 2 m. Korngrößenanalysen ergaben einen Tonmineralanteil von 15 %, davon 8 % Illit und 7 % Smektit (pers. Mitt. Dr. Brosch, TU Graz). Der Quelldruck von Smektit bei Wasseraufnahme kann 1,7 MPa erreichen.

Viele dieser Trennfugen konnten lateral mehr als 150 m über die gesamte Sperrenstelle verfolgt werden und auch in den Stollen im Einfallen über 10-er Meter beobachtet werden. Während der Stollenausbruchsarbeiten verursachten diese Lagen, die fast parallel zur Stollenachse orientiert sind, keine Schwierigkeiten.



Abb. 3 Schichtflächen parallele Scherzonen in Kalk, hervorgerufen durch **Biegegleitfallung**, versetzen SW-fallende Störungsbahnen in Richtung **Faltenscharnier** (= links oben) Linkes **Widerlager**, Aussichtsplattform **Strichpunktliert**, Scherzone, **strichliert** Störung

Von diesen Scherhorizonten zweigen spitzwinklig Scherbahnen ab, die S-förmig 1 - 2 m überlagerndes Gestein durchschlagen, um wiederum spitzwinklig in den nächst höheren Scherhorizont einzulenken. Es entsteht eine typische Duplex-Struktur (tektonische Späne liegend und hangend von Scherflächen begrenzt), durch die das Gestein in Linsen zerschnitten wird. Die damit verbundene Gesteinszerlegung resultiert in Kluftkörpern, deren Größe in den Kalken 6 - 20 cm beträgt, in den sandigen Kalken zwischen 20 - 60 cm liegt.

Besonders die Kalke, die im obersten Teil der **Widerlager** auftreten, sind von zahllosen, gestriemten **Hamischflächen** zerschnitten, die zu einer völligen Auflockerung des Gebirges führten. Die Orientierung der **Hamische** ist geregelt.

Neben diesen charakteristischen Scherfugen durchschneiden eine Reihe von diskordanten Störungen die **Aufstandsfläche** der **Widerlager**, deren **Mächtigkeiten** von wenigen Zentimetern bis maximal 60 cm schwanken. Entlang solcher **Bewegungsfugen** erfolgte eine intensive **Zertrümmerung** des Gesteins zu einer **Sand- und Feinkiesfraktion**, die durch anschließende **Verwitterung** zersetzt wurde (Abb. 4).



Abb. 4 Wellig ausgebildete Scherfuge in sandigem Kalk. Öffnungsweiten bis 10 cm sind mit verwittertem, sandigen Zerreibsel gefüllt. Kontaktstellen sind zerschert.

Bei den Injektionsarbeiten für die Konsolidierung der Maueraufstandsfläche erwiesen sich diese Lagen bei dem verwendeten Zementtyp Portland I als nicht injizierbar. Das Injektionsgut floß über 30 m ohne Druckaufbau am Kontakt der Sandlage zum Festgestein.

Die Verwitterung entlang von dünnen Scherzonen ist besonders in den sandigen Kalken auffällig, deren Gesteinsfestigkeit deutlich geringer ist, als die der Kalke. Ihre Klufkörpergröße liegt jedoch höher (20 - 60 cm), sodaß die sandigen Kalken eine größere Gebirgsfestigkeit aufweisen, als der intensiv zerklüftete Kalk. Die Kämpferdruckeinleitung in die Felsflanken erfolgt großteils in diesen Gebirgstyp. Die Laborwerte der sandigen Kalke sind in Tabelle 3, die durchschnittlichen Rückprallwerte in Tabelle 4 dargestellt.

Tabelle 3 Felsmechanische Parameter der R5-Formation

Wichte	24,5 - 26,5 kN/m ³
RQD	50 - 90
UCS (naß)	15,0 - 33,0 MPa (av. 27,2 MPa)
UCS (trocken)	48,0 - 91,0 MPa (av. 66,0 MPa)
E _{dyn} (naß)	17,1 - 49,0 GPa
E _{dyn} (trocken)	19,3 - 43,6 GPa
E _{st1} (naß)	3,77 - 13,1 GPa
E _{st1} (trocken)	6,98 - 17,1 GPa

N

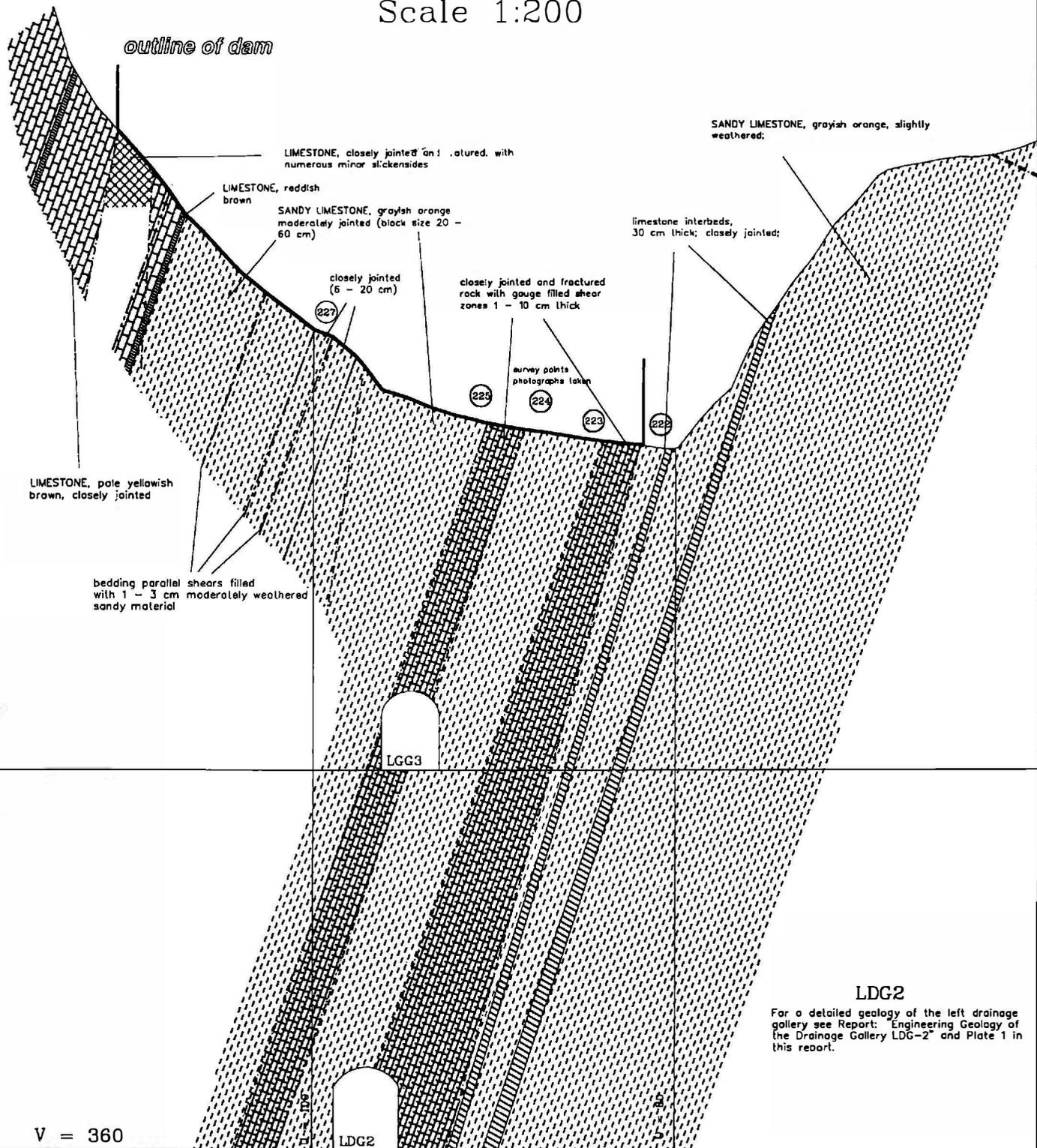
Left Abutment

Cross Section V = 360

Scale 1:200

S

460.50
457.50
454.50
451.50
448.50
445.50
442.50
439.50
436.50
433.50
430.50
427.50
424.50
421.50
418.50
415.50
412.50
409.50
406.50
403.50
400.50



V = 360

LDG2
For a detailed geology of the left drainage gallery see Report: Engineering Geology of the Drainage Gallery LDG-2 and Plate 1 in this report.

Tabelle 4 Durchschnittliche Rückprallwerte sandiger Kalke der R5-Formation

R-Value	MPA	S	n	Rock	Unit	Location
38	58	2,27	15	sdLST	R-5	LA, Point 143
39	58	2,23	15	sdLST	R-5	Plug 1, west
37	59	2,82	13	sdLST	R-5	RA, Point 87
37	59	2,34	15	sdLST	R-5	LA, Point 211
38	59	2,94	14	sdLST	R-5	RA, Point 122
38	59	3,66	15	sdLST	R-5	gallery
39	59	3,44	17	sdLST	R-5	gallery
36	60	3,38	15	sdLST	R-5	RA, Point 123
37	60	2,81	15	sdLST	R-5	LA, Point 283
37	60	2,82	13	sdLST	R-5	LA, Point 273
38	60	2,57	15	sdLST	R-5	RA, w/s, el. 420
38	60	3,38	15	sdLST	R-5	Point 52, RA
38	60	2,09	11	sdLST	R-5	LA, Point 276
38	60	2,44	16	sdLST	R-5	Point 69, RA
38	60	3,57	15	sdLST	R-5	RA, Point 119
38	60	2,71	15	sdLST	R-5	RA, Point 84
38	60	3,39	15	sdLST	R-5	Point 57, RA
38	60	2,57	17	sdLST	R-5	waste dump
38	60	3,41	15	sdLST	R-5	RA, Point 118
38	60	2,61	15	sdLST	R-5	gallery
38	60	2,64	15	sdLST	R-5	RA, Point 110

Charakteristikum der R5-Formation sind 0,2 - 1,5 m mächtige Kalklagen mit Abständen > 3 m, die sich über 300 - 500 m kartieren ließen und am Nordhang des Tajan River Tals als auffallende Bankung hervorwitem. Ihre konstante Streichrichtung bestätigt, daß keine nennenswerten Querstörungen den Gebirgsverband durchschlagen. Die Deformation verläuft entlang der Schichtflächen, die dabei zu Ton-gefüllten Scherflächen umgeprägt werden.

Diese Kalklagen besitzen eine geringere Kluffkörpergröße (6 - 20 cm) als die umgebenden sandigen Kalke.

Zwei dieser Kalkbänke sind im linken Widerlager intensiv geklüftet und entlang von Ton-gefüllten Scherflächen zerbrochen. Ihre Fortsetzung ist im darunter liegenden LDG-2 aufgeschlossen (siehe „Cross Section V = 360“, Tafel 1). Die beiden Zonen ließen sich auch im rechten Widerlager nachweisen („Cross Section V = 660“, Tafel 2).

Die Zertrümmerung von Kalkbänken, die an vielen Stellen während des Aushubes zu beobachten war, folgt dem selben Schema, welches oben beschrieben wurde. Die Deformation konzentriert sich in 1 - 2 cm breiten, schichtparallelen Scherfugen, die mit hochplastischem rotbraunem Ton gefüllt sind, von denen plötzlich Störungsbündel spitzwinklig in die

Kalklagen abzuweigen, diese auf mehrere Meter Streichlänge zertrümmern, um anschließend wieder in einen dünnen Scherhorizont einzulocken. Dadurch entstehen in den Kalklagen schlauchartige Wasserwegsamkeiten mit elliptischem Querschnitt.

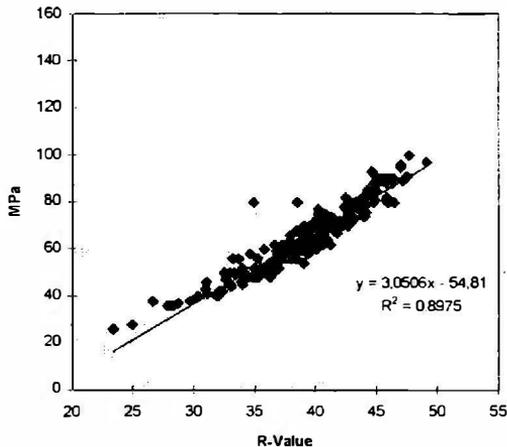


Abb. 5 Scatterdiagramm zwischen Rückprallwerten R und MPa aus Eichkurven für sandige Kalke. R-Werte < 35 sind zeigen einen höheren Verwitterungsgrad des Gesteins an, oder weisen auf einen etwas intensiveren Zerlegungsgrad des Gebirges hin.

Während sich die Gesteinsdeformation in den Kalken vor allem durch eine Reduktion der Kluffkörpergröße äußert, und der Fels von zahlreichen kurzen gestriemten Harnischflächen und dünnen Kataklasestreifen durchzogen wird, ist der sandige Kalk von einem Störungsnetz zerlegt, dessen individuelle Scherflächen in ihrer Bedeutung nicht einzustufen waren.

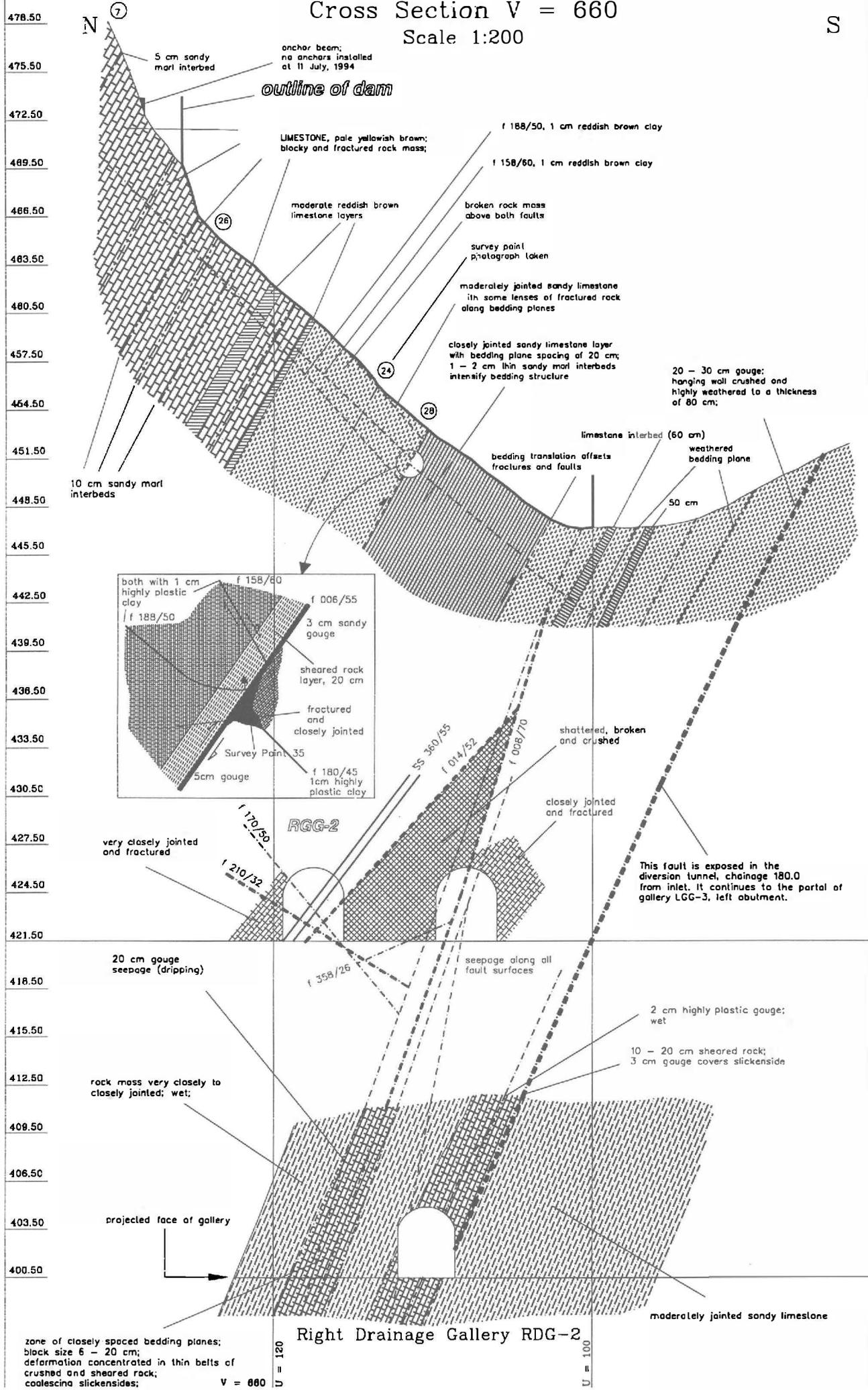
Es zeigte sich in vielen Beispielen, daß 1 cm breite, „harmlos“ aussehende Bewegungsflächen zu 30 cm mächtigen, Sand-gefüllten Taschen von 1 - 3 m Länge aufrissen.

Die Funktion des einreihig angelegten Dichtschleiers könnte durch Ausschwemmungen beträchtlich eingeschränkt werden.

So wurde z. B. während der Stollenvortriebsarbeiten kein Bergwasser angetroffen. Die Stollen sind trocken. Nur in den beiden tiefsten Stollen, LGG-0 (Left Grouting Gallery 0) und RGG-0 (Right Grouting Gallery 0), die etwa 20 m unter dem Niveau des Tajan Rivers liegen, flossen etwa 10 - 20 l/sec zu.

Right Abutment Cross Section V = 660

Scale 1:200



Während RGG-0 den Umleitungsstollen für den Tajan River unterteufte, und daher ohnehin mit einem Wasserzufluß zu rechnen war, liegt LGG-0 200 m vom Fluß entfernt. Alle Wasserzutritte in diesem Stollen lagen am rechten, dem Fluß zugewandten Ulm, während der bergseitige Ulm trocken blieb. Somit wird Wasser aus den gesättigten Talalluvionen über das Kluftnetz dem Stollen zugeführt.

Ein weiteres Indiz für die starke Gebirgsdurchlässigkeit waren die Bohrarbeiten für die Versuchsinjektionen, sowie die Betonierarbeiten für die Baustelleneinrichtungen auf Niveau 493, rechtes Widerlager. Austritte der Bohrspülung konnte in den jeweiligen Stollen 30 - 50 m unter der Bohrlochsohle beobachtet werden, ebenso Zementmilch der Versuchsinjektionen. Die Entwässerung des Betons auf der Arbeitsplattform führte in dem 30 m darunter liegenden RDG-5 innerhalb weniger Minuten regelmäßig zu Wasseraustritten.

Die dominierenden Störungsrichtungen in beiden Widerlagern sind in Abb 6. dargestellt.

Bei ungünstiger Orientierung solcher Trennflächen kam es bereits beim Sprengen zu Abgleitungen instabiler Felsblöcke.

Vorwiegend traten Planarrutschungen entlang südfallender Flächen auf, während keilförmige Ausbrüche seltener eintraten. Die Stabilität der verbleibenden Felspartien wurde nach jedem Abschlag beurteilt und, wenn notwendig, durch passive Anker mit Längen von 6 oder 12 m gesichert.

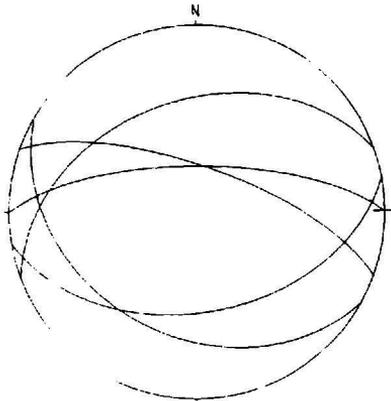


Abb. 6 Hauptscherflächenrichtungen in beiden Widerlagern basierend auf 150 Messungen.

Für den Aushub der Maueraufstandsfläche im Flußbett mußten 10 m Schotterüberlagerung entfernt werden. Dabei wurde die Basis der Schlucht mit 4 m Breite aufgeschlossen.

Die Anlage der Schlucht folgte keiner Störung, wie dies in der Planungsphase des Projektes vermutet wurde. Der Fluß benutzte für seinen Durchbruch nach Norden ein westfallendes Kluftsystem, welches seinen Lauf anfangs vorzeichnete, während die Schluchterweiterung selbst die Folge einer normale Tiefenerosion war.

Weiters vermuteten die iranischen Projektanten während der Projektplanung, das Tajan River Tal könnte der 300 km langen, Ost - West streichenden nördlichen Elbrus-Störung folgen, an der historisch und rezent Erdbebenaktivität festgestellt worden war. Die Störung sollte unmittelbar am wasserseitigen Mauerfuß durchlaufen.

Nach Entfernung der Schotterüberlagerung zeigten sich jedoch keine Anzeichen einer großregionalen tektonischen Struktur im Fels.

Auch die Schichtung der Schotter war ohne Hinweise auf rezente tektonischen Bewegungen, sodaß eine Beschädigung der Mauer durch Schockwellen nicht mehr vorrangig behandelt werden mußte.

In den sandigen Kalken kam jedoch eine 0,5 - 4 m mächtige, nordfallende Scherzone zum Vorschein, die als Plunge Pool Fault (PPF) kartiert wurde (siehe Profil „Central Dam Foundation, Cross Section V = 540“; Tafel 3).

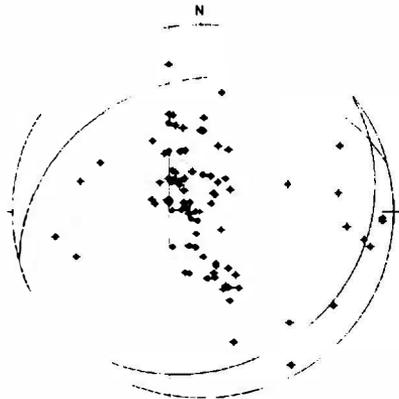
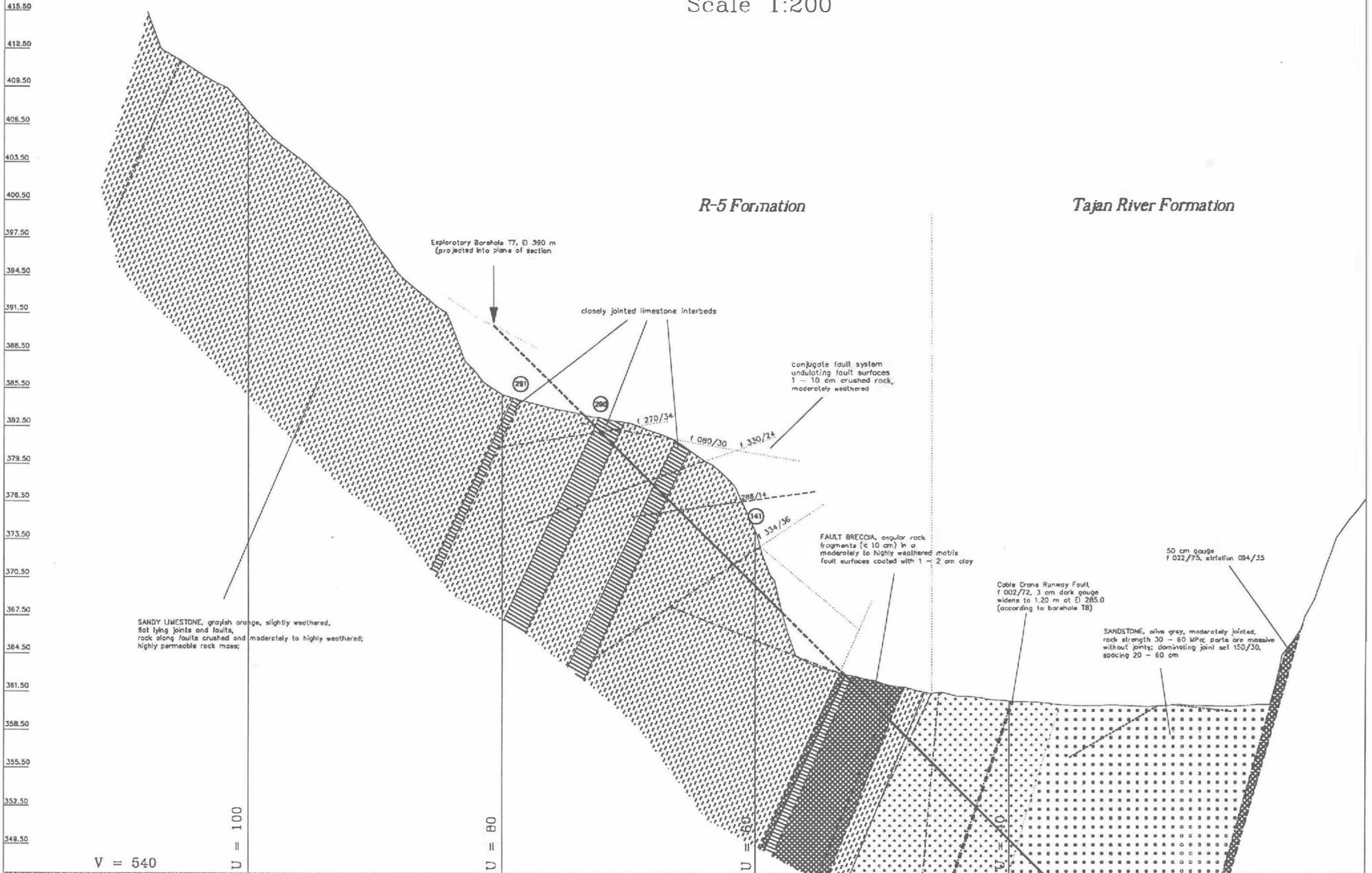


Abb. 7 Polpunktendiagramm von Kluftflächen der östlichen Sperrenaufstandsfläche in olivgrauem Sandstein. Die beiden Kluftmaxima sind als Großkreise dargestellt.

Central Dam Foundation Cross Section V = 540 Scale 1:200

N

S



V = 540

U = 100

U = 80

U = 60

U = 40

Sie bildet den konjugierten Ast eines Störungssystem, dessen steil nach Norden einfallende Hauptscherfuge das Linke Widerlager und die Mauer-aufstandsfläche in Ost - Westrichtung durchschneidet. Diese Störung hat die Bezeichnung „Cable Crane Runway Fault (CCRF)“. Entlang dieser Störung konnte der einzige nennenswerte Verschiebungsbetrag im Sperrenbereich nachgewiesen werden.

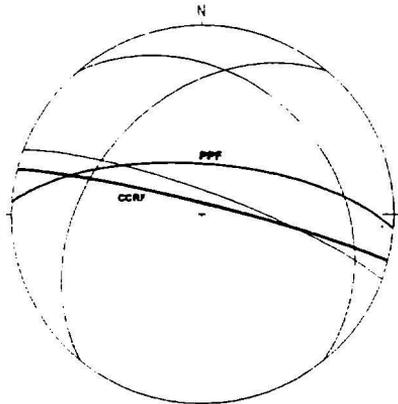


Abb. 8 Drei Scherflächensysteme zerschneiden olivgrauen Sandstein der Sperrenaufstandsfläche in plattige Klüftkörper < 3 cm. PPF = Plunge Pool Fault, CCRF = Cable Crane Runway Fault,

Die Bewegung ist auf Grund der Harnischstriemung eine Schrägabschiebung nach Westen. Die Horizontalkomponenten der Bewegung war 22 m. Im Sperrenaufstandsbereich war die Scherfuge 20 cm breit und bestand aus gelb-rot gefärbter, plastischer, tonig-sandiger Füllung. Entlang der Störung wurde ein Keil aus olivgrauem Sandstein in den sandigen Kalk eingespießt. Die Störung schneidet die PPF spitzwinklig ab.

Für die Stabilität der Mauer bei Vollstau wurde jedoch die Plunge Pool Fault als Risiko eingestuft, einerseits, weil die Druckfestigkeit im Bereich der Störung auf 20 MPa abnahm und entlang von internen Scherzonen und entlang von internen Scherzonen das Gestein zu 1 - 30 cm mächtigen, sandigem Zerreibsel verwittert war, andererseits, weil in früheren Untersuchungsbohrungen der Tiefgang der Störung 80 m unterhalb der Mauerbasis in einer Mächtigkeit von 1,20 m (aus RQD-Werten 0 - 15) nachgewiesen werden konnte und eine Wasserwegsamkeit entlang der Störung nicht auszuschließen war.

Bedingt durch das trockene heiße Klima an der Baustelle waren alle Störungserreißel trocken und hart und vom nicht tektonisierten Nebengestein nur bei genauerer Betrachtung zu unterscheiden. Bei Wasserzutritt trat jedoch eine sofortige Erweichung des Materials ein. Bohrkern aus der PPF zerfielen in Wasser eingetaucht innerhalb von 3 Stunden vollständig.

Electrowatt-Stucky entwarf daher aufgrund der baugelogeischen Beobachtungen ein aufwendiges Untersuchungs- und Sanierungsprogramm für die Störungszone, von dem jedoch nur Bohrungen zur Prüfung des Gebirgszustandes und Wasserdruckversuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit durchgeführt wurden. Das entfestigte Material der Zone wurde bis in eine Tiefe von 6 m entfernt und über eine Länge von 50 m durch Beton ersetzt (Abb. 9). Projektmäßig war vorgesehen, den Dichtschleier unterhalb der Mauerbasis bis in eine Tiefe von 70 m anzulegen. Sein Tiefgang wird nun 90 m betragen.

Bereits die Konsolidierungsinjektionen zeigten, daß die Aufstandsfläche der Mauer in den olivgrauen Sandsteinen bis in eine Tiefe von 30 m stark zerklüftet war und der durchschnittliche Injektionsgutverbrauch zwischen 500 - 800 kg/m Zement lag.

Die Sperrenaufstandsfläche wird von zahlreichen, flach lagernden Klüften durchschnitten (Abb. 7) . Die Klüftmaxima fallen flach nach NW (345/30), bzw. flach nach SE (140/18) mit Klüftflächenabstände zwischen 20 - 60 cm, bereichsweise 6 - 20 cm.



Abb. 9 Ausräumen der 4 m mächtigen Plunge Pool Fault. Die Störung fällt mit 65° nach Norden. Der luftseitige Mauerfuß verläuft links vom Bagger. In der linken oberen Bildecke sind einige Betonblöcke für das Tosbecken erkennbar. Das Stollenmundloch am oberen Bildrand ist der Injektionsstollen RGG-0. Die Sohle des Aushub liegt 20 m unter der ehemaliger Talsohle. Blickrichtung nach Osten.

Die ungünstigste Annahme war, daß bei Lücken im Dichtungsschleier während des Aufstaus Wasser in die Plunge Pool Fault eingepreßt werden könnte, wodurch im Laufe der Zeit das Material in der Störungszone entfestigt wird und dem Druck der Mauer nachgibt. Der Fels der Mauerbasis würde bedingt durch die Spannungsverteilung am luftseitigen Mauerfuß entlang von Scherflächen in die Störungszone ausweichen können. Risse im Mauerbeton wären die Folge. Im olivgraune Sandstein sind die Scherflächen mit 1 - 3 cm sandigem Zerreibsel gefüllt und hellbräunlich verwittert.

Tabelle 5 Hammerückprallwerte von olivgrauem Sandstein der Maueraufstandsfläche

R-Value	MPA	S	n	Rock	Unit	Location
23	28	2.69	15	SDST	TRF	CA, Point 321
23	28	2.48	15	SDST	TJR	S5, 33 50 m
26	30	1.60	15	SDST	TRF	surface
25	32	1.81	15	SDST	TJR	S5, 34 80 m
26	32	3.12	16	SDST	TJR	LA, Power Int.
27	33	2.40	15	SDST	TJR	LA, Power Int.
28	33	1.29	15	SDST	TRF	surface
26	36	2.27	12	SDST	TRF	RA, Point 142
32	36	1.88	15	SDST	TRF	CA, Point 346
27	37	1.85	15	SDST	TRF	CA S SP 307
27	37	2.23	15	SDST	TRF	CA, N SP 310
29	38	2.43	15	SDST	TRF	CA, Point 308
31	38	1.85	15	SDST	TRF	surface
31	38	1.89	17	SDST	TRF	surface
31	42	2.68	15	SDST	TRF	CA, Point 310

In Verbindung mit einer linsigen Zerlegung durch ein sich spitzwinklig kreuzendes Scherflächensystem entsteht im Übergangsbereich der Maueraufstandsfläche zum linken Widerlager ein Fels, der in plattige Klufkörper <3 cm zerfällt. Die Orientierungen der drei signifikantesten Systeme sind in Abb. 8 dargestellt.

Durch den fortschreitenden Felsaushub konnte in den olivgrauen Sandsteinen bestätigt werden, was bereits in den sandigen Kalken angedeutet war, nämlich die Existenz einer Schieferung, die parallel zur Achsenebene der Tajan River Antiklinale orientiert ist. Die engständige Schieferung (makroskopische Abstände der Trennflächen 0,5 - 2 cm) fällt mittelsteil nach Süden. Der Sandstein wird dadurch plattig zerlegt.

Ein weiteres Merkmal des Sandsteins ist sein Zerfall in Fein- bis Mittelkiesfragmente, wenn er 1 -2 Monate der Witterung ausgesetzt ist. Einem ähnlichen, aber räumlich beschränkten Prozeß, unterliegt auch der sandige Kalk.

Zwei weitere Störungszonen beträchtlichen Ausmaßes kamen bei den Felsarbeiten für die Baustelleneinrichtung im Bereich der Mauerkrone des rechten Widerlagers zum Vorschein. Ein maximal 8 m breiter Mylonitstreifen durchschneidet flach Ost bis SE fallend unmittelbar oberhalb der Mauerkrone den Kalk. Diese Störungszone wurden mit dem obersten Injektionsstollen RGG-7 durchfahren. Das stark nachbrüchige Gebirge mußte mit Spritzbeton und Ankern gestützt werden. Im tiefer gelegenen Entwässerungsstollen RDG-5 wurde diese Störung am Feldort gerade noch angefahren und die obertags sichtbare Lagerung bestätigt.

Bei der Errichtung der Kiesbunker erwies sich das Störungserreißel bei geringem Wasserzutritt als bereichsweise kohäsionslose Masse.

Die vorzeitige Errichtung der geplanten Stützmauer für die Kiesbunker erwies sich für die Betonierarbeiten als unumgänglich.

Durch zwei Reihen Zementinjektionen im Abstand von 2 - 3 m konnte der Fels in sich soweit verfestigt werden, daß bei den Abtragungsarbeiten die senkrechte Böschung nicht in sich zusammenbrach. Die Böschung wurde zusätzlich mit voll vermörtelten 8 m langen passiven Ankern, die zwischen den beiden Injektionsbohrreihen eingebracht wurden, gestützt (Abb. 11).

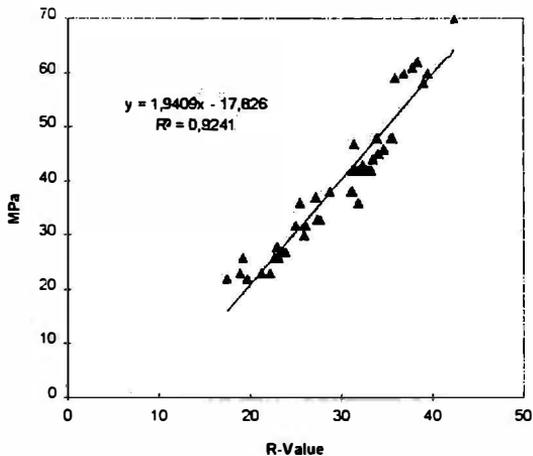


Abb. 10 Scatterdiagramm zwischen Rückprallwerten R für olivgrauen Sandstein und umgerechnete Druckfestigkeit in MPa aus Eichkurven



Abb. 11 Blick auf die Basisschalung für das Fundament der Kiesbunker. Die Schalung steht auf völlig zertrümmertem Kalk der 8 m mächtigen 493-Störung (strichliert). Die Störung fällt flach nach SE ein. Hangendes und Liegendes sind intensiv tektonisiert. Blickrichtung ist Nordwest. Zementfahnen der Konsolidierungsinjektionen sind deutlich erkennbar.

Zusammenfassung

Während des Felsaushubes konnten alle signifikanten Trennflächensysteme (Klüfte und Scherflächen) des Gebirges erfaßt und in ihrer Lage bestimmt werden.

Eine struktureologische Interpretation, und vor allem die zeitliche Abfolge der Deformationsphasen und die damit verbundenen Spannungszustände im Fels, sowie die eventuellen Auswirkungen auf die Sperre sind ausständig.

Wegen der Geometrie der Widerlager waren nur jene luftseitigen, nach Süden schauenden Flanken durch Felsgleitungen gefährdet, die von Tongefüllten, mit 40 - 45° südfallende Scherflächen durchschnitten wurden. In fast allen Fällen war aber der Fallwinkel der Scherfläche größer als der Böschungswinkel, sodaß eine Planargleitung geometrisch in den seltensten Fällen möglich war.

Da die meisten Scherflächen erstaunlich flach lagerten, zusätzlich rau und wellig ausgebildet waren, war der Scherwiderstand durch die Verzahnung der Felsunebenheiten ausreichend hoch, um ein Abgleiten von

Felsblöcken zu unterbinden. Zusätzlich wäre meist noch ein Durchreißen von Gesteinsbrücken und das Aufreißen von Zerrfugen für das Ingangsetzen einer Gleitung notwendig gewesen. Unter diesen Voraussetzungen wurden Felsblöcke auf einer bis 50° geneigten rauhen Trennfläche generell als stabil eingestuft, wobei selbstverständlich nach jedem Abschlag die Böschung auf instabile Felstrümmer geprüft wurde. Vorbeugende Sicherungsmaßnahmen nur auf Verdacht einer möglichen Instabilität erwiesen sich als überflüssig, da das Trennflächensystem bekannt war und dadurch das Verhalten der Felsmasse in praktischem Rahmen voraussagbar geworden ist.

Nur in Fällen, in denen ein potentieller Gleitkörper allseits von Trennflächen umgeben war, und abzuschätzen war, daß der Reibungswinkel kleiner als der Neigungswinkel der Gleitfläche gesetzt werden mußte, z.B. bei sandig-tonigen Zwischenmittel, wurden passive Anker mit Durchmesser von 28 mm bzw. 32 mm gesetzt und mit Zementmilch vermörtelt.

Diese Vorgangsweise erwies sich als effektiv, obwohl alle Entscheidungen kurzfristig vor Ort und ohne Hilfsmittel getroffen werden mußten.

Der konventionelle Stollenvortrieb verlief ohne Schwierigkeiten, auch in stark zerklüftetem Gebirge und unter sehr schlechtem Umfeld, da aus Kostengründen keine Bewetterung installiert wurde. Der Fels war trotz intensiver Zerlegung durch Klüfte und abschnittsweiser Durchtrennung mit Wasser führenden, tonigen Gesteinszerreißeln erstaunlich standfest.

Die Plunge Pool Störung stellte nicht jenes dramatische Element dar, welches die Stabilität der Sperre ernsthaft gefährden hätte können. Sie bestätigte aber die Zerlegung des Gebirges entlang zahlloser Scherflächen, entlang derer jederzeit mit tektonischer Brekzienbildung in Kalken oder sandig verwitterten Zerreibsel in den sandigen Kalken gerechnet werden kann.

In diesem Zusammenhang werden an den Dichtschirm besondere Anforderungen gestellt werden müssen, um Ausschwemmungen des Sandes und im Laufe der Zeit zunehmende Wasserverluste zu vermeiden.

Autor: Dr. Helmuth Peer
Ingenieurkonsulent für
Technische Geologie
Kärntnerstraße 198
8700 Leoben

Von der Bohrkernauswertung zur Gebirgsklassifikation am Beispiel des Projektes Kraftwerk Ybbs/Persenbeug - 7. Maschine

G. JUNG

1. Einleitung und Projektvorstellung

Das Donaukraftwerk Ybbs/Persenbeug wurde in den Jahren 1954 bis 1958 als erstes Flußkraftwerk im österreichischen Donauabschnitt errichtet. Die Angleichung an den Ausbaugrad der später errichteten Kraftwerke erforderte den Einbau eines zusätzlichen (7.) Hauptmaschinensatzes, der nur im rechtsseitigen Uferbereich bewerkstelligt werden konnte. Der volle Betrieb der anderen Maschinen mußte aber während der gesamten Bauzeit garantiert werden. Um die erforderliche Baugrube herzustellen, mußte die bestehende Untergrunddichtung im rechten Ufer gequert werden (Abbildung 1), die Dichtfunktion durfte jedoch zu keiner Zeit verloren gehen. Erschwerend wirkte sich aus, daß sämtliche Bauarbeiten unter voller Stauhaltung durchzuführen waren. Die Planung des Projektes und die Bauüberwachung wurde von der DKE (Donaukraft Wasserbau Engineering & Consulting GmbH) ausgeführt, die seit 1995 Teil der Verbundplan ist.

Die Planung der Felsicherungsmaßnahmen für die bis zu 40 m hohen, senkrechten Baugrubenwände erfolgte durch die bauausführende Arge. Die Bauarbeiten erfolgten in den Jahren 1993 bis 1995. Die 50 NW Rohrturbine wird Anfang 1996 in Betrieb gehen.

In diesem Bericht wird schwerpunktmäßig auf die Felsklassifikation eingegangen, also auf den Weg von der Felsbeschreibung zu den Gebirgskennwerten, die dann Eingang in die statischen Berechnungen finden. Bezüglich einer umfassenderen geologischen Beschreibung wird auf WEISS & JUNG, 1995, verwiesen.

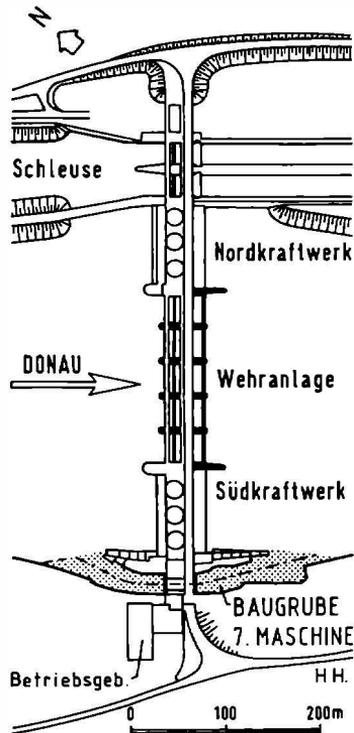


Abbildung 1: Kraftwerk Ybbs-Persenbeug, Lageplan der Baugrube für den Einbau der 7. Maschine

2. Geologische Übersicht

Das Kraftwerk befindet sich im Verbreitungsgebiet der Böhmisches Masse. Die kristallinen Gesteinsserien werden dem moldanubischen Gneisgebirge zugezählt und zwar den südwestlichen Ausläufern der sogenannten „Bunten Serie“, die sich aus einer vielfältigen Gesteinsvergesellschaftung zusammensetzt. Diese besteht hauptsächlich aus Paragneisen in unterschiedlicher Ausbildung, daneben sind häufig Amphibolite, Quarzite, Kalksilikatfelse, Graphitschiefer und Mannore festzustellen. Obwohl die Lagerungsverhältnisse starken Schwankungen unterworfen sind, herrscht generelles Einfallen nach Südosten vor (FUCHS & MATURA, 1976).

Die Gneisserien werden von mehreren Ganggesteinsgenerationen durchschlagen. Zur ältesten Generation zählen die Leukogranitgänge, die oft auch noch eine Überprägung erlitten haben und ein Gneisgefüge aufweisen. Danach intrudierten Lamprophyrgänge mit überwiegend kersantitischer Zusammensetzung und zuletzt Granitporphyre. Unterlagert wird die Bunte Serie von den Cordieritgneisen der Monotonen Serie, im Hangenden folgt der Gföhler Gneis.

Ca. 10 km östlich der Baustelle verläuft die Diendorfer Störung, die eine Nordost - Südwest Streichrichtung aufweist und die das bedeutendste geologische Strukturelement in der Umgebung darstellt (siehe Abbildung 2).

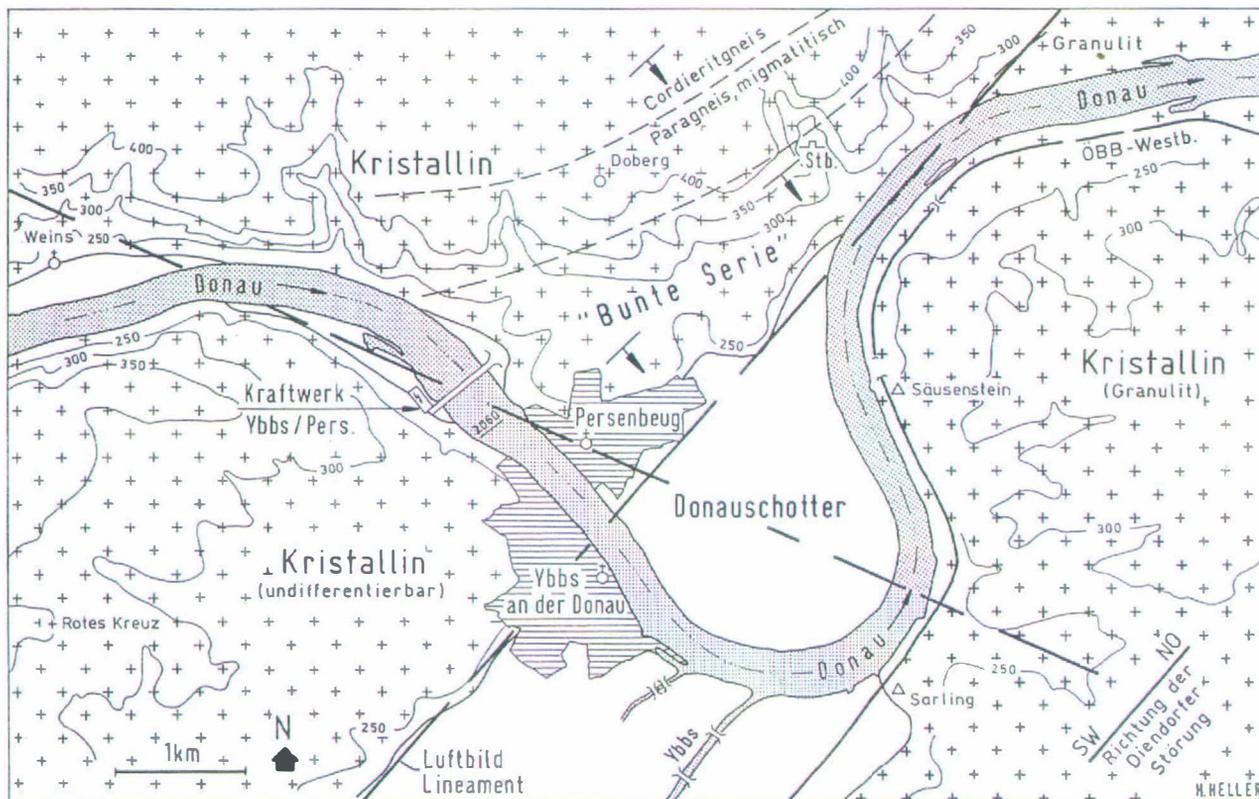


Abbildung 2: Geologische Übersichtskarte der Umgebung des Kraftwerkes Ybbs-Persenbeug,
Zusammengezeichnet nach FUCHS & MATURA, 1976, MATURA, 1984, und eigenen Ergänzungen

Diese Richtung stimmt auffälligerweise auch mit der Richtung des Donauverlaufes östlich der Stadt Ybbs und dem Verlauf der Ybbs überein. Es liegt daher die Vermutung nahe, daß auch in diesem Bereich eine regionale Schwächezone im kristallinen Untergrund parallel zur Diendorfer Störung verläuft. Weiters sei hier auch noch angemerkt, daß der Donauverlauf im Kraftwerksbereich parallel beziehungsweise in Fortsetzung der Donau - und Pfahlstörung ausgerichtet ist.

3. Untergrundverhältnisse im Baustellenbereich

Im Kraftwerksbereich befindet sich über dem kristallinen Untergrund eine ca. 20 m mächtige Schicht aus Donaukiesen. Im Talquerschnitt (Abbildung 3) bildet die Grenzfläche zwischen den beiden Einheiten eine annähernd horizontale Fläche, die im Kleinbereich eine flachwellige Ausbildung besitzt. Das Kraftwerk ist zur Gänze auf metamorphen Gesteinen gegründet, die Montagehalle und das Betriebsgebäude wurden auf Lockergestein errichtet.

Die Herstellung der Baugruben erforderte in der Lockergesteinsüberlagerung eine Baugrubensicherung aus Bohrpfählen oder Schlitzwänden, in den tieferen Bereichen mußte eine Felssicherung geplant und ausgeführt werden, die auch die Auflast einer ca. 20 m mächtigen Sedimentlage zu berücksichtigen hatte (Abbildung 4).

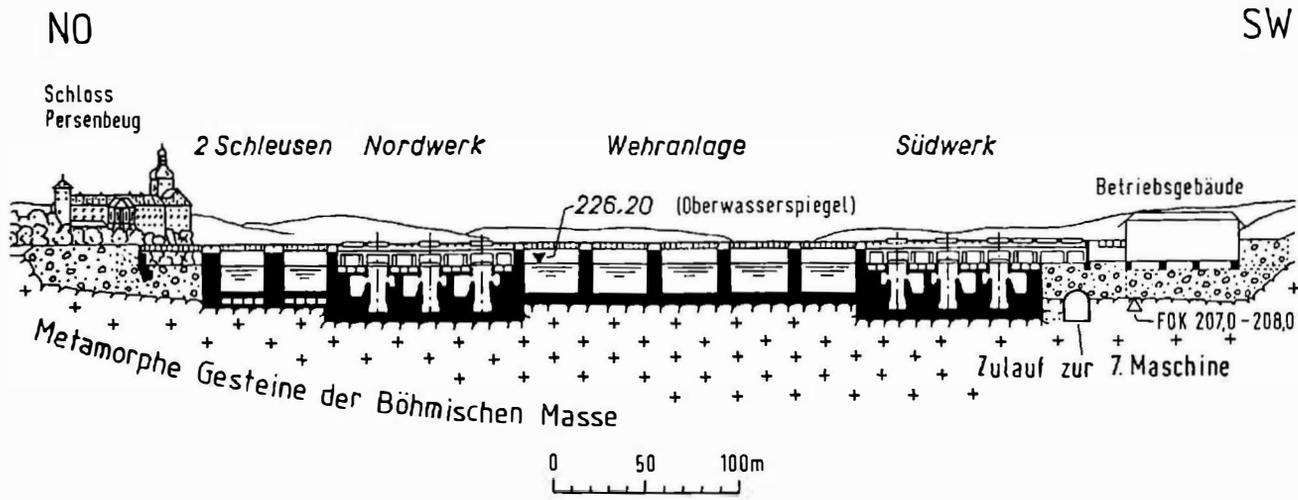
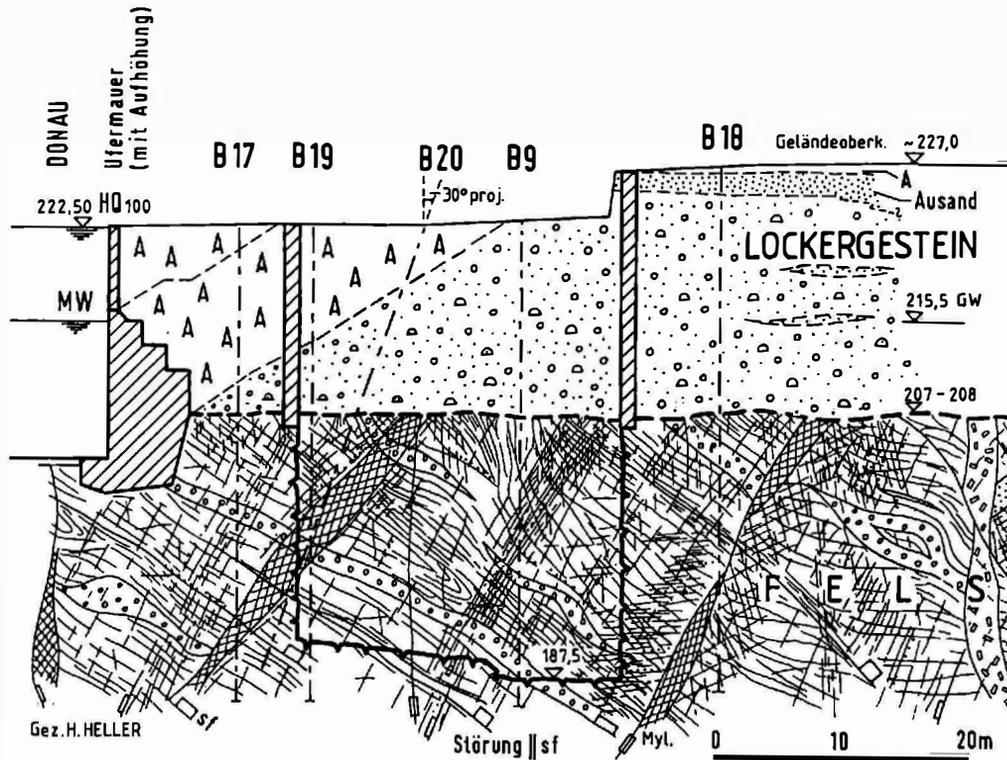


Abbildung 3: Geologischer Talquerschnitt in Achse des Kraftwerkes Ybbs-Persenbeug

NO

SW



67

Abbildung 4: Querschnitt durch die unterwasserseitige Baugrube mit Prognose der geologischen Verhältnisse

Aufgrund der unmittelbaren Nähe zur Donau war eine Abdichtung des Felsbereiches wirtschaftlich nicht durchführbar, sodaß mit ständigen Wasserzuflüssen aus dem Felsbereich zu rechnen war. Bei der Unterfahrung der Montagehalle, mit einem Ausbruchsquerschnitt von ca. 220 m², war erschwerend zu berücksichtigen, daß die Kalotte in nicht verkitteten Donaukiesen aufgefahren werden mußte, und der Strossenvortrieb im Felsbereich erfolgte. Um eine Beschädigung der Montagehalle und der darüber befindlichen Kranbahnschienen zu verhindern, mußten die Verformungen auf das unvermeidliche Minimum reduziert werden.

Ein zusätzliches Problem stellte die Erschütterungsempfindlichkeit der Turbinen dar, sodaß die Felslösung darauf unbedingt Rücksicht zu nehmen hatte. Ein Schaden an den Maschinen sollte auf jeden Fall vermieden werden. Die Erschütterungsproblematik wird bei JUNG et al., 1995, näher beschrieben.

4. Kenntnisse vor Baubeginn

Die Kenntnisse über den Untergrund stammten vor allem aus der geologischen Dokumentation der Sperrenaufstandsfläche von MAKOVEC et al., 1960, und zusätzlich aus der Auswertung der neu ausgeführten Erkundungsbohrungen.

Die Kartierung der Sohle des bereits bestehenden Kraftwerkes zeigte einen geologischen Bau, der von den Verhältnissen der Umgebung deutlich abweicht. Das Gesteinsinventar entspricht zwar den Gneisen der Bunten

Serie, jedoch ist die tektonische Beanspruchung deutlich intensiver als dies aus den Aufschlüssen der Umgebung zu erkennen wäre. Die geologische Detailkartierung zeigte ein dichtes Netz von Kleinstörungen und Klüften, die eine kräftige Zerteilung des Gebirges bewirkten. Im Bereich des Südkraftwerkes dominierten West - Ost gerichtete Störungen, im Kluffgefügediagramm zeigte sich aber keine bevorzugte Orientierung. Die Schieferungsflächen streuten beträchtlich, jedoch dominierte generelles Einfallen nach Süden.

Bei der Planung der tiefen Baugruben für die 7. Maschine ergaben sich Fragen, die nicht ausschließlich mit der Erfahrung aus der Zeit der Kraftwerkserrichtung gelöst werden konnten. Dies betraf vor allem die Standsicherheit der 40 m hohen, senkrechten Wände unter Berücksichtigung der erhöhten Wasserdrücke.

Eine der wesentlichen und auch heftig diskutierten Fragen betraf die mechanische Wirksamkeit der Schieferungsflächen und deren Bedeutung im Vergleich zum intensiv ausgebildeten Klufsystem. Diese Beurteilung bestimmte nämlich maßgeblich den Umfang der erforderlichen Fellsicherungsmaßnahmen für die unabhängig voneinander zu beurteilenden Seiten der Baugrube.

5. Erkundungsbohrungen und projektspezifische Dokumentation

Für das Projekt der 7. Maschine wurden *zwei Bohrkampagnen* durchgeführt, eine erste mit insgesamt 8 Bohrungen, die ca. 7 Jahre vor Baubeginn

ausgeführt wurde und eine zweite zu Beginn der Bauausführung (Abbildung 5). Bei der ersten Erkundungsphase wurden alle Bohrungen bis ca. 5 m unter das geplante Aushubniveau abgeteuft und Wasserabpreßversuche im Felsbereich durchgeführt. Die Versuche ergaben generell sehr hohe Wasseraufnahmen, die auf ein sehr klüftiges und durchlässiges Gebirge schließen ließen. In der zweiten Bohrphase wurden 11 Bohrungen abgeteuft, wovon 5 Bohrungen auch den Felsbereich erkundeten, die restlichen nur die Lockergesteinsüberlagerung.

Zur *Dokumentation* der Bohrungen wurden alle Bohrungen photographiert und ein eigenes Aufnahmeblatt für die Felsstrecken entworfen. Es wurde dabei die ÖNORM B 4401 Teil 4 und die DIN 4022 Teil C mitverwendet. Zur Dokumentation wurden solche Parameter ausgewählt, die zusätzlich zu den sonst üblichen Beschreibungsmerkmalen auch eine Felsklassifikation nach BIENIA WSKI, 1976, ermöglichen sollte.

Folgende Felseigenschaften wurden erfaßt:

- Gesteinsart
- Verwitterungsgrad
- Zerlegungsgrad
- Anzahl der Trennflächen pro m
- Kerngewinn
- Kernform
- Trennflächenoberfläche
- Trennflächenbestege
- Einfallswinkel der Trennflächen

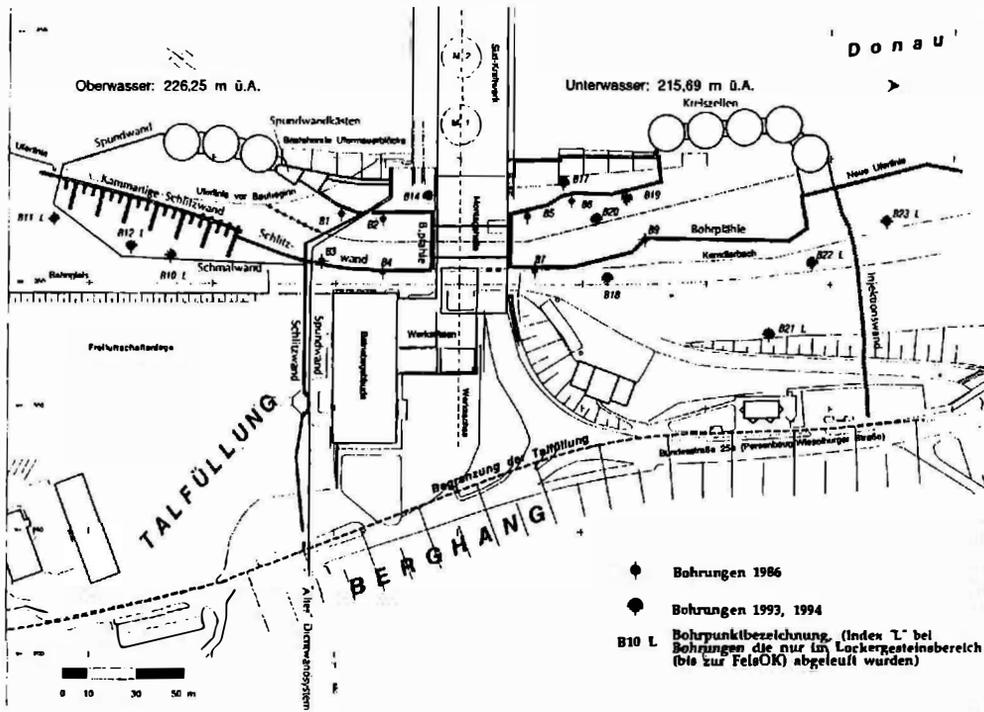


Abbildung 5: Detaillageplan mit Bohrpunkten

Einige ausgewählte Parameter werden im folgenden kurz erläutert:

Bei der Dokumentation des Verwitterungsgrades und des Zerlegungsgrades wurde das Klassifikationsschema der ÖNORM B4401 Teil 4 verwendet (siehe Tabellen 1 und 2).

Tabelle 1 : Verwitterungsgrad „v“ nach ÖNORM B 4401 Teil 4

Verwitterungsgrad (Benennung)	Symbol
unverwittert	V1
angewittert (von den Trennflächen ausgehende Verfärbung)	V2
mäßig bis stark verwittert (gesamter Klufkörper zur Gänze bräunlich verfärbt)	V3
vollständig verwittert (tonige Umsetzung und vollkommene Entfestigung des Klufkörpers)	V4

Tabelle 2: Zerlegungsgrad „z“ nach ÖNORM B 4401 Teil 4

Zerlegungsgrad (Benennung)	Symbol
gering zerlegt (rissefrei, gering klüftig, Kernlänge und Klufkörper >10cm)	Z1
mäßig zerlegt (klüftig, rissig, Kernlänge und Klufkörper 2cm bis 10cm)	Z2
stark zerlegt (brekziös, zerschert, Kernlänge und Klufkörper kleiner als 2 cm)	Z3
vollständig zerlegt (zerdrückt bis zermahlen, Mylonit, Gesteinszerreibsel)	Z4

Vergleicht man den Zerlegungsgrad der ÖNORM mit der international üblichen Kennzahl zur Charakterisierung der Zerlegung der Bohrkerne, den

RQD-Index nach DEER et al.,1976, so ergeben sich wesentliche Unterschiede im Beurteilungsspektrum.

Der RQD-Index ist definiert als der prozentuelle Anteil der Kernstücklängen > 10 cm bezogen auf die Länge der Kernstrecke. Der Wert kann zwischen 100 und 0 schwanken. Null ist der ungünstigste Wert und trifft für Bohrkerne mit Kernstücken von weniger als 10 cm Länge zu. Eine noch intensivere Gebirgszerlegung ist durch den RQD nicht mehr zu differenzieren. Die ÖNORM hingegen sieht in diesem Bereich eine Unterteilung in drei Klassen (Z2 bis Z4) vor. Daraus folgt, daß die ÖNORM besser geeignet ist, starke Gebirgszerlegungen zu beschreiben, als der RQD-Index.

Im gegenständlichen Projekt erwies es sich als sinnvoll, auch die Kernform im Sinne der deutschen Norm (DIN 4022) zu berücksichtigen (siehe Tabelle 3).

Tabelle 3: Form des Bohrkernes nach DIN 4022

Kernform (Beschreibung)	Kurzzeichen
Kernstücke mit vollständig erhaltener Mantelfläche beliebiger Länge und Zerteilung	A
Kernstücke mit nur teilweise erhaltener Mantelfläche	B
Kernstücke, die nicht mehr zu einem Zylinder zusammengefügt werden können	C
kleinstes Bohrgut wie z. B. Grus und Feines <0.6 mm	D

Die Kernform ermöglicht bei starkem Zerlegungsgrad eine Beurteilung, durch welche Art von Trennflächen das Gebirge am stärksten beeinflusst ist, ob zum Beispiel die Schichtflächen oder die Klüftflächen die größere Bedeutung haben. Diese Angaben sind aus dem Zerlegungsgrad oder der Zahl der Trennflächen nicht ableitbar. So zeigt zum Beispiel im Fall von flacher oder mittelsteiler Lagerung ein hoher Zerlegungsgrad (hohe Klüftigkeitszahl) kombiniert mit der Kernformklasse A, daß die Felszerlegung weitgehend von den Schieferungsflächen bestimmt wird. Dies wäre beispielsweise bei dünnblättrigen, schiefriegen Gesteinen der Fall.

Abbildung 6 zeigt eine typische Bohrkernaufnahme der Felsstrecke der Bohrung B19.

Auffällig ist die meist hohe Trennflächenanzahl (>32), die in der Regel den Zerlegungsgradklassen Z2 oder Z3 entsprach. Diese Klassen wären beide einem RQD-Wert von Null vergleichbar und somit mittels dieses Index nicht differenzierbar.

An den Bohrkernen war auch ersichtlich, daß diese nach sehr unterschiedlichen Klüftscharen, aber nur untergeordnet an den Schieferungsflächen zerbrochen waren. Dies drückte sich auch durch das häufige Auftreten der Kernformklassen B und C aus (siehe Tabelle 3). Die Oberflächen der Trennflächen waren sehr unterschiedlich ausgebildet und waren teils glatt mit Harnischstriemung und teilweise rau, ohne daß eine Zuordnung der Oberflächenbeschaffenheit zu einer Raumstellung möglich gewesen wäre.

KW-Ybbs - 7. Maschine	Bohr. Nr.: B 19	Ausführende Firma: Insond
Koordinaten: x = 384, 284 y = 1067, 636	Ausführungsdatum: 9.-25.08.1993	Bohrkernbeschreibung: Jung

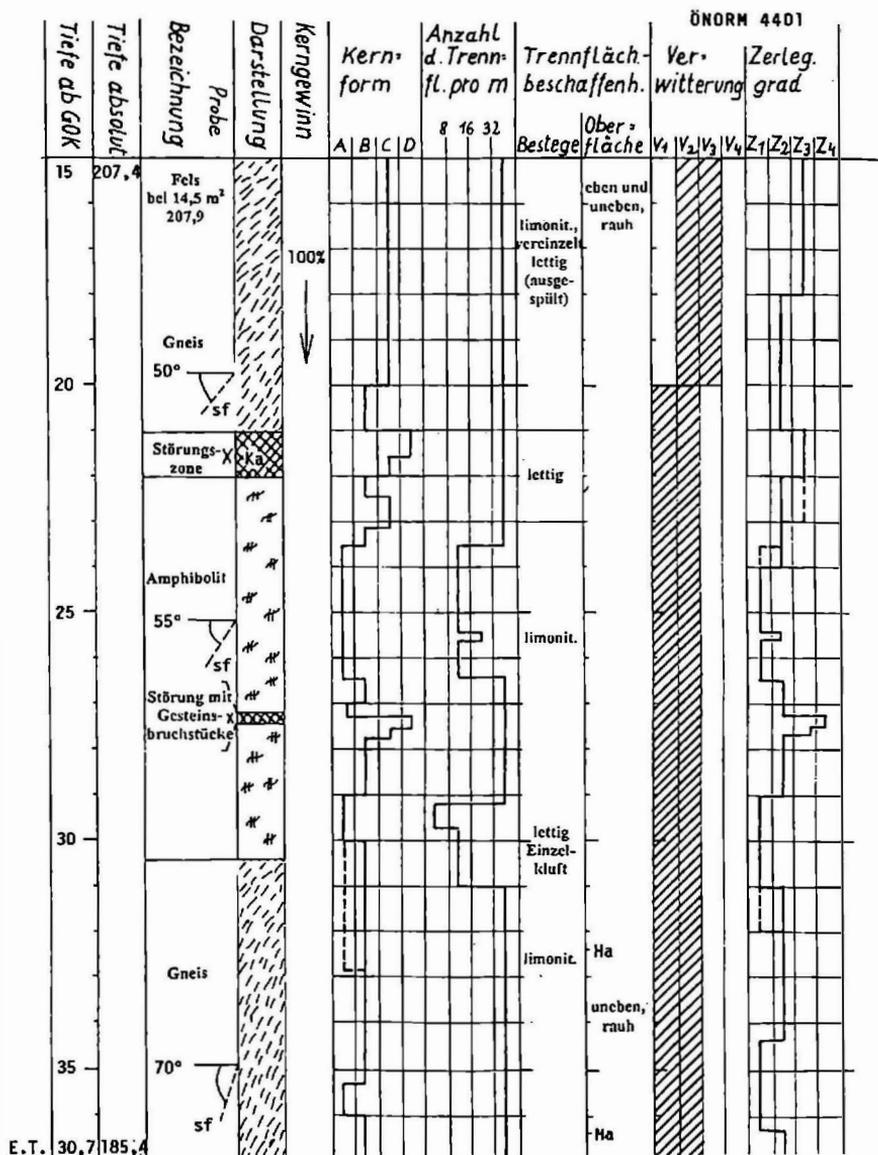


Abbildung 6: Bohrkerndokumentation der Felsstrecke der Bohrung B 19

Die Existenz von fettigen Kluftbelägen war nicht vorbehaltlos zu beurteilen, da diese in der Regel durch die Wasserspülung bei den Bohrarbeiten ausgewaschen wurden. In einzelnen Bereichen, wo ohne Spülung gebohrt wurde, waren fettige Beläge allerdings häufig zu beobachten. Der Einfallswinkel der Schieferungsflächen konnte am Bohrkern gemessen werden. Jedoch ließ die starke Zerrüttung keine sinnvolle Auswertung der Raumstellung der Klüfte oder der zerrütteten Zonen zu.

6. Ermittlung der Gebirgsparameter

Bei der Zusammenfassung der Erkenntnisse mußte man feststellen, daß genaue Angaben zur Orientierung der mechanisch wirksamen Trennflächen nicht möglich waren. Noch viel weniger war es möglich, einer Trennflächenschar spezielle Scherfestigkeiten zuzuschreiben. Bei der Beurteilung der Versagensmöglichkeiten war somit am ehesten jener Fall zu erwarten, wie er in Abbildung 7 oben dargestellt ist. Somit mußten Gebirgsparameter (Reibungswinkel und Kohäsion) angegeben werden, die typisch für das Gebirge mit all seinen Klüften und Störungen sind.

Ein wichtiger Orientierungswert waren die an Störungszonenmaterial ermittelten Scherparameter. An zwei Mylonitproben (abgesiebtes Material < 2 mm) wurden Restscherwinkel von 30 und 33 Grad ermittelt. Die Analysen wurden von Prof. Brandl an der TU - Wien nach dem Wiener Routinescherversuch ausgeführt. Außerdem wurden alle Indizien betreffend die Existenz, Orientierung und Erstreckung von Myloniten und Kataklasiten verwertet.

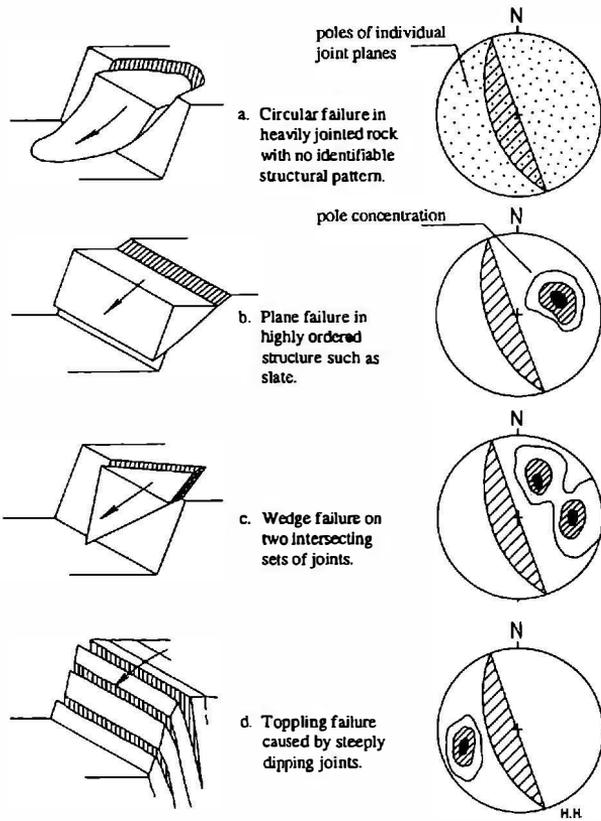


Abbildung 7: Versagensmöglichkeiten von Böschungen nach ISRM 1977

Parallel zu dieser Vorgehensweise wurde auch eine Felsklassifikation nach BIENIAWSKI, 1976, („Geomechanics classification“) durchgeführt. Die Eingangswerte für dieses Verfahren wurden der Bohrkernbeschreibung entnommen. Die Bewertung der Parameter erfolgte nach dem in Tabelle 4 dargestellten Schema. Die für das Projekt der 7. Maschine verwendeten Bewertungszahlen wurden graphisch hervorgehoben. Die Summe ergibt die Zahl „22“, die in die Klasse IV „schlechter Fels“ fällt. Dieser Klasse sind die in Tabelle 5 dargestellten Werte für den Reibungswinkel und die Kohäsion zugeordnet.

Die so ermittelten Gebirgskennwerte stimmten weitgehend mit den vom Sachverständigen für Erd- und Grundbau (Prof. Brandl) festgelegten Größen überein.

Berechnungsfestlegung:	Reibungswinkel	= 35°
	Kohäsion	= 90 kN/m ²

Unter Verwendung dieser Gebirgsparameter wurden dann die Felssicherungsmaßnahmen, insbesondere die Ankerlängen und die Ankerdichte berechnet.

Tabelle 4:

Z.T. BIENIAWSKI/1973: Klassifikationsparameter und deren Bewertung

1	Gesteinsfestigkeit Einachsiale Druckfest.	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	< 25 MPa
	I_1	15	12	7	4	2 - 0
2	Bohrkernqualität RQD	90 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25
	I_2	20	17	13	8	3
3	Kluftabstand	> 3 m	1 - 3 m	0,3 - 1 m	0,05 - 0,3 m	< 0,05 m
	I_3	30	25	20	10	5
4	Orientierung der Klüfte (bei Böschungen)	Sehr günstig	Günstig	Mittel	Ungünstig	Sehr ungünstig
	I_4	0	-5	-25	-50	-60
5	Beschaffenheit der Klüfte	Nicht durchgehend rauhe Oberfläche keine Kluftöffnung		< 1mm	1 mm	Durchgehend glatte Oberfläche Kluftfüllung
	I_5	25	20	12	6	Kluftfüllung > 5mm 0
6	Gebirgswasser	Völlig trocken		feucht	mäßiger Druck	schwerwieg. Wasser- probleme
	I_6	10		7	4	0

Gebirgsklasse allgemein: Summe $I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + I_6$

Projekt Ybbs / 7. Maschine: 15 3 10 (-25) 12 7 = 22

Tabelle 5:

Bestimmung der Gebirgsklasse

$I_1 + \dots + I_6$	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	< 20
Klasse	I	II	III	IV	V
Beschreibung	sehr guter Fels	guter Fels	mäßig guter Fels	schlechter Fels	sehr schlechter Fels
Kohäsion (kN/m ²)	> 300	200 - 300	150 - 200	100 - 150	100
Reibungswinkel	> 45°	40 - 45°	35 - 40°	30 - 35°	30°

Um die erforderliche Sicherheit zu gewährleisten, mußten noch folgende Auflagen während der Aushubarbeiten erfüllt werden:

- Geologische Kartierung der Baugrubenwände zur Überprüfung der getroffenen Annahmen
- Meßtechnische Überwachung der Baugrundverformungen (siehe SCHWEITZER et al, 1995).

Nach Abschluß der Tiefbaumaßnahmen läßt sich rückblickend feststellen, daß die gewählten Felsparameter weitgehend den natürlichen Gegebenheiten entsprochen haben. Örtlich wurden allerdings noch ungünstigere Verhältnisse angetroffen, sodaß vereinzelt Zusatzankerungen erforderlich wurden.

Gelegentlich wird fachliche Kritik an derartigen Felsklassifikationssystemen geäußert, die meist gegen die erforderliche Vereinfachung und Schematisierung der geologischen Verhältnisse gerichtet ist. Trotz dieser Bedenken ist der Autor der Auffassung, daß Felsklassifikationssysteme hilfreiche Werkzeuge des Geologen sind, die mithelfen, subjektive Beobachtungen zu objektivieren.

Literaturverzeichnis:

BIENIAWSKI, Z., T.: Rock mass classification in rock engineering. Wiley 1976.

BRANDL, H.: Ergebnisse der bodenphysikalischen Untersuchungen. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Wien, Wien 1993.

DEER, D., U., HENDRON, A., J., PATTON, F., D. and CORDING, E., J.: Design of surface and near surface construction in rock. Proc. 8th U.S. Symp. Rock Mech., AIME, New-York, 1967, pp 237-302.

FUCHS, G., MATURA, A.: Zur Geologie des Kristallins der südlichen Böhmisches-Masse. Geolog.B.A., Wien 1976.

JUNG, G.,GANGL, G.,SCHWEITZER, E. und FREUDENTHALER, A.: Felslösung im Meißelbetrieb zur Erschütterungsminimierung beim Bau der 7. Maschine des Donaukraftwerkes Ybbs-Persenbeug. Felsbau, Bd. 4/95. Verlag Glückauf Essen, 1995.

MAKOVEC, F.: Geologische Karte der Aufstandsfläche des Kraftwerkes Ybbs/Persenbeug -Aufnahme 1954-1957 durch Makovec, F., Häusler,H. und Hominger, G., 1960.

MATURA, A.: Das Kristallin am Südostrand der Böhmisches Masse zwischen Ybbs/Donau und St.Pölten, 1:50 000. JB. Geol. B.A., Bd.127. Wien 1984.

SCHWEITZER, E., KÖHLER, G., JUNG, G., GRAFINGER, H.:
Geotechnische Messungen beim Bau der 7. Maschine des
Donaukraftwerkes Ybbs/Persenbeug. Felsbau, Bd. 4/95. Verlag
Glückauf Essen 1995.

WEISS; E.H., JUNG, G.: Die baugeologischen Verhältnisse beim Bau der
7. Maschine des Donaukraftwerkes Ybbs-Persenbeug. Felsbau, Bd.
4/95. Verlag Glückauf Essen, 1995.

Autor: Dr. Gerald JUNG
DKE Donaukraft Wasserbau
Engineering & Consulting GmbH
Parkring 12
1010 Wien,

Zustandsänderungen in tertiären Tongesteinen - Schadensfälle aus Niederösterreich

P. GOTTSCHLING

Zusammenfassung

Die Ursachen für Setzungsschäden an Bauwerken sind meist in ungenügender Tragfähigkeit der Böden, mangelhafter Fundierung und sonstigen Baufehlern zu suchen. An Hand von sechs Fallbeispielen aus verschiedenen geologischen Zonen Niederösterreichs wird gezeigt, daß als Schadensursachen aber auch Veränderungen toniger Böden durch Austrocknung und Volumsverminderung zu Setzungsschäden führen können. Diese Eigenschaft bestimmter Böden muß bei der Fundierung von Bauwerken mehr als bisher berücksichtigt werden.

Böhmische Masse, Horn - Eggenburger Becken

Im Sommer 1983 traten an einem Einfamilienhaus in Kleinmeiseldorf, einige Kilometer östlich von Horn, Risse im Mauerwerk auf, die sich innerhalb kurzer Zeit rasch verstärkten und schließlich ein besorgniserregendes Ausmaß erreichten.

Das um 1950 errichtete Haus stand am südwestlichen Ortsrand in praktisch ebenem Gelände. Es war zum Großteil unterkellert. Das Kellermauerwerk bestand aus Natursteinen (Bittescher Gneis) und war 0,5 m stark. Die Risse

zeigten das typische Bild von unter etwa 45° sich kreuzenden Setzungsrisen mit Öffnungsweiten bis zu mehreren Zentimetern sowohl im Gebäudeinneren als auch an den Außenwänden.

Aufgrund des massiven Kellernauerwerkes und des langen schadensfreien Bestehens des Gebäudes war mangelhafte Fundierung auszuschließen. Nach der Geländeform schieden auch Bodenbewegungen im Sinne von Rutschungen, Hangkriechen, etc. aus. Erdbeben hatten im fraglichen Zeitpunkt ebenfalls nicht stattgefunden.

Der Untergrund im Nahbereich des Hauses besteht aus Sedimenten des Eggenburger Beckens (Jungtertiär), die hier dem unweit westlich zutage tretenden moravischen Granit aufliegen. Bei den Ablagerungen handelt es sich um teils fossilführende Quarzsande, teils sogenannte Klebsande mit hohem Tonanteil. Da sich im Garten neben dem Haus auch zahlreiche breite Bodenrisse zeigten, wurde als Ursache für die Setzungsschäden eine tiefer reichende Austrocknung des Bodens angenommen.

Diese Annahme wurde durch Angaben der Zentralanstalt für Meteorologie bestärkt, wonach in den Jahren 1981, 1982 und 1983 sehr geringe Niederschläge bei gleichzeitig hohen Sommertemperaturen zu verzeichnen waren.

Der Hauseigentümer entschloß sich, die Schäden nicht zu sanieren, sondern im Garten ein neues Haus zu errichten. Dieses Gebäude wurde auf einer Fundamentplatte gegründet. In der Baugrube zeigte sich eine Wechsellagerung bis Verzahnung von gelbbraunen, tonigen, fossilführenden Sanden mit blaugrauen Tönen. Diese Töne zeigten im bergfeuchten Zustand

eine schmierig-seifige Konsistenz und waren von zahlreichen glänzenden Harnischflächen durchzogen.

Eine röntgendiffraktometrische Analyse (BFPZ-Arsenal) ergab folgende mineralogische Zusammensetzung:

63 % Kaolinit

20 % Montmorillonit

8 % Calcit

5 % Quarz

4 % Illit

Enslin-Wert 117 %

Es lag somit ein hochplastischer Ton mit starker Quell- und daher auch Schrumpffähigkeit vor.

Baumeister H. Steiner hat über ein vergleichbares, schon länger zurückliegendes Schadensereignis in der Stadt Horn berichtet (unveröff. Bericht). Dort zeigten sich an der, in der Stadtmitte stehenden, gotischen St. Georgs-Kirche bereits um 1930 Mauerrisse zwischen dem Turm an der Giebelmauer sowie im Chorgewölbe. In den Jahren 1938 - 39 betrug die Abweichung des Turmes aus dem Lot bereits 30 cm. Die Risse wurden jedoch verputzt und nicht mehr weiter beachtet.

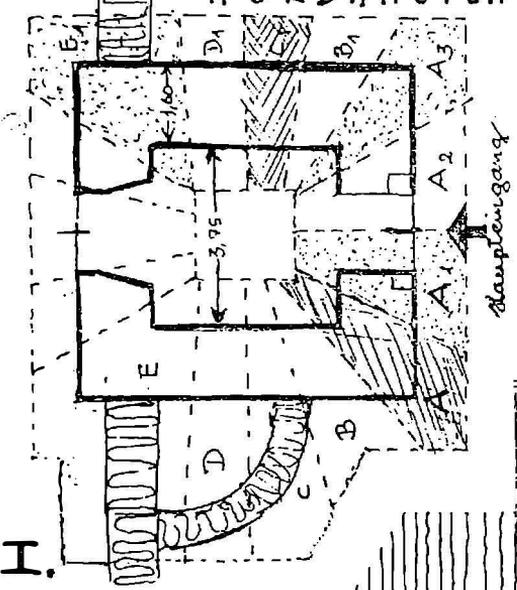
Nach dem Krieg im Jahre 1948 hatten sich die Schäden derart verstärkt, daß die Turmspitze 1,60 m weit aus ihrer ursprünglichen Position gekippt war. Man befürchtete, daß der Turm umfallen und auf die benachbarten Häuser stürzen könnte. Die Bewohner dieser Häuser überlegten bereits Umsiedlungen.

ST. GEORGS KIRCHE IN

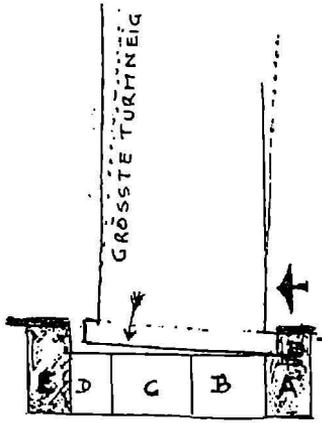
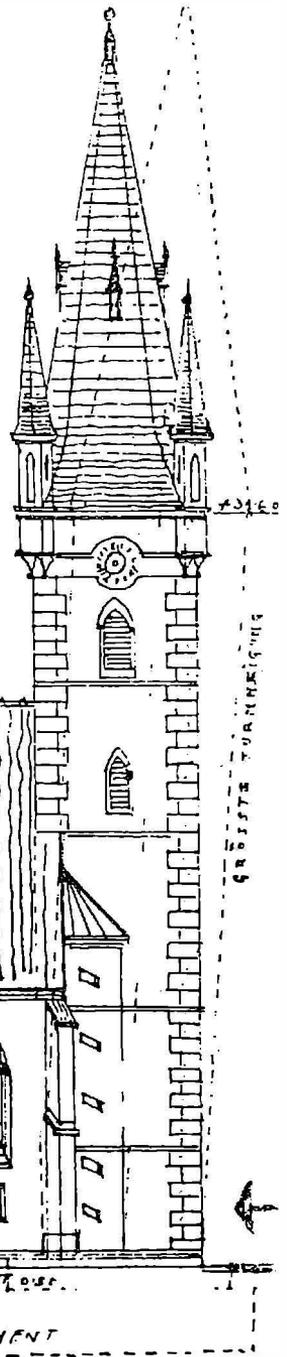
HORN

NORDANSICHT

H.



H.



Die Stadtgemeinde beschloß sofortige Maßnahmen, wobei ein Abtrag des Turmes oder eine Unterfangung zur Diskussion standen. Zur Planung einer Unterfangung wurde eine bodenmechanische Untersuchung von emer.Prof. Fröhlich durchgeführt. Er stellte fest, daß der 1592 - 94 erbaute Turm nur 0,5 m tiefe Fundamente hatte, die in einem tonigen Feinsand lagen. Nach der geologischen Karte ÖK 21 Horn, handelt es sich um sogenannten Tachert, ein Verwitterungsprodukt des im Untergrund anstehenden Bitteschen Gneises. Prof. Fröhlich schloß daraus, daß dieser tonige Boden infolge der Trockenheit der vorangegangenen sieben Jahre geschrumpft sei und dadurch die Setzungen verursacht habe. Als weitere mögliche Ursache wurde aber auch angeführt, daß der Turm im Jahre 1880 um 2,7 m aufgemauert und darauf das heute vorhandene, 23 m hohe, neugotische Dach anstelle des alten, wesentlich niedrigeren Keildaches aufgesetzt worden war.

Der Turm wurde im Jahre 1949 durch abschnittsweise Unterfangung mit Betonblöcken gesichert und mit Stahlkeilen allmählich wieder in eine nahezu lotrechte Lage gebracht.

Ein weiterer, kennzeichnender Schadensfall aus dem Bereich des Horner - Eggenburger Beckens ist die Volksschule in Reinprechtspölla. Dieses Schulhaus stammt in seinem Grundbestand aus dem Jahre 1893 und umfaßte damals einen zweigeschossigen Klassentrakt, an den westseitig ein Turm für das Stiegenhaus angebaut war. Dieser Turm hatte laut Angaben einen Keller, in den von außen einige Stufen hinunterführten. Der Keller war seit jeher etwa 1,5 m hoch mit Wasser gefüllt.

Im Jahre 1989 wurde nördlich des Altbaues ein Zubau mit Turnsaal und Nebenräumen errichtet und das alte Gebäude gründlich renoviert. Der Neubau ist mit dem Altbau durch einen Übergang verbunden.

Im Frühjahr 1991 zeigten sich erste Risse im Stiegenhaus und im Erdgeschoß des Altbaues. Gleichzeitig stellte man fest, daß das Wasser aus dem Keller unter dem Stiegenhaus verschwunden war. Bis zum Sommer 1994 erweiterten sich die Schäden dermaßen, daß schließlich Risse mit Öffnungsweiten von 2-3 cm vorhanden waren und der Stiegenhausturm vom Hauptgebäude wegkippte. Da die Sicherheit für die Benützer nicht mehr gegeben war, wurde eine Sperre des Stiegenhauses verfügt und in der Folge der ganze Turm abgetragen sowie ein neues Stiegenhaus an der gleichen Stelle auf einer Fundamentplatte errichtet.

Der Untergrund im Bereich der Schule besteht aus einem sandigen Tonmergel der tertiären Sedimentfüllung des Horn-Eggenburger Beckens. Dieser sogenannte Zellerndorfer Schlier weist sehr häufig hohe Anteile des stark quellfähigen Tonminerals Smektit (Montmorillonit) auf (Mitteilung Dr.R. Roetzel). Eine Untersuchung von Proben aus diesem Bereich steht noch aus.

Wiener Becken

Im Frühjahr 1990 zeigten sich an einem Einfamilienhaus im Ort Föllim nordwestlich von Poysdorf erste Risse, die sich ständig erweiterten. Im Winter 1993/94 waren durch die Bewegungen des Mauerwerkes sämtliche Türen und Fenster verzogen, bei einigen Rissen konnte man vom Wohnraum in den Keller schauen.

Das im Jahre 1977 errichtete Haus ist voll unterkellert und liegt in fast ebenem Gelände. Östlich des Hauses befinden sich weitläufige, sanft ansteigende Ackerflächen.

Die Mauerrisse verliefen überwiegend rechtwinkelig zueinander in den Ecken und Deckenhohlkehlen. Es handelte sich jedenfalls nicht um typische Setzungsrisse. An einigen Rissen nahm die Öffnungsweite von unten nach oben zu.

Der Untergrund im Ort Föllim wird von sogenanntem Badener Tegel des Jungtertiärs aufgebaut, der hier im nördlichen Wiener Becken auf der Poysbrunner Scholle im nordwestlichen Randbereich zur Waschbergzone liegt (siehe R. GRILL, Geologische Karte NE Weinviertel). Zur Erkundung der Untergrundsverhältnisse wurden rund um das beschädigte Haus mit der genuteten Sondiernadel vier Schlagsondierungen durchgeführt. In allen vier Sonden wurden ab ca. 2 m Tiefe graue, trockene, steifplastische Schlufftone angetroffen. Im tieferen Untergrund waren keine Sickerwasserhorizonte zu erwarten; die wenigen Hausbrunnen im Ort wiesen größere Tiefen auf. Rutschungen und andere Bodenbewegungen konnten daher ausgeschlossen werden.

Auf Befragen des Eigentümers wurde dann bekannt, daß es im Mai 1989 ein Unwetter gegeben habe, bei dem große Wassermengen von den Feldern oberhalb des Hauses zum Ort hin abflossen und den Keller überschwemmten. Nach dem zeitlichen Verlauf der Schäden lag es also nahe, sie mit diesem Ereignis in Zusammenhang zu bringen.

Eine mineralogische Analyse des blaugrauen Schlufftones (BFPZ-Arsenal), in dem das Haus fundiert ist, ergab folgende Zusammensetzung:

42 % Mixed Layer	7 % Chlorit
16 % Quarz	4 % Dolomit
15 % Calcit	3 % Plagioklas
10 % Illit	3 % Kaolinit

Der Anteil der Tonfraktion betrug 70 %. Der Enslin-Wert wurde mit 112 % bestimmt. Es lag also wiederum stark quellfähiges Material vor. Nach nochmaliger Analyse der Rißschäden mit Hilfe eines Bauphysikers stellte sich heraus, daß als Ursache für die Mauerrisse nur eine Hebung des mittleren Teiles des Hauses unter Zurückbleiben (= Abbrechen) der seitlichen Teile in Frage kam. Diese Hebung mußte durch den Wasserzutritt im Mai 1989 initiiert worden sein.

Um einen neuerlichen Wasserzutritt in den Keller zu verhindern, wurde an der Rückseite des Gartens ein bogenförmiger Erddamm aufgeschüttet. Sämtliche Türen und Fenster wurden erneuert und die Mauerrisse verschlossen.

Molassezone

An einem Einfamilienhaus in einer Siedlung westlich von Wieselburg sind im Sommer 1994 starke Rißschäden entstanden. Das Haus steht auf einem sehr flach nach Süden abfallenden Hang. Es wurde 1974/75 gebaut und ist zur Gänze unterkellert. Zuerst traten Absenkungen des Traufenpflasters rund um das Haus und die Eingangsstiege auf, dann zeigten sich vorwiegend waagrechte Risse im Kellernauerwerk. An der Südseite senkte sich ein

Stützpfeiler für den Balkon so weit ab, daß er die Verbindung mit der Balkonplatte verlor und zu kippen drohte. In der Wiese oberhalb und seitlich des Hauses fielen zahlreiche breite und tiefe Risse im Boden auf.

Mehrere um das Haus vorgenommene Sondierungen ergaben, daß der Untergrund bis in verschiedene Tiefen von 4-8 m aus braunem Lehm und Schluffton besteht. Darunter folgen graue, sandige Tonmergel des sogenannten Schlier. Ein im Garten nördlich des Hauses angelegter Schurf zeigte bis 3,5 m Tiefe ebenfalls Lehm und Schlufftone, in die bei 2,8 m eine 0,15 m starke Lage von grobem Sand eingelagert war. Es wurden jedoch weder Wasser noch der anstehende Schlier erreicht. Bemerkenswert war, daß die offenen Bodenrisse im Schurf bis 2,5 m Tiefe sichtbar waren.

Eine Untersuchung von Bodenproben aus dem Schurf (BFPZ-Arsenal) ergab schluffigen Ton bis tonigen Schluff mit sehr geringem Sandanteil und Tonanteilen zwischen 30 % und 50 %. Folgender Mineralbestand wurde festgestellt

60 % Smektit und Mixed Layer

20 % Quarz

8 % Illit

6 % Chlorit

6 % Plagioklas

Daraus konnte wiederum auf eine Volumsverminderung des Bodens durch starke Austrocknung geschlossen werden. Da keine akute Gefahr für das Haus bestand, wurde vereinbart, die Schadensentwicklung noch weiter zu beobachten. Bei einer Besichtigung des Hauses im Mai 1995 teilte die Eigentümerin mit, daß sich die Risse im Kellermauerwerk im Frühjahr fast zur Gänze geschlossen hatten und daraufhin verputzt und übermalt worden

waren (Offensichtlich ist die Volumsverminderung des Bodens durch Wasserzufuhr in den Wintermonaten teilweise wieder ausgeglichen worden.

Ein weiteres Beispiel aus der Molassezone betrifft ein Haus in Oed, einem Ort an der Bundesstraße I westlich von Amstetten. Dieses Haus steht in einer Siedlung in praktisch ebenem Gelände zwischen Bundesstraße und Westautobahn und wurde 1946 - 48 errichtet. Es ist zum Großteil unterkellert, lediglich die Südost-Ecke, in der sich die Küche befindet, ist nicht unterkellert. In dieser Küche sind erstmals im Sommer 1983 typische Setzungsrisse in den Außenmauern aufgetreten. Da sich die Risse nicht wesentlich erweiterten, wurden sie verschlossen und die Innenwände mit einer Holztäfelung verkleidet. Im Jahre 1989 wurden im ganzen Haus neue Holzkastfenster eingebaut. Im Sommer 1993 begannen die zwei Fenster in der Küche, und zwar süd- und ostseitig, zu klemmen. Gleichzeitig zeigten sich Risse im gefliesten Küchenboden und nach teilweiser Entfernung der Holztäfelung neue Risse im Mauerwerk. Bis zum Winter 1994/95 verschlechterten sich die Schäden soweit, daß die eingebauten Küchenmöbel von den Wänden wegkippten und der Fußboden ein deutliches Gefälle nach außen annahm. Man entschloß sich deshalb, den beschädigten Gebäudeteil abzutragen und neu zu errichten.

Das Haus steht auf einer ältestpleistozänen bis oberpliozänen Hochterrasse, die aus mächtigen Deckenlehmen mit geringem Kiesanteil aufgebaut ist. Diese Terrasse wird als Oeder Hochflur bezeichnet. Die Mächtigkeit der Lehmdecke ist nicht bekannt. Der Baugrubenaushub für den Neubau des Küchentraktes bot Einblick in einen hellbraunen bis graublauen, steifplastischen Schluffton

Die Untersuchung der daraus entnommenen Proben steht noch aus. Trotzdem ist anzunehmen, daß auch hier die Hauptursache für die Schäden nicht in einer mangelhaften Fundierung, sondern in einer tiefgreifenden Austrocknung und Schrumpfung des Bodens zu suchen ist.

Folgende meteorologische Fakten untermauern diese Annahme (Quelle Monatsübersicht der Witterung in Österreich, Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik):

1983: erste Rißschäden; Jahr mit überdurchschnittlich hohen Temperaturen; im Alpenvorland weniger als 70 % des durchschnittlichen Jahresniederschlags; in St.Pölten trockenstes Jahr seit 1901!

1993: Höhere Temperaturen als in den Vorjahren, 10-20 % weniger Niederschläge

1994: Fortsetzung dieser Tendenz, außergewöhnlich hohe Jahresmitteltemperaturen; in Wien wärmstes Jahr seit 1775! Niederschläge erreichen nur 70 % des Normalwertes

Diese Daten gelten natürlich auch für die anderen geschilderten Schadensfälle.

Die abschließende Tabelle soll einen vergleichenden Überblick über die mineralogische Zusammensetzung der bisher untersuchten Proben (Kleinmeisdorf, Poysdorf und Wieselburg) geben.

Masse %	Kl.meisel- dorf	Poysdorf	Wiesel- burg
Tonfraktion gesamt		70	30-50
Illit	4	10	8
Kaolinit	63	3	
Montmorillonit	20		
Mixed Layer		42	
Smektit			60
Chlorit		7	6
Quarz	5	16	20
Plagioklas	-	3	6
Calcit	8	15	-
Dolomit	-	4	-
Enslin-Wert	117	112	

Autor: Dr. Peter Gottschling
 Landesbaudirektion, NÖ Landesregierung
 1040 Wien, Operngasse 21

Untersuchungen über die Beständigkeit von Schmalwandmaterialien unter dem Einfluß von kontaminierten Wässern

**am Beispiel der Deponieumschließung am Rautenweg und
der Altlastumschließung Lackenjöchelgasse in Wien**

B. KNAAK, F. OTTNER, B. SCHWAIGHOFER

Einleitung

Die Sanierung und die Sicherung von Altlasten zählen zu den wichtigsten Aufgaben, die im Sinne der Erhaltung einer intakten Umwelt anstehen. Bei der Altlastensicherung werden Konzepte verfolgt, die darauf abzielen, Emissionen, welche eine Gefahr für Mensch und Umwelt darstellen, zu unterbinden.

Eine derzeit sehr häufig angewandte Sicherungsmaßnahme ist die Einkapselung von Altlasten. Den wesentlichsten Teil stellt dabei die vertikale Umschließung durch die Errichtung von Dichtwänden im Untergrund dar, die den Schadstoffaustritt durch Bodenluft und Grundwasser verhindern sollen. Die Herstellung einer solchen Umschließung in Form von Schlitzwänden oder Schmalwänden ist Stand der Technik und wurde in den vergangenen Jahren bereits vielfach ausgeführt.

In diesem Zusammenhang stellt sich selbstverständlich die Frage nach der Lebensdauer derartiger Sicherungsmaßnahmen, die im Zuge eines Forschungsprojekts im Auftrag des Bundesministeriums für Umwelt, Jugend und Familie und der Magistratsabteilung 45 der Stadt Wien näher untersucht wurde. Dabei konnten erstmals Versuchsproben direkt aus den bestehenden Bauwerken entnommen werden. Es wurde dadurch die Möglichkeit geschaffen, die Auswirkungen von kontaminierten Wässern auf Dichtwandmaterialien unter in-situ-Verhältnissen zu untersuchen. Für die Laboranalysen standen Versuchsproben aus den Schmalwandumschließungen der Deponie **Rautenweg** sowie der Altlast **Lackenjöchel** zur Verfügung.

Untersuchungsmaterial und Probengewinnung

Die Deponie Rautenweg entstand in den 60er Jahren, als damit begonnen wurde, auf einer Fläche von ca. 60 ha Hausmüll, Bauschutt, Schlacken und Aschen aus Müll- und Sonderabfallverbrennungsanlagen in ehemaligen Sand- und Kiesgruben abzulagern. Der Deponiekörper tauchte in das stark schwankende Grundwasser ein.

Die Sicherung der Deponie erfolgte 1986, unter der erstmaligen Anwendung des "Wiener Dichtwandkammersystems". Die Altlast wurde dabei doppelt, nämlich durch zwei parallel verlaufende Dichtwände umschlossen, deren gegenseitiger Abstand 4 bis 8 m beträgt. In Längsabständen von 50 m bis 70 m wurde der zwischen den beiden Dichtwänden liegende Raum mittels Querschotten in einzelne Kammern unterteilt. Bei der Bauausführung kamen - in Abhängigkeit von der Tiefenlage des Grundwasserstauers - zwei

Herstellungsverfahren zum Einsatz: Der überwiegende Teil der Dichtwände konnte im Schmalwandverfahren hergestellt werden, da diese bereits ab einer Tiefe von durchschnittlich 13 bis 16 m unter GOK in grundwasserstauende Schichten einbinden. Im südwestlichen Bereich der Deponie, wo ausreichend dichte Schichten erst in größerer Tiefe (z.T. erst ab 35 m unter GOK) anstehen, wurde die Dichtwand als Schlitzwand (im Einphasenverfahren) ausgeführt (RADL, F., KIEFL, M., 1987).

Für die Probenahme - die im Jänner 1994 erfolgte - wurde entlang der Dichtwand ein mittels Stahlspundwand verbauter Schacht ausgehoben und aus dem Bereich oberhalb, wie auch unterhalb des Grundwasserspiegels wurden Proben mittels Kernbohrgerät aus der Schmalwand entnommen. Die Proben oberhalb des Grundwasserspiegels stammen aus einer Tiefe von 4,0 m bis 8,0 m unter GOK. Um Proben auch aus dem Grundwasserbereich der Deponie gewinnen zu können, mußte der Schacht bis in eine Tiefe von 9,5 m unter GOK ausgehoben werden. Das Grundwasser wurde im Schacht entsprechend tief abgesenkt und anschließend die gewünschten Proben aus dem Tiefenbereich von 8,5 bis 9,0 m unter GOK aus der Schmalwand gebohrt.

Nach der Probenahme wurden die Entnahmestellen mit "Compactonit" verschlossen.

Die aus der Schmalwand gebohrten Proben zeigten eine starke Durchmischung des Dichtwandmaterials mit dem umgebenden sandigen Kies, wodurch die Bohrarbeiten bzw. die Gewinnung von geeigneten Versuchsproben deutlich erschwert waren.

Die Mülldeponie in der Lackenjöchelgasse wurde von 1968 bis 1973 betrieben. Hausmüll, Bauschutt und Sperrmüll mit einem Gesamtvolumen von ca. 200.000 m³ wurden in Form einer Grubenschüttung abgelagert. Die

Deponie hat eine Längserstreckung von rd. 600 m und eine Breite von 40 bis 70 m. Die Fläche der Altlast beträgt 1,5 ha. Technische Einrichtungen zur Verhinderung eines Schadstoffaustrages aus dem Deponiebereich waren nicht vorhanden.

Die Sicherung wurde als Großkammersystem durchgeführt. Die Deponie wurde dabei mittels einer einfachen äußeren Schmalwand umschlossen und danach durch Querschotts in 8 Großkammern (Seitenlänge 70-80 m) unterteilt. Die Herstellung der Dichtwand wurde am 20. September 1990 begonnen und am 27. März 1991 abgeschlossen (PROHASKA, W., 1991).

Die Probenahme erfolgte im November 1993; als untersuchte Stelle wurde ein Querschott gewählt. Nach Herstellung des - ebenfalls mittels Stahlspundwänden gesicherten - Probeschachtes wurden die Bohrkerne sowohl aus dem Bereich oberhalb, wie auch unterhalb des Grundwassers gewonnen.

Für die Probenahme sehr günstig erwies sich die gute Festigkeit und Homogenität des Schmalwandmaterials. Steg- und Flanschbereich des Weges der Rüttelbohle konnten sehr deutlich erkannt werden. Bei der Herstellung war die Dichtungsmasse gut in den umgebenden sandigen Kies eingedrungen, was sich besonders anhand der Dicke der Wand im Stegbereich zeigt.

Ergebnisse

Die in den Schürfen aufgeschlossenen Wandabschnitte zeigten ein z.T. sehr unterschiedliches Bild:

Bei der Schmalwand Rautenweg fällt besonders die nur schwach ausgebildete - ansonsten für Schmalwände typische - Oberflächenstruktur auf: Die Steg- und Flanschbereiche sind schwer zu unterscheiden. Dies ist zunächst auf die kurzen Übergriffängen (jeweils "halber Steg") zurückzuführen (ARZ, P.,1987). Die Dicke der aufgeschlossenen Wand ist unregelmäßig und beträgt teilweise sogar weniger als 10 cm.

Die Wand zeichnet sich als fester Körper deutlich gegen das in ihrer Umgebung anstehende Material ab. Der Querschnitt ist mit dem sandigen Kies des Quartärs durchmischt, im Kern schwächer als in den Randbereichen. Besondere Inhomogenitäten, die auf Entmischungserscheinungen schließen lassen, konnten nicht festgestellt werden. Ebenso zeigen sich keinerlei Fehlstellen (weder durch Herstellungsfehler, noch durch Erosion oder Grundbrüche).

Auf der Oberfläche der Schmalwand Lackenjöchel sind Steg- und Flanschbereiche sehr gut zu unterscheiden. Die Dicke der aufgeschlossenen Wand beträgt 15 - 30 cm, was auf eine gute Eindringung des Dichtwandmaterials in den anstehenden sandigen Kies hinweist.

Auch hier zeichnet sich die Wand als fester Körper deutlich gegen das in ihrer Umgebung anstehende Material ab, der Querschnitt ist ebenfalls mit dem sandigen Kies des Quartärs durchmischt und etwaige Inhomogenitäten, die auf Entmischungserscheinungen hinweisen, sind - wie auch andere Fehlstellen - nicht ersichtlich.

Entfestigungen oder Aufweichungen des Schmalwandmaterials können weder bei der Umschließung am Rautenweg, noch am Lackenjöchel festgestellt werden, Verfärbungen oder andere Hinweise auf eine Beeinflussung durch Grundwasserkontakt fehlen.

An den entnommenen Materialproben wurden die in Tabelle 1 zusammengestellten Parameter bestimmt. Infolge der Durchmischung mit dem sandigen Kies aus dem umgebenden Quartär liegen die Dichte-, Porenanteil- und Wassergehaltswerte des Schmalwandmaterials in einem relativ großen Streubereich.

Tab.1.: Zusammenfassung der an den Bohrproben aus den Schmalwänden am Rautenweg und Lackenjöchelgasse ermittelten physikalischen Parameter

Parameter	Einheit	Schmalwand Rautenweg 1)	Schmalwand Lackenjöchel 2)
Trockendichte ρ_d	g/cm ³	1,26 - 1,65	1,41 - 1,54
Feststoffdichte ρ_s	g/cm ³	2,65 - 2,70	2,67 - 2,69
Porenanteil n	Vol.-%	39,7 - 50,1	42,4 - 47,4
Wassergehalt w	Gew.-%	23,8 - 40,7	27,5 - 33,6
Durchlässigkeitsbeiwert k	m/s	$1,2 \cdot 10^{-11}$ - $2,7 \cdot 10^{-10}$	$2,8 \cdot 10^{-12}$ - $8,8 \cdot 10^{-11}$
Einaxiale Druckfestigkeit q_u	kN/m ²	2260 - 2560	2740 - 3510
Grobkornanteil	Gew.-%	40 - 60	30 - 35

1) Probenalter: 7 Jahre 2) Probenalter: 3 Jahre

Wie die Zusammenstellung in Tabelle 1 zeigt, liegen die bei den beprobten Schmalwänden ermittelten physikalischen Parameter etwa in der gleichen Größenordnung. Durch die etwas geringere Durchmischung mit dem sandigen Kies aus der Umgebung liegen die Dichte-, Porenanteil- und Wassergehaltswerte beim Material der Schmalwand Lackenjöchel in einem engeren Streubereich als dies am Rautenweg festgestellt wurde. Auch die Durchlässigkeit des Materials aus der Umschließung Lackenjöchel ist durch den geringeren Grobkomanteil deutlich kleiner. Bei den Einaxialen Druckversuchen wurden höhere Werte festgestellt als mit dem Material vom Rautenweg, der Höchstwert von $q_u = 3.510 \text{ kN/m}^2$ wurde an einer Probe aus dem Grundwasserbereich bestimmt.

Die Auswirkung der unterschiedlichen Durchmischung der Dichtwandmaterialien mit den im umgebenden Untergrund anstehenden sandigen Kiesen zeigt sich auch im Vergleich der mineralogischen Zusammensetzungen der untersuchten Materialproben (siehe Tabelle 2).

Tab.2.: Vergleich der mineralogischen Zusammensetzungen [Gew.-%]

	Schmalwand Rautenweg	Schmalwand Lackenjöchel
Quarz	12 - 23	9 - 13
Dolomit	25 - 34	31 - 35
Kalzit	22 - 27	29 - 33
Schichtsilikate, Feldspäte, Zementminerale	15 - 40	19 - 31

Unter den Schichtsilikaten konnte Smektit mit einem Anteil bis zu 5 % festgestellt werden.

Eine Analyse der Schmalwandmaterialien hinsichtlich einer Kontamination durch Schwermetalladsorption ergab - sowohl im Wandinneren, wie auch im Bereich der Wandoberfläche - nur sehr geringe Werte.

Um die Möglichkeiten der Veränderungen in den Dichtwandmaterialien durch verschiedene kontaminierte Wässer zu untersuchen, wurden an ungestörten Proben Lagerungsversuche, Perkulationsversuche und Batch-Versuche durchgeführt. Dabei wird der Zeitfaktor in jeweils unterschiedlicher Weise beeinflusst: Bei den Lagerungsversuchen werden kleinere Probenstücke über einen längeren Zeitraum hinweg in verschiedene Prüflüssigkeiten eingelagert. Diese Versuche dienen vor allem zur Untersuchung des oberflächlichen Angriffs durch die Lagerungsflüssigkeit. Im Zuge von Perkulationsversuchen kann durch die Wahl entsprechender hydraulischer Gradienten und der damit beschleunigten Konvektion im Porenraum der Probe ein starker Zeitraffereffekt erzielt werden. Bei den Batch-Versuchen wird das Material der untersuchten Proben am intensivsten mit der Prüflüssigkeit in Kontakt gebracht und dadurch die stärkstmögliche Wechselwirkung erzielt.

Als Prüflüssigkeiten wurden für alle drei Versuchsarten jeweils das kontaminierte Grundwasser aus den untersuchten Deponiestandorten, zwei synthetische Sickerwässer und zu Vergleichszwecken Wiener Leitungswasser verwendet. Die synthetischen Sickerwässer wurden nach der Rezeptur laut GDA (1990) hergestellt („SIWA 1“), bzw. einem betonangreifenden Originalsickerwasser (nach HERMANN, R., 1993) nachempfunden („SIWA 2“).

Im Zuge der durchgeführten Lagerungsversuche wurden die untersuchten Proben für Zeiträume von bis zu einem Jahr den genannten Prüfflüssigkeiten ausgesetzt. Innerhalb dieses Beobachtungszeitraumes zeigten sich keine Veränderungen der Dichtwandmaterialien.

Auch bei der Durchführung der Perkolationsversuche konnten innerhalb des Beobachtungszeitraumes von bis zu einem Jahr keine Veränderungen der Probenmaterialien durch die verwendeten Prüfflüssigkeiten ermittelt werden.

Die festgestellten Durchlässigkeitsbeiwerte wurden unter Anwendung eines hydraulischen Gefälles von $i = 30 - 200$ ermittelt. Festzuhalten ist, daß sich der k -Wert bei allen Versuchen unabhängig vom Gradienten nach wenigen Wochen um einen bestimmten Wert einpendelt und danach annähernd linear verläuft. Die bei diesen Versuchen beobachteten Werte liegen insgesamt bei $k = 1,2 \cdot 10^{-11} - 5,0 \cdot 10^{-10}$ m/s. Trotz der sehr hohen Gradienten kam es in keinem Fall zu einem hydraulischen Versagen des Probenmaterials (n. HEITFELD, M., 1989 mit $k > 1,0 \cdot 10^{-6}$ m/s definiert).

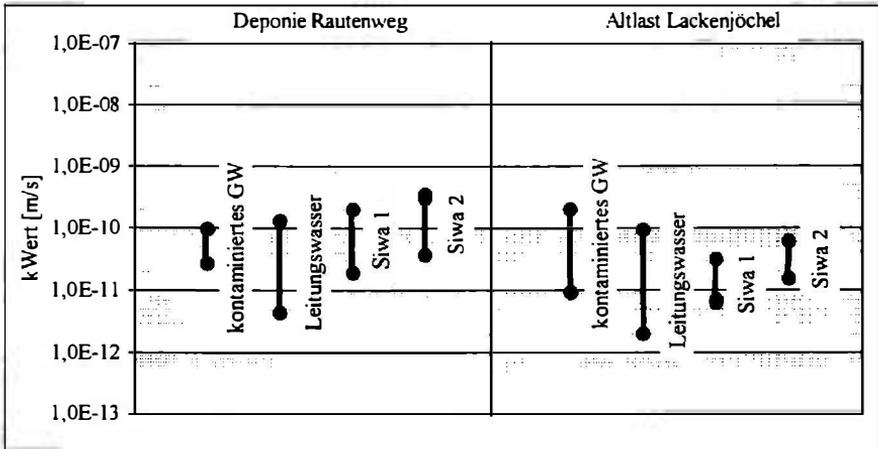


Abb. 1.: Zusammenstellung der Durchlässigkeitsbeiwerte der Umschließungen Rautenweg und Lackenjöchel mit verschiedenen Prüfflüssigkeiten.

Anschließend an die Perkolationsversuche wurden die Proben zerteilt und auf Veränderungen gegenüber dem Ausgangsmaterial untersucht. Dabei konnten keine signifikanten Unterschiede gegenüber den Materialien vor der Perkolationsversuche festgestellt werden.

Bei den Batch-Versuchen zeigte sich besonders bei den mit dem nach GDA (1990) hergestellten synthetischen Sickerwasser getesteten Proben eine Lösung der Karbonate. Durch die übrigen Prüfflüssigkeiten wurden keine mineralogischen Veränderungen der Dichtwandmaterialien bewirkt.

Zusammenfassung

Die vorliegenden Untersuchungsergebnisse lassen darauf schließen, daß die untersuchten Dichtwände der Deponieumschließung am Rautenweg und der Altlast Lackenjöchelgasse gegenüber den anstehenden kontaminierten Grundwässern mineralogisch-chemisch beständig sind. Bei den - in die Zeit extrapolierten - Analysen zeigten sich keine relevanten, die Dichtigkeits-eigenschaften beeinflussenden Auswirkungen der angewandten Prüfliquiditäten. Es ist davon auszugehen, daß die untersuchten Bauwerke seit ihrer Herstellung in Hinblick auf die an sie gestellten Anforderungen - durch einen eventuellen Einfluß der in situ anstehenden Grundwässer - keinen Schaden genommen haben.

Literatur:

ARZ, P.: Erfahrungen mit der Herstellung von Schmalwänden. - Dichtwände und Dichtsohlen, Fachseminar 02.-03.Juni 1987; Mitteilungen des Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 23, 1987;

GDA; Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten". - [Hrsg.]: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau; Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1990;

HEITFELD, M.: Geotechnische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Dichtwandmassen bei hohen Beanspruchungen. - Mitteilungen zur Ingenieurgeologie und Hydrogeologie der RWTH Aachen 1989;

HERMANN, R.: Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barrierensystemen im Zweiphasen-Schlitzwandverfahren. - Institut für Geotechnik der ETH Zürich, Band 204, 1993;

KNAAK, B.: Untersuchungen über die Beständigkeit von Schmalwandmaterialien unter dem Einfluß von kontaminierten Wässern am Beispiel der Deponieumschließung am Rautenweg und der Altlastumschließung Lackenjöchelgasse in Wien. - Diss. Univ. für Bodenkultur, Wien 1995;

PROHASKA, W.: Altlast 22.82 (22.8.2) "Lackenjöchel". - Die Sanierung von Altlasten in Wien; Band 2; [Hrsg.]: Magistratsabteilung 45 - Wasserbau; Wien, 1991;

RADL, F., KIEFL M.: Umschließung einer Großdeponie in Theorie und Praxis. - Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsbau, TU Wien, Heft 4, Wien 1987;

Autoren:

Dipl.Ing.Dr. Beata Knaak
Univ.Ass.Mag.Dr. Franz Ottner
Univ.Prof.Dr. Bernd Schwaighofer
Institut für Angewandte Geologie
Univ.f.Bodenkultur Wien
1190 Wien, Peter Jordan-Str. 70

Wechselwirkungen von leicht flüchtigen chlorierten Kohlenwasserstoffen und chlorierten Phenolen mit natürlichen und organophilen Tonen

H. FRÖSCHL, B. SCHWAIGHOFER, F. OTTNER & F. WURST

Zusammenfassung

Im Rahmen eines Forschungsprojektes wurden die Wechselwirkungen zwischen ausgewählten chlorierten Kohlenwasserstoffen und tonigen Sedimenten untersucht. Als Testsubstanzen wurden leicht flüchtige chlorierte Kohlenwasserstoffe (Trichlorethen, Tetrachlorethen, 1,1,1-Trichlorethan, Trichlormethan, Tetrachlormethan), chlorierte Phenole (4-Mono-, 2,4-Di-, 2,6-Di-, 2,4,5-Tri- und Pentachlorphenol) und das Herbizid 2,4-Dichlorphenoxyessigsäure eingesetzt.

Bei den untersuchten natürlichen Tonen aus dem Wiener Becken (Tonlagerstätte Hennersdorf) und aus der Molassezone (Tonlagerstätte Freydegg) konnten signifikante Unterschiede hinsichtlich ihrer Eignung als mineralische Dichtschichten aufgezeigt werden. Während die Tone aus Freydegg praktisch kein Rückhaltevermögen gegenüber den chlorierten Kohlenwasserstoffen aufweisen, zeigen die Tone aus Hennersdorf ein zum Teil hohes Schadstoffretardationsvermögen gegenüber Chlorphenolen. Die Tone aus Hennersdorf sind auch aufgrund ihrer deutlich geringeren Durchlässigkeit den Tonen aus Freydegg überlegen.

Zu Vergleichszwecken wurden zwei industriell verarbeitete Bentonite

(Montigel, Tixosorb) herangezogen. Zusätzlich wurden mit 5 quartären Alkylammoniumsalzen Organophilierungsversuche durchgeführt. Diese modifizierten Tone wiesen die höchsten Sorptionskennwerte gegenüber allen Testsubstanzen auf. Dies ist durch die Veränderung der bei natürlichen Tonen hydrophilen auf eine (teilweise) hydrophobe Oberfläche zu begründen, die potentielle Sorptionsplätze für verschiedene organische Umweltchemikalien schafft.

Einleitung

Im Rahmen der modernen Deponiebautechnik müssen hohe Anforderungen an die Dichtungselemente gestellt werden. Mineralische Dichtschichten, im wesentlichen Tone, sollen meist in Kombination mit Kunststoffen (PE-HD) die Ausbreitung von Schadstoffen verhindern.

Sickerwässer aus Abfallablagerungen sind üblicherweise vielfältig zusammengesetzte Multikomponentengemische, wobei die Wechselwirkungen mit den Barriereelementen, eventuell auftretende Veränderungen im Laufe der Zeit, genau zu studieren sind. Wie umfangreiche Studien aus den USA und Deutschland zeigen, gelten chlorierte Kohlenwasserstoffe als die am häufigsten nachgewiesene Schadstoffgruppe im Abstrombereich von Abfallablagerungen (ARNETH et al., 1989; KERNDORFF et al., 1990).

In Erweiterung zu bereits durchgeführten Untersuchungen mit anorganischen Testsubstanzen (OTTNER, 1991; KNAAK, 1992) wurden die Wechselwirkungen zwischen ausgewählten chlorierten Kohlenwasserstoffen (leichtflüchtige chlorierte Kohlenwasserstoffe und chlorierte Phenole) und tonigen Sedimenten untersucht. Eine ausführliche Zusammenstellung findet sich in FRÖSCHL (1995)

Material und Methoden

Als Untersuchungsmaterialien wurden die Deckenlehme der Tonlagerstätte Freydegg (SE von Amstetten, Molassezone) und Tone aus der Lagerstätte Hennersdorf (S von Wien, Wiener Becken) herangezogen. Zusätzlich wurden die industriell verarbeiteten Bentonite Montigel und Tixosorb der Firma Süd-Chemie, München, verwendet. Montigel ist ein industriell aufbereiteter Ca-Bentonit, dessen Rohton aus den niederbayerischen Bentonitlagerstätten stammt. Bei Tixosorb handelt es sich um einen teilorganophilisierten Ton bei dem 50 % der austauschbaren anorganischen Kationen gegen organische Alkylammoniumkationen ersetzt wurden. Verschiedene weitere organophile Tone wurden mit Montigel als Ausgangsmaterial hergestellt.

Für die Sorptionsversuche (Schüttel- und Perkolationsversuche) wurden die folgenden Verbindungen in Form von wässrigen Lösungen eingesetzt:

Trichlormethan	4-Monochlorphenol
Trichlorethen	2,4-Dichlorphenol
1,1,1-Trichlorethan	2,6-Dichlorphenol
Tetrachlorethen	2,4,5-Trichlorphenol
Tetrachlornethan	Pentachlorphenol
	2,4-Dichlorphenoxyessigsäure.

Die Bestimmung der leicht flüchtigen chlorierten Kohlenwasserstoffe (LCKW) erfolgte mit einem Gaschromatograph und Detektion über einen Elektroneneinfangdetektor auf Grundlage der Headspace-Technik. Die chlorierten Phenole wurden mit einer Hochleistungs-Flüssigkeitschromatographie mittels UV-VIS-Diodenarraydetektor analysiert.

Ergebnisse und Diskussion

Die untersuchten natürlichen Tone weisen aufgrund ihres hohen Feinkornanteils geringe Durchlässigkeitsbeiwerte auf (Freydegg: 2×10^{-9} m/s; Hennersdorf: 9×10^{-11} m/s). Während die Tone aus Freydegg karbonatfrei sind, enthalten die Tone aus Hennersdorf die Karbonatminerale Calcit und Dolomit. Tonmineralogisch sind bei den Tönen aus Freydegg die Minerale Illit und Kaolinit, bei den Tönen aus Hennersdorf Minerale der Smektitgruppe vorherrschend. Dieser unterschiedliche Mineralbestand wirkt sich in einem höheren pH-Wert, einer höheren Kationenaustauschkapazität und spezifischen Oberfläche der Tone von Hennersdorf aus.

Bei den Sorptionsversuchen konnten unterschiedlich starke Wechselwirkungen der Tone beim Kontakt mit den schadstoffbelasteten Lösungen gefunden werden. Während die Tone aus Fredegg kein meßbares Schadstoffrückhaltevermögen besitzen, weisen die Tone aus Hennersdorf ein teilweise hohes Sorptionspotential auf (Abb. 1). Dabei ist die chemische und mineralogische Zusammensetzung der Tone, im wesentlichen der Anteil an organischem Kohlenstoff, für die Retardation der Verbindungen entscheidend. Neben der Quantität beeinflusst die Art des organischen Materials (Struktur, Verwitterungsgrad) im Ton die Sorptionsintensität (GRATHWOHL, 1990). Generell werden die chlorierten Phenole wesentlich besser am Ton sorbiert als die LCKW. Unter letzteren wies Tetrachlorethen die höchste Sorption auf. Als Bindungsmechanismus für LCKW kommen in erster Linie hydrophobe Wechselwirkungen in Frage, die im wesentlichen pH-unabhängig sind. Bei chlorierten Phenolen, als ionisierbare Verbindungen, ist jedoch die Dissoziationskonstante der jeweiligen Verbindung und somit auch der pH-Wert der Lösung entscheidend, ob die Verbindung überwiegend als Chlorphenol oder als Chlorphenolat (Anion!) vorliegt.

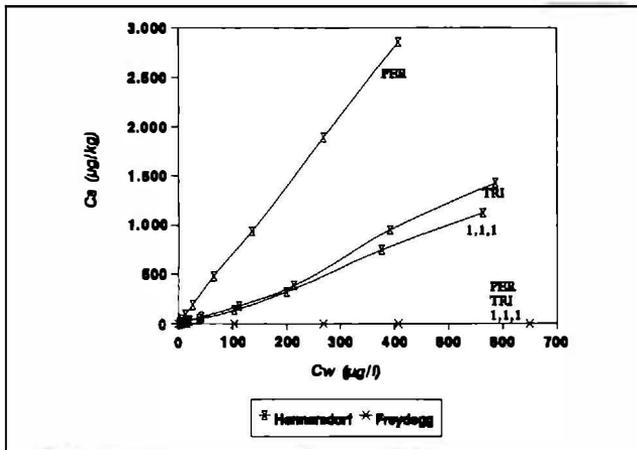


Abb. 1: Sorption von Perchloroethen, Trichloroethen und 1,1,1-Trichloroethan an den Tonproben von Hennersdorf und Freydegg

Mittels gezielt durchgeführter Laborversuche war es möglich, die Sorptionskapazität eines smektitreichen Tons gegenüber chlorierten Phenolen deutlich zu steigern. In diesem Zusammenhang war es erforderlich, die Oberflächeneigenschaften der Minerale von einer im natürlichen Zustand hydrophilen in eine (teilweise) hydrophobe Oberfläche zu verändern. Dies kann durch eine Ionenaustauschreaktion ermöglicht werden, wobei anstelle der an den Austauschplätzen vorliegenden Metallkationen langkettige quartäre Alkylammoniumionen eingebaut werden. Darüber hinaus bewirken insbesondere die langkettigen Ionen, wie z. B. Hexadecyltrimethylammonium, eine signifikante Aufweitung des Schichtabstandes. Diese organophilen Tone weisen gegenüber chlorierten Kohlenwasserstoffen hervorragende Sorptionseigenschaften auf. In Abbildung 2 sind die Sorptionsisothermen von 4-Monochlorphenol für verschiedene organophile Tone und für das unveränderte Ausgangsmaterial (Ca-Smektit), an dem keine Sorption meßbar war, dargestellt.

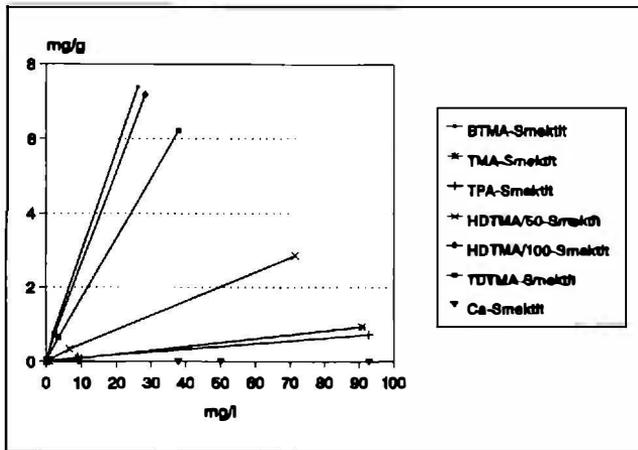


Abb. 2: Sorptionsisothermen von 4-Monochlorphenol an organophilen Tonen und am Ausgangsmaterial (Ca-Smektit)

Bedingt durch die Hydrophobierung der Oberflächen muß jedoch eine Verringerung der Sorptionsleistung gegenüber Schwermetallionen festgestellt werden. Einem Einsatz von organophilen Tonen in der Praxis, z. B. als Zuschlagstoff zu mineralischen Dichtschichtmaterialien, müssen jedoch weitere Untersuchungen hinsichtlich Langzeitstabilität (z. B. Resistenz gegenüber mikrobiologischen Abbauprozessen) vorangehen.

Danksagung

Die durchgeführten Untersuchungen wurden aus Mitteln des Fonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung (Projekt P8793-GEO) und aus Mitteln des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft finanziell unterstützt. Fr. Dipl.-Ing. M. Jaros (BOKU Wien), Hr. P. Kuna (FTU), Hr. Dipl.-Ing. Dr. M. Pfeffer (BOKU Wien) und Hr. Mag. Dr. P. Spindler (BFPZ Arsenal) wird für die Hilfestellung bei der chemischen Analytik gedankt.

Literatur

ARNETH, J.-D., MILDE, G., KERNDORFF, H. & SCHLEYER, R. (1989): Waste deposit influences on groundwater quality as a tool for

waste type and site selection for final storage quality. In: BACCINI, P. [Hrsg.]: The landfill. Lecture Notes in Earth Sciences 20, Springer, Berlin, Heidelberg, New York, London, Tokyo, 399-415.

FRÖSCHL, H. (1995): Wechselwirkungen von leicht flüchtigen chlorierten Kohlenwasserstoffen und chlorierten Phenolen mit natürlichen und organophilen Tonen. Dissertation, Universität für Bodenkultur Wien, 145 S.

GRATHWOHL, P. (1990): Influence of organic matter from soils and sediments from various origins on the sorption of some chlorinated aliphatic hydrocarbons: implications on K_{oc} correlations. Environ. Sci. Technol. 24, 1687-1693.

KERNDORFF, H., SCHLEYER, R., ARNETH, J.-D. & STRUPPE, T. (1990): Vorkommen und Bedeutung halogenorganischer Verbindungen als Grundwasserkontaminanten aus Abfallablagerungen. In: HAGENDORF, U. & LESCHBER, R. [Hrsg.]: Halogenkohlenwasserstoffe in Wasser und Boden. Schriftenreihe des Vereins für Wasser-, Boden- und Lufthygiene 82, Gustav Fischer, Stuttgart, New York, 185-202.

KNAAK, B. (1992): Tone als Barrieregesteine bei Mülldeponien, mineralogische und geochemische Untersuchungen an Tonen aus Mannersdorf, Göllersdorf und Hengersdorf. Diplomarbeit, Universität für Bodenkultur Wien, 112 S.

OTTNER, F. (1991): Mineralogische und geochemische Untersuchungen an tonigen Barrieregesteinen von Deponieanlagen. Dissertation, Universität für Bodenkultur Wien, 188 S.

Autoren: H. Fröschl
BFPZ ARSENAL, GTI, Analytische Geochemie, Faraday-
gasse 3, A-1031 Wien

B. Schwaighofer & F. Ottner
Universität für Bodenkultur, Institut für Angewandte Geologie
Peter Jordan Straße 70, A-1190 Wien

F. Wurst
Technische Universität Wien, Institut für Angewandte Botanik,
Technische Mikroskopie und Organische Rohstofflehre
Getreidemarkt 9, A-1060 Wien

