Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München

> Schriftenreihe Heft 20

# Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen

von

Klaus Hönisch

München, 1994

Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik

Herstellung: Hieronymus Buchreproduktions GmbH, München

Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München

## Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen

Klaus Hönisch

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

**Doktor-Ingenieurs** 

genehmigten Dissertation

Vorsitzender :

Univ.-Prof. Dr.-Ing. H.-J. Bösch

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss

2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. W. John, Ruhr Universität Bochum

Die Dissertation wurde am 24.11.1992 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 16.02.1993 angenommen.



## Vorwort:

Die vorliegende Arbeit ist im Rahmen eines von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Forschungsvorhabens und dabei zeitweise während der Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München entstanden.

Herrn Professor Dr.-Ing. Rudolf Floss danke ich für die großzügige Betreuung dieser Arbeit und die Übernahme des Haupt-Referates. Herrn Professor Dr.-Ing. Klaus W. John danke ich für viele Anregungen und Ermutigungen sowie für die Übernahme des Ko-Referates.

Der verstorbene Herr Professor Dr.-Ing. Hans Blind hat die durchgeführte Kooperation von Hochschule und Praxis erst ermöglicht. Ihm gilt deshalb mein besonderes Gedenken. Zusammen mit Herrn Dr. rer.nat. Karl-Heinz Nagel hat er davor auch meine Berufsentscheidung für die Felsmechanik maßgeblich beeinflußt.

Mit Herrn Dr.-Ing. Ulrich Trunk hat mich während der ganzen Bearbeitung eine enge und vertrauensvolle Zusammenarbeit verbunden, die für mich eine sehr wertvolle Hilfe war.

Der Geschäftsführung und den vier für mich verantwortlichen Referatsleitern der Firma Lahmeyer International Ingenieurgesellschaft in Frankfurt (Main) danke ich für Unterstützung dieser Arbeit über lange Zeit trotz mehrmaligen internen Wechsels und für die zeitweise hingenommene Einschränkung meiner Reisetätigkeit. Ohne die im Hause Lahmeyer bereits vorhandene Praxis im Krafthauskavernenbau wäre das Ziel dieser Arbeit unrealistisch gewesen. Meine Kollegen - und hier vor allem diejenigen aus dem Bereich Geotechnik - haben durch Ihren Einsatz vor Ort die Grundlagen für viele bisher unveröffentlichte Daten gelegt. Dafür bin ich Ihnen, besonders Herrn Dr. H.-J. Scheibe für seine Erfahrungen zu Dank verpflichtet.

Die Firma Elektrowatt Ingenieurunternehmung in Zürich hat mir ebenfalls freundlicherweise ihre Unterlagen zu Kavernenbauten zugänglich gemacht. Frau Dipl.-Geol. Gabriele Hönisch danke ich für die sorgfältige Auswertung der Kartierungen und die genaue Korrektur dieser Arbeit.

Darmstadt, im Oktober 1993



#### Zusammenfassung

Ein Vergleich ausgeführter Kavernen unterschiedlicher Nutzung zeigt, daß eine Entwurfsstrategie nur bei Beschränkung auf eine Nutzung wie z.B. Wasserkraftzentralen sinnvoll ist. Es werden Hilfsmittel für frühe Phasen der Kavernengestaltung erläutert. Hierzu werden fremde und eigene Erfahrungen verglichen und insbesondere Korrelationen zwischen Kavernengeometrie und felsmechanischen Kennwerten untersucht.

Unvollständige Kenntnis der mechanischen und insbesondere der geometrischen Felsparameter erfordert grundsätzlich übervorsichtige Parameterschätzungen vom Entwerfer. In zehn Untersuchungsstollen wurden deshalb die Verteilungen von Kluftabständen und -ausbißlängen eingehend bestimmt. Sie wurden zusammen mit Laborversuchsergebnissen gesammelt, um Anhaltswerte für die Spitzenscherfestigkeit von teilweise durchtrennten Klüften zu finden. Es wird vorgeschlagen, die Gebirgsfestigkeit durch Reduktion der intakten Gesteinsfestigkeit entsprechend drei Faktoren zu bestimmen, die proportional zum ebenen Durchtrennungsgrad, zum Kluftabstand und zum Differenzwinkel zwischen Haupttrennflächen und Kavernenachse sind. Dies setzt jedoch die Verwendung von Rechenverfahren voraus, die nach einer Spannungsüberschreitung nur noch Restscherfestigkeiten verwenden.

Der Gebirgsdeformationsmodul kann in gröberer Weise geschätzt werden. Hierfür werden ebenfalls Abminderungen des intakten Gesteinsdeformationsmoduls vorgeschlagen und mit den bisher vorhandenen Daten bestätigt.

Für überwiegend homogenes Gebirge werden empirische Diagramme als Hilfsmittel für den Entwurf der sofortigen Kavernensicherung angegeben. In solchen logarithmischen Diagrammen von Felsqualitätsindex und Kavernenabmessung werden z.B. Spritzbetondicken, Ankerlängen und Ausbauwiderstände dargestellt. Die Darstellung der Ankerrasterflächen gelingt nur teilweise.

Auf diese Weise können zulässige Kavernenabmessungen als Funktion des Felsqualitätsindex ermittelt werden. In ähnlicher Weise können zulässige in situ-Spannungen mit dem Felsqualitätsindex verknüpft werden.

Aus der Interpretation von Messungen an ca. 50 Kavernen-Bauwerken werden Schätzformeln für die Randverformungen bei typischen Seitenverhältnissen von Krafthäusern angegeben. Der Nachweis der Begrenzung der Verformungen ist in frühen Entwurfsphasen nötig und so auch möglich. Die erforderliche Meßinstrumentendichte, die für flexible Sofortsicherung und höhere Ausnutzung der Gebirgsfestigkeit noch an Bedeutung gewinnt, wird mit der Felsqualität verknüpft.



#### Summary

A comparison of constructed caverns for different purposes indicates that only a concentration on e.g. hydroelectric powerhouses allows reliable conclusions for a design strategy. Tools are presented for earlier phases of the cavern design process. For this purpose earlier and recent experience is compared and correlations between cavern geometry and rock mass parameters are investigated.

Incomplete knowledge of mechanical and moreover geometrical rock mass parameters forces the designer to choose overconservative parameter estimates. Thus, for ten investigation adits the distributions of joint spacings and trace lengths were evaluated. Combined with laboratory test results they were compiled to derive more reliable estimates for the peak shear strength of partly disintegrated joints. It is proposed to evaluate the rock mass strength by means of reducing the intact rock strength according to three factors like the planar degree of separation, the joint spacing and the difference of orientation of most effective joint set and cavern axis. This requires the use of analysis methods which consider the residual shear strength after overstressing.

The rock mass deformation modulus can be estimated in a more rough manner. Reductions of the intact rock deformation modulus are proposed similarly and confirmed by data available up to now.

For predominantly homogeneous rock masses empirical diagrams are proposed as design tools for instantaneous cavern support. By such logarithmic diagrams of rock mass quality and cavern size e.g. shotcrete thicknesses, anchor lengths and support pressures are presented. The presentation of anchor grid areas is only partly successful.

By this means admissible cavern dimensions can be determined as a function of rock quality indices. Similarly, admissible in situ-stresses can be correlated with rock quality indices.

By interpretation of measurements at approx. 50 constructed caverns empirical formulae for contour displacements for typical ratios of height and width of powerhouse caverns are concluded. The proof of limitation of displacements is necessary even in early design phases and is also possible now. The necessary amount of monitoring installations which is even more fundamental for flexible support concepts and use of realistic rock mass shear strength parameters is also correlated with rock mass quality.



## Inhaltsverzeichnis

1.	Einle	eitung, Z	iel der Arbeit	1
2.	Nutz	ung und	Gestaltung sehr großer untertägiger Hohlräume	3
	2.1	Unter	schiede von Wasserkraftanlagen und anderer Nutzung	3
	2.2	Entsc	heidungsgründe für ein unterirdisches Krafthaus	6
3.	Entw	icklung	des modernen Kavernenbaus	8
	3.1	Anlag	engröße, Belastungen und Form	8
	3.2	Erkur	ndung, Modellierung, Analyse und Sicherung	12
4.	Der	Prozeß d	er Kavernen-Gestaltung	14
	4.1	Erfor	derliche Entwurfsentscheidungen	14
		4.1.1	Übersicht	14
		4.1.2	Maschinenleistung, Kavernenvolumen	14
		4.1.3	Lage, Lasten, Achsenrichtung, Form	16
		4.1.4	Sicherungskonzept, Rohbauzeitplan	19
	4.2	Ermit	tlung der geotechnischen Entwurfskennwerte	22
		4.2.1	Erforderliche Parameter und ihre Genauigkeit	22
		4.2.2	Verteilungsmodelle, Punktschätzungsmethode	23
		4.2.3	Bemessungskennwerte und Parameter-Variationen	26
	4.3	Den I	Entwurfsphasen angepaßte Berechnungsmethoden	28
		4.3.1	Vorstellung der wichtigsten Verfahren	28
		4.3.2	Vergleich der Eingabedaten verschiedener Methoden	30
		4.3.3	Vergleich der Ergebnisse verschiedener Berechnungen	
			tur den vorentwurf an den Beispielen Agus 4, Arun 3, Bakun Ertan Godar-e-Landar Siah Bishe, Waldeck 2	25
			Sarah, Litan, Oddi-O-Landai, Olan Sisho, Waldook 2	55
	44	Weite	re Verhesserungsmöglichkeiten der Kavernen-Gestaltung	40

5.	Erkenntnisse der Grundlagenforschung zum Gebirgsverhalten			
	5.1	Ideali	sierte Versagensformen im Felsbau	41
		5.1.1	Übersicht	41
		5.1.2	Grenzen der Idealisierung im Fels	42
	5.2	Ideali	sierung der Trennflächengeometrie	44
	5.3	Schätz	zung der Trennflächenfestigkeit	50
	5.4	Kriter	tien und Parameter der Gesteinsfestigkeit	57
		5.4.1	Festigkeitskriterien	57
		5.4.2	Wirkung der Verwitterung	60
		5.4.3	Wirkung des Wassergehalts	65
	5.5	Vergle	eich der Wege zur Berechnung der Gebirgsfestigkeit	69
		5.5.1	Allgemeines, Physikalische Modellversuche	69
		5.5.2	Ergebnisse von in situ-Scherversuchen	74
		5.5.3	Laborversuche und Maßstabsfaktoren	79
		5.5.4	Schichtdicke und Durchtrennungsgrad	81
		5.5.5	Verwendung von Gebirgsqualitätsindizes	84
		5.5.6	Korrelationen mit anderen Gebirgskennwerten	87
		5.5.7	Zulässige Fundamentpressung	89
	5.6	Absch	91	
		5.6.1	Laborversuche und Maßstabsfaktoren	91
		5.6.2	Korrelation mit anderen Gebirgskennwerten	93
		5.6.3	Relevanzbereich der Gebirgsverformbarkeit	95
	5.7	Absch	96	
		5.7.1	Durchlässigkeit verschiedener Gebirgstypen	96
		5.7.2	Gesteinsporosität und Durchlässigkeit	100
		5.7.3	Relevanzbereich der Gebirgsdurchlässigkeit	103
6.	Ausw	ertung a	ausgeführter Kavernenbauten und Konsequenzen	105
	6.1	Bisher	rige Auswertungen und neues Vergleichskonzept	105
	6.1.1 Datenbanken und Experten-Systeme			
		6.1.2	Datenbank, Tabellenkalkulation, Regression	106

6.2	Nutzung von Felsklassifizierungssystemen			
	6.2.1	1 Verbesserte Datenbasis und Datenreduktion		
	6.2.2	Vergleich verschiedener Systeme	110	
	6.2.3	Einschränkungen der Anwendbarkeit	114	
6.3	Schätz	zung von Gebirgskennwerten	115	
	6.3.1	Festigkeit, Verformbarkeit, Auflockerungszonen	115	
	6.3.2	Mindestwerte der Trennflächenscherfestigkeit	118	
6.4	Kriter	ien der Vergleichbarkeit von Bauwerken	121	
	6.4.1	Gebirgstypen, Belastung, Abmessungen	121	
	6.4.2	Ergebnisse von Vergleichen	124	
6.5	Wirts	chaftlich ausführbare Hohlraumabmessungen	125	
	6.5.1	Kriterien für ungesicherte Hohlräume	125	
	6.5.2	Kriterien für die Grenzen des Möglichen	126	
6.6	Entwo	urf sofortiger Sicherungsmaßnahmen	129	
	6.6.1	Allgemeines, Wirkung systematischer Verdübelung	129	
	6.6.2	Spritzbetonsicherung und Bewehrung	134	
	6.6.3	Länge und Dichte der Felsanker	136	
	6.6.4	Länge der Vorspannanker, Ausbauwiderstand	139	
6.7	Einflu	ıßfaktoren auf die zulässige Belastung	145	
	6.7.1	Einfluß von Kerbfaktoren, Seitendrücken	145	
	6.7.2	Anwendung von Gebirgsschlagkriterien	147	
	6.7.3	Das Konzept kritischer Dehnungen	151	
6.8	Schätz	zung von Hohlraumverformungen	153	
	6.8.1	Zulässige Dehnungen für Zug, Druck, Schub	153	
	6.8.2	Wandverformungen und kritische Kavernenhöhe	155	
	6.8.3	First- und Wandverformungen ausgeführter Kavernen	157	
6.9	Art, U	Jmfang und Aussagewert von Kontrollmessungen	162	
	6.9.1	Abhängigkeit von der Gebirgsqualität	162	
	6.9.2	Rückwirkung auf die Standsicherheitsanalyse	164	

7.1	Umfang der Vorerkundungsmaßnahmen
7.2	Kavernengeometrie
7.3	Anordnung der Parallel- und Nebenbauwerke
7.4	Standsicherheitsberechnungen, Variationen
7.5	Sicherungsmaßnahmen
7.6	Meßüberwachung, Rückrechnung der Felskennwerte
7.7	Grenzen der Anwendbarkeit

- 7.7Grenzen der Anwendbarkeit1757.8Anwendung der Ergebnisse auf Kavernen anderer Nutzung175
- 8. Zusammenfassung

7.

176

180

166

9. Literaturverzeichnis

Liste	der	Abbildungen
-------	-----	-------------

Liste der Abbildungen im Anhang

Abgeleitete Entwurfsstrategien

Liste der Tabellen

Anhang

# Verzeichnis der Formelzeichen und Symbole

A, B	Konstante und Exponent nichtlinearer Bruchkriterien	[/]
A, B, D	Felsklassen des CRIEPI-Systems	[/]
B,H,L	Kavernenabmessungen	[m]
С	Technische Kohäsion	[MPa]
C <sub>H</sub> C <sub>M</sub> C <sub>L</sub>	Felsklassen des CRIEPI-Systems	[/]
D	Stollendurchmesser	[m]
E,	Elastizitätsmodul	[GPa]
E <sub>d</sub>	Deformationsmodul	[GPa]
ESR	Ausbruchsicherheitsfaktor	[/]
F <sub>K</sub>	Kluftfläche	[m <sup>2</sup> ]
F <sub>q</sub>	Querschnittfläche	[m <sup>2</sup> ]
Fw	Wandfläche	[m <sup>2</sup> ]
G	Verwitterungsgrad	[/]
GA	Ausbruchleistung	[m³/Mon.]
GG	Gebirgstypengruppe	[/]
$H_w$	Druckhöhe	[m]
I	Hydraulischer Gradient	[/]
Ja	Verwitterungsfaktor des Q-Systems	[/]
J,	Reibungsfaktor des Q-Systems	[/]
I,	Punktlastfestigkeit	[MPa]
JCS	Kluftwandfestigkeit, unverwittert	[MPa]
JCS'	Kluftwandfestigkeit, verwittert	[MPa]
JRC	Kluftrauhigkeitskoeffizient	[/]
$J_w$	Wassereinflußfaktor des Q-Systems	[/]
K <sub>t</sub>	Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
K <sub>0</sub>	Seitendruckfaktor	[/]
L	Stollenlänge	[m]
L <sub>g</sub>	Installierte Maschinenleistung	[MW]
Ls	Spezifische Maschinenleistung	[MW]
MR	Felsqualitätsindex (LNEC)	[/]
N	Anzahl der Messungen, Variablen	[/]
N <sub>K</sub>	Kluftanzahl	[/]
P	Porosität	[%]
P <sub>F</sub>	Fels-Pfeilerbreite	[m]
Q	Felsqualitätsindex (NGI)	[/]
Q <sub>w</sub>	Zuflußmenge	[l/Tag·m²]
R	Scherwiderstand	[MN/m]
RMR	Felsqualitätsindex (CSIR)	[/]
RQD	Felsqualitätsindex (DEERE)	[/]
SI	Sicherheitsindex	[/]
SRF	Spannungsreduktionsfaktor	[/]
STD	Standardabweichung	[/]

## Verzeichnis der Formelzeichen und Symbole

Т	Tongehalt	[%]
TS	Gesteinszugfestigkeit	[MPa]
U	Stollenumfang	[m]
UCS	Gesteinsdruckfestigkeit	[MPa]
Ü	Firstüberdeckung	[m]
v	Ausbruchvolumen	[m <sup>3</sup> ]
V <sub>K</sub>	Kluftvolumen	[%]
Vs	Spezifisches Ausbruchvolumen	[m <sup>3</sup> /MW]
VS	Vorspannung	
W	Wassergehalt	[%]
WKA	Wasserkraftanlage	
a	Anisotropiefaktor	[/]
b'	Auflockerungsbreite	[m]
d	Symbol der Differentiation	
d	Probendurchmesser	[ <b>m</b> m]
e <sub>k</sub>	Kluftabstand	[m]
f	Festigkeitsfaktor	[/]
h	Druckhöhe	[m]
h'	Auflockerungshöhe	[m]
i	Inhomogenitätsfaktor	[/]
1	(Anker-, Dübel-)länge	[ <b>m</b> ]
l <sub>k</sub>	Kluftausbisslänge	[m]
m,s	Koeffizienten des nichtlinearen Bruchkriteriums	
n	Anisotropiegrad	
р	Ausbauwiderstand, Fundamentpressung	[MPa]
r	Anzahl unvollständiger Messungen	[/]
t	Betondicke	[mm]
u, w	Verformungen in horizontaler u. vertikaler Richtung	[mm]
v	Variationskoeffizient	[/]
v <sub>L</sub>	Longitudinalwellengeschwindigkeit	[m/s]
x, y, z	Koordinaten-Achsen	
$\alpha_{K}, \beta_{K}$	Kluftstreichwinkel, Kluftfallwinkel	[°]
Y	Raumgewicht	[KN/m <sup>3</sup> ]
ε	Dehnung/Stauchung	[/]
κ	Durchtrennungsgrad	[/]
λ	Schlankheitsgrad	[/]
μ	Reibungsbeiwert	[/]
ν	Querdehnungszahl	[/]
σ	Normalspannung	[MPa]
τ	Schubspannung	[MPa]
Φι,Φκ	Gesteinsreibungswinkel, Kluftreibungswinkel	[°]

## Verzeichnis der Indizes

а	Anker, gespannt
b	Basiswert
d	Dübel, schlaff
d	Deformation
c	compression, Druck
dyn	dynamisch
Geb	Gebirge
b	horizontal
i	intakt, Gestein
j	Nummer der Kluftschar
krit	kritisch
k	Kluftwert
1	longitudinal
М	Mittelwert
n	normal
par	parallel
г	reduziert, Gebirge
S	spezifisch
t	tension, Zug
v	vertikal
w	Wasser
1, 3	größte, kleinste Hauptspannung



Darstellung der Krafthauskavernen-Abmessungen



#### EINLEITUNG, ZIEL DER ARBEIT

Die Gestaltung von Krafthauskavernen erfordert wegen der für Untertagebauwerke extremen Abmessungen besondere Anstrengungen hinsichtlich Erkundung, Felsmodellierung, Standsicherheitsberechnung und Bauüberwachung. Sie wird dabei nur von der Gestaltung untertägiger Endlagerkavernen übertroffen.

Beim schrittweisen Planungsprozeß sind die Phasen Standortwahl, Durchführbarkeits-, Ausschreibungs-, Ausführungsplanung und Bauüberwachung zu unterscheiden. Der Prozeß der Gestaltung einer Krafthauskaverne stellt stark ansteigende Forderungen an die Entwurfszuverlässigkeit bei wachsendem verfügbarem Budget entsprechend den steigenden Realisierungsaussichten. Wegen ungenügender verfügbarer Finanzmittel in den ersten Phasen hat das Fehlen zuverlässiger Gebirgsparameter oft zum Verzicht auf statische Berechnungen und die daraus erzielbaren Informationen geführt. Erforderliche Entwurfsentscheidungen wurden dann so weit wie möglich aufgeschoben, woraus mögliche zeitraubende Planungsänderungen resultierten.

Die vorliegende Arbeit will Möglichkeiten für eine sinnvolle Schätzung der Gebirgsparameter insbesondere der Festigkeit - trotz begrenzten Informationsstandes in frühen Planungsphasen bieten. Es wird dargestellt, welche Aussagen unter Auswertung von Erfahrungen in ausgeführten Bauwerken schon möglich sind. Der bisher häufig gewählte Ausweg extrem vorsichtiger Parameterschätzungen nach den Empfehlungen z.B. der Autoren von Felsklassifizierungssystemen kann durch Verwendung von Forschungs- und Ausführungsergebnissen und vor allem durch eine genaue Aufnahme und Auswertung der geometrischen Trennflächenparameter in untertägigen Aufschlüssen vermieden werden. Es werden neben Kavernen teilweise auch Erfahrungen großer Stollen und insbesondere von Talsperrengründungen verwendet, soweit sie die Gebirgsparameter betreffen.

Damit können schon früh Empfehlungen zur Orientierung, Sicherung und vor allem der wirtschaftlich ausführbaren Größe einer Kaverne gegeben werden. Ebenso können die möglichen Randverformungen und damit Kriterien zur Standsicherheit früh definiert werden.

Die Verwendung der Gebirgsfestigkeit in Kontinuumsberechnungen setzt die gleichzeitige Anwendung zumindest einfacher Diskontinuumsberechnungen mit Trennflächenkennwerten - wo nötig - voraus.

Es ist allgemeine Praxis, bei Standsicherheitsanalysen von Kavernen gleichzeitig mehrere von einander unabhängige Verfahren und mit wachsendem Planungsfortschritt immer genauere Modelle mit erhöhtem Parameter- und Rechenbedarf anzuwenden. Weiterhin sind die typischerweise für jeden Kavernenstandort unterschiedlichen wichtigsten Gebirgsparameter zu variieren, um

 den Abstand zu bestimmen zwischen dem Gebrauchszustand, für den die wahrscheinlichsten Kennwerte angesetzt werden, und dem Versagenszustand, für den die im ungünstigen Sinne vernünftig veränderten Parameterkombinationen zu einem nicht mehr akzeptablen numerischen Verhalten führen

1.

fertige Sicherungsvorschläge für unerwartete Verschlechterung einzelner oder mehrerer Parameter und damit einen Beitrag zur Vermeidung von Stillstandszeiten und zur Beschleunigung des Rohbaus zu liefern.

Dieses bisherige Vorgehen zeigt deutlich die Notwendigkeit, den klassischen Standsicherheitsnachweis zunehmend durch probabilistische Elemente zu ergänzen und letztlich ausschließlich als Nachweis der Versagenswahrscheinlichkeit zu gestalten. Dies wird z.B. deutlich bei einem Berechnungsverfahren wie der "Distinkte-Elemente-Methode", die neben bekannten mittleren geometrischen und statischen Parametern die aktuelle Lage der Trennflächen zum Bauwerk verwendet. Diese Lage der Trennflächen kann aber nur bei geringer Überdeckung tatsächlich festgestellt werden. Es ist also wiederum eine ungünstige Variation und Wahl ihrer Lage für Analysen erforderlich.

Elastische Kontinuumsberechnungen mit Überprüfung des Zug- und Scherversagens können schrittweise angewendet werden, um die Sensitivität der Ergebnisse für alle Parameter zu testen. Hierfür werden Beispiele aus der Entwurfspraxis ausgewertet.

Während bei erschwerter oder mangelhafter Erkundung eine ungünstige Annahme der Bemessungsparameter gegenüber den wahrscheinlichsten Gebirgskennwerten praktisch erforderlich ist, will diese Arbeit dagegen zeigen, daß sich eine genaue Bestimmung der Verteilung aller geometrischen Trennflächenparameter durch erhöhte Scherfestigkeitskennwerte mit Hilfe veröffentlichter Methoden lohnt. Dies wird gerade durch Verwendung von Elementen der Statistik nachvollziehbar.

Die Ermittlung erhöhter Scherfestigkeitsparameter für teilweise durchtrennte Klüfte, die sich für große Hohlraumabmessungen den Gebirgsscherfestigkeitsparametern annähern, wurde bisher für 10 Krafthäuser vollständig ausgeführt und es wurden dabei signifikante Erhöhungen der Kohäsion und Druckfestigkeit möglich.

Eine Verallgemeinerung der Ergebnisse kann aufgrund dieser begrenzten Datenbasis noch nicht empfohlen werden.

Entsprechend der Überzeugung und der Erfahrung des Verfassers müssen alle Gebirgsparameter spätestens bei der Ausschreibungsplanung den Anforderungen einer probabilistischen Standsicherheitsanalyse genügen. Das heißt, die Kenntnis des Verteilungsmodells und der Unsicherheit jeder Variablen ist erforderlich.

Wird die erforderliche Anzahl und Zuverlässigkeit der Aufschlüsse und Versuche nicht erreicht, und wird die Standsicherheit nur für vermutete wahrscheinlichste Parameter untersucht, dann verbleibt bei Angebotsabgabe ein unübersehbares Risiko sowohl bei Auftraggeber als auch bei Auftragnehmer. Dieses "Geotechnische Risiko" sollte zudem keinesfalls zur Entschuldigung planerischer und baubetrieblicher Mängel dienen.

Die angegebene Strategie kann nicht erfolgreich sein unter extremen Gebirgsverhältnissen hinsichtlich der Anisotropie, Blockgröße und Festigkeit wie sie in Kap. 7.7 beschrieben werden. 2.

# NUTZUNG UND GESTALTUNG SEHR GROSSER UNTERTÄGIGER HOHLRÄUME

## 2.1 Unterschiede von Wasserkraftanlagen und anderer Nutzung

Die Vielfalt der Nutzung großer Untertagebauten soll in der folgenden Liste dargestellt werden. Die Systematik folgt dabei einem Vorschlag von WILLET (159, 1979):

a)	Permanente Speicherung	a1) a2)	Radioaktiver Müll Giftiger Müll
b)	Zeitweise Speicherung	b1)	Feste Massengüter
		b2)	Warenhäuser
		b3)	Trinkwasser
		b4)	Rohöl
		b5)	Flüssiggas
		b6)	Energie (Druckluft, Wasser)
		b7)	Druckausgleichskammern (zu c3)
		b8)	Entsandungskammern (zu c3)
		b9)	Wasserwege (zu c3)
->	Marchines Materia	-1)	Nublease Engeneration
c)	Maschinen - Nutzung	c1)	Nukleare Energieerzeugung
		c2)	Andere thermische Anlagen
		c3)	Wasserkraftzentralen
		c4)	Transformatorenhäuser
		c5)	Pumpstationen
		c6)	Wasseraufbereitung
		c7)	Forschung, Fabrikation
		c8)	Bergbau
d)	Personal - Nutzung	d1)	Forschung, Fabrikation, Büro
-)		d2)	Transportwesen (Bahn)

- d3) Zivile Schutzräume, mit weiterer Nutzung wie z. B. Parkhaus, Sport
- d4) Wohnen, Kultur
- d5) Militärische Schutzräume, z.B. U-Boot-Häfen, Kommunikationszentralen.

Mengenmäßig fallen neben den Wasserkraftzentralen und den eventuell zugehörigen Nebenbauwerken der Wasserkraft vor allem die Speicherkavernen für Rohöl und Flüssiggas, die U-Bahnstationen und die zivilen Schutzräume ins Gewicht. Einige gemeinsame Gesichtspunkte dieser Nutzungen werden im folgenden aufgezählt: Speicherkavernen weisen große Querschnittsflächen und Längen auf, weil sie erst bei einem Volumen von mehr als 80.000 m<sup>3</sup> eindeutig kostengünstiger als oberirdische Speicher sind. Aus dem gleichen Grund wurden Felsqualitäten gefordert, die eine systematische Sicherung nicht erfordern. Die Überlagerung ist mäßig. Die Orientierung kann hinsichtlich des Trennflächen-Systems optimiert werden. Die Mittelwerte sind für

22 Ölspeicheranlagen: 18x28x350m (BxHxL),  $F_Q = 485m^2$ ,  $V = 115.000m^3$ , 55m Überlagerung, 37 andere Speicher: 16x20x160m (BxHxL),  $F_Q = 320m^2$ ,  $V = 60.000m^3$ , 45m Überlagerung.

U-Bahnstationen weisen geringe Querschnittsflächen, aber große Längen auf. Die Überlagerung ist sehr gering, die Felsqualität ist teilweise sehr schlecht. Die Richtung ist wegen der Linienführung kaum optimierbar. Die Mittelwerte sind für 20 Stationen: 20m x14m x220m (BxHxL),  $F_q = 230m^2$ ,  $V = 41.000m^3$ , 25m Überlagerung.

Schutzräume weisen kleine, flache Querschnitte und geringe Längen auf. Die Überlagerung ist sehr gering, die Felsqualität ist teilweise sehr schlecht. Die Richtung kann optimiert werden. Die Mittelwerte für 20 Bauwerke sind: 23m x15m x110m (BxHxL),  $F_q = 240m^2$ ,  $V = 27000m^3$ , 25 m Überlagerung.

Dem Verfasser sind derzeit 165 Projekte mit 405 Einzelkavernen bekannt, die sich etwa zu 5%, 5%, 5%, 7%, 15%, 15%, 20% und 27% auf die Nutzungen Wasserkraft (Nebenbauwerke)/ Abwasser/ Forschung/Thermische Kraftwerke/Transport/Schutzraum/Öl- und andere Speicherung verteilen. Insgesamt 70 Projekte weisen zwischen zwei und 24 Einzelkavernen auf (siehe Abb. 1 und 2).

Hierbei und im folgenden müssen die Hohlräume zur Einstufung als Kavernen die folgenden Mindestabmessungen erfüllen: Breite und Höhe größer als 15m, Länge größer als 30m, Querschnittsfläche mindestens 200 m<sup>2</sup>.

Aus der vorangegangenen Aufstellung geht hervor, daß die Kavernen für andere Zwecke kaum mit Wasserkraftzentralen vergleichbar sind. Die weitere Untersuchung muß sich deshalb auf Krafthauskavernen beschränken, um Verfälschungen oder geringe Aussagefähigkeit der Ergebnisse zu vermeiden.



Abb. 1 Verschiedene Nutzungen von Kavernenbauten

Beobcchtungen





#### Entscheidungsgründe für ein unterirdisches Krafthaus

Die Unterschiede zwischen den Herstellungskosten für ein ober- und ein unterirdisches Krafthaus sind meistens im Vergleich zu den Kosten der Installation gering. Die Entscheidung für eine unterirdische Krafthausvariante fällt daher aus folgenden Gründen:

- Vermeidung des Anschneidens hoher z.T. verwitterter Hänge, möglicher Hangrutschungen, schlechter oberflächennaher Felsqualität
- b) Vermeidung des Hochwasser-, Auftriebsfalls für die Krafthaus-Bemessung
- c) Erwünschte Verkürzung des Oberwasser-Stollens und Verlängerung des Unterwasser-Stollens oder zumindest Variabilität bei der Lage-Optimierung
- d) Maschinenlage unter dem Unterbeckenspiegel bei Pumpspeicher-Anlagen (PSW)
- e) Schutz gegen Erdbebenwirkung, Naturkatastrophen
- f) Mögliche Nähe zu Siedlungen, verbesserter Landschaftsschutz
- g) Schutz gegen Kriegseinwirkung oder Terrorismus

Es bestehen andererseits folgende Nachteile der unterirdischen Anordnung:

- a) Längere Zufahrts- und Transportwege, Enge der Krafthaus-Baustelle
- b) Stärkere Beschränkung des Betriebsraums

2.2

- c) Teurerer Felsausbruch und evtl. Sicherung, Überwachung
- d) Höhere vorhandene Vorbelastung des Gebirges
- e) Umfassendere Erkundungsmaßnahmen, längere Planung
- f) Bleibende Unsicherheit der Vorhersage der geologischen Gegebenheiten.

Aufgrund dieser Überlegungen wurden 20% der Krafthäuser bei den größten Dämmen der Welt, 40% der Krafthäuser für die größten Turbinen und 30% der Krafthäuser für Pumpspeicheranlagen in Kavernen angeordnet. Bei kleineren Wasserkraftanlagen ist ein geringerer Anteil unterirdischer Krafthäuser als 20% zu erwarten, insbesondere keine Kaverne bei nur einer Turbine.



#### Abb. 3 Mittlere Gesamtleistung und Halbdekade





#### ENTWICKLUNG DES MODERNEN KAVERNENBAUS

#### 3.1 Anlagengröße, Belastungen und Form

3.

Wesentlichstes Merkmal dieser Entwicklung ist der Anstieg der mittleren spezifischen Maschinenleistung von ca. 20MW vor 1950 auf ca. 160MW seit 1975 zu über 200MW bei geplanten Bauten, wobei nur die größten Projekte Eingang in die Literatur fanden. Die dementsprechende Entwicklung der Gesamtleistung führt von ca. 60MW vor 1950 auf ca. 600MW seit 1975 zu knapp 1000MW in unmittelbarer Zukunft. Es kann also von einer Verzehnfachung der Leistung ausgegangen werden. Die mittlere Nutzhöhe der Anlagen stieg dabei nur um ca. 100%. (Siehe Abb. 3 und 4). Die ausgeführten Querschnittsflächen und Ausbruchvolumen stiegen in der gleichen Zeit nur um 100%, weil die Beschränkung der Abmessungen wichtigstes Ziel war und außerdem der spezifische Raumbedarf V, in m<sup>3</sup> je MW als Funktion der installierten spezifischen Leistung L, in folgender Weise abnimmt:

V,	$= 300 \pm 100 - 0.64 \text{ x L}_{\mu}$	für L, < 300 MW,
V,	$= 100 \text{ m}^3 / \text{MW}$	für L, > 300 MW.

Die Belastung unterirdischer Krafthäuser stieg im Mittel kaum, im Extremfall aber deutlich: Die höchste Überlagerung und der höchste festgestellte Seitendruckfaktor  $K_0$  betrugen in den Jahren (siehe Abb. 5 und 6):

- bis 1950: 200m bzw. 1,50
- bis 1980: 500m bzw. 2,50

- bis 2000: 600m bzw. 3,00 - jedoch nicht beides gleichzeitig.

Eine deutliche Verschlechterung der mittleren Qualität, Festigkeit oder Verformbarkeit des Gebirges konnte nicht festgestellt werden. Die drastisch erhöhten Abmessungen und teilweise erhöhten Lasten stellen jedoch heute zusammen mit dem Kostendruck anderer Energieformen erheblich höhere Anforderungen an die Wirtschaftlichkeit des Kavernenentwurfs als vor 1950.

Die Verteilung der Kavernen auf Weltregionen zeigt bis 1955 nahezu ausschließliche Bautätigkeit in Europa, die bis zum Jahr 2000 nahezu linear von ca. 40 auf ca. 5 Kavernen / Halbdekade abnimmt. Die Bautätigkeit nimmt in Asien als einziger Region ständig zu, wird aber eine Sättigung bei 15 Kavernen je Halbdekade erreichen. Die Bautätigkeit in Amerika hat ihren Gipfel mit 10 Kavernen je Halbdekade schon überschritten (siehe Abb. 7).



# Auswertung von 230 Kavernenkrafthäusern



# Auswertung von 60 Projekten





Noch immer sind insgesamt mehr als 50% aller Kavernen in der sogenannten Pilzform ausgeführt, d.h. mit Ausbildung ein Widerlagers für eine Betonschale im Kavernendach. Diese Gestaltung widerspricht dem Prinzip des modernen Felsbaus zur strikten Trennung der Lasten während der Bau- und Betriebszeit und stellt dazu eine erhebliche Schwächung des Gebirgstragkörpers dar. Dies wurde in vielen Vergleichsrechnungen nachgewiesen und veröffentlicht z.B. bei der Kaverne Mingtan auf Taiwan.

In Halbdekaden summiert betrug jedoch der Anteil anderer Querschnittsformen bis 1965 weniger als 25%, von 1970 bis 1980 ca. 50% und ist seit 1985 gleichgewichtig (siehe Abb. 8). Etwa 30% der Kavernenformen weisen heute gerade Wände und ein flaches Kavernendach auf (Patronen-, englisch: Bullit-Form). Diese Form unter Verzicht auf die Betonschale wird sich wegen der Anwendbarkeit unter hohen Seitendrücken und einfachster Ausbruchfolge künftig durchsetzen.

Die Querschnittsform eines Hufeisens mit den Beispielen Cirata, Imaichi und Waldeck 2 wurde in 10% aller Anlagen, für kleinere Querschnitte vor allem vor 1960 verwendet. Später wurde sie verwendet, wenn die Abmessungen die übliche Praxis überschritten. Es muß eingeräumt werden, daß diese Form gegenüber der sogenannten Bullit-Form geringere Kerbspannungen nahe der Sohle und damit nahe den großen Unterwasser-Stollen aufweist.

Die halbkreisähnliche Form wurde bei ca. 5% der Anlagen und vor allem in der Schweiz verwendet. Sie setzt ebenfalls eine geschlossene Stahlbeton-Innenschale voraus, weist aber bei geringen Horizontalspannungen ein ungünstiges Höhen-/Seitenverhältnis auf.

Die stärkere Bevorzugung von Kavernen bei Pumpspeicherwerken (PSW) legt es nahe, diesen Kraftwerkstyp mit seinen ca. 100 Beispielen getrennt zu untersuchen:

Der Vergleich zeigt, daß der Flächenbedarf der PSW- gegenüber WKA-Kavernen absolut gesehen nicht größer ist. Im wirtschaftlichen Wettbewerb mit anderen Energieträgern sind jedoch höhere erzielbare Leistungen für die Bauentscheidung nötig. Außerdem sind die PSW-Kavernen jünger und damit tendenziell wieder größer als WKA-Kavernen. Die mittleren Felsqualitäten sind gleich. Hinsichtlich der Anzahl der Maschinen überwiegen wieder die geraden Zahlen, besonders die Anlagen mit vier (50%) und mit zwei (20%) Maschinensätzen.

Die Erhöhung der mittleren Gesamtleistung, der Querschnittsfläche und des Ausbruchvolumens beträgt 50-60%, die Erhöhung der spezifischen Maschinenleistung jedoch 90%. Mittlere Breite, Höhe und Länge steigen um 18%, 28% und 38%, wobei die Pumpen in der Länge besonders ins Gewicht fallen. Auch die Druckhöhe ist im Mittel um 90m höher.



## Auswertung von 450 Projekten

Abb. 7 Verteilung der Kavernen auf Kontinente



Auswertung von 260 Projekten



Eine Schätzung der Anzahl der zur Zeit existierenden Krafthauskavernen wird nach COOKE & STRASSBURGER (30, 1957) und BERGH-CHRISTENSEN (15, 1982) versucht. Die Autoren berichteten seinerzeit von 255 Kavernen auf der Welt bzw. 150 Kavernen allein in Norwegen. Die jetzt angelegte Datenliste enthält 515, davon 35 noch nicht ausgeführte Kavernen. Die Schätzung der Anzahl der zur Zeit ausgeführten Kavernen von mehr als 200 m<sup>2</sup> Querschnittsfläche ist daher mindestens 660, und bis zum Jahr 2000 werden mindestens 700 Kavernen erreicht.

#### 3.2 Erkundung, Modellierung, Analyse und Sicherung

Wesentliches Entwicklungsmerkmal der Erkundung ist die Abkehr von wenigen in situ-Großversuchen der Felsmechanik. Diese Versuche ließen keine Aussage über Parameter-Empfindlichkeit und Verteilungstyp zu.

Aktuell werden in situ-Versuche in größerer Anzahl und mit begrenztem Probevolumen durchgeführt und die nötigen Maßstabsfaktoren werden durch Großversuche unter kontrollierten Laborbedingungen ermittelt (BARTON, 11, 1990 und NATAU u.a., 106, 1983). Die rechnerische Simulation von Versuchen unterstützt diese Entwicklung.

Das Budget für Erkundungsmaßnahmen wird trotz des daraus folgenden Risikos der Baukostenüberschreitung weltweit immer mehr eingeschränkt. Erkundung muß zunehmend durch erwartete Einsparung der Sicherungskosten begründet werden. In Schwellenländern wird nach einer positiven Entscheidung der örtlichen Autoritäten dagegen häufig sehr intensiv untersucht.

Geometrische Trennflächenparameter treten bei der Festigkeitsermittlung gegenüber mechanischen Größen immer mehr in den Vordergrund. Tatsächlich ist die mechanische Bestimmung von zuverlässigen Festigkeitsparametern für Großbauwerke aussichtslos. Eine hohe Anzahl von Beobachtungen geometrischer Kluftparameter, als Anhaltswert gelten 70 Messungen je Kluftschar, lassen einen Fehler von ca. 20% erwarten (PRIEST & HUDSON, 116, 1981).

Obwohl es möglich ist, wird es nur noch selten versucht, Trennflächenparameter aus Bohrungen zu gewinnen, eine Änderung kann der preisgünstige Einsatz von Bohrlochkameras bringen. Vor allem beim Kavernenbau stehen mit Untersuchungsstollen geeignetere Aufschlüsse zur Verfügung. Schr wertvoll wäre eine photogrammetrische Aufnahme aller Kluftparameter in ebenen Wänden. Die Erwartung, daß kurzfristig volumenhafte und dennoch eindeutige Erkundungsmittel (wie z.B. Seismik) zur Verfügung stehen, hat sich noch nicht erfüllt.

Die Entwicklung der Felsmodellierung zeigte eine Vielzahl heute simulierbarer Effekte wie Blockverformungen, Kluftsteifigkeit, Langzeitverformungen, Veränderungen der Felsparameter unter Last und insbesondere viskoplastisches geschichtetes Material (PANDE & XIONG, 112, 1982). In immer kürzerer Bearbeitungszeit können geometrische und physikalische Änderungen des Hohlraums simuliert werden. Durch eine wirklichkeitsnahe Vorhersage meßbarer Verformungen trägt die Modellierung erheblich zur Sicherheit und Schnelligkeit des Bauablaufs bei. Kavernen können grundsätzlich durch kommerziell vertriebene EDV-Programme räumlich analysiert werden. Die ebene Analyse ist nur unter engen Voraussetzungen hinsichtlich des Trennflächengefüges ausreichend.

Geotechnische Risiken wie Störungszonen, dynamische Belastung, Durchströmung, Temperatur und Sprengwirkung werden analysiert. Stärkste Beiträge zur Entwicklung von Forschung und Erfahrung leisten Nordamerika, Ostasien und Europa. Die praktischen Beiträge aus Asien und insbesondere Japan haben bei der Vorbereitung dieser Arbeit überwogen.

Die Analyse im Felsbau ist dabei kein Privileg hochentwickelter Länder. Jedes Land unternimmt bei der Planung eigener Wasserkraftanlagen die notwendige Anstrengung zu einem vollständigen Entwurfsprozeß mit Erkundung, Modellierung, Analyse und Interpretation.

Inzwischen überwiegt die Anzahl der numerisch untersuchten Kavernen mit flexiblem Sicherungskonzept. Eine Sicherung durch eine Betonkonstruktion wird in diesem Jahrzehnt für weniger als 1/3 der Kavernen geplant gegenüber 3/4 der Kavernen vor 1970. Bis 1970 gab es praktisch nur elastische Berechnungen im Felsbau.

Es gibt eine Tendenz zu leicht verringertem Dachausbau bei Kavernen, dazu den Versuch, die Längen von Vorspannankern abzumindern. Dieser Versuch wird durch die Gebirgsfestigkeit begrenzt, ebenso wie ein möglicher Versuch, weniger und dafür schwerere Vorspannanker einzubauen. Die Längen von schlaffen und schwach gespannten Kurzankern haben deutlich zugenommen. Dies wird auf den weitestgehenden Verzicht auf lange Vorspannanker zurückgeführt. Die genannten Entwicklungen weisen auf die große Bedeutung schnell installierbarer Sicherungsmittel hin, weil die Kürze der Bauzeit von Bedeutung beim Wettbewerb zwischen Wasserkraft und anderen Energieträgern ist. Weitere Beispiele für wirtschaftliche Sicherungsmittel sind Stahlfaserspritzbeton und chemische Klebeanker.

Entscheidend für die Wirtschaftlichkeit der Baumaßnahme ist die schnelle, massensparende, störungsarme und nachbearbeitungsfreie Ausführung. Hierin liegt die Hauptaufgabe des Felsbau-Entwurfs. Ein wichtiger Bestandteil ist die Abstimmung der möglichen Hohlraumabmessungen auf Gebirgsstruktur und -qualität (s. Kap. 6.5).

#### DER PROZESS DER KAVERNEN-GESTALTUNG

4.1 Erforderliche Entwurfsentscheidungen

### 4.1.1 Übersicht

4.

Bewußt vereinfachend wird der Gestaltungsprozeß aufgeteilt in Frühstadium (Standortwahl, Durchführbarkeitsstudie), Zwischenstadium (Ausschreibungsplanung) und Spätstadium (Ausführung). Wenige Entscheidungen müssen schon im Frühstadium bei sehr geringem geotechnischen Informationsniveau getroffen werden:

- unterirdische Lage, Höhenlage, horizontale und vertikale Felsüberdeckung,
- ungefähre Gesamt-Maschinenleistung (ohne genaue Maschinenzahl),
- notwendige Aufteilung der Installationen in parallele Kavernen.

Die erste und die letzte Entscheidung werden nach Abschätzung der zu erwartenden Felsqualität getroffen. Die anderen Entscheidungen können im Zwischenstadium letztmalig überprüft werden. Folgende Entscheidungen werden dann noch getroffen:

- Kavernenachsenrichtung und Lage im Grundriß,
- Anzahl der Maschinen, Abmessungen, Raumaufteilung, Querschnitt,
- Felspfeiler zwischen Haupt-, Nebenbauwerken, Stollen,
- Zugang, Ausbruchfolge, Entwässerungskonzept,
- Schätzung der Sicherungsmittelmassen, Kosten, Bauzeit
- Wahl des Konzepts der Kontrollmessungen.

Diese Entscheidungen werden im Endstadium wieder überprüft. Die ersten drei Entscheidungen können nur noch unter erheblichen Planungskosten revidiert werden. Die letzten drei Entscheidungen werden in der Regel und unter vertretbaren Mehrkosten abgeändert. Der Vorteil frühzeitiger Entscheidungen, die dann weiter Bestand haben, ist ersichtlich für die rasche Inbetriebnahme.

#### 4.1.2 Maschinenleistung, Kavernenvolumen

Bei sparsamster Hohlraumgestaltung definieren Maschinentyp sowie -größe und Maschinenkran den Kavernenquerschnittsbedarf allein. Eine größere Maschinenanzahl und damit Kavernenlänge sind in der Regel unkritisch. Dem Wunsch nach wenigen großen Maschinen steht die Vorsorge für Ausfälle einzelner Maschinen entgegen. Es sind weit überwiegend geradzahlige Maschinensätze ausgeführt worden: Zwei: 28%, vier: 27%, sechs: 9%, dagegen eine: 9%, drei: 19%, fünf Maschinen: 3%. Der mittlere Bedarf beträgt ca. 28 m Kavernenlänge je Maschine (siehe Abb. 10). Das erforderliche Kavernen-Ausbruchvolumen je MW installierter Leistung sinkt mit der spezifischen Leistung L, von 300 m<sup>3</sup>/MW auf 100 m<sup>3</sup>/MW, im Mittel 200 m<sup>3</sup> (siehe Abb. 9). In Sonderfällen kann die Kavernenlänge eingeschränkt werden, um die Durchfahrung von Schwächezonen zu vermeiden.

- 14 -







Abb. 10 Kavernenlänge und Anzahl der Maschinen

Die Entscheidung über die Unterbringung der Transformatoren kann bei quantitativer Gebirgsklassifikation und Studium des Gefüges fundiert getroffen werden. Folgende Anordnungen sind möglich:

- An der Oberfläche (wegen langer Wege kaum noch verwendet),
- unmittelbar neben den Maschinen in der Hauptkaverne,
- in der Hauptkaverne, aber in Verlängerung der Kavernenachse,
- in Querschlägen zur Hauptkaverne,
- in parallelen Kavernen auf gleicher Höhe oder
- in parallelen Kavernen, deutlich höher als die Hauptkaverne.

Alternativ sind auch parallele Transformatorenstollen mit Aufweitungen für die Transformatoren möglich.

Aus der Sicht der Felsmechanik sind die Querschläge die schlechteste und parallele Kavernen mit der Sohle über der Krafthausfirste die beste Lösung. Eine Verlängerung in der Achse durch Transformatorenkammern ist mit wenigen Ausnahmen (siehe oben) unkritisch. Bei geneigten Primärspannungen z.B. wegen Hangnähe und hangparalleler Achse kann die Aufteilung in mehrere Parallelbauwerke falsch sein. Der grundsätzliche Einwand von WISSER (161, 1990), daß bei Parallelkavernen grundsätzlich der Zwischenpfeiler nicht genügend belastet wird, ist durch die überwiegende Praxis und deren Beobachtungen widerlegt.

Erwartungsgemäß werden Transformatoren bei steigender Maschinenleistung viel häufiger in parallelen Kavernen angeordnet: Die Mittelwerte der Leistungen von 90 Anlagen mit bzw. 70 Anlagen ohne separate Transformatorenkaverne betragen 180  $\pm$  125MW bzw. 105  $\pm$  90MW. Die erzielbare Einsparung bei der Kavernenbreite und -querschnittsfläche kann mit ca. 20% angegeben werden, was bei mäßiger Felsqualität entscheidend zur Wirtschaftlichkeit und Risikobegrenzung des Ausbruchs führt (siehe Kap. 6.5). Kavernenlänge und -höhe werden kaum beeinflußt. Auch die Anforderungen an die Betriebssicherheit führt zunehmend zu getrennten Transformatorenkammern.

### 4.1.3 Lage, Lasten, Achsenrichtung, Form

In dieser Phase wird die Anzahl der Maschinen bei nahezu konstanter Gesamtleistung festgelegt. Neben der Länge kann dadurch auch die Querschnittsfläche verändert - aus felsmechanischer Sicht in der Regel verringert - werden. Die wichtigste Entscheidung dieses Stadiums betrifft die Richtung der Achse. Hierfür stehen folgende Kriterien zur Abstimmung:

- Vermeidung oder kürzeste Durchfahrung von Störungs-/Zerrüttungszonen
- Vermeidung anderer Großkeile in den Kavernenseitenwänden, hierzu wird eine Achsenlage parallel zur Winkelhalbierenden zwischen Hauptklüften empfohlen
- kürzeste Durchfahrung von Schichtflächen, Schieferungsflächen
- Orientierung der Kavernenlängsachse oder noch genauer der Flächendiagonale parallel zu der größten Horizontalspannung des Gebirges

- Orientierung senkrecht zur Richtung der Talflanke bei Hangnähe, dadurch wird die zunächst symmetrische elastische Lastumlagerung erzielt
- Einschränkung von Mehrausbruch in Dach (und Seitenwänden), hierzu empfehlen sich die Keyblock-Theorie und die Lagenkugel-Analyse.

Selbstverständlich wird keine der o.g. Forderungen voll erfüllt, es findet ein Ausgleich bei Gewichtung in der angegebenen Folge statt. Ungünstige Richtungen der Stirnflächen werden wegen der konstruktiven Sicherungsmöglichkeiten immer in Kauf genommen. Die Betrachtung von über 65 Kavernen-Achsrichtungen und die Einstufung nach strukturellen Gesichtspunkten (s. Abb. 11) zeigt, daß nur in 15% der Fälle eine Parallelität (bzw. weniger als 20° Unterschied) von Kavernenachse und Schicht- bzw. Hauptkluftflächen akzeptiert wurde, in der Regel nur um damit große Horizontalspannungen zu vermeiden oder die einzige feste Gebirgsscholle auszunutzen. Bei horizontalen oder schwach geneigten Schichtflächen oder subvertikalen Trennflächen ist in dieser Hinsicht die Achsenrichtung unkritisch.

Bei stark unterschiedlichen tektonischen Seitendrücken, die den Überlagerungsdruck übertreffen, wird dieses Kriterium maßgeblich, zumal Keilversagen eher unwahrscheinlich wird. Erhöhte Seitendrücke sind in der Hälfte der vorgestellten Bauwerke aufgetreten, wobei Seitendrücke allein aus elastischem Gebirgsverhalten unterrepräsentiert sein können. Noch mehr als extreme Seitendrücke müssen schiefe Hauptspannungen, d.h. asymmetrische Belastungen des Querschnitts vermieden werden, weil eine weiträumige Überlastung eines geklüfteten Gebirges zu erwarten ist und evtl. die symmetrische Querschnittsform nicht beizubehalten ist (SELMER-OLSEN & BROCH, 131, 1977). Der Abstand der Kaverne von Zerrüttungszonen sollte, wenn möglich, 50% der Kavernenbreite oder 10m im Mittel an Stirnwänden betragen. An den Seitenwänden sind mindestens die verdoppelten Entfernungen angemessen.

Die Untersuchung der Querschnittsform ist mit modernen verfügbaren Berechnungsmethoden mehrfach durchgeführt worden. Es ergaben sich folgende Richtlinien:

- Eine flache Form des Kavernendachs ist unkritisch oder sogar günstig,
- vertikale Seitenwände sind ebenso wie auch bisher Stirnwände selbst bei hohen Seitendrücken unkritisch, aber nicht optimal für kleine Seitendrücke.
- Das günstigste Verhältnis der Querschnittsachsen ist umgekehrt proportional zum Seitendruckverhältnis in situ. Das mit Abstand häufigste Höhen/Seitenverhältnis von 1,7 ist also nur für Seitendruckfaktoren zwischen 0,50 und 0,75 günstig. Bei höheren Seitendrücken muß die Kavernenhöhe möglichst eingeschränkt werden. Ist die optimale Höhe nicht erreichbar, resultiert daraus eine erhöhte Wand-Verformung und -Sicherung.
- Ungünstige Zwischen- und Endformen des Ausbruchquerschnitts müssen je nach Art des in situ-Spannungszustands vermieden oder untersucht werden. Sie können bestimmend für die Sicherung sein.



Abb. 11 Winkel zwischen Kavernenachse und Haupttrennflächenrichtung

Eine Betrachtung der ausgeführten Querschnittsformen (s. Abb. 8) ergab nach früher überwiegender Ausführung mit Betonfürstbalken und entsprechender Auflagerung (Pilzform) einen starken Rückgang zugunsten glatter Übergänge (sogenannte Patronen- oder Bullitform).

Eine Hufeisenform des Querschnitts ist zwar felsmechanisch vorteilhaft bei kleinen Seitendrücken, die Beeinträchtigung der Ausführung ist jedoch nur in Ausnahmefällen wie starker Verformbarkeitsanisotropie gerechtfertigt. Eine Halbkreisform kommt nur bei geringem Höhenbedarf und geringer vertikaler und horizontaler Spannung zur Ausführung.

Zur Abtragung planmäßiger Lasten in einer Kaverne ist folgendes zu bemerken:

- Zulässige Kontaktspannungen können dort einfach in Abhängigkeit von der Gesteinsfestigkeit angegeben werden, wo geometrische Instabilität (Abgleiten, Kippen) nicht möglich ist (DUNCAN, 40, 1965).
- Kranbahnträger werden im Hinblick auf die Gebirgsverformbarkeit günstiger auf Betonstützen als auf Fels gegründet.
- Eine strikte Trennung von Ausbruch- und Betriebslasten ist zwingend erforderlich. Innenkonstruktionen sollen deshalb nur bei abgeklungenen Felsverformungen eingebaut werden. Der vorläufige Ausbau muß ausreichend sein, um den Gebirgslasten allein entgegenzuwirken. Dies ist auch im Hinblick auf nicht technisch bedingte Bauverzögerungen zu fordern. Andernfalls kann nie Klarheit über die Lastabtragung bestehen.
- Jeder Wasserdruck muß im Bau- und Betriebszustand durch Dränage abgebaut bleiben (teilweises Verstopfen der Dränage muß verhindert oder berücksichtigt werden).
- Rechnerische Erdbebenlasten sind bei ausreichender Tiefenlage (größer als zwei Kavernehöhen) nicht kritisch, rechnerische Belastungen aus Innenkonstruktionen können dann unbedenklich an den Fels abgegeben werden.

## 4.1.4 Sicherungskonzept, Rohbauzeitplan

Das endgültige Sicherungskonzept und der geplante Bauablauf können allein schon wegen der bis dahin möglichen Änderungen der Maschinenkonzeption, aber auch wegen des begrenzten geotechnischen Informationsniveaus erst in der Ausführungsplanung angegeben werden. Das Konzept muß ebenso wie im modernen Stollenbau Alternativen für verschiedene Wertebereiche der maßgebenden geotechnischen Parameter (Richtungen von Großklüften, Gebirgsfestigkeit, -verformbarkeit usw.) d.h. definierte Ausbruch-/Sicherungsklassen für solche Gebirgsklassen enthalten.

Das Sicherungskonzept soll vorzugsweise schnell zu installierende und wirksame, den Ausbruchfortschritt möglichst wenig beeinflussende Elemente enthalten. Diese Forderung ist besonders durch Spritzbeton und kurze Keilanker zu verwirklichen. Vorspannanker hoher Kapazität müssen Kriterien der Mindestaushärtezeit für Kopf und Haftstrecke sowie der Mindestlänge erfüllen. Ebenso sind der Prüf- und Belastungsvorgang sowie spätere Spann- und Verpreßarbeiten zeitraubend. Bei großer erforderlicher Wirkungstiefe infolge ungünstiger Gebirgseigenschaften sind Vorspannanker eventuell unvermeidlich. Dieses Ankerraster kann grundsätzlich nicht empirisch bestimmt werden.

Der Rohbauzeitbedarf kann nach den Veröffentlichungen über 40 Bauwerke mit mindestens einem Monat für 2.000 m<sup>3</sup> Kalottenausbruch und einem Monat für 10.000 m<sup>3</sup> Strossenausbruch geschätzt werden. Beschleunigung des Strossenausbruchs durch mehrere Angriffspunkte und sogar mehrere Unternehmer ist derart möglich, daß der Kavernenrohausbruch stets in weniger als zwei Jahren beendet ist. Das mittlere Kavernenvolumen beträgt ca. 80.000 m<sup>3</sup> und erfordert ca. 1 Jahr Bauzeit. Die Abhängigkeit der Ausbruchleistung von der Felsqualität besteht zwar (s. Abb. 12), nämlich durch geringeren Zeitaufwand und Einfluß der Sicherung, sehr viel deutlicher ist aber die Abhängigkeit von der Kavernenquerschnittsfläche und damit dem verfügbaren Arbeitsraum (s. Abb. 13).

Die entsprechenden linearen Beziehungen für die Kalotten- und für die Gesamtausbruchleistung sind in Abhängigkeit von der Felsqualität RMR:

GA =	7,5 · RMR +	1.500	[m <sup>3</sup> /Monat],
GA =	100 · RMR -	500	[m³/Monat]





Evaluation von 35 Projekten





Für den Strossenausbruch ergab sich keine Abhängigkeit von der Felsqualität. Für den Kalotten-, Strossen- und Gesamtausbruch ergibt sich außerdem

GA =	$1.100 + 1.0 \cdot F_{Q}$	[m <sup>3</sup> /Monat],
GA =	$3.900 + 6.7 \cdot F_{Q}$	[m <sup>3</sup> /Monat],
GA =	$3.600 + 3.5 \cdot F_{Q}$	[m <sup>3</sup> /Monat]

in Abhängigkeit von der Gesamtquerschnittsfläche  $F_q$  in m<sup>2</sup>. Die mittleren Ausbruchleistungen können mit der mittleren Fläche  $F_q = 870 \pm 300 \text{ m}^2$  überprüft werden, bzw. mit der mittleren Felsqualität für Kavernen RMR = 65.

#### Ermittlung der geotechnischen Entwurfskennwerte

## 4.2.1 Erforderliche Parameter und ihre Genauigkeit

4.2

Der Bedeutung eines Maschinenhauses und den Versagensfolgen entsprechend sind mehrere voneinander unabhängige Berechnungsmethoden, insbesondere Verformungs- und Stabilitätsberechnungen mit Kontinuums- und Diskontinuumsmethoden nötig. Entsprechend ist zwischen den Gruppen der Gesteins-, Gebirgs- und Trennflächenparameter zu unterscheiden. Die Verwendung von Gesteinsparametern ist nur bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Trennflächen möglich. Folgende Kennwerte sind somit zu ermitteln:

Gestein	Gebirge	Trennflächen	
Elastizitätsmodul Verformungsmodul	wie links wie links	evtl. Normalsteifigkeit	
evtl. Schubmodul bei deut-	wie links	evtl. Schubsteifigkeit	
licher Anisotropie Querdehnzahl(en)	wie links Seitendruck		
Geschwindigkeit der Dehn- u. Scherwellen	Geschwindigkeit der Dehn- u. Scherwellen	: ####	
Bruchdehnung(en)	Rechn. Annahme		
Gesteinstyp (Gruppe) Petrographie	Felsqualität Schichtenfolge	Trennflächenklassif. Trennflächenausbild.	
	Blockgröße	Anzahl der Scharen	
Trock. Druckfestigkeit	Druckfestigkeit bei natürlichem Wassergehalt	Kluft- Wandfestigkeit	
Wassergehalt/Porosität Durchlässigkeit	Durchlässigkeit	Öffnungsweite, Rauhigkeit	
	Zuläss. Pressung		
Raumgewicht	Rechn. Annahme		
Zugfestigkeit Scherfestigkeit	Rechn. Annahme Rechn. Annahme	Durchtrennungsgrad (bez. auf Bauwerksabmessung)	
Risikofaktoren: z.B. Quellneigung	Risikofaktoren: z.B. Kriechen	Risikofaktoren: z.B. Füllmaterial	

Tabelle 4.2.1 Erforderliche felsmechanische Kennwerte, Einteilung

- 22 -

## 4.2.2 Verteilungsmodelle, Punktschätzungsmethode

Folgende Verteilungsmodelle geotechnischer Parameter wurden bei Versuchsergebnissen beobachtet, ohne daß ein Beweis mittels Chi<sup>2</sup>-Test bisher durchgeführt worden ist:

Parameter	Verteilungsmodell	Abbildung
Gesteins-Druckfestigkeit	Lognormal	
Gesteins-Dehnung	Normal	Anh. 8
Gebirgs-Deformationsmodul	Lognormal	Anh. 9
Gesteins-Zugfestigkeit	Lognormal	<del></del>
Gesteins-Reibungswinkel	Normal	Anh. 7
Gesteins-Kohäsion	Lognormal	30
Gesteins-Porosität	Lognormal	##3
Gebirgs-Durchlässigkeit	Lognormal	56
Kluft-Öffnungsweite	Neg. Exponential	28
Kluft-Abstand	Neg. Exponential	24
Kluft-Ausbißlänge	Neg. Exponential	25
Kluft-Ausbißfläche	Neg. Exponential/Bessel	26
Kluft-Rauhigkeitskoeffizient	Normal	29
Kluftwand-Festigkeit	Lognormal	
Scherzonen-Dicke	Neg. Exponential	Anh. 5
Scherzonen-Abstand	Lognormal	24
Bankmächtigkeiten	Lognormal	Anh. 6

## Tabelle 4.2.2 Verteilungsmodelle felsmechanischer Parameter

LOCHER (99, 1983) stellt die Punktschätzungsmethode am Beispiel zweier Böschungen mit den Bodenparametern Reibung und Kohäsion sowie äußeren Lasten und Eigengewicht vor. Er verknüpft als normalverteilt angenommene Variable mit den empirischen Variationskoeffizienten nach HARR. Durch diskrete Variable nach ROSENBLUETH ergibt sich eine Berechnungsmöglichkeit dort, wo die Verteilung unbekannt, aber die Normalverteilung noch vorstellbar ist. Dies ist z.B. nicht für Kluftabstände und -ausbißgrößen möglich. (Literaturstellen zitiert nach TRUNK (151, 1993)). Der Sicherheitsfaktor und seine Streuung kann nun als Funktion zweier oder mehrerer Variabler dargestellt werden. Es sind aber für N Variable 2<sup>N</sup> Berechnungen nötig, während bisher 2 · N Parameter-Variationen ausreichend waren. In beiden vorgestellten Fällen ist wegen der Streuung vor allem der Kohäsion die Streuung der Sicherheiten zu groß. Die Mittelwerte der Sicherheiten sind akzeptabel, aber die Bruchwahrscheinlichkeiten im Prozentbereich sind es nicht. Es besteht im ersten Beispiel die zuerst unbefriedigende Situation, daß mit niedrigeren Sicherheiten für beide Fälle mit höherer Kohäsion (z.B. F= 3,0 und 3,1) eine niedrigere Standardabweichung von 0,4 und damit eine zulässige Bruchwahrscheinlichkeit ermittelt worden wäre. Dennoch wird auch in diesem Fall der in der Geotechnik entscheidende Tatbestand richtig berücksichtigt, daß die Unsicherheit der Eingabeparameter und des Ergebnisses wichtiger ist als die wahrscheinlichsten (d.h. Mittel-) Werte.

SAKURAI und SHIMIZU (126, 1987) unternehmen mit Hilfe der Fuzzy-Stabilitätsuntersuchung einen ähnlichen Versuch der Berücksichtigung der Parameterschwankungen für ebene Felsgleitkeile. Für Reibung und Kohäsion auf Klüften, die aus dem RMR-Wert gefolgert werden, und das Raumgewicht werden Trapez-Verteilungen angenommen. Diese sogenannten Beteiligungsfunktionen beschreiben Normal- und Lognormalverteilungen für praktische Zwecke befriedigend. Die geschlossene Formulierung des Sicherheitsfaktors der Keilstatik ergibt ebenfalls eine trapezförmige Beteiligungsfunktion der Standsicherheiten [f1 < f2 < f3 < f4]. Doch die angegebene Klassifikation der Gesamtstandsicherheit als instabil für f3 < 1 und schlecht für f2 < 1 überzeugt gerade im Vergleich mit LOCHER nicht. Maßgebend für den wirtschaftlichen Entwurf ist der Fall: f1 < 1 < f2 ( siche Abb. 14 und 15 ) und die Forferung: (f1+f2)/2 > 1.

Hier überzeugt die Definition des Sicherheitsindex bei (121) mit: SI = (f2 - 1)/(f2 - f1) und damit das Beurteilungskriterium des Entwurfs nahe der unteren Standardabweichung der Beteiligungsfunktion der Standsicherheiten. Wiederum bewirkt eine geringere Streuung der geotechnischen Parameter - z.B. durch eine gründlichere Erkundung - einen höheren Sicherheitsindex. Kritikwürdig ist, daß f3 und f4 und vor allem deren Differenz keinen Einfluß haben, der nach LOCHER (99, 1983) durchaus auch ungünstig sein kann.

Die Benutzung des Verfahrens für eine  $1H:1V(45^{\circ})$ -Böschung in Tonstein und eine  $1H:2V(65^{\circ})$ -Böschung in Schluffstein bei mit  $25^{\circ}$ - $35^{\circ}$  einfallender Kluftfläche wird durch die Abb. 14 und 15 dargestellt.

Reibung und Kohäsion haben hier Variationskoeffizienten von 0,2 und 0,67. Es wird das Kriterium SI > 0,50 vorgeschlagen, das die Tonsteinböschung für beide Fallwinkel, die Schluffstein-Böschung aber nur für den niedrigeren Fallwinkel erfüllt. Erhöhungen des Variationskoeffizienten der Reibung auf 0,30 verringern den Wert SI um ca. 20%. Damit wird das o.g. Kriterium für die Tonsteinböschung in beiden Fällen verletzt.









Die Anwendung beider Methoden auf ebene, elastische Kavernenberechnungen zusätzlich zur Anwendung auf ebene und räumliche Felskeile ist grundsätzlich möglich. Statt eines Sicherheitsbeiwerts bietet sich das folgende Kriterium der Ausdehnung von Bruchzonen um den Hohlraum an: Beträgt die größte Ausdehnung der Bruchzone weniger als 2/3 der Dübellänge von 6m für eine Stützweite von 20m, oder allgemein 2/3 der Dübellänge = 0,30 x Kavernenbreite, dann ist die Kaverne für diese Parameterkombination wirtschaftlich stabilisiert. Für N = 4 Variable wie Reibungswinkel, Kohäsion, Seitendruckfaktor und Gesteinsdruckfestigkeit ist die Standardabweichung der Verteilung der Bruchzonenausdehnungen von  $2^{N}$ =16 Berechnungen entsprechend LOCHER (99) gemeinsam mit dem Mittelwert zu berechnen. Bei einem Aufwand von ca. 10 Minuten je Berechnung mit dem Programm EXAMINE 2D (36, 1991) wären z.B. in einer Studie nach drei Stunden die erforderlichen Genauigkeiten dieser Parameter und die genaue Einordnung des Entwurfs in die Kategorien sehr wirtschaftlich, wirtschaftlich, teuer und kritisch bekannt.

#### 4.2.3 Bemessungskennwerte und Parameter-Variationen

Während in einigen Ausnahmefällen die wahrscheinlichsten geotechnischen Parameter für Standsicherheitsberechnungen verwendet werden können, wie z.B. bei

- Referenzfällen f
  ür Sensitivit
  ätsanalysen,
- Vorhersage wahrscheinlicher und
- Rückrechnung gemessener Deformationen,
- Probabilistischen Analysen mit Streuungen,

sind in der Regel und vor allem für einfache Vorberechnungen konservative Werte d.h. ungünstige Abweichungen von den wahrscheinlichsten Werten erforderlich. Dies sind in der Regel die niedrigeren Werte der Verformbarkeit und Festigkeit, aber z.B. auch die höheren Werte der Durchlässigkeit, Querdehnung, Anisotropie, Steifigkeitsunterschiede bei Schichtfolgen, des Raumgewichts, Rißvolumens oder Grundwasserspiegels.

In einer Untersuchung für normalverteilte Variable hat von SOOS (134, 1990) Richtlinien für die Bodenmechanik entwickelt, die auch hier gültig sind: Je nach Güte der Voruntersuchung sollen die Mittelwerte um den halben bis doppelten Wert der Standardabweichung (STD) in ungünstiger Weise verändert werden, um Bemessungswerte zu erhalten. Tatsächlich ist mit der doppelten STD das Erkundungsrisiko normalverteilter Größen genügend abgegrenzt, die halbe STD ist auch bei außergewöhnlicher Bestimmungsgüte im Labor für Fels recht optimistisch. Für Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte im Labor ist die Normalverteilung und einfache STD angemessen. Für lognormal oder exponential verteilte Größen, wie die Kluftausbißlängen, greift dieses Konzept nur für Erhöhungen um den Maximalbetrag. Bei einer evtl. nötigen Verminderung ist dagegen die halbe STD für diese Verteilungsmodelle schon sehr konservativ wie z.B. beim Kluftabstand. Aus einer großen Anzahl veröffentlichter und eigener Standsicherheitsanalysen von Kavernen bildete sich eine Rangfolge von erforderlichen Parameter-Variationen heraus. Nicht alle sind für jedes Bauwerk und in jeder Entwurfsphase erforderlich, aber jede Unterlassung sollte begründet sein. Es sind Variationen erforderlich für:

- a) Ausbauwiderstand oder Umfang der Sicherungsmittel
- b) Gebirgs- oder Trennflächenfestigkeit, evtl. Felsqualität
- c) In situ-Spannungen nach Größe und Richtung, Randbedingungen, hierzu ist eine ebene Berechnung eventuell nicht ausreichend
- d) Teilquerschnitte zur Verformungsvorhersage, Zwischenzustände
- Gebirgstypen getrennt oder gemeinsam im Berechnungsausschnitt, Schichtenfolge, Steifigkeitsverhältnisse
- f) Parallelbauwerke, Wechselwirkung, Ausbruchfolge, -verzögerung
- g) Trennflächen- und Bankorientierungen, hierzu ist nur in Sonderfällen eine ebene Berechnung ausreichend
- h) ebene/räumliche Berechnung wegen der Existenz von Schwächezonen
- i) Elastisches anisotropes Materialverhalten
- j) Zusätzliche Belastungen und Risikoabschätzungen durch verschiedene Versagenskriterien, Festigkeitsabminderung nach Bruch, Sprengwirkung, verspäteter Ausbau.

Die Abb. 16 zeigt die Häufigkeit der berichteten Parametervariationen in 35 FEM-Kavernenberechnungen. Bei anderen Berechnungsverfahren wie der Randelemente-Methode oder Grenzgleichgewichts-Methoden ist die mögliche Themenbreite erheblich geringer.

# Auswertung von 35 Projekten/120 Themen



#### Abb. 16 Berechnungsthemen bei der Kavernenstandsicherheitsanalyse

#### 4.3 Den Entwurfsphasen angepaßte Berechnungsmethoden

#### 4.3.1 Vorstellung der wichtigsten Verfahren

Die Berechnungsmethoden der Felsmechanik können unterschieden werden nach Kontinuumsund Diskontinuumsberechnungen, Berechnungen des Gebrauchs- und des Grenzzustands, deterministischen und probabilistischen Ansätzen. Durch Forschung und verbreitete Anwendung stehen für jedes Entwurfsstadium und den zugehörigen Bearbeitungszeitraum angemessene Verfahren und kommerziell zugängliche Rechenprogramme zur Verfügung.

Die Keilstatik steht wegen der möglichen geschlossenen Lösungen inzwischen sowohl deterministisch als auch probabilistisch zur Verfügung. Es existieren ebene, räumlich auf zwei, drei oder mehr Trennflächen beschränkte deterministische Methoden, solche mit und ohne Zugriß und Berücksichtigung des Kluftwasserdrucks. Die Sicherung beschränkt sich auf Einzel- und Flächenlasten. Verformungen können nicht angegeben werden.

Die Keyblock-Theorie ist eine Weiterentwicklung, die Einschränkungen hinsichtlich der Anzahl der Keilflächen fallenläßt und Wiederholungen der Klüfte zur Keil-/Blockbildung zuläßt. Die Simulation der Sicherung ist beschränkt, an der Berechnung von Verformungen und ihrer Beeinflussung durch die Sicherung wird gearbeitet. Die Distinkte-Elemente-Methode verwendet als einzige neben der FEM die Verformbarkeit der Trennflächen. Sie läßt Freiheiten bei den Abständen der Trennflächen, erfordert bei unbekannter aktueller Lage der Klüfte aber mehr Variationen. Die Bearbeitungsgeschwindigkeit ist sehr attraktiv. Die Sicherung und ihre Wirkung auf die Hohlraumverformungen sind simulierbar. Brüche sind sichtbar.

Für Fels schlechter Qualität sind auch Gleitkreisverfahren angewandt worden, was für kleine Blockgrößen (kleiner und gleich 10cm) plausibel ist.

Die folgenden Kontinuumsverfahren liefern Verformungen, die im Großmaßstab sinnvoll, im Detail aber unrealistisch sein können.

Elastische und plastische analytische Berechnungen sind für Kreisquerschnitte weit entwickelt, nur dort ist auch der Einfluß der Sicherung ablesbar. Prominenteste Anwendung ist das Kennlinien-Verfahren (HOEK & BROWN, 65, 1982). Elastische analytische Berechnungen liegen für Querschnitte vor, die FOURIER-entwickelbar sind. Die Berücksichtigung der Sicherung ist gleichartig begrenzt.

Die Randelemente-Methode (BEM) ist in der Bearbeitungszeit nur bei Beschränkung auf elastische Probleme sehr attraktiv. Zur Vor-Untersuchung von Querschnittsformen und Hohlraumgruppen ist sie konkurrenzlos, aber bei guter Felsqualität zu konservativ (siehe Kap. 4.3.3). Der Versuch, plastische Probleme zu behandeln, ist bei geringerem Informationsgehalt ebenso zeitraubend wie die FEM-Berechnungen. Die Simulation der Sicherung ist noch sehr schwach.

Finite-Differenzen-Verfahren sind vereinzelt in der Kavernen-Analyse verwendet worden. Der entscheidende Vorteil liegt in der direkt möglichen Lösung der zeitabhängigen Last-Probleme.

Finite-Elemente-Verfahren haben sich bei der Lösung aller Kontinuumsberechnungen weltweit durchgesetzt. Die Simulation aller Sicherungsmittel und die Vorhersage der plastischen Verformungen sind nur mit diesem Verfahren befriedigend. Wo erforderlich, können Sickerströmungs-, statische und dynamische Berechnungen mit einander gekoppelt werden. Der Sonderfall der viskoplastischen Berechnung (PANDE & XIONG, 112, 1982) ist bei konservativer Parameterwahl ausreichend, um die Grenzzustandsberechnung zu ersetzen. Eine Verformbarkeitsanisotropie zu berücksichtigen ist nur bei FEM-Verfahren möglich. Die Simulation der Kluftsteifigkeit ist bisher mit FEM so aufwendig und kritisch hinsichtlich der Parameterwahl, daß sie überwiegend vermieden wird.

Damit wird das Verformungsergebnis der FEM für massigen, festen Fels mit ausgeprägter Verschiebung nur auf Trennflächen im Detail nicht richtig wiedergegeben. Dieser Fall ist gerade für Krafthauskavernen in der Vergangenheit häufig entscheidend dafür gewesen, daß die vorhergesagten Verformungen unterschritten worden sind. Für die Beurteilung des Sicherungskonzepts und für künftig vermehrt zu erwartende schlechtere Kavernenstandorte ist die FEM sehr geeignet. Für die Vorhersage meßbarer Verformungen aus Teilausbrüchen ist die FEM mit viskoplastischem Verhalten zu aufwendig. Elastische Berechnungen mit nachträglichen plastischen Zuschlägen entsprechend der Felqualität mit BEM sind hierbei ausreichend. Eine kurze Einordnung der Verfahren erfolgt in der Tabelle 4.3.1.

Kriterium:	Sicherung ja/wirksam	Verformung ermitt. ja/abh. v. Sicherung	Grenz- zustand	Räumlich
Keilstatik	ja	nein/nein	ja	ja
Keyblock ja nein/nein		ja	ja	
Dist. Elem.	Dist. Elem. ja ja/ja		ja	ja
Analytik	kaum/kaum	kaum/kaum	kaum	nein
Randelemente kaum/kaum		kaum/kaum	nein	kaum
Finite Elem.	ja/ja	ja/ja	nein	ja

Tabelle 4.3.1 Wirksamkeit der felsmechanischen Berechnungen

## 4.3.2 Vergleich der Eingabedaten verschiedener Methoden

Das nichtlineare Festigkeitskriterium von HOEK & BROWN (65, 1982), das bei Berechnungen mit der Randelemente-Methode verwendet wird, ist hinsichtlich zwei der drei Festigkeitskennwerte nicht sehr anschaulich (siehe Abb. 17).

Die Parameter m und s sollen deshalb mit den linearen Scherfestigkeitsparametern C und  $\phi$  verglichen werden, was nur punktweise gelingt, d.h. für bestimmte Spannungsgrößen. Die von HOEK & BROWN angegebene Formel

 $\tau/\sigma_{C} = A (\sigma/\sigma_{C} - T)^{B} \text{ oder}$  $\tau = A \sigma_{C} (\sigma/\sigma_{C} - T)^{B}$ 

wird dabei nach der aktuellen Normalspannung abgeleitet, um den Tangens des spannungsabhängigen Reibungswinkels zu erhalten:

$$d \tau/d \sigma = A B (\sigma/\sigma_C - T)^{B-1} / \sigma_C \text{ oder:}$$
$$(d \tau/d \sigma) \cdot \sigma_C = A B (\sigma/\sigma_C - T)^{B-1}$$

und bei  $\sigma = 0$  und  $\sigma = \sigma_c$  betrachtet, wo C und  $\phi$  ihr Minimum bzw. Maximum haben:

$$\min C = \tau (\sigma = 0) = A + \sigma_C (-T)^B \quad \text{mit } T < 0$$
$$\max C = \tau (\sigma = \sigma_C) = A \sigma_C (1-T)^B \quad \text{mit } T < 0$$

Beide Kennwerte sind Extremwerte für die Materialkohäsion. Als praktisch sinnvoller Zwischenwert wird  $\tau$  ( $\sigma = 0.2 \sigma_c$ ) vorgeschlagen. Er könnte auch durch

C = min C + 0,1 (max C - min C) bei RMR = 50 angenähert werden.

Entsprechend wird auch für den Reibungswinkel verfahren, d.h. es wird der Wert bei  $\sigma = 0,2 \cdot \sigma_c$  statt des Mittelwerts benutzt. Hier mißlingt jede Linearisierung:

max  $(\tan \phi) = \tan \phi$   $(\sigma = 0) = A B (-T)^{B-1}$ min  $(\tan \phi) = \tan \phi$   $(\sigma = \sigma_c) = A B (1-T)^{B-1}$ 

Die angegebenen Werte werden für die fünf Gebirgstypen nach HOEK & BROWN, die in etwa je zwei der später verwendeten Gebirgstypengruppen enthalten, und acht Felsqualitäten zwischen RMR = 100 und RMR = 36 tabelliert und graphisch dargestellt (siehe Abb. 18 und 19).





Abb. 17 Nichtlineare Festigkeitskennwerte nach HOEK & BROWN

Die Kohäsion wurde jeweils durch die Multiplikation mit der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit errechnet. Die Ergebnisse stimmen gut mit der Erfahrung überein:

- Die Kohäsion des ungeschwächten Materials liegt bei  $\sigma = 0$  bei 10% bis 20% der einaxialen Druckfestigkeit, später bei ca. 25%.
- Die Kohäsion des Gebirges von mittlerer Qualität für Kavernen liegt bei  $\sigma = 0$  bei 0,75% bis 1,25% der einaxialen Druckfestigkeit, später bei ca. 2% bis 5%.
- Die Kohäsion des Gebirges von schlechtester Qualität für Kavernen liegt bei  $\sigma = 0$  bei 0,05% bis 0,1% der einaxialen Druckfestigkeit und ist später nicht mehr veränderlich.
- Der Reibungswinkel des ungeschwächten Materials liegt bei  $\sigma = 0$  bei 40° bis 55°, im relevanten Spannungsbereich bei ca. 35° bis 40°.
- Der Reibungswinkel des Gebirges von mittlerer Qualität für Kavernen liegt bei  $\sigma = 0$  bei 45° bis 55°, im relevanten Spannungsbereich bei ca. 25° bis 35°.
- Der Reibungswinkel des Gebirges von schlechtester Qualität für Kavernen liegt bei σ = 0 bei 45° bis 55°, später zwischen 15° und 20°. Der Wert φ=15° bei RMR=23 ist für Störungs-/ Zerrüttungszonen ebenfalls sinnvoll.

Sowohl Kohäsion als auch Reibungswinkel zeigen eine verständlicherweise konservative Extrapolation der Laborversuchsergebnisse am Gestein auf das geklüftete Gebirge. Bei Fehlen ausreichender Versuchsergebnisse und vorsichtiger Felsklassifikation bergen diese Kennwerte kein Risiko, bei Vorliegen ausreichender Ergebnisse der Erkundung wird es möglich sein, bessere Kennwerte anzunehmen (s. Kap. 5.5 und 6.3.2). Der konservative Charakter dieser Kennwerte verglichen mit konkreten Einzelbeispielen ist verständlich, um auch bei beliebigen unterschiedlichen Standorten eine gefahrlose Anwendbarkeit zu sichern.



Gebirgswert bei Sigma/Druckfest.=0,2

Abb. 18 Reibungswinkel für fünf Gebirgstypen nach HOEK & BROWN

Gebirgswert bei Sigma/Druckfest.=0,2



Abb. 19 Kohäsionswerte für fünf Gebirgstypen nach HOEK & BROWN

Der Einfluß der Felsqualität auf die beiden Scherparameter ist am stärksten, der Einfluß des Spannungsniveaus zunächst bei hoher Felsqualität gering, dann stärker. Der Einfluß des Gebirgstyps ist schwach. In den Abbildungen 20 und 45 sind die Gebirgsdruckfestigkeit nach der idealisierenden linearen Beziehung

$$\sigma_{Geb} = 2 C_{Geb} \cos \left(\phi_{Geb}\right) / (1 - \sin \left(\phi_{Geb}\right))$$

und die Gebirgszugfestigkeit unter Verwendung von TS < 0 nach HOEK & BROWN (65) dargestellt. Die Gebirgsdruckfestigkeit an aktuellen Bauwerken wird später mit diesen Schätzungen verglichen werden (siehe Kap. 5.5).

Die Kennwerte m und s sollen nach HOEK & BROWN (65) für die variable Felsqualität RMR und 5 Gesteinstypen (siehe Abb. 17) berechnet werden durch:

 $m = m_i \cdot exp ((RMR - 95) / 13,4) \text{ und } s = s_i \cdot exp ((RMR - 100) / 6,3)$ mit:  $m_i$ : Gebirgstypenabhängiger Anfangswert und  $s_i = 1$ , damit nicht Gebirgstypenabhängig.

BIENIAWSKI (20) schlägt vor, diese Kennwerte dem durch Sprengvortrieb gestörten Material zuzuweisen und dem ungestörten Material dagegen die Werte:

 $m = m_i \cdot exp ((RMR - 95) / 28) \text{ und } s = s_i \cdot exp ((RMR - 100) / 9)$ 



# Gebirgskennwert

Abb. 20 Zugfestigkeiten für fünf Gebirgstypen nach HOEK & BROWN

## Vergleich der Ergebnisse verschiedener Berechnungen für den Vorentwurf an den Beispielen Agus 4, Arun 3, Bakun, Ertan, Godar-e-Landar, Siah Bishe, Waldeck 2

Für die genannten Kavernen wurden umfangreiche Parametervariationen unter Verwendung der Finite-Elemente- und Randelemente-Methode durchgeführt und bewertet:

4.3.3

- a) Agus 4: Für Basalt Klasse 2 mit orthogonalem Kluftsystem und einer Kohäsion von 1MPa (Klüfte) findet nur Versagen auf horizontalen Flächen in der Firste und unter den Kranbahnträgern statt. Mit den angenommenen Kennwerten der Felsklasse 4 ist der Bau der Kaverne dagegen nicht möglich. Der notwendige vertikale Abstand zwischen der temporären Kavernensohle und dem Austausch von Tuff und Beton im Unterwasser-Stollenbereich beträgt mindestens 10m. Die Kaverne ist wegen der niedrigen Druckfestigkeit des Gesteins von 20 MPa schon in Klasse 2 nicht erfolgreich mit BEM zu analysieren. Weitere Ergebnisse sind bei HÖNISCH (66, 1987) und die Kennwerte der Beispiele a), c), f) sind alle bei HÖNISCH (67, 1988) enthalten. Die Kaverne ist gebaut.
- b) Arun 3: Die Richtung weiträumig ausgedehnter Scherflächen bestimmt bei sonst guter Gebirgsfestigkeit des Gneises den Ausbau. Bei Orientierung der Kavernenachse senkrecht zu diesen Scherflächen ist eine Felsverdübelung mit einem Ausbauwiderstand von 0,35 MPa in den Wänden und 0,55 MPa in der Firste unabhängig vom Fallwinkel ausreichend. Dieses Ergebnis ist auch durch elastische Berechnungen zu erhalten. Beim Sonderfall nahezu achsparallelen Streichens der Scherzonen und ungünstigem Einfallen von 50° ist eine systematische Vorspannung durch 1000 kN-Anker je 20m<sup>2</sup> und eine engere Verdübelung erforderlich. Dieses Ergebnis ist auch aus der Keilstatik zu erhalten. Der Bau der Kaverne ist ausgeschrieben worden.
- c) Bakun: Die festgestellte Verformbarkeitsanisotropie der Wechsellagerung von Grauwacke und Tonstein von n=E<sub>1</sub>/E<sub>2</sub>=2 hat so deutliche Auswirkungen auf die Deformationen und Versagenszonen, daß eine vereinfachte isotrope Berechnung nicht sinnvoll ist. Dies hängt auch mit der extremen Größe des untersuchten Querschnitts mit 34m x 50m (B x H) zusammen. Wegen der günstigen Kavernenorientierung mit 60° Differenzwinkel zum Schichtstreichen ist auch für die schwache Tonstein-Wechsellagerung eine Verdübelung ausreichend. Die Kaverne wurde in der Vorplanung durch ein Oberflächen-Krafthaus ersetzt.
- d) Ertan: Das Gebirge aus Syenit und Basalt ist meist massig und ungewöhnlich homogen, was auch die hohen Werte aus den direkten Scherversuchen anzeigen. Deshalb sind isotrope, elastische Berechnungen hier besonders wirksam bei der Untersuchung geometrischer Einflüsse wie Formänderung, Felspfeiler und Teilausbrüche.

Die FEM-Berechnung, die für diese Varianten zu aufwendig wäre, liefert dann für die maßgeblichen Parameter noch günstigeres Verhalten der Kaverne als die BEM-Berechnung. Dies liegt weniger an den Festigkeitskennwerten nach HOEK & BROWN (65), sondern an der wirksameren Simulation der Vorspannankerung in FEM-Berechnungen. Von besonderer Bedeutung bei diesem Bauwerk ist, daß bei einem modernen BEM-Rechenprogramm (36, 1991) auch die achsparallele Horizontalspannung mit beliebig hohen Werten berücksichtigt werden kann und nicht nur entsprechend dem ebenen Dehnungszustand. Damit konnte die weitgehende Wirkungslosigkeit von Pfeilerverbreiterungen zwischen den Hohlräumen und die Vorteile glatt ausgebildeter Hohlraumkonturen nachgewiesen werden. Die Kaverne ist im Bau.

e) Godar-e-Landar: Die Stabilität der Kaverne in einer Wechselfolge grob- und feinkörniger Sedimente ist durch eine homogene Berechnung mit gewichteter mittlerer Steifigkeit und Festigkeit nicht zu beschreiben. Das Verhältnis der Gebirgs-Deformationsmoduli und -Kohäsionen beträgt etwa 4:1. Bei Modellierung der Wechsellagerung ergibt sich asymmetrisches und auch in den festeren Gesteinen weiter ausgedehntes Versagen als in den elastischen BEM-Analysen, in denen die Wechsellagerung nicht modelliert werden kann. Die lokale Stabilität der Firste und der Sohle in einem Gesteinstyp allein kann dagegen ausreichend analysiert werden. Trotzdem hat schon die vereinfachte BEM-Analyse mit den gemittelten Festigkeits- und Elastizitätskonstanten ergeben, daß vor Abschluß des geplanten Materialaustauschs in der Nähe der Unterwasser-Stollen der Strossenausbruch nicht zulässig ist. Das Kriterium ist - wie bei allen parallelen Ausbrüchen - die nicht zulässige Vereinigung der einzelnen plastischen Zonen. Der erforderliche vertikale Abstand der Teilausbrüche beträgt bei 30m Kavernenbreite ca. 20m.

Der Entwurf von 1000 kN-Vorspannankern je 25 m<sup>2</sup> Wandfläche gerade in den festen Gesteinen konnte aus in den FEM-Berechnungen dort beobachteten Bruchzonen abgeleitet werden. Der Materialaustausch kann durch Stahlbetonplatten und o.g. Vorspannanker je 6 m<sup>2</sup> nach Kartierung des Untersuchungsstollens ersetzt werden. Der Bau der Kaverne ist ausgeschrieben.

f) Siah Bishe: Die Existenz schichtparalleler Scherzonen in den als homogen angenommenen Schluffsteinen, Melaphyren, quarzitischen Sandsteinen oder Kalksteinen kann mit dem isotropen Modell nach HOEK & BROWN überraschend gut beschrieben werden (siehe Abb. 21). Dies ist wieder begründet in den etwa gleich niedrigen Scherfestigkeitskennwerten für drei nahezu orthogonale Trennflächensysteme. Die trotz günstiger Achsorientierung erforderlichen Vorspannanker konnten wieder nur in FEM-Berechnungen dargestellt werden, insbesondere der Zuwachs der Ankerkräfte bei Verformung. Mit BEM wurden drei Querschnittsformen untersucht: Dabei zeigte der ideale elliptische Querschnitt mit runder Sohle noch Versagenszonen von 9-11m Breite und die letztlich gewählte Form mit geraden Wänden 12-14m Breite. Der Bau der Kaverne ist ausgeschrieben.



Abb. 21 Plastische Zonen für eine Kavernen-Entwurfsanalyse

g) Waldeck 2: Die Kaverne mit den Querschnittsabmessungen 34m x 54m (B x H) liegt in einer mit ca 20° einfallenden Wechselfolge von Schieferton und Grauwacke. Es ist mit 20 MPa nur eine sehr geringe Druckfestigkeit des Gesteins im Vergleich zum Überlagerungsdruck von 260m x 0,026 MN/m<sup>3</sup> = 6,8 MN/m<sup>2</sup> vorhanden. Nach jedem empirischen Entwurfskriterium ist für diese Kaverne mit sehr starker Sicherung zu rechnen (siehe Kap. 6.7.2).

BAUDENDISTEL u.a. (13, 1970) haben in der Studienphase eine elastisch-ideal plastische FEM-Berechnung durchgeführt. Die angenommene Materialfestigkeit  $\phi = 45^{\circ}$  und C = 2,5 MPa ist gegenüber UCS = 20 MPa weiter abgemindert. Die Trennflächenfestigkeiten betragen 20° <  $\phi$  < 25° und 0,20 < C < 1,0 MPa. Die niedrigsten Werte entsprechen einer zu durchteufenden schichtparallelen Schwächezone. Nur mit 30m langen Vorspannankern von 2000 kN Kapazität je 12,5 m<sup>2</sup> sind begrenzte Wandverformungen von 25 und 45mm Größe (mit und ohne Berücksichtigung der Scherzone) zu erzielen gewesen (siehe Kap. 6.8.2).

BAROW (5, 1989) hat die Kaverne mit einem modernen viskoplastischen FEM-Programm nachgerechnet und festgestellt, daß die ursprünglich angenommenen Steifigkeiten verdoppelt werden müssen, um die tatsächlich gemessenen Verformungen von ca. 30mm zu erhalten. Er findet Bruchzonen von 12 bis 15m Ausdehnung, je nach Richtung der größten Primärspannung und Trennflächenfestigkeit. BAROW benutzt die von BARTH angegebenen Gebirgsfestigkeitsparameter aus der Ausführung mit Spitzenwerten von  $\phi = 37^{\circ}$ und C = 1,5 MPa sowie Restwerten von  $\phi = 20^{\circ}$  und C = 0,15 MPa. Möglicherweise wurden die plastischen Verformungen vom jetzt verwendeten FEM-Programm übertrieben dargestellt.

Eine neue vereinfachte elastische Berechnung mit EXAMINE 2-D (36, 1991) führt trotz Kennwerten, die in der Ausbildung von Bruchzonen mit der Kombination nach BARTH übereinstimmen, wegen der ungenügenden Simulation des Ausbaus von 0,16 MPa nicht zum Erfolg (m = 0,9; s = 0,001; bei geschätztem RMR = 57). Wegen der niedrigen Druckfestigkeit ergeben sich Bruchzonen von 25m Tiefe (siehe Abb. 22 und 23). Sehr gute Übereinstimmung liefert dazu eine BEM-Berechnung mit  $\phi = 27^{\circ}$ , C = 0,8MPa und UCS = 20MPa. Die Kaverne ist gebaut worden.

- 38 -



Abb. 22 Plastische Zonen für einen Kavernen-Vorentwurf, Nichtlineares Kriterium



Abb. 23 Plastische Zonen für einen Kavernen-Vorentwurf, Lineares Kriterium

#### Weitere Verbesserungsmöglichkeiten der Kavernen-Gestaltung

Angesichts der Vielzahl der Einflußfaktoren und der Streubreiten ihrer aktuellen Werte ist eine Minimierung einer festen Kavernensicherung kein sinnvolles Ziel. Ebenso wie im Tunnelbau muß vielmehr für eine Vielfalt von möglichen Kombinationen der Gebirgsparameter eine angemessene Veränderung der sofortigen Sicherung bereits bei der Ausschreibung und nicht erst zu Baubeginn vorliegen. Hierzu leisten Berechnungsmethoden nur dann ihren Beitrag, wenn die Berechnungsergebnisse sofort anschaulich sind, und Variationen nicht wegen ihres Aufwandes unterbleiben.

Die wesentliche noch mögliche Verbesserung der Kavernengestaltung liegt in der Vermeidung nachträglicher Analysen und Umplanungen, also späterer Verzögerungen. Zwar können nahezu alle Analysen heute auch auf einer Baustelle in kürzester Zeit angepaßt werden, wenn sie gründlich vorbereitet und dokumentiert wurden. Ebenso könnten bei CAD-Unterstützung Planunterlagen verändert werden, aber die vertragsgemäße Einigung erscheint zunehmend langsamer und schwieriger.

Die vorher bestimmten Änderungen der Kavernensicherung müssen an frühzeitig und deutlich erkennbare Änderungen der geotechnischen Eingangsgrößen oder Meßergebnisse gekoppelt werden. Hier bieten sich an:

- Auftreten (Häufigkeit) und Erstreckung von Schwächezonen,

4.4

- Rückgang der Gesteinsdruckfestigkeit, des mittleren Kluftabstands
- Auftreten einer ung
  ünstigen neuen oder ge
  änderten Trennfl
  ächenrichtung
- Auftreten einer besonders ausgedehnten oder glatten Trennfläche
- Änderung des Schichtenprofils durch Auskeilen schwacher Bänke,

also überwiegend der Variablen, die in Sensivitätsanalysen verändert werden.

Eine Beschleunigung des Ausbaufortschritts stellt eine ebenso wirksame Verbesserung dar. Eine Betrachtung der Berichte über 40 Bauwerke zeigt die noch vorhandene Bandbreite. Speziell im Strossenabbau sind Beschleunigungen um 100%, also von 10.000 m<sup>3</sup>/Monat auf 20.000 m<sup>3</sup>/Monat möglich. Beschleunigungen im Kalottenausbruch von z.B. 2.000 m<sup>3</sup>/Monat auf 4000 m<sup>3</sup>/Monat und damit ein gleichartiger Zeitgewinn sind durch intensive Analyse und Vorplanung ebenfalls möglich.

Falls der Kavernenausbruch wegen kurzer Oberwasser- und Unterwasser-seitiger Stollen und enger Talsperre auf dem kritischen Weg der Ausführung liegt, kann eine Zeitüberschreitung die Stromerzeugung um ein Jahr verzögern. Dies kann einem Verlust von 5%-10% der Baukosten entsprechen.

Folgende Veränderungen der Gestaltung sind im Bauablauf zwar zeitraubend, aber noch möglich:

- Sicherungsänderungen nach Interpretation von neuen Meßergebnissen,
- Verlängerung, Umstellung von Dübeln auf aktive Anker gleicher Länge,
- Verstärkung der Dicke, Bewehrung und Qualität von Spritzbeton,
- Früherer Einbau von Sicherungsmitteln,

- Injektionen von Ortsbrust und temporärer Sohle aus,
- Schonenderes Sprengen auch in größerer Entfernung von der Kontur,
- Änderung der Ausbruchfolge, voreilende Sicherung von Stollen.

Keine Nachverhandlungen erfordern dürfen die Veränderungen, die gemäß Ausschreibung vom Unternehmer zu erwarten sind:

- Verkürzung der Abschlagslänge und -tiefe,
- Verdichtung von Ankerung, Injektion und Dränage,
- Konzentration und häufigere Ablesung von Kontrollmeßinstrumenten.

Durch richtige Gestaltung der Sicherung und der umfassenden Ausschreibung sollte der letztgenannte Bereich von Veränderungen nicht verlassen werden.

## 5. ERKENNTNISSE DER GRUNDLAGENFORSCHUNG ZUM GEBIRGSVER-HALTEN

## 5.1 Idealisierte Versagensformen im Felsbau

## 5.1.1 Übersicht

Idealisierte Versagensformen sind die Voraussetzung jeder Modellbildung für geklüftetes Gebirge. Sie sind zunächst beeinflußt von der Durchtrennung, dem Abstand und der Scherfestigkeit der Trennflächen.

Das Gebirge kann als starrer Körper, Gemeinschaft mehrerer starrer Kluftkörper, Gemeinschaft mehrerer verformbarer Kluftkörper oder als verformbarer Körper versagen. Darauf beruht die folgende Aufzählung der Versagensformen:

- 1) großer polyedrischer Keil
- 2) großer tetraedrischer Keil
- 3) große zylindrische Platte (Sargdeckel)
- 4) großer ebener Keil
- 5) Treppenbruch der Form 2)
- 6) Treppenbruch der Form 4)
- 7) Extremfall eines Gleitkreises der Form 2)
- 8) Extremfall eines Gleitkreises der Form 4)
- 9) System von Ziegeln (Balken) auf Biegung
- 10) System von Ziegeln (Balken) auf Schub
- 11) System von Platten auf Biegung
- 12) System von Platten auf Schub
- 13) System von Säulen, Platten auf Kippen
- 14) System von Säulen, Platten auf Knicken
- 15) großer Schlotbruch, vergleiche 3)
- 16) Materialfließen des Gesteins
- 17) Grundbruch, Quellen

Außerdem können diese Versagensformen bis auf 3), 13) bis 15) und 17) an mehreren Stellen des Hohlraums auftreten. Dazu gibt es noch weitere mildere Formen des Versagens. Die Wahl des Versagensmodells entscheidet über die Wahl des Berechnungsverfahrens. Je einfacher das Versagensmodell ist, desto geringerer Widerstand des Gebirges gegen das Versagen kann aktiviert werden. Je komplizierter das Modell und das Verfahren sind, desto höhere Sicherheitsbeiwerte bzw. Abminderungen der wahrscheinlichsten günstig wirkenden Kennwerte sind erforderlich. Es ist nicht sinnvoll, daß die Gesamtsicherheit als Multiplikation der Teilsicherheiten den in der Talsperrenanalyse bekannten Wert 4,0 überschreitet.

Die Versagensmodelle erfordern mindestens folgende geotechnische Parameter als Eingangsgrößen:

- Trennflächenscherfestigkeit, evtl. auch Zugfestigkeit
- Kluftabstand, Öffnungsweite
- Durchtrennungsgrad bezogen auf Bauwerksabmessungen
- alternativ: Trennflächensteifigkeit
- Gebirgssteifigkeit
- Gesteinsscherfestigkeit, evtl. Zugfestigkeit

Bei einem zu stark vereinfachten Rechenmodell ist es nicht möglich, mehr als ein Versagensmodell zu erfassen. Das komplizierte FEM-Rechenmodell erlaubt es aber, mehrere Versagensmodelle zu erkennen, solange das Verhalten des Gebirges eher einem Kontinuum als einem System von Starrkörpern entspricht. Das gilt in noch stärkerem Maße für BEM-Rechenmodelle. Bei einem ausgeprägten Diskontinuum liefert die FEM das falsche Verformungsbild, wenn die Kluftsteifigkeit nicht abgemindert wurde. Zur Annahme überall vorhandener Klüfte, (die nur bei FEM möglich ist) siehe Kap. 4.3.

#### 5.1.2 Grenzen der Idealisierung im Fels

Im Kapitel 4.2.3 war beschrieben worden, für welche Variablen die unvermeidlichen Schwankungen durch Variationen erfaßt werden müssen. Hier soll aufgezählt werden, in welchen Situationen die Idealisierung, die für ein Berechnungsverfahren notwendig ist, falsch oder stark fehlerempfindlich ist (siehe Kap. 4.3.1).

In diesem Vergleich schneiden die Distinkten Elemente besonders gut ab, und es ist ersichtlich, daß eine gleichzeitige Anwendung eines Diskontinuums- und eines Kontinuuumsverfahrens immer ein zutreffendes Ergebnis liefern sollte. Die Tabelle 5.1.1 zeigt, daß die Zuverlässigkeit der Idealisierung in starkem Maße von dem Grad der Inhomogenität des Gebirges abhängt. Extreme Trennflächenabstände und -festigkeiten sowie Steifigkeitsunterschiede gefährden die Aussagekraft jeder Vereinfachung, die in frühen Phasen der Gestaltung nötig ist.

		Keil/Block -Statik	Distinkte Elemente	BEM	FEM
a)	sehr geringe				
a1)	Gebirgsdeformationsmodul	x			
a2)	Trennflächenscherfestigkeit		x	х	x
a3)	Trennflächenabstand	x	x		
a4)	Trennflächensteifigkeit			x	x
b)	sehr große				
b1)	Räumliche Tragwirkung	x		x	
b2)	Anisotropie und Materialwechsel	x	x	х	
b3)	Trennflächenscherfestigkeit	x			
b4)	Trennflächenabstand				x
b5)	Trennflächensteifigkeit		x		

 Tabelle 5.1.1
 Gefahr unzutreffender Ergebnisse bei felsmechanischen Analysen

Die Idealisierung des Gebirgsverhaltens kann trotz grundsätzlich brauchbarer Ergebnisse die in Tabelle 5.1.2 folgenden Fehlerquellen enthalten (s. FLOSS, 46, 1989, leicht verändert).

1)	Falsche Einschätzung des Gebirgsaufbaus z.B. durch Extrapolation des Aufbaus von der Oberfläche und der erreichten Bohrtiefe	1,30
2)	Grobe Idealisierung des richtig erkannten Gebirgsaufbaus z.B. bei Wechsellagerungen	1,30
3)	Falsche Einschätzung und grobe Idealisierung der anisotropen, spannungsabhängigen Materialeigenschaften	1,20
4)	Grobe mathematische Idealisierung des Materialverhaltens (Versagensformen)	1,20
5)	Grobe Idealisierung des Bauablaufs, wenn kurzfristig/langfristig anders ausgeführt	1,15 + 1,35
6)	Mathematische Netz- und Rundungsfehler	1,10
7)	Räumliches Tragverhalten und ebene Analyse	1,20
	Resultierende Schwankung = $3,2$ (1,15 ÷ 1,35)	3,70 + 4,30



Natürlich kann durch Annahmen für eine numerische Analyse nicht jede Störung des Bauablaufs (wie z.B. verspäteter Sicherungsausbau und geänderte Ausbruchreihenfolge) mit abgedeckt werden.

Der größte mögliche Fehler der Idealisierung, der vollständig in der Verantwortung des Analytikers liegt und von ihm allein zu verantworten ist, ist die fehlende Berücksichtigung des räumlichen Tragverhaltens durch Trennflächen- (oder Schichten-) Orientierung, Talform, in situ-Spannungen. Auch über den Bauablauf und seine Simulation hat er sich Klarheit zu verschaffen. Bei Vermeidung dieser Fehler wäre nur noch eine Sicherheitsmarge von 3,0 statt 4,0 erforderlich.

#### 5.2 Idealisierung der Trennflächengeometrie

Es ist die beherrschende Erkenntnis der älteren und der aktuellen Forschung, daß der Beschreibung der Trennflächengeometrie und dabei insbesondere der Streuung um früher allein verwendete zentrale Werte die größte Bedeutung zukommt (siehe z.B. CUNHA 35, 1990; GROSS-MANN 53, 1985; PRIEST & HUDSON 116, 1981).

Die innerhalb dieser Strategie wichtigsten Arbeitsrichtungen sind

- Abgrenzung der Trennflächenfamilien, Schwerpunkte, Streuungen
- Abgrenzung der Streuungen von Verschneidungen der Trennflächen
- Wirklichkeitsnahe Trennflächenanzahlen je Volumeneinheit, daraus Verteilung der Trennflächenabstände, Blockgrößen
- Wirklichkeitsnahe Verteilung der Ausbißlängen, Kappung irrelevanter Längen
- Wirklichkeitsnahe Verteilung der Ausbißflächen
- Konzepte eines ebenen Durchtrennungsgrads
- Wirklichkeitsnahe Keilhöhe, Keilvolumen
- Wirklichkeitsnahe Öffnungsweite, Scherzonendicke und -festigkeit
- Wirklichkeitsnaher Kluftentstehungsprozeß

Eine systematische Betrachtung aller geometrischen Trennflächenparameter und ihrer Verteilungsfunktionen gibt TRUNK (151, 1993) an.

Hinsichtlich der Orientierung der Trennflächen und der Ermittlung unabhängiger Schwerpunkte ist grundsätzlich eine isotrope Normalverteilung mit gleicher Standardabweichung in allen Richtungen zuerst ausreichend. Sie liegt z.B. dem Programmsystem GEODATplus zugrunde. Eine systematisch größere Standardabweichung der Werte im Streichen gegenüber dem Fallen konnte nicht immer bestätigt werden. Die Bivariate Normalverteilung auf der Tangentialebene zur mittleren Stellung (GROSSMANN 53, 1985) sollte aber bei der Bauausführung Anwendung finden. Sie erlaubt die Ermittlung verschiedener extremaler Standardabweichungen unabhängig von der Streich- und Fallrichtung. Die Trennflächenintensität wird in einfachster Weise zuerst durch den mittleren Trennflächenabstand längs einer Meßstrecke und dann zunehmend schwieriger durch die Anzahl oder die mittlere Trennflächengröße je Volumeneinheit beschrieben. Während die Diskussion über den zutreffenden Verteilungstyp der Trennflächenabstände (siehe Abb. 24) weiter unentschieden ist, ist die praktische Auswirkung der Wahl des "falschen" Verteilungstyps bei deterministischer Analyse gering. Die Lognormalverteilung ist anschaulich nachvollziehbar und für mehrere gleichzeitige Trennflächenscharen besser geeignet. Die negative Exponentialverteilung ist mit der üblichen Baustellenerkundung nicht reproduzierbar, hat aber den Vorteil leichter Nutzung und vorsichtigerer Mittelwertschätzungen. Außerdem ist in diesem Fall eine geschlossene Berechnung der Verteilung der Trennflächengrößen als BESSEL-Verteilung direkt möglich (GROSSMANN, 1991).

Für die Verteilung der Ausbißlängen (siehe Abb. 25) ist die negative Exponentialverteilung auch bei begrenztem Erkundungsumfang der Baustelle direkt einsichtig. Auf der Baustelle wird trotzdem in der Regel eine Lognormalverteilung ermittelt, da die Ausbißlängen unter 0,5m nicht mehr gemessen werden. Selbst wenn diese Kappungsgrenze aus mathematischer Sicht nicht fein genug ist, bleibt der resultierende Fehler des - zu großen - Mittelwerts akzeptabel. Viel wichtiger ist dagegen die Berücksichtigung der in der Regel begrenzten Aufschlußabmessungen, was bei Untersuchungsstollenabmessungen von ca. 3m besonders einschneidend ist.

Hierzu wurden bei fünf Untersuchungsstollen dieser Abmessung die Längen der Klüfte mit einem bzw. zwei nicht sichtbaren Enden probeweise um unterschiedliche Beträge erhöht. Alternativ wurde der Mittelwert nach einem Vorschlag von SOUSA u. a. (135, 1988) verändert. Die Ergebnisse sind wie folgt für Stollen- bzw. Schachtdurchmesser von 3m:



# $l_{korright} = l_{alt} + 3m \cdot r/N$ Wandkartierung Kaverne Agus4 (4000m2)





# Wandkartierung Kaverne Agus4 (4000m2)

Abb. 2	5	Verteilung	gemessener	Trennflächenausbißlängen
--------	---	------------	------------	--------------------------

Staller	Trennfläche	The sector dente	Erhöhte	SOUSA u.a.	
Stonen	Nr.; (N-r/r)	Ongeanderte	50% / 100%	100% / 200%	[135]
Agus 4	2; 11/4	$\begin{array}{r} 2,10 \ \pm \ 1,4 \\ 3,00 \ \pm \ 1,9 \\ 2,10 \ \pm \ 0,9 \end{array}$	2,45	2,90	3,20
Agus 4	3; 10/6		3,50	4,00	4,80
Agus 4	4; 13/5		2,45	2,90	3,35
Godar	1; 21/21	$\begin{array}{r} 1,80 \ \pm \ 0,9 \\ 2,50 \ \pm \ 1,5 \\ 1,80 \ \pm \ 1,0 \\ 1,80 \ \pm \ 1,4 \end{array}$	2,35	2,90	4,80
Godar	2; 82/84		3,20	3,90	5,55
Godar	3; 30/7		2,10	2,40	2,50
Godar	4; 37/3		1,85	1,90	2,05
Karnali	1; 64/134	$2,90 \pm 1,5$	4,10	5,30	9,20
Karnali	2; 14/2	$3,00 \pm 1,2$	3,30	3,60	3,45
Siah Bishe	1; 83/53	$\begin{array}{c} 2,90 \ \pm \ 2,2 \\ 2,80 \ \pm \ 2,2 \\ 2,80 \ \pm \ 1,2 \end{array}$	4,00	5,00	4,80
Siah Bishe	2; 56/23		3,70	4,70	4,05
Siah Bishe	3; 15/4		3,40	4,30	3,60
DB-Stollen	1; 33/54	$2,95 \pm 1,3$	4,00	4,95	7,75
DB-Stollen	2; 21/17	$2,00 \pm 1,3$	2,55	3,10	4,45

 

 Tabelle 5.2.1
 Mögliche Korrektur gemessener mittlerer Kluftlängen (m) für Kluftschar (Nr.); Anzahl der Klüfte mit zwei bzw. weniger sichtbaren Enden: N-r bzw. r, Gesamtzahl: N

 Es zeigt sich, daß bei allen diesen Stollen in Kavernennähe unbedingt eine Korrektur vorgenommen werden muß, wenn weiterreichende Aussagen an die mittlere Ausbißlänge und nicht von vornherein an deren obere Standardabweichung (s. Kap. 4.3) geknüpft werden wie z.B. Kohäsion des Gebirges oder mögliche Keilabmessungen. Die berichtigte Standardabweichung wird sich etwa verdoppeln. Die größere Korrektur ist verglichen mit den Untersuchungen von SOUSA u. a. (135, 1988) notwendig. Das Konzept der linearen Erhöhung versagt, wenn die Anzahl der Klüfte mit sichtbaren Enden <50% ist. Erst wenn weniger als 10% der Kluftenden nicht sichtbar sind, kann eine Korrektur der Verteilung unterbleiben. Die Erhöhung des ungeänderten Mittelwerts um die doppelte STD ist in elf von 14 Fällen größer als der Vorschlag [135].

Hinsichtlich der Trennflächengrößen, die trotz ihrer größeren praktischen Bedeutung leider seltener in der Vorerkundung auskartiert werden, ist eine Klärung der Form, des Verteilungstyps und des Verhältnisses zu den mittleren Ausbißlängen erforderlich. Als Form wurden meistens Parallelogramme, Rechtecke, Dreiecke und selten Quadrate festgestellt. Bezogen auf die mittlere Ausbißlänge ist die Flächengröße eher geringer als das halbe Quadrat. Typische Verteilungen von Trennflächengrößen zeigt Abb. 26.

Bei drei Untersuchungsstollen wurde das Quadrat der mittleren Ausbißlänge und die mittlere Ausbißläche verglichen, wobei der Proportionalitätsfaktor mit zunehmender Auflockerung in einem Schacht gegen 0,5 konvergiert (s. Abb. 27).



## 140 Kluftflächen, Siah Bishe, Iran





RWE Koepchenwerk, Schacht (174/44 Mess.)

Abb. 27 Korrelation von Trennflächengrößen und -ausbißlängen

Stollen	Trennfläche	Mittl. Länge	Mittl. Fläche	Verhältnis
USchacht KW	1: N=69	1,10 m	1,05 m <sup>2</sup>	0,78
Koepchenwerk	1: N=230	1,60 m	1,00 m <sup>2</sup>	0,21
Koepchenwerk	2: N=128	1,45 m	1,25 m <sup>2</sup>	0,65
Godar-e-Landar	1: N= 41	1,80 m	1,40 m <sup>2</sup>	0,43
Godar-e-Landar	2: N=168	2,50 m	0,70 m <sup>2</sup>	0,11
Siah Bishe	1: N=53	2,90 m	0,71 m <sup>2</sup>	0,08
Siah Bishe	2: N=39	2,80 m	0,47 m <sup>2</sup>	0,06
Siah Bishe	3: N=20	2,80 m	0,74 m <sup>2</sup>	0,09
DB-Schacht	1: N=60	0,88 m	0,58 m <sup>2</sup>	0,76
DB-Stollen	2: N=30	2,00 m	1,05 m <sup>2</sup>	0,26

Tabelle 5.2.2 Verhältnis gemessener Ausbißlängen und -flächen

Wegen der Besonderheit bei Untersuchungsschächten, daß für subvertikale Klüfte alle Aufschlußrichtungen vertreten sind, haben sich dort relativ größere Flächen als in den Untersuchungsstollen ergeben. JOHNSON, I.W. (1985): Strength of intact geomechanical materials J. Geot. Engng. ASCE, Vol. 111, No. 6, S.730-749

79

JUDD, W.R. (1959): Effect of the elastic properties of rocks on civil engineering design. In: Engng. Geol. Case Hist., Geol. Soc. America, No.3, S.53-76

80

JUMIKIS, A.R. (1983): Rock Mechanics. Series Rock & Soil Mech. Vol.7, TransTech Publications

81

KAISER, P.K., C. MacKAY und A.D. GALE (1986): Evaluation of rock classifications at B.C. Rail Tumbler Ridge. In: Rock Mechanics 19, S.205-234 82

KAISER, P.K. (1986): General Report, Session B3, Int. Symp. Large Rock Caverns, Helsinki, Pergamon Press

83

KARPUZ, C., E. ÜNAL und G. PASAMEHMETOGLU (1988): Geotechnical investigations at two NPP sites in Turkey. In: Rock Mechanics and Power Plants, ROMANA(Ed.), A.A.Balkema, S.71-83

84

KAWAMOTO, T., Y.ICHIKAWA und T.KYOYA (1988): Deformation and fracturing behaviour of discontinuous rock mass and damage mechanics theory. In: Int. J. Num. Anal. Meth. Geom. 12, S.1-30

85

KIM, M.K. und P.V. LADE (1984): Modelling rock strength in three dimensions. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geom. Abstr. 21, S.21-33

86

KIRSTEN, H.A.D. (1987): Case histories of ground mass characterization for excavatability. In: KIRKALDIE (Ed.), Rock Class. Syst. for Engng. Purposes, ASTM, S.102-119

87

KIRSTEN, H.A.D. (1987): Rock material field classification procedure. In: KIRKALDIE (Ed.), Rock Class. Syst. for Engng. Purposes,

88

KONDOH, T. (1983): Evaluation of apparent Young's modulus of rocks surrounding underground openings. In: Int. Symp. Field Meas. Geomech., Zürich, S.1073-1082

KRAPP, L. (1983): Determination of regional rock mass permeabilities. In: Bull. IAEG No.26-27, S.443-447

90

KRAULAND, N. (1983): Rock bolting and economy. In: Proc. Int. Symp. Rock Bolting, Abisko, S.499-508

91

HÖNISCH, K. (1987): Felsmechanische Überlegungen beim Entwurf von Krafthauskavernen. In: Beiträge zur Felsmechanik, Veröff. Lehrst. u. Prüfamt f. Grundb. Bodenmech. u. Felsmech., TU München, H.10

67

HÖNISCH, K. (1988): Rock mass modelling for large underground powerhouses. In: Proc. Int. Conf. Num. Meth. Geom., Innsbruck, S.1517-1522

68

HÖWING, K.D. und H.K. KUTTER (1985): Mechanisches Verhalten gefüllter Gesteinstrennflächen in Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Zwischenmittels. In: 6. Nat. Tg. Felsmech., S.21-26

69

HUDSON, J.A., P.N. ARNOLD und A. TAMAI (1991): Rock engineering mechanisms information technology (REMIT). In: Proc. 7th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Aachen, S.1113-1119, A.A. Balkema

70

ICHIKAWA, K., K. MIYAJIMA und K. YAMADA (1987): Evaluation of bearing capacity of foundation ground and stability of long slope for weathered granite. In: Proc. 6th Int.ISRM Congr. Rock Mechanics, Montreal, S.403-406

71

IMAZU, M. (1986): Data base system and evaluation of mechanical properties. In: Int. Symp. Engng. Complex Rock, Beijing, S.111-120

72

IRFAN, T.Y. und W.R. DEARMAN (1978): Engineering classification and index properties of a weathered granite. In: Bull. IAEG No.17, S.79-90

73

JAHNS, H. (1966): Messung der Gebirgsfestigkeit in situ bei wachsendem Maßstab. In: Proc. 1st Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Lissabon, S.477-482

74

JOHN, K.W. (1969): Festigkeit und Verformbarkeit von druckfesten regelmäßig gefügten Diskontinuen. In: Veröff. Inst. f. Bodenmech. Felsmech. TH Karlsruhe, Heft 37

75

JOHN, K.W. (1979): Geotechnische Erkundung für den Entwurf von Felsböschungen. In: Geotechnik 2, H.1, S.170-177

76

JOHN, K.W. und M. BAUDENDISTEL (1981): A compromise approach to tunnel design. In: 22nd US-Symp. Rock Mech., M.I.T., S.333-341

77

JOHN, K.W. (1988): Zum Beitrag der Felsmechanik zu Entwurf und Ausführung von Wasserkraftanlagen in Entwicklungsländern. In: Festkolloquium L. Müller-Salzburg 80 Jahre

78

GOODMAN, R.E., R.L. TAYLOR und T.L. BREKKE (1968): A model for the mechanics of jointed rocks. In: J. Soil Mech. Found. Div. 94, SM3, S.637-658

53

GROSSMANN, N.F. (1985): The bivariate normal distribution on the tangent plane at the mean attitude. A keynote lecture. In: Proc. Int. Symp. Fundam. Rock Joints, Bjorkliden, S.3-10 54

GUNSALLUS, K.L. und F.H. KULHAWY (1984): A comparative evaluation of rock strength measures. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geom. Abstr. 21, S.233-248

GYSEL, M. (1984): Bestimmung der Felsdurchlässigkeit aufgrund von Stollen-Abpreßversuchen. In: Wasser, Energie, Luft, Jg.76, H.7/8, S.165-171

56

HART, R.D. (1991): A general view and introduction into the concept of distinct element modelling and its application on rock engineering projects. General Report, Workshop W6. In: Proc. 7th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Aachen 58

HEITFELD, K.H. und W. KOPPELBERG (1981): Durchlässigkeitsuntersuchungen mittels WD-Versuchen. In: Zbl. Geol. Paläont. Teil I, H 5/6, S.634-661

59

HEITFELD, K.H. und K.H. HESSE (1985): Untersuchungen über typische Verteilungsmuster von Trennflächen und deren Ausbildung ... In: Ing.geol. Probl. im Grenzb. zw. Locker- u. Festgest. S.496-507

60

HESSE, K.H. und J. TIEDEMANN (1989): Zur ingenieurgeologischen Beschreibung von Festgesteinstrennflächen. In: Felsbau 7, H.3, S.148-155

61

HEUZE, F.E. (1974): Analysis of geological data for the design of rock cuts. In:

Proc. 3rd Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Denver, S.798-802

62

HIBINO, S., M. MOTOJIMA und T. KANAGAWA (1983): Behaviour of rock around large caverns during excavation In: Proc. 5th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Melbourne, D 199 63

HOBST, L. und J. ZAJIC (1977) Anchoring in Rock. Developments in Geotechnical Engineering V.13, Elsevier Scient. Publ., Amsterdam

64

HOEK, E. und J. BRAY (1980): Rock Slope Engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, London

65

HOEK, E. und E.T. BROWN (1982): Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London

66

39

DROZD, K. und J. HUDEK (1983): Deformation characteristics of rock mass in situ based on indirect tests. In: Proc. 5th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Melbourne, S.1681-1684 40

DUNCAN, N. (1965): Rock Mechanics in Civil Engineering Works. In: Water Power, H.1-5 41

DUVALL, W.I. (1976): General principles of underground opening design. In: Proc. 17th US Symp. Rock Mech., Utah

42

EINSTEIN, H.H. und R.C. HIRSCHFELD (1973): Model studies on mechanics of jointed rock. In: J. Soil Mech. Found. Div. SM3, S.229-248

43

EINSTEIN, H.H. und F. MOAVENZADEH (1977): Das Tunnelkostenmodell - ein Verfahren zur Berechnung der Baukosten und Bauzeit von Tunneln in Fels. In: Schwz. Bauztg., 95.Jg., H.42, S.741-751

44

FARMER, I.W. (1968): Engineering Properties of Rocks. E. und F.N. Spon, London 45

FECKER, E. (1978): Geotechnical description and classification of joint surfaces. In: Bull. IAEG No.18, S.111-120

46

FLOSS, R. (1989): 1. Zwischenbericht zu FI 136/7-1, Große Felshohlraumbauten. Technische Universität München

47

FRANKLIN, J.A. und M.B. DUSSEAULT (1991): Rock Engineering Applications. TransTech Publications

48

FUJITA, K., K. UEDA, Y.SHIMOMURA und M. NAGANO (1977): An empirical proposal on stability of rock cavern wall during construction. In: Proc. 1st Int. Symp. Rockstore '77, Stockholm, V.2, S.309-314

49

FUKUSHIMA, K. (1990): Scale effects on underground excavations. In: Proc. 1st Int. Workshop on Scale Effects in Rock Mechanics, Loen, Norwegen, A.A.Balkema

50

GAVARD, M. und B. GILG (1983): Stability analysis of the excavation for the Karakaya arch dam and power plant. In: Proc. 5th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Melbourne, C219 51

GOODALL, D.C. und H. KJORHOLT (1988): Air cushion surge chambers for underground power plants. In:

## 26

BRUDER, P.H. und K. HEER (1983): Vorgespannte Gründungsanker mit Litzen. Systembeschrieb und Beispiele. In: Schwz. Ing. u. Arch. Jg.16, S.438-444

27

BUEN, B. und A. PALMSTRÖM (1982): Design and supervision of unlined hydro power shafts and tunnels. In: Proc. ISRM Symp. Aachen, S.567-573

28

CHIDI (Chengdu Hydroelectric Invest. & Design Institute, 1989): Ertan H.E.P. Reference Material CD-3, Soil and Rock Mechan. Tests, Ministry of Water Resources & Ministry of Energy, P. R. China

29

CHOQUET, P. und P. GERMAIN (1987): Back analysis of a major ground caving in a sub level retreat mine. In: Proc. 6th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Montreal, S.833-839 30

COOKE, J.B. und A.G. STRASSBURGER (1957): Bibliography: Underground Hydroelectric Power Plants. In: J. Power Division ASCE, PO4

31

CORDING, E.J., A.J. HENDRON und D.U. DEERE (1971): Rock engineering for underground caverns. In: Proc. Symp. Undergr. Rock Chambers, Phoenix, Arizona, S.567-600 32

COSTA-PEREIRA, A.S. und J.A. RODRIGUES-CARVALHO (1987): Rock Mass classifications for tunnel purposes. In: Proc. 4th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Montreux, S.841-844

33

CRAWFORD, A.M., L. NG und K.C. LAU (1985): The spacing and length of rock bolts for underground openings. In: Proc. 5th Int. Conf. Num. Meth. Geomech., Nagoya, S.1293-1300 34

CREGGER, D.M., A. FERREIRA u. a.(1988): Maintaining underground structures at Northfield. In: Intern. Symp. Tunneling for Water Resources, New Delhi, S. 331-336 35

CUNHA, A.P. (1990): Scale effects in rock mechanics. In: Proc. 1st Int. Workshop on Scale Effects in Rock Mechanics, Loen, Norwegen, A.A.Balkema

36 CURRAN, J.H. und B. CORKUM (1991): EXAMINE 2D, Excavation Analysis for Mines, V. 3.12, Data Visualation Laboratory, Toronto

37

DEARMAN, W.R. und T.Y. IRFAN (1978): Classification and index properties of weathered coarse grained granites. In: Ber. Int. Kongr. IAEG, Madrid, S.119-130 38

DERSHOWITZ, W., G. BAECHER und H. EINSTEIN (1979): Prediction of rock mass deformability. In: Proc. 4th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Montreux, S.605-610

13

BAUDENDISTEL, M., H. MALINA und L. MÜLLER (1970): Der Einfluß des Flächengefüges auf die Standfestigkeit eines Untertage-Krafthaus. In: Proc. 2nd Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Belgrad, 4 - 56

14

BENSON, R.P. und M. WALIA (1988): The design of underground powerhouses. In: Int. Symp. Tunneling for Water Res., New Delhi, S. 213-221

15

BERGH-CHRISTENSEN, J. (1982): Introduction, in: Norwegian Hydropower Tunneling. Norw. Soil and Rock Engng. Assoc. Publ. No.3

16

BIENIAWSKI, Z.T. (1974): Estimating the strength of rock material In: J. South Afr. Inst. Min. Metallurgy, S.312-320

17

BIENIAWSKI, Z.T. (1978): Determining rock mass deformability: Experience from case histories. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.15, S.237-247

18

BIENIAWSKI, Z.T. (1979): The Geomechanics classification in rock engineering applications. In:Proc. 4th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Montreux, S.41-48

19

BIENIAWSKI, Z.T. (1983): The Geomechanics Classification in design applications to underground excavations. In: Proc. Int. IAEG Symp. Engng. Geol. and Undergr. Constr. Lissabon, Vol.2, S.33-47

20

BIENIAWSKI, Z.T. (1989): Engineering Rock Mass Classifications in Mining and Tunneling. Wiley & Sons, New York

21

BLIND, H. (1968): Excavating the Säckingen Cavern. In: Water Power, H. 6 und 7 22

BRACE, W.F. (1980): Permeability of crystalline and argillaceous rocks. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geom. Abstr.17, S.241-251

23

BRÄUTIGAM, F. und K.H. HESSE (1987): Ingenieurgeologische Erfahrungen beim Vortrieb von Tunnelbauten, Ber. 6. Nat. Tag. Ing.-Geol., Aachen, S.259-281

24

BROCH, E. (1979): Changes in rock strength caused by water. In: Proc. 4th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Montreux, S.71-75

25

BROOK, N. (1979): Estimating the triaxial strength of rocks. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geom. Abstr.16, S.261-264
# 9. LITERATURVERZEICHNIS

1

ALMERO, R.A., C. KUTZNER und K. SCHETELIG (1984): Design and construction of the AGUS IV power cavern. In: Water Power, H. 6,7,9

2

BANDIS, S.C., A.C. LUMSDEN und N.R. BARTON (1981): Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.18, No.1, S.1-21

3

BANDIS, S.C. (1990): Scale effects in the strength and deformability of rocks and rock joints. In: Proc. 1st Int. Workshop on Scale Effects in Rock Mechanics, Loen, Norwegen, A.A.Balkema 4

BARLA, G., Assoc. Geotecnica Italiana (1985): Rock mass characterization for design and construction of underground cavities. In: Geotechnical Engineering in Italy, ISSMFE Jubilee, S.271-315

5

BAROW, U. (1989): Vergleich von Entwurf, Messung und Rückrechnung für die Kaverne Waldeck II unter besonderer Berücksichtigung ... In: Unveröff. Diplomarbeit, Technische Universität München

6

BARTON, N., R.LIEN und J.LUNDE (1974): Engineering Classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, Vol.6, No4, S.189-236

7

BARTON, N. (1976): The shear strength of rock and rock joints. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., V.13, S.255-279

8

BARTON, N. und V. CHOUBEY (1977): The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics, Vol.10, S.1-54

9

BARTON, N. u.a. (1980): Application of Q-System in design decisions concerning dimensions and appropriate support for undergr. In: Proc. Int. Symp. Rockstore '80, S.

10

BARTON, N. (1983): Application of Q-System and index tests to estimate shear strength and deformability of rock masses. In: Proc. Int. Symp. Engng. Geol. Undergr. Constr. Lisbon, II51-70 11

BARTON, N. (1990): Scale effects or sampling bias? In: Proc. 1st Int. Workshop on Scale Effects in Rock Mechanics, Loen, Norwegen,

12

BAUDENDISTEL, M. (1974): Abschätzung der Seitendruckziffer und deren Einfluß auf den Tunnel. In: Rock Mech., Suppl.3, S.89-96

Die höhere Ausnutzung der Gebirgsfestigkeit erfordert die rechtzeitige und flächendeckende Beobachtung der Kavernenverformungen während des Baus. Schätzungen der erforderlichen Instrumentendichte sind angegeben. Die Werte werden mit der Gebirgsqualität verknüpft, Meßkonzentration in schwachen Gebirgsbereichen ist dadurch möglich.

Zulässige Dehnungen in situ und im Labor werden verglichen, ein möglicher Quotient von 0,40 wird hierbei erwartet. Dieser Wert kann zur Kontrolle der anderweitig bestimmten Gebirgsfestigkeit und zulässiger Verformungen dienen.

Damit können im Mittel auch folgende Querbeziehungen zu Kontrollzwecken angenommen werden:

Kennw.	E	σ.	σ,	Ci	Ed	σα	σ <sub>ιr</sub>	C,
E	1	400	4.000	2.000	4	4.000	80.000	20.000
o.	2,5 10-3	1	10	5	1 10-2	10	200	50
σι	1,2 10-4	0,10	1	0,25	1 10-3	1	20	5
Ci	5 10-4	0,20	2	1	2 10-3	2	40	10
E <sub>d</sub>	0,25	100	1.000	500	1	1.000	20.000	5.000
σα	2,5 10-4	0,10	1	0,50	1 10-3	1	20	5
σ <sub>tr</sub>	1,2 10-5	0,005	0,05	0,025	5 10-5	0,05	1	0,25
C <sub>r</sub>	5 10-5	0,02	0,20	0,10	2 10-4	0,20	4	1

Tabelle 8.1.1 Umrechnungsfaktoren mittlerer Gesteins- und Gebirgskennwerte (MPa)

Die vorgeschlagene Strategie hat sich in überwiegend homogenen Gebirgsverhältnissen bewährt. Die Grenzen der Strategie liegen bei klein- und großmaßstäblicher Verformbarkeitsanisotropie (n = E1/E2 = 3:1) sowie extremen Kluftabständen. Zu Stabilitätsanalysen und den Folgerungen für den Sicherungsentwurf werden keine Anmerkungen gemacht. Für überwiegend homogenes Gebirge können empirische Hilfsmittel für den Sicherungsentwurf erfolgreich eingesetzt werden:

Die Stollenfirstsicherung und die Gestaltung ihrer geeignetsten Bestandteile wurden bereits in einem halblogarithmischen Diagramm der Spannweite über der Felsqualität angegeben. Diese Diagramme wurden schon früher auf Kavernenfirstsicherungen ausgedehnt. Hier sind solche Diagramme ebenso für den logarithmischen Betrag der Kavernenhöhe über der Felsqualität dargestellt. Damit konnten die Wandspritzbetondicke, die Länge schlaffer und vorgespannter Felsanker und der Ausbauwiderstand in Wänden dargestellt werden. Das Diagramm enthält damit die Aussage, welche Kavernenbreiten und nun welche Höhen als Funktion der örtlichen Felsqualität ungesichert, wirtschaftlich, teuer oder kaum ausführbar sind. Das Kriterium der Breite wird eingehalten, das der Höhe oftmals nicht. Dies steht im Einklang mit erhöhten Wand-Felsqualitätindizes.

Mit Ausnahme der Vorspannanker sind Ausbaumittel in der Wand in der Regel schwächer gewählt worden als in der Firste. Oft konnten bei mäßigen Seitendrücken ungesicherte Wände ausgeführt werden. Der Abstand der Vorspannanker ist nicht nach Diagrammen, sondern nur nach Standsicherheitsanalysen zu bestimmen. Die Längen schlaffer und vorgespannter Anker hängen überwiegend von der Kavernenspannweite ab.

Kriterien der Überlagerung bei Berücksichtigung der Kavernenabmessungen können aus der Gebirgsqualität, der Gesteinsfestigkeit oder den erwarteten Kavernen-Randverformungen abgeleitet werden. Für schlechteste mögliche, mittlere und ungewöhnlich gute Felsqualität waren bei mäßigem Seitendruck Überlagerungen von 250 m, 750 m und 1 600 m möglich.

Die extreme mögliche Kombination von Überlagerung und Seitendruckfaktor ist nach vorliegenden Daten bei Kavernen mittlerer Felsqualität ( $K_0 > 3$  wurde bisher vermieden):

zul  $\tilde{U} = 850 \text{ m} - 200 * K_0$ , d.h. 750 m bei  $K_0 = 0,50$ , 650 m bei  $K_0 = 1,0$ 

Schätzformeln der Kavernenverformungen in Firste und Wänden sind für H/B = 1,50 + 2,00: w (Firste) = 2 g Ü B/E<sub>a</sub>, genauer:  $(1+2B/H - K_0)/2$  ersetzt 2, u (Wand) = 2 K<sub>0</sub> g Ü H/E<sub>a</sub>, bzw. (K<sub>0</sub>+2 K<sub>0</sub> H/B -1)/2 ersetzt 2 K<sub>0</sub>.

Aus japanischer Praxis folgt eine Beschränkung der Wandverformungen auf höchstens 50 mm. Für mittlere Kavernenabmessungen bedeutet dies, daß bei einem Deformationsmodul von weniger als 2 GPa ein Kavernenausbruch ohne Betoninnenschale nicht möglich ist. Bei einem Deformationsmodul von weniger als 10 GPa ist ein Kavernenausbruch stark abhängig, bei mehr als 20 GPa unabhängig vom Verformungsverhalten des Gebirges.

- der Kluftreibungswinkel wird mit bekannten Verfahren ohne Beitrag der Materialbrücken getrennt bestimmt. Er ist annähernd gleich dem Gebirgsreibungswinkel,
- die bekannte Beziehung zwischen Kohäsion und Druckfestigkeit entsprechend dem linearen Bruchkriterium von MOHR-COULOMB gilt für das Gestein, das Gebirge und die teilweise durchtrennten Klüfte.

Es zeigt sich, daß geotechnische Risiken wie Verwitterung, steigender Wassergehalt, sinkender Kluftabstand auf Reibungswinkel sehr geringe Wirkung haben.

Sie haben auf Kohäsion und Druckfestigkeit vergleichbare, erhebliche Wirkung. Die Abhängigkeit des Gebirgsdeformationsmoduls von diesen drei Einflüssen ist ähnlich groß. Die Abminderung ist stark gebirgstypenabhängig.

Es ist sinnvoll, alle Spannungsgrößen des Gebirges durch Abminderung der Gesteinsparameter bei Berücksichtigung der aktuellen Schwächung durch Trennflächen zu berechnen. Viele Autoren haben hierzu entweder Kluftanzahl, -abstand, Durchtrennungsgrad oder Verwitterung und Hohlraumdurchmesser verwendet. Dies gilt auch für das Verfahren von VARDAR, das bisher die meisten Einflußfaktoren gleichzeitig enthält. Andere haben nur die Gebirgsqualität, den Gebirgsdeformationsmodul oder die Gebirgsdehnungen herangezogen. Es zeigen sich gute Übereinstimmung oder sogar immer noch vorhandene Sicherheitsreserven der eigenen Vorschläge.

Hier wird vorgeschlagen, die Gebirgsfestigkeit aus der Gesteinsfestigkeit multipliziert mit drei Abminderungsfaktoren zu berechnen. Diese Abminderungsfaktoren sind proportional zum ebenen Durchtrennungsgrad, zum Kluftabstand und zur Differenz des Streichens der Haupt-Trennflächenschar zur Kavernenachse. Das Verfahren ist wegen der Schwächung der Kluftenden nur bis zu einem Durchtrennungsgrad von ca. 85 % sinnvoll. Ab 85% sind die Trennflächen als durchgehend zu berücksichtigen. Ebenso ist das Verfahren nur bei Kluftabständen von mehr als 0,2 m sinnvoll. Der dritte Abminderungsfaktor wird nur bei achsparallelem Kluftstreichen den Wert "0,5" unterschreiten.

Als Ergebnis dieses Verfahrens ergab sich für die 10 Krafthäuser eine Vervierfachung der Gebirgskohäsion gegenüber der einfachen Wahl nach einer Felsklassifikation. Außerdem wird festgestellt, daß die bekanntesten nichtlinearen Bruchkriterien bei Annahme einer Kavernen-Randspannung von 20% der einachsialen Gesteinsdruckfestigkeit ähnliche Scherparameter liefern.

Der Gebirgsdeformationsmodul kann wegen der Zuverlässigkeit der Feldversuche in gröberer Weise geschätzt werden. Eine lineare Abminderung des Gesteinsdeformationsmoduls ist für gute und sehr gute Felsqualität sinnvoll. Für mäßige und teilweise schlechte Felsqualität gibt nur eine quadratische Abminderung des Gesteinswertes sinnvolle Ergebnisse. Eine logarithmische Abhängigkeit von der Felsqualität konnte an der von BARTON u.a.(6,1974) angegebenen Untergrenze durch Daten gut bestätigt werden. Der Deformationsmodul sinkt mit sinkender Felsqualität langsamer als die Gebirgsfestigkeit.

#### 8. ZUSAMMENFASSUNG

Ziel dieser Arbeit ist es, Hilfsmittel für frühe und Kontrollmittel für späte Phasen der Gestaltung vorzustellen. Hierzu wurden fremde Gestaltungskriterien und Erfahrungen verglichen und Korrelationen zwischen Geometrie und Felsmechanik gesucht. Die Entwicklung der Kavernen zeigt seit 1950 eine Verzehnfachung der Maschinenleistungen, aber nur eine Verdopplung der Querschnittsflächen. Um einen wirtschaftlichen Kavernenbau zu ermöglichen, mußte die Breite begrenzt werden. Bei ähnlichen großen Horizontalspannungen galt das ebenso für die Höhe. Dazu sind Begrenzung der Bauzeit und Vermeidung von Stillstand sowie Vertragsüberschreitung wichtigste aktuelle Ziele der Gestaltung.

Die geplante Kavernensicherung kann nur dann wirtschaftlich und zuverlässig sein, wenn die maßgebenden Felsparameter zuverlässig bestimmt sind. Die Unkenntnis der mechanischen und besonders der geometrischen Kluftparameter und ihrer Verteilungen wird übervorsichtige Parameter-Schätzungen erzwingen, um die Ausbruchsicherheit trotz dieser vorhandenen Streuungen zu gewährleisten.

In 10 Untersuchungsstollen wurden die Verteilungen von Kluftabständen und Kluftausbissen bestimmt. Die Korrektur sichtbarer Ausbisse in begrenzten Aufschlüssen zur Extrapolation auf das Hauptbauwerk ist nötig. Wenn die Kluftenden nicht mehrheitlich sichtbar sind, ist die Extrapolation unklar und hohe Durchtrennung im Kavernenmaßstab mit geringen Kluftfestigkeiten ist anzunehmen.

Die Flächengrößen der Klüfte sind die zuverlässigste Grundlage für die Berechnung des ebenen Durchtrennungsgrades. Wo diese Flächen nicht kartiert sind, ist ersatzweise das Produkt aus Ausbißlänge und Kluftabstand mit gutem Erfolg verwendet worden.

Versuchsergebnisse wurden gesammelt, um Anhaltswerte für die Spitzenscherfestigkeit von voll durchtrennten Klüften zu finden. Die Verwendung dieser Werte und der vorgeschlagenen Gebirgskohäsion setzt Rechenverfahren voraus, die nach der Spannungsüberlastung nur noch Restscherfestigkeiten verwenden. In Analysen werden also die Restkohäsion und Restzugfestigkeit nur bei System-Ankerung größer als "0" sein. Weiterhin setzt die ermittelte Gebirgskohäsion voraus, daß voll durchtrennte Scherzonen und Schichtflächen mit keilstatischen Verfahren getrennt untersucht werden.

Die erforderlichen Schritte wurden für 5 ausgeführte und 5 ausgeschriebene Krafthauskavernen durchgeführt: Bestimmung der Kluftverteilungen, Schätzung des ebenen Durchtrennungsgrades und lineare Abminderung der Gesteinskohäsion. Notwendige Annahmen hierzu sind:

1) Die Kohäsion der Klüfte begrenzter Ausdehnung ist für große Hohlraumabmessungen annähernd gleich der Gebirgskohäsion,

# 7.7 Grenzen der Anwendbarkeit

Der vorgeschlagenen Strategie der Kavernengestaltung wie dem Gedanken der Auswertung ausgeführter Kavernen mit Hilfe der mittleren Felsparameter bzw. der Felsqualität liegt die Vorstellung einer im wesentlichen homogenen Umgebung des Hohlraums oder lediglich geringer Schwankungen zugrunde.

In dem Maße, in dem diese Voraussetzung nicht zutrifft, kann eine Strategie "verschmierter" Kennwerte allenfalls im Frühstadium der Gestaltung, also der Standortwahl und Vorstudie, zu befriedigenden Ergebnissen führen. Für die Ausschreibung können unvertretbare Abweichungen des Modells von der Realität auftreten bei:

- Wechsellagerungen von Material stark unterschiedlicher Steifigkeit mit Bankmächtigkeiten von mehr als 5m oder mehr als 1/5 der Kavernenhöhe. Die Steifigkeitsunterschiede seien dabei deutlich größer als 3:1.
- Verformbarkeitsanisotropie eines homogenen Materials mit n > 3. F
  ür Verh
  ältnisse von n = E1/E2 = 2 wurde die Vergleichbarkeit von isotropen Kontinuumsberechnungen mehrfach nachgewiesen.
- Lage der Kaverne im unmittelbaren Böschungsbereich und achsparallel zur Böschung und eine daraus folgende Schiefstellung der Hauptspannungsvektoren um mehr als 20°.
- Extrem schlechte Felsqualität, erkennbar daran, daß eine mittlere Kavernenhöhe von 35m auch mit starker Sicherung nicht mehr und ein Untersuchungsstollen von 3m Höhe nur mit systematischer Sicherung ausführbar ist.
- Extrem schlechte Felsqualität, ebenso erkennbar an den Kennwerten:
   RMR < 36, Q < 0,40, Druckfestigkeit Sigma c< 20MPa, RQD < 25%, Deformationsmodul Ed < 2000MPa, Kluttabstand < 0,2m, Reibungswinkel < 15°.</li>
- Kluftabstand einer Größe, die Kontinuumsberechnungen sinnlos macht (Abstand > H/5 oder > 5m, siehe oben), bei gleichzeitig geringer Kluftfestigkeit.

# 7.8 Anwendung der Ergebnisse auf Kavernen anderer Nutzung

Wie im Kap. 2 bemerkt, können abweichendes Seitenverhältnis, Überlagerungshöhe und Größe die Anwendung auf andere Kavernen verhindern. Dies gilt vor allem für die Betrachtungen über die Ankerlängen und den Wandspritzbeton. Die Ergebnisse hinsichtlich Tragring und Dachspritzbeton sollten gültig bleiben. Alle Überlegungen hinsichtlich Ermittlung der Gebirgs- und Trenn-flächenfestigkeit, sowie Verwitterungs- und Wassereinfluß gelten weiter. Auch die ungewöhnlich flachen Formen von Schutzbauten sind zumindest als Kalottenausbruch im Wasserkraftanlagenbau vorhanden. Die Überlegungen zu Achsenrichtungen und erforderlichem Felspfeiler sind auch für Speicherkavernen gültig und auch von deren Berechnungen und Veröffentlichungen beein-flußt. Zur erforderlichen Mindestlänge der Vorspannanker kann das Nomogramm der Abb. 77 herangezogen werden. Hierzu und zur Rasterfläche kann die Gesteins- und Gebirgsfestigkeit als Korrelationsparameter verwendet werden (s. Abb. 75 und 76). Die Gesamtlänge hängt von der Nennlast ab und sollte auch bei sehr guter Felsqualität nie 12,5m unterschreiten. Die Haftstrecke liegt je nach Felsqualität zwischen 4 und 6m (siehe BRUDER & HEER, 26, 1983).

#### 7.6 Meßüberwachung, Rückrechnung der Felskennwerte

Auf die Bedeutung von Meßüberwachung und Rückrechnung der felsmechanischen in situ-Parameter als einziger Kontrolle des hochgradig statisch unbestimmten Tragsystems aus Gebirge und Ausbau wurde in Kap. 6.9 hingewiesen. Das Meßsystem sollte möglichst direkt interpretierbare Größen messen und diese auf zwei unabhängigen Wegen.

Die Anzahl der Meßinstrumente soll linear von den Abmessungen der Kaverne und der angetroffenen Felsqualität abhängen. Dies ist erfüllt, wenn die Kavernen-Wandfläche (und -dachfläche) je Meßinstrument nach den Gleichungen gewählt wird:

- a)  $F_w = 10m^2 \cdot (RMR 15)$  für tiefreichende Verformungsmessungen
- b)  $F_{\psi} = 8m^2 \cdot (RMR 25)$  für Oberflächen Verformungsmessungen

Damit ergeben sich für die mittleren Kavernenabmessungen 20m x35m x100m und mittlere Felsqualität z.B. 280m<sup>2</sup> und 450m<sup>2</sup> je Meßpunkt bzw. Instrument und Gesamtzahlen von 24 Extensometern und mindestens 38 Meßpunkten. Die Anzahl der Oberflächen-Meßpunkte wird ohne Mehrkosten um 50% überschritten. Dies sollte zusätzliche Firstmeßbolzen als frühe Verformungsindikatoren erlauben. Zur Kontrolle der Felsmodellierung ist es wichtig, vollständige und systematische Querschnitte anzuordnen, d.h. Ankerkraft- und Spannungsmessungen in der Nähe von Verformungsmessungen anzuordnen.

Die erwähnten Formeln geben auch Anhaltswerte für die mögliche Verstärkung der Meßquerschnitte in schwachen Felsbereichen mit großen Verformungen und Verringerung bei geringen Problemen: Die Anzahl von Oberflächenmessungen kann um  $\pm$  60% verändert werden, die Anzahl tiefreichender Messungen um  $\pm$  40% (also z.B. 7  $\pm$  2 Extensometer und 13  $\pm$  6 Meßpunkte in einem Meßquerschnitt). Die Reichweite der tiefen Messungen sollte mindestens eine Kavernenbreite betragen. Der Beobachtungsrhythmus sollte zweimal wöchentlich am Beginn sein, später 14-tägig. Auch geringere als erwartete Verformungen können bedeuten, daß die Berechnungsannahmen und das felsmechanische Modell fehlerhaft sind.

- 1) Wahl der Kavernenabmessungen, Schätzung der Größe der in situ-Spannungen
- Abschätzung der Felsqualität in mindestens drei Felsklassen, Homogenbereichen oder Gebirgsformationen
- 3) Berechnung von Gesteinsfestigkeit, Kluftabstand, Durchtrennungsgrad
- Verwendung des Nomogramms Abb. 65 f
  ür die Wirtschaftlichkeit der Kavernenabmessungen
- Prüfung, ob die Verminderung einer Abmessung zwingend geboten ist. Abschätzung des resultierenden Ausbauwiderstands aus der Tiefe von Auflockerungs- oder Überlastungszonen.
- 6) Verwendung der Nomogramme für Felsqualität und Stützweite: Abb. 72 für Felsdübellängen, möglichst = 30% der Stützweite Abb. 73,75 für Ankerdichten, Rasterabstände Abb. 70,71 für Spritzbetondicke und Bewehrungsempfehlung.
- 7) Prüfung des Verhältnisses von Felsbolzenlänge und -Rasterbreite, das möglichst 3:1 betragen sollte. Bei größerer Länge, bzw. engerem Raster wie bei jeder Eintragung eines erheblichen Ausbauwiderstands in den Fels, sollte eine Abstufung von 50% der Ankerlängen auf ca. 2/3 des Größtwertes erfolgen. Ankerabstände unter 1m sind zu vermeiden, denn zur Systemvernagelung kann vor Ort noch geologisch/strukturell bedingte Zusatzankerung ausgeführt werden. Felsbolzenlängen bis 6m werden angestrebt, 8 bis 10m sind aber noch ausführbar.
- 8) Prüfung, ob die systematische, bewehrte Spritzbetonsicherung eine Erweiterung des Ankerabstands im Hinblick auf die Felsqualität noch zuläßt (s. Abb. 68, die für andere Stützweiten als 20m noch linear anzupassen ist). Bei diesen Entwürfen kann die Kavernenhöhe zugunsten der Kavernenbreite noch vernachlässigt werden, bis die Standsicherheitsberechnung beweist, daß dies nicht zulässig ist.
- 9) Prüfung, ob die Spritzbetonsicherung der Wände gegenüber der Kavernenfirste verringert werden kann. Eine Verringerung um 5 cm Dicke und um eine Lage der Bewehrung ist der Regelfall. Ungewöhnliche Seitendrücke oder Kluftausbißlängen können dies verhindern.

Für den resultierenden Ausbauwiderstand in Firste und Wänden stehen die Nomogramme Abb. 79 und 80 zur Verfügung. Der übliche Ausbauwiderstand ist Gebirgstypen-abhängig (siehe Kap. 6.4). Werte unter 0,10 MPa für die Firste und 0,05 MPa für die Wände werden zwar angestrebt, erfordern aber einen zuverlässigen Nachweis.

Die Entscheidung für die Notwendigkeit von Vorspannankerung kann aus der Grenzgleichgewichtsbetrachtung, insbesondere an Stirnwänden, oder der FEM-Berechnung getroffen werden. Empirische Vergleiche und elastische Berechnungen ohne Kluftrichtungsbezug sind nicht ausreichend für den Einsatz von Vorspannankern, auch wenn die Ausdehnung überlasteter Zonen in BEM-Berechnungen schon größer als 8m ist. Eine Abstufung der Vorspannankerlängen um mindestens eine Haftstrecke ist bei einem Rasterabstand unter 4m erforderlich. Der Gedanke, z. B. die Reibung um die einfache Standardabweichung (STD) und die Kohäsion um die zweifache STD abzumindern und umgekehrt, führt zur Anwendung der Punktschätzungsmethode zumindest mit BEM-Analysen. Zur Berechnung von möglichen Keilhöhen ist die mittlere Ausbißlänge in Untersuchungsstollen um die zweifache STD zu erhöhen. Eine sehr kleine mittlere Blockgröße bzw. sehr kleine Trennflächenabstände in mehr als einer Richtung können eine Keilstatik sinnlos machen.

Die FEM-Berechnung sollte zweckmäßig erst nach der Festlegung der Form und des Schichtenprofils erfolgen. Für die Untersuchung verschiedener Felsqualitäten, Versagenskriterien, Formen, Teilausbrüche ohne Vorhersage der Gesamtverformungen bietet sich die BEM an. Bei hochgradiger Verformbarkeitsanisotropie des Gesteins oder der Schichtenfolge können aber alle homogenen Berechnungsmethoden versagen.

Die Vorschläge zur Auswahl der angemessenen Berechnungsmethoden für die unterschiedlichen Entwurfsstadien zeigt die folgende Tabelle 7.4.1.

Di	Vorprojekt	Studie	Vorentwurf	Entwurf	
Phase:	(Durchführbarkeit)		(Ausschreib.)	(Ausführung)	
Analytik (Formeln)	möglich	erforderl.	Kontrolle		
Klassifikation (Empirik)	möglich	erforderl.	Kontrolle	Kontrolle	
Randintegral (BEM) Betonstatik (Bogen)		möglich	erforderl.	erforderl.	
Grenzgleich- gewicht (Keil)		möglich	erforderl.	erforderl.	
FEM plast./ viskoplastisch			erforderl.	erforderl.	

Die angegebene Abstufung der Idealisierung berücksichtigt die Abhängigkeit der Bearbeitung von der Realisierungsaussicht. Für die Rückrechnung gemessener Verformungen erscheint nur die FEM-Anwendung sinnvoll.

## Tabelle 7.4.1 Empfohlene Standsicherheitsberechnungen für Kavernen

#### 7.5 Sicherungsmaßnahmen

Die vorgeschlagene Strategie zur Vorschätzung und schrittweisen Verfeinerung der Hohlraumsicherung folgt der Gliederung des Kap. 6. Es sollen so viele Vorentscheidungen wie möglich vor einer realistischen, aber aufwendigen Simulation des Tragsystems aus Gebirge und Sicherung mit FEM-Berechnungen erfolgen.



Abb. 93 Pfeilerbreite und Seitendruckfaktor

ofeilerbreite [m]

# 7.4 Standsicherheitsberechnungen, Variationen

Wie im Kap. 4.2 ausgeführt wurde, erfordert die Unsicherheit der geotechnischen Entwurfsparameter und der Bauausführung neben der Ermittlung der wahrscheinlichsten Parameterkombination noch die Untersuchung der Auswirkungen von Parameteränderungen auf die Standsicherheit. Die wichtigsten Variationen sind:

- Trennflächen- oder Gebirgsfestigkeit bzw. Ausbauwiderstand
- Größe und Richtung der in situ-Spannungen
- Teilausbruchquerschnitte und evtl. Nebenbauwerke
- getrenntes oder gemeinsames Auftreten verschiedener Felstypen
- Orientierung von Schichtflächen, Großklüften, Scherzonen.

Zwei voneinander unabhängige Berechnungsverfahren sind nötig. Im Idealfall deckt ein Verfahren den Grenzzustand und ein Verfahren den Gebrauchszustand mit Verformungsprognose ab. Ohne Verformungsprognose ist ein flexibles Sicherungskonzept nicht möglich. Für die Prognose sind wahrscheinlichste Materialkennwerte, sonst aber entsprechend der Streuung der Versuchsergebnisse abgeminderte Festigkeits- und Verformbarkeitskennwerte anzusetzen. Verhältnis zur mittleren Abmessung beider Kammern:

$$(0,72 \cdot \sum_{j=1}^{2} (B_j + H_j) /4 + 10 m$$

oder nach japanischer Praxis:

$$(1,0 + 1,1) \cdot \sum_{1}^{2} (B_{j} + H_{j}) /4$$

Die letzte Formel soll nur bei Breiten im Bereich von 20 - 35 m verwendet werden.

Abhängigkeit von der Gebirgsdruckfestigkeit,	
wenn diese wie in Kap. 5.5.4 berechnet wird:	30 m - 0,25 σ <sub>Geb</sub> (MPa)
Abhängigkeit vom mittleren Trennflächenabstand:	$35 m - 6 e_{k}$

Die Abhängigkeit von der Überlagerung kann für höhere Überlagerungen als 200 m näherungsweise erfaßt werden mit:  $1,0 \cdot B \cdot \frac{U}{200}$ 

$$0,5 (H + B) \left(\frac{U}{200} - 0,5\right)$$

Die Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert wurde von BENSON u.a. (14, 1988) sehr vorsichtig angegeben mit: 18 m + 12 (Ko - 1) und Ko > 1

Diese Angabe beschränkt die Zugspannungen im Pfeiler bei hoher gleichzeitiger Druckfestigkeit (siehe Abb. 93).

Die Schwächung der Kavernenwände durch senkrecht zur Achse verlaufende Stollen wird einfach

durch das Verhältnis von Durchmesser zu Achsabstand  $\lambda_1 = 1 - \frac{D}{L}$  definiert.

Wenn dies zu ungünstig ist, kann - bei Kreisstollen - genauer mit  $\lambda_2 = 1 - \frac{\pi}{4} \frac{D}{L}$ , also mit ca.

25% Erhöhung des vorhandenen Felspfeilers gerechnet werden. Sinngemäß gilt diese Strategie für Transformatoren-Kavernen, Schwallkammern und Entsandungskavernen.

# 7.3 Anordnung der Parallel- und Nebenbauwerke

Im folgenden werden Kriterien zur Wahl des notwendigen Felspfeilers zwischen parallelen Kavernen in Abhängigkeit von den Hohlraumabmessungen, der Felsqualität, der Überlagerung, dem Seitendruckfaktor (siehe hierzu BENSON u.a. 14, 1988) und der Gebirgsdruckfestigkeit angegeben.

Weiterhin werden Überschlagsformeln zur zulässigen Breite der Maschinengräben im Vergleich zum verbleibenden Wandpfeiler angegeben.

Zur Frage der zusätzlichen Sicherung der Kaverne im Bereich von Querschlägen ist folgendes festzuhalten: Die übliche Praxis, Stollensicherungen an Kreuzungen um 50% bis 100% zu erhöhen, kann aus praktischen Gründen bei Kavernenwänden nicht angewendet werden.

Es ist vielmehr so vorzugehen, daß die Sicherung der oberwasser- und unterwasserseitigen Wasserwege erhöht und vor Annäherung der Kavernensohle beim Strossenausbruch rechtzeitig installiert wird. Hierbei sind insbesondere Vorspannanker von Stollen zu Stollen bei schlechter Felsqualität sinnvoll. Bei Einhaltung dieser Ausbruchreihenfolge muß die Sicherung der Kavernenwände nicht systematisch verstärkt werden.

Querschläge im Kämpfer- und Firstbereich sowie Schächte im Firstbereich können wegen der Störung des ohnehin kritischen Konturspannungszustands nicht zugelassen werden. Diese Öffnungen sind an den tieferen Wand- oder Stirnflächen anzuordnen.

Der Entwurf paralleler Kavernen wird vom erforderlichen Felspfeiler bestimmt. Ein konservativer Entwurf erspart aufwendige Analysen, und die Ersparnis an Länge von Verbindungsstollen steht in keinem Verhältnis zum Mehraufwand an Sicherung in beiden Kavernen, wenn der zu gering bemessene Felspfeiler auch nur theoretisch plastifiziert.

Die Wahl des Felspfeilers kann sich orientieren an der Breite, Höhe, mittleren Abmessung der Krafthauskaverne, an den Abmessungen beider Kavernen und an den Felskennwerten.

Eine Analyse von 140 Kavernen mit parallelen Transformator-, Schieber- oder Schwallkammern ergab die folgenden Ergebnisse für den mittleren Felspfeiler: Extrem "günstige" Breiten sollen nicht aus dieser Sammlung ermittelt werden!

Mittleres Verhältnis zur Breite:	$(1,30 \pm 0,40) \cdot B$
Mittleres Verhältnis zur Höhe:	$(0,70 \pm 0,25) \cdot H$
Verhältnis zur mittleren Abmessung des Krafthauses:	$(0,45 \pm 0,15) \cdot (H + B)$

### 7.2 Kavernengeometrie

Wichtigstes Prinzip des Entwurfs muß die Begrenzung der Stützweite, bei erheblichen Seitendrücken auch die Begrenzung der Höhe sein. Die Höhe und ebenso die Kavernenlänge sind bisher aber nur in Ausnahmefällen kritisch für das Kavernenverhalten gewesen. Wenn überschlägige elastische Berechnungen First- oder Wandverformungen von mehr als 40mm ergeben, ist die Verminderung der Abmessungen zwingend, um aufwendigste Sicherung zu vermeiden. Hierbei kann auch ein Felspfeiler in Längsrichtung zur Verringerung der Wandverformungen wirksam sein. Die Auslagerung von Verschlußorganen und vor allem Transformatoren ist auch aus Sicherheitsgründen sinnvoll und ermöglicht im Mittel eine Breitenersparnis von 20%. Die Anordnung paralleler Kammern ist vom Ausbruchpreis her, aber nicht unbedingt für die Sicherung teurer. Negative Folgen der Auslagerung für die Gesamtstabilität des Hohlraumsystems bestehen nur bei geneigten erhöhten Primärspannungen oder Böschungsnähe und -paralleler Kavernenachsrichtung.

Die Dachform sollte halbkreisförmig oder steiler für schr geringe Seitendrücke sein und flacher für mittlere und hohe Seitendrücke. Hier bietet sich eine Ellipse mit Halbachsenverhältnis von 1:2 an. Die Wände sollten nur in Ausnahmefällen bei geringen Seitendrücken gerundet sein. Für mittlere und hohe Seitendrücke bieten gerade Seitenwände bei keiner Trennflächenkonfiguration und Felsqualität Nachteile, die ihre Vorteile beim Baubetricb annähernd aufwiegen. Dies gilt also auch für den Fall schichtparalleler Achsenrichtung.

Das Seitenverhältnis H/B ist im Idealfall umgekehrt proportional zum Seitendruckfaktor. Da das Seitenverhältnis aus Nutzungsgründen nur innerhalb 1,50 < H/B < 2,00 zu verändern ist, sind bei den häufig höheren Seitendrücken eine günstige Gestaltung und ausreichende Abstände zwischen den Maschinengräben erforderlich.

Bei Vermeidung von Betongewölben und den damit verbundenen Kämpferwiderlagern und bei Vermeidung von auf Fels gegründeten Kranbahnträgern bestehen die einzig kritischen Spannungskonzentrationen noch am Übergang zur Kavernensohle. Hier bietet das Betoninnenbauwerk zusätzliche Sicherheit, wenn eine Ausrundung nicht möglich ist.

Während des Ausbruchs auftretende, für den in situ-Spannungszustand ungünstige Zwischenformen sind zu untersuchen, und ungünstige asymmetrische Formen sind zu vermeiden oder so kurz wie möglich zeitlich zu begrenzen. Die Kriterien der Wahl der Kavernenachsenrichtung wurden im Kap. 3 zusammengestellt. Es wird eine Rangfolge der Kriterien 1) strukturelles Großversagen, 2) größte horizontale Primärspannung, 3) Trennflächensystem und 4) Hanglage festgestellt.

Die horizontale und vertikale Felsüberdeckung sollte zumindest in Erdbebenzonen das Vierfache bzw. Zweifache der Höhe betragen.

- 20 Bohrlochaufweitungs-Versuche je Gesteinstyp, dazu
- 4 große Schlitzaufweitungs-Versuche je Gesteinstyp, oder
- 10 Lastplatten- oder kleine Schlitzaufweitungs-Versuche
- 10 Primärspannungsmessungen durch Überbohren oder die fünf- bis zehnfache Anzahl anderer Versuche je Gesteinstyp und
- 2 Groß-Dreiaxialversuche im Labor je Gesteinstyp, wenn möglich.

In situ-Scherversuche und -Dreiaxialversuche bleiben für besonders kritische Verhältnisse vorbehalten.

Messungen der Dehn- und Schubwellengeschwindigkeiten im Labor und in situ gehören zu den preiswertesten Erkundungsmethoden, erfordern aber Erfahrung mit dem angetroffenen Gebirgstyp und werden in diesem Rahmen nicht verfolgt. Sie sind aber unverzichtbar, wenn die Kriterien der erforderlichen horizontalen und vertikalen Felsüberdeckung der Kaverne nicht eingehalten werden können.

Die Anzahl der Klassifikationen an der Ortsbrust eines Stollens sollte mindestens 25 betragen, z.B. an jedem vierten Abschlag. Die Anzahl der oberflächigen Detailaufnahmen der Trennflächengeometrie richtet sich nach der Anzahl der wirksamen Trennflächenscharen und dem strukturellen Versagensrisiko. Nach früheren Autoren sowie PRIEST & HUDSON (116, 1981) sollten 70 Messungen je Trennflächenschar und ausgewiesenem Homogenbereich vorliegen, um den Fehler auf  $\pm$  20% zu begrenzen. Daraus folgt:

100 Orientierungs-, 70 Abstands- und Ausbißlängen-, 50 Ausbißlächen- und Öffnungsweiten-Messungen, vorzugsweise in Stollen, aber hilfsweise auch an Oberflächenaufschlüssen. Die Messungen der Flächen und Öffnungen können auch aufschlußbedingt unterschritten werden.

Es gilt der Grundsatz, daß die Ausschreibungsplanung einer Krafthauskaverne nicht ohne einen Untersuchungsstollen erfolgen kann. Ebenso kann eine Entscheidung für die unterirdische Anordnung im Variantenstudium kaum ohne Stollen zweifelsfrei getroffen werden. Eine Kartierung des Stollens ist das wichtigste Ergebnis der Erkundung. Die Qualität der Kartierung kann daran gemessen werden, daß ca. 50 Prozent der Trennflächen an anderen bzw. Schichtflächen enden und die kartierten Flächen nicht erheblich kleiner als das Produkt aus Abstand und Ausbißlänge sind. Die Verteilungen der geometrischen Parameter sollten in der Tendenz negativ exponential sein. Zur Auswertung der geometrischen Trennflächenparameter stehen zuverlässige Verteilungsmodelle zur Verfügung, die trotz begrenzter Messungen und zusätzlicher Kappungsfehler ausreichende Grundlagen zur Festlegung von Größtwerten und Streuung der geometrischen Parameter.

Der Stollen dient im Idealfall später der vorauseilenden Verformungsmessung, der Ankerung, der Entwässerung der Kaverne oder der Zufahrt.

## 7. ABGELEITETE ENTWURFSSTRATEGIEN

## 7.1 Umfang der Vorerkundungsmaßnahmen

Grundsätzlich ist der Entwurf des Bohrprogramms die Aufgabe des darin erfahrenen Ingenieurgeologen. Deshalb hier nur ein Hinweis: Der Aufwand für Erkundungen kann nach einem Vorschlag des AK 20 der DGEG (siehe JOHN, 75, 1979) mit der Felsqualität und dem einschätzbaren strukturellen Versagensrisiko verknüpft werden. Es wurde eine notwendige Anzahl von Untersuchungsquerschnitten für Oberflächenerkundungen festgelegt, die mit geringen Anpassungen als Anzahl von Bohrungen aus einem Kavernenuntersuchungsstollen interpretiert werden kann. Bei einer fortlaufenden Numerierung der Felsgüteklassen  $A_t$ , k = 1 bis 5 und der Böschungsbzw. geometrischen Risiko-Klassen  $B_p$  l = 1 bis 5 ergibt sich eine Erkundungsklasse  $C_j$  mit dem Wert j = (k + l)/2.

Dieses Konzept einer Kombination von Felsqualität und struktureller Risikoklasse hat sich bei empirischem Böschungsentwurf mehrfach bewährt und vermeidet die erheblichen Korrekturen der Felsklassifikation für Böschungen, die für Kavernenwände gegenüber Kreisstollen auch nötig werden könnten.

Für Kavernen mit sehr guter, guter und mäßiger Felsqualität kommen die Untersuchungsklassen 3, 4 und 5 in Frage, für Stollen und Schächte bei gleicher Felsqualität die Untersuchungsklassen 1, 2 und 3.

Die Anzahl der Laborversuche und der in-situ-Versuche ist an die Zahl der vorhandenen Gesteinstypen, das Risiko von Wasser- und Verwitterungseinfluß, das erwähnte strukturelle Versagensrisiko und eventuelle Verformbarkeitsanisotropiegrade gebunden. Im folgenden werden Vorschläge zur Mindestmenge von Versuchen gemacht:

Je 25 Punktlastversuche pro Gesteinstyp und zwar unverwittert, angewittert, trocken und bei natürlichem Wassergehalt. Je 50 Beobachtungen bzw. 25 Versuche pro Materialtyp und Homogenbereich oder Kluft zur Eingrenzung der Kluftwandrauhigkeit und -festigkeit.

Je 10 Einaxialversuche im Labor sollten pro Gesteinstyp, trocken und bei natürlichem Wassergehalt, angeordnet werden, davon 50% mit Bestimmung der Elastizitätskonstanten. Je 5 Dreiaxialversuche und indirekte Zugversuche sollten pro Gesteinstyp erfolgen, wobei auf verschiedene Wassergehalte und Verwitterungsgrade verzichtet werden kann.

Auch für in situ - Versuche sollen Mindestanforderungen definiert werden, obwohl die Entscheidung letztlich im Gelände fällt. Weiterhin soll mit der folgenden Aufzählung keine Aussage über den Wert nicht genannter Versuche verbunden werden. Es sollen für isotrope Gesteine ausgeführt werden: genem Gebirge nachgeholt werden, um die Meßergebnisse vollständig zu verstehen. WISSER (161, 1990) gibt ein Beispiel einer schnellen elastischen Verformungsanalyse durch eine FOURIER-Entwicklung, das auch für Teilquerschnitte von Kavernen anwendbar ist. Schwierig wäre die Auswertung im Falle erheblicher Primärspannungen in Achsrichtung.

Eine eingehende Simulation der geotechnischen Projektgrundlagen und des aktuellen Bauablaufs läßt Meßfehler früh erkennen und überwinden. Dies gilt besonders für komplizierte Stützmaßnahmen, die noch größere und weitreichendere Auswirkungen auf die Verformungsfigur der Kaverne haben, als ohnehin schon erwartet wird. Bei der Kaverne Agus4 wurden z.B. im Abstand von einer Kavernenbreite noch 50% der horizontalen Wandverformungen vorausgesagt und indirekt auch bestätigt (ALMERO u.a., 1, 1984). Die Ergebnisse der Rückrechnung des Deformationsmoduls in der Umgebung dieser Kaverne zeigt Abb. 92.

Bei Vorliegen einer mathematischen Simulation des schrittweise abgeteuften Kavernenausbruchs sind, trotz der notwendigen typischen Vereinfachung von z.B. 20 auf 5 Aushubschritte, auch die Ergebnisse der erst an der temporären Ausbruchsohle beginnenden Messungen vollständig verwertbar. Darüber hinaus können Messungen für spätere Aushubschritte selbst dann analysiert werden, wenn die Messungen früherer Aushubschritte noch gestört oder fehlerhaft waren.



# Feldversuche und Rückrechnung

Abb. 92 Rückrechnung von Gebirgsdeformationsmoduli, Agus 4



Abb. 91 Mittlerer Meßinstrumentenabstand und Felsqualität

# 6.9.2 Rückwirkung auf die Standsicherheitsanalyse

Die Anordnung von Kontrollmessungen hat ihr Ziel verfehlt, wenn nicht wenigstens der mittlere Gebirgsverformungsmodul, möglichst mit seiner Streuung, und das Verhältnis horizontaler und vertikaler Spannungen im Beharrungszustand analysiert werden. Vor einer unstreitig vorhandenen Inhomogenität braucht nicht kapituliert zu werden. Zumindest ein elastisches Verhalten wurde in nahezu allen Berichten über Kavernenmessungen bestätigt. Damit ist es zulässig, Gebirgssteifigkeit und -qualität abschnittsweise hinsichtlich der Oberfläche und der Tiefe als homogen anzunehmen und analysieren.

Für eine erste Interpretation der Meßergebnisse anhand der vorangegangenen Sensitivitätsanalysen kann angenommen werden, daß die Firstsetzung nur vom Gebirgsverformungsmodul und die größte Konvergenz der Wände - nach dessen Kenntnis - darüber hinaus nur noch vom Seitendruckfaktor abhängt. Diese einfache Interpretation wird unmöglich bei einer böschungsparallelen Kavernen-Achsenrichtung.

Ohne vorliegende Ausführungsberechnungen mit Parametervariationen hinsichtlich  $E_d$  und  $K_0$  müßten in dieser Phase - unter noch größerem Zeitdruck - diese Simulationen auch bei homo-

Die Anzahl der Meßpunkte wird in der Regel noch der Anzahl der vollständigen Meßquerschnitte, der Maschinen bzw. der Größtquerschnitte angepaßt. Die Abhängigkeit der bezogenen Wandflächen von der Felsqualität RMR zeigt Abb. 91.

Bei der Wahl zwischen herkömmlichen Konvergenzmessungen und einer geodätischen Wandaufnahme ist ein Vergleich hinsichtlich

- erzielbarer Genauigkeit, erwarteter Verformungsgrößen,
- Anfälligkeit bzw. Schutz gegen baubetriebliche Störungen,
- Aufwand bei Anbindung an absolute Verformungswerte zu führen.

Außerdem müssen Verformungsmessungen auch für den Betriebszeitraum - in der Regel durch Fernablesung - an Orten ohne Innenkonstruktion gewährleistet werden. Der Umfang sollte 20 - 25% der ursprünglichen Messungen betragen.

Neben Verformungsmessungen werden Betonspannungen dort gemessen, wo die Kraftschlüssigkeit einer Betonstruktur nachzuweisen ist. An ca. 10% der Vorspannanker hoher Kapazität wird die Ankerkraft durch Tellermeßdosen geprüft, insbesondere in der Nähe der tiefreichenden Verformungsmessungen. Beide Methoden lassen keine Schlüsse auf die Gebirgskennwerte zu. Dennoch sollten 50% der Messungen im Betriebszustand fortgesetzt werden. Bei subvertikaler Klüftung bieten sich für die Seitenwände Neigungsmessungen mit schwach geneigten Inklinometern an. Es werden nur die Meßinstrumente in der Praxis durchzusetzen sein, deren Ergebnisse sofort leicht verständliche Schlußfolgerungen erlauben.

## 6.9 Art, Umfang und Aussagewert von Kontrollmessungen

#### 6.9.1 Abhängigkeit von der Gebirgsqualität

Ein System der Kontrollmessungen mit eindeutigen, sofort interpretierbaren Zwischen- und Endergebnissen ist die einzige Möglichkeit der Verifizierung des oft sehr komplizierten geotechnischen Modells. Es ist vorzuziehen, wenn auch nicht zwingend vorgeschrieben, direkte Größen zu messen, die ohne Kenntnis der felsmechanischen Parameter auszuwerten sind, also Verformungen statt Spannungen. Diese Verformungen müssen kontinuierlich in kurzem Abstand gemessen werden, um schnell den Nachweis des erreichten Ruhezustands zu führen.

Die Messungen können grob in oberflächige und tiefreichende Messungen eingeteilt werden, wobei die ersten häufiger sein können. Die Anzahl der Meßpunkte soll linear abhängig sein von den Abmessungen des Bauwerks und der Felsqualität als Maß der Gegenwart geotechnischer Risiken. Im Interesse der Verifizierung des Modells sollen hauptsächlich systematische Meßquerschnitte, die auch parallele Kavernen beinhalten, und zusätzlich einige möglichst früh (oder vorauseilend) installierte Instrumente angeordnet werden. Das sind Extensometer, die vor Kavernenausbruch von Nebenstollen aus installiert wurden.

Die Ergebnisse der tiefreichenden Messungen definieren punktweise auch die Einflußtiefe irreversibler und elastischer Verformungen des umgebenden Gebirgskörpers sowie Auflockerungsbereiche. Die oberflächigen Messungen sollen ansatzweise die Homogenität des Tragverhaltens über die gesamte Kavernenkontur nachweisen. Sinnvoll werden Messungen dort konzentriert, wo größere Verformungen erwartet werden, also an Maximalquerschnitten und in Zonen geringerer Felsqualität.

Die Gesamtzahl der oberflächigen und tiefreichenden Meßpunkte kann berechnet werden bezogen auf die Gesamtoberfläche des Kavernenausbruchs aus den folgenden Formeln. Sie wurden ermittelt aus dem Vergleich von 60 großen Wasserkraftkavernen mit gleichzeitiger Angabe der mittleren Felsqualität. Für RMR = 60 und damit mittlere Felsqualität für Kavernen ergibt sich dann:

- eine oberflächige Messung je 280m<sup>2</sup> Ausbruchfläche und
- eine tiefreichende Messung je 450m<sup>2</sup> Fläche der Kaverne.

Für schlechte und gute Felsqualität (RMR = 40 bzw. 80) ergibt sich:

- eine oberflächige Messung je 120 bzw. 440m<sup>2</sup> Fläche und
- eine tiefreichende Messung je 250 bzw. 650m<sup>2</sup> Ausbruchfläche.

Die Anzahl der Messungen verdoppelt sich beim Übergang von mittlerer (mäßiger) zu schlechter Felsqualität bzw. sinkt um die Hälfte beim Übergang zu sehr guter Felsqualität.









Log (Kavernenhöhe,m) [-]

- 161 -

- Der Form-Einfluß sollte unterhalb der angestrebten Genauigkeit liegen.
- Für Studien ist zumindest der Gesteins-Elastizitätsmodul zu erfassen.
- Die Querdehnzahl kann im Mittel zu v = 0.25 angenommen werden, um höhere Firstsetzungen zu erhalten. Das spezifische Felsraumgewicht beträgt 27 kN/m<sup>3</sup>.

Die Normierung und damit die Vorhersage allein nach Felsqualität und Stützweite gelingt für die Firste (Abb. 89) und mißlingt für die Ulmen (Abb. 90).

Dies wird auf die Berücksichtigung der maximalen Wandverformungen, deren große Streuung und die geringere Streuung der Firstverformungen zurückgeführt.

Entscheidend für die Auswertung ist, daß das Verformungsverhalten bei Kavernenbauten überwiegend als elastisch erkannt wurde. Damit können lineare Anpassungen an Überlagerung, Seitendruckfaktor und Gesteinsdeformationsmodul vorgenommen werden. Die Gültigkeit dieses Konzeptes wird von KONDOH (88, 1983) sogar für Stollen bestätigt, die wegen schlechterer Felqualität eher plastische Verformungen zeigen. Er rechnet den Elastizitätsmodul des Gebirges zurück aus:

$$E = \alpha \gamma \overline{U} D / 2 u$$
, z.B. mit  $\alpha = 1,5$ .

Die so erhaltenen Prognosen der First- und Wandverformungen (s. Abb. 89 und 90) erfüllen dann folgende Zwecke:

- Intensivierung und Vorverlegung der Diskussion (siehe Kap. 6.2) zwischen den verschiedenen Fachdisziplinen.
- Prüfung der Verteilung der Gebirgsqualität über die gesamte Ausbruchfläche und der Anwendbarkeit von Standard-Sicherungsvorschlägen.
- Grenzwerte für die Entscheidung über Nachsicherung, im Ernstfall auch über Unterbrechung des Ausbruchs und neues Sicherungskonzept.
- Erleichterung der Überprüfung von in situ-Spannungszustand und Gebirgsverformungsmodul aus den aktuellen Meßergebnissen.
- Festlegung der erforderlichen Meßgenauigkeit und des Instrumenten-Meßbereichs, ggf. des Instrumententyps (z.B. der geodätischen Vermessung).
- Festlegung von Orten mit erhöhter Meßdichte und Meßhäufigkeit.

Die Verformungsvorhersage ist auch bei aufgeweiteten Versuchskammern von Untersuchungsstollen (mit Mindestabmessungen von 5m x 5m) möglich. EineAsymmetrie der Meßergebnisse weist auf Irregularität der Spannungsabtragung hin. Teilweise falsche Meßergebnisse werden rechtzeitig erkannt, und spätere Verformungsbeiträge können noch getrennt analysiert werden.



Abb. 88 Wandverformungen von Kavernen, Felsqualität und Höhe (Log.)

Das Verhältnis gemessener und theoretischer Firstverformungen schwankt um 0,88 + /-0,65, ist also nach der Näherung leicht überschätzt. Das Verhältnis gemessener und theoretischer Wandverformungen schwankt um  $1,12 \pm 0,95$ , ist also leicht unterschätzt. Beide Formeln werden für die Vorhersage in Übereinstimmung mit KONDOH (88, 1983) weiter verwendet. Die Mittelwerte der beobachteten Kavernen-Verformungen betragen für Firste und Wände 17mm bzw. 22mm. Die Standardabweichung ist jeweils gleich dem Mittelwert.

Von BARTON u.a. (9, 1980) und KAISER (82, 1986) wurde versucht, Kavernenrandverformungen in Abhängigkeit von der Felsqualität und der Stützweite in grober Weise zu schätzen. Dieser Versuch ist noch schwieriger als die Schätzung der Gebirgsverformbarkeit allein aus der Felsqualität. Diese Vorschläge sollen durch eine Normierung aller Meßergebnisse auf  $\ddot{U} = 200m$ ,  $E_d = 10$  GPa,  $K_0 = 1$  und H/B =1,75 überprüft werden. Sonst gelten die Einschränkungen:

- die Überlagerungshöhe und der Seitendruckfaktor sind zu berücksichtigen.
- die Wandverformungen überwiegen wegen größerer Höhe, gerader Wandform und erheblichen Seitendrücken die bisher meistens allein betrachteten Firstverformungen.
- die Kavernenform und das Verhältnis H/B haben einen starken Einfluß. Es kann von einem Mittelwert von H/B = 1,75 ausgegangen werden.

\_og der Kavernenhöhe [-]







Rock Mass Rating RMR [-] Abb. 87 Firstverformungen von Kavernen, Felsqualität und Breite (Log.)

Zwei Beispiele sollen das verdeutlichen:

Kaverne A: Gleiche Verformungszuwächse bei 25-35m und bei 35-40m Ausbruchtiefe, dann folgt daraus die kritische Kavernenhöhe von 50m.

Kaverne B: Gleiche Verformungszuwächse bei 25-30m und bei 30-32,5m Ausbruchtiefe, dann folgt daraus die kritische Kavernenhöhe von 35m, d.h. eine Entwurfsänderung ist unumgänglich. Da die Anordnung eines Felspfeilers während des Ausbruchs nachträglich nicht mehr möglich ist, muß die entsprechende Verformungsvorhersage vor der Ausschreibung durchgeführt werden.

#### 6.8.3 First- und Wandverformungen ausgeführter Kavernen

Es wurden die First- und Wandverformungen von 46 bzw. 64 Kavernen der Fachliteratur entnommen und mit theoretischen Prognosen verglichen. Die gemessenen First- und Wandverformungen sind im halblogarithmischen Diagramm von Felsqualität und Stützweite (Breite bzw. Höhe) in Abb. 87 und 88 dargestellt: Dabei können näherungsweise Bereiche mit Verformungen < 10mm, < 20mm, < 40mm und größer als 40mm und damit kritische Verformungen unterschieden werden. Die letztgenannte Grenze stimmt mit der von KAISER (82,1986) angenommenen Grenze zu unerwünschten Risiken des Kavernenbaus (B=20m, Q=1) gut überein.

Die theoretische Prognose erfolgt nach den beiden Formeln:

Firste: w =  $(1 + 2B/H - K_0) \cdot \gamma \cdot \ddot{U} \cdot B / 2 E_0$ , mit Überlagerungshöhe Ü

Wände:  $u = (K_0(1 + 2H/B) - 1) \cdot \gamma \cdot \ddot{U} H / 2 E_d$ 

Für Kreisquerschnitte B = H = D sind die Faktoren "3-K<sub>0</sub>" und "3 K<sub>0</sub>-1" bekannt. Die Faktoren können für das häufigste Seitenverhältnis H/B = 1,75 ermittelt und durchgängig für Kavernen verwendet werden.

Eine Vereinfachung zu: w = 2  $\gamma$ . Ü. B / E<sub>d</sub> und: u = 2 K<sub>0</sub>.  $\gamma$ . Ü. H /E<sub>d</sub> ist für Schätzungen sinnvoll.

FUJITA u.a. (48, 1977) legen 40 - 60mm als zulässige Obergrenze für Kavernenwandverformungen fest. Tatsächlich wurden 50mm noch in keinem bekannten Fall überschritten und der Mittelwert aller veröffentlichten meßbaren Wandverformungen liegt unter 25mm. Die echten Gesamtverformungen waren aber größer. KAISER (82, 1986) hält Wandverformungen von nicht mehr als 25mm für erstrebenswert.

Beim Durchteufen weicher Sedimente mit einem Deformationsmodul von ca. 2.000 MPa bei mittleren Abmessungen von 20m x 35m (B x H) und  $K_0 = 1$  sowie bei sehr massigem Fels und bei extremen beobachteten Seitendrücken  $K_0 = 3$  kann die kritische Verformungsgrenze von 50mm jedoch theoretisch erreicht werden. Dies belegt die in Kap. 5.6.3 gemachte Aussage über den Mindestwert von  $E_{d^*}$ 

FUJITA u.a. sowie andere japanische Autoren empfehlen in diesem Fall die Ausbildung von Felsrippen (Felspfeilern in Längsrichtung) durch die Anordnung von Montage-Plattformen auf halber Kavernenhöhe. Diese Montage-Ebenen liegen sonst an einer Stirnwand. Im gleichen Artikel wird eine Verteilung von Deformationsmoduli und Kavernenwandverformungen gezeigt. Die Mittelwerte folgen der Funktion: u (mm) = 80 /  $E_d$  (GPa), damit beträgt der kritische Deformationsmodul für Kavernen also  $E_d = 1,6$  GPa.

Diese Formel ist in ein Diagramm gemessener Deformationsmoduli und Wandverformungen eingetragen (s. Abb. 86). Es zeigt sich, daß die Formel für hohe Werte von  $E_d$  meist zu niedrige Werte anzeigt, für niedrige  $E_d$  sich aber den beobachteten Grenzwerten nähert.

Wird die sehr grobe lineare Regression der Wertepaare von FUJITA u.a. (48)

 $u = 30mm - E_d$  (GPa) verändert zu: 60mm -  $E_d$  (GPa),

dann ergibt sich eine obere Grenze der in der Praxis gemessenen Wertepaare u und  $E_d$  (siehe Abb. 86).

Für den außergewöhnlichen Fall, daß die Kavernenwandverformungen schon während des Teilausbruchs die Vorhersagen übertreffen, geben FUJITA u.a. eine Formel für den kritischen Betrag der Gesamtkavernenhöhe an:

 $H_{trit} = H 1 + (H 2 - H 1)^2 / (2 \cdot (H 2 - H 1) - (H 3 - H 1)),$ 

die umgeschrieben werden kann zur Form:

$$H_{krit} = ((H 2)^2 - H 3 \cdot H 1) / (2 \cdot H 2 - (H 3 + H 1))$$

also einem Quotienten aus geometrischem und arithmetrischem Mittelwert. Die Teilhöhen H 1, H 2 und H 3 sind dabei so anzusetzen, daß sich als Verformungsdifferenz zwischen diesen Ausbrüchen immer die gleiche Größe ergibt. Die in Tabelle 6.8.2 zusammengefaßten Bruchdehnungen der Gesteine liegen zwischen 0,1% und 0,4% und bestätigen die Werte von DEERE. Die Werte, die aus Kavernenveröffentlichungen entnommen wurden, sind schon Mittelwerte und streuen deshalb in der Regel weniger als die Werte, die in meist vier verschiedenen Felsklassen von Stollen angesetzt wurden.

Aus den Mittelwerten für die einaxiale Druckfestigkeit und den Deformationsmodul des Gesteins in der Datenliste von 96 MPa und 24.000 MPa folgt wieder eine Bruchdehnung von im Mittel 0,4%.

Die vorhandenen Dehnungen in situ, die nicht als Bruchdehnungen bezeichnet werden können, weil kein Versagen aufgetreten ist, werden aus  $\epsilon = \sigma_{Geb}/E_d$  berechnet. Sie werden damit von vorneherein durch konservative Annahmen bei der Berechnung der Gebirgsdruckfestigkeit unterschätzt.

Die Werte in Tabelle 6.8.3 schwanken zwischen 0,01% und 0,1%. Die auch mit den mittleren Gebirgsdruckfestigkeiten und -deformationsmoduli von 8 MPa und 16.000 MPa errechnete kritische Dehnung von 0,05% in situ dürfte noch um den Faktor 2 unterschätzt sein. Die Größtwerte der Dehnungen in situ für die verschiedenen Gesteine entsprechen etwa den Mindestwerten der Bruchdehnungen im Labor (siehe Anhang 25). Bei einer Weiterentwicklung dieser Datensammlung kann ein zusätzliches Kriterium zur Beurteilung der Hohlraumstabilität geschaffen werden.

Zulässige Gleitungen bzw. Bruchgleitungen aus Laborversuchen sind noch nicht veröffentlicht. Grundsätzlich ist dies möglich, wie die Arbeiten von KRSMANOVIC u.a.(91, 1963) zeigen. Die Werte sollten dann zwischen 20% und 50% der Dehnungen bei Druckspannungen liegen.

## 6.8.2 Wandverformungen und kritische Kavernenhöhe

Die Kavernenhöhe wird nicht immer als kritisch für die Gesamtstabilität angesehen, obwohl sie der doppelten Breite nahekommt und es ebenso häufig Seitendrücke gibt, die den Betrag der Vertikalspannung über- wie unterschreiten. Dies blieb bisher folgenlos, weil das Gebirge entweder noch Festigkeitsreserven besaß oder eine zügig betonierte Innenkonstruktion bis nahe an die Kämpferhöhe reichte und Ausbauschwächen ausglich.

Nur Japanische Autoren, die auch die größten systematischen Sammlungen von in situ - Primärspannungsmessungen für ein einziges Land - und damit für 20 Wasserkraftkavernen - angelegt haben, weisen auf die Notwendigkeit der Begrenzung der Wandverformungen hin. Ein solches Kriterium ist unabhängig von der Form der Wände und der Art der Auflagerung der Kranbahn erforderlich.

Gruppe	Gesteinstyp	Stollen (63)	Kavernen (52)
1	Kalkstein	0,18 - 0,36 (4)	0,09 - 0,25 (7)
3	Tonstein Schluffstein	$\begin{array}{c} 0,15 - 0,30 & (4) \\ 0,15 - 0,60 & (6) \end{array}$	0,09 - 0,38 (2)
4	Sandstein Konglomer. Grauwacke	$\begin{array}{c} 0,25 - 0,50  (6) \\ 0,13 \\ 0,18 - 0,55  (3) \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,33 - 0,40 & (4) \\ 0,18 - 0,55 & (2) \\ 0,26 - 0,44 & (2) \end{array}$
5	Basalt	0,08 - 0,40 (8)	0,11 - 0,68 (4)
7	Granit Syenit	0,23 0,18 - 0,35 (3)	0,16 - 0,43 (9) 0,18
8	Phyllit Quarzit	0,08 - 0,11 (2) 0,09 - 0,42 (5)	0,16 - 0,38 (2) 0,17 - 0,24 (4)
9	Schiefer Tonschiefer Glimmers.	0,05 - 0,35 (5) 0,16 - 0,36 (6) 0,36	0,09 - 0,22 (4) 0,25 0,39
10	Gneis	0,11 - 0,50 (8)	0,12 - 0,34 (9)

 Tabelle 6.8.2
 Kritische Dehnungen (%) des Gesteins, beobachtet bei Stollen und Kavernen (Anzahl)

Gruppe	Gesteinstyp	Stollen (66)	Kavernen (42)
1	Kalkstein	0,01 - 0,03 (5)	0,02 - 0,08 (5)
3	Tonstein Schluffstein	0,01 - 0,08 (3) 0,03 - 0,07 (3)	0,08 0,08
4	Sandstein Konglomer. Grauwacke	0,02 - 0,10 (7) 0,01 - 0,12 (2) 0,03 - 0,03 (3)	0,03 - 0,24 (8) 0,12 0,03
5	Basalt	0,02 - 0,11 (9)	0,02 - 0,20 (2)
7	Granit Syenit	0,01 - 0,04 (2)	0,03 - 0,16 (7)
8	Phyllit Quarzit	0,01 - 0,02 (3) 0,01 - 0,03 (4)	0,03 - 0,12 (3) 0,01 - 0,03 (3)
9	Schiefer Tonschiefer Glimmers.	0,03 - 0,11 (6) 0,01 - 0,08 (8) -	0,02 - 0,08 (3)
10	Gneis	0,01 - 0,04 (11)	0,01 - 0,06 (9)

Tabelle 6.8.3	Dehnungen (%)	des Gebirges,	beobachtet bei Stollen	und Kavernen (	(Anzahl)	
---------------	---------------	---------------	------------------------	----------------	----------	--

# 6.8 Schätzung von Hohlraumverformungen

# 6.8.1 Zulässige Dehnungen für Zug, Druck, Schub

STACEY (139, 1981) gibt als erster zulässige Ausdehnungen des Gesteins für verschiedene Felstypen an, die bei STACEY & PAGE (141, 1986) ergänzt und erhöht werden. Sie werden im folgenden in ‰-Werten wiederholt.

Gruppe	Gesteinstyp	(1981)	(1986)
3	Sandstein Konglomerate	0,09 ‰ 0,07 - 0,09 ‰	0,16 ‰
5	Basalt Diabas Gabbro Dolerit Lava	0,175 ‰ 0,14 - 0,15 ‰	0,30 ‰ 0,30 ‰ 0,30 ‰ 0,30 ‰
7	Granit	-	0,25 ‰
8	Quarzite Quarz. Sandstein	0,08 - 0,13 ‰	0,20 ‰ 0,20 ‰
9	Schieferton	0,10 - 0,15 ‰	

## Tabelle 6.8.1 Kritische Ausdehnungen (Zug) des Gesteins nach STACEY

Dieses Kriterium lenkt die Aufmerksamkeit besonders auf die vernachlässigten Querdehnungen im Fall geringerer Seitendrücke entsprechend  $K_0 < 0,50$ .

Werden diese Dehnungswerte um den Faktor "10" erhöht bzw. in Prozent angegeben, um zulässige Dehnungen bei Druckbeanspruchung zu erhalten, wird dabei keine Bruchdehnung überschritten, sondern eher noch deutlich unterschätzt.

Eine Erhöhung um den Faktor "20" ist in der Regel nicht mehr möglich.

Den ersten Hinweis auf zulässige Bruchdehnungen bei Druck liefert die Gesteinsklassifikation nach DEERE, zitiert nach HOEK & BROWN (65) und vielen späteren Autoren, durch Umkehrung des Modulfaktors E/UCS. Die häufigsten Werte liegen zwischen 0,2% und 0,5%; die Extremwerte, die Anlaß zur Überprüfung der Versuchskörper bieten, liegen zwischen 0,1% und 1,0%.

Die fremden Kavernendaten weisen erheblich höhere Gebirgsfestigkeiten auf. Trotz der genannten Abweichungen ist der Ansatz verfolgenswert. Der Quotient m/n = 0,20 ist also ein fundamentaler Materialkennwert und bedeutet, daß der Quotient aus Gebirgs- und Gesteinsdruckfestigkeit nur 20% des Quotienten aus Gebirgs- und Gesteinssteifigkeit beträgt. Die vorsichtige Schätzung der Gebirgsfestigkeit gegenüber dem in Versuchen bestimmbaren Gebirgsdeformationsmodul mag diesen Wert in Wirklichkeit eher 40% betragen lassen. Diese Tendenz ist aus dem Vergleich eigener Stollen- und fremder Kavernen-Festigkeitsparameter erkennbar. Bei genügender Datenbreite eröffnet sich hier eine wertvolle Kontrollmöglichkeit für die Felskennwerte in situ.



Abb. 85 In situ- und kritische Gesteinsdehnungen bei Kavernen

### 6.7.3 Das Konzept kritischer Dehnungen

Für ein zumindest teilweise plastisches, inhomogenes Material, dessen Spannungszustand nach der Hohlraumherstellung nicht zweifelsfrei und ohne weitere Annahmen gemessen werden kann, ist ein Konzept zulässiger Spannungen nicht realisierbar. Da Verformungen direkt gemessen und interpretiert werden können, ist eher ein Konzept des Vergleichs in situ auftretender Dehnungen mit Bruchdehnungen im Laborversuch sinnvoll.

SAKURAI (124, 1982; 125, 1983) ermittelt, daß die kritische Dehnung im Laborversuch für Material hoher Druckfestigkeit geringer als bei niedriger Druckfestigkeit ist. Das bedeutet, daß die Steifigkeit schneller - bei Sakurai doppelt so schnell - abnimmt als die Festigkeit.

Er nimmt an, daß das Gebirge in situ der gleichen Abhängigkeit gehorcht, hat hierfür aber nur 10 Wertepaare als Beleg. Aus rechentechnischen Gründen fordert SAKURAI (125, 1983):

UCS / 
$$E_i = \sigma_{Geb} / E_d$$
,

was wahrscheinlich nur größenordnungsmäßig stimmt. Er erhält aus seinen eigenen Daten jedoch:

$$m = \sigma_{Geb} / UCS = 2 E_d / E_i = 2 n, \text{ also}$$
  
$$\sigma_{Geb} / 2 \cdot E_d = UCS / E_i$$

SAKURAI (125) hat absolut und im Hinblick auf Granit extrem geringe in situ-Deformationsmoduli ermittelt, die nur 1%-4% der Laborergebnisse entsprechen, und erhält - was noch unwahrscheinlicher ist - bei geringeren Druckfestigkeiten sogar den Faktor m / n = 3 (statt 2). Seine Ergebnisse widersprechen der allgemeinen Erfahrung, daß die Festigkeit im geklüfteten Gebirge stärker als der Verformungsmodul sinkt, der sonst immerhin 20%-30% der Laborwerte erreicht. Eigene Datensammlungen aus 25 Stollen mit je ca. 3 Felsklassen und ca. 100 Kavernen mit nur einer mittleren Felsklasse liefern die folgenden Ergebnisse:

Kennwert	3x25 Stollenbeispiele	100 Kavernenbeispiele	
UCS E <sub>i</sub> E <sub>i</sub> /UCS	71 MPa 32.000 MPa 450	100 MPa 24.000 MPa 240	
Bruchdehnung	0,22%	0,42%	
$\sigma_{ m Geb}\ { m E}_{ m d}\ { m E}_{ m d}/\sigma_{ m Geb}$	3,6 MPa 8.000 MPa 2.200	10 MPa 12.000 MPa 1.200	
in situ-Dehnung	0,045%	0,08%	
m; n; m/n	0,05; 0,25; 0,20	0,10; 0,50; 0,20	

Tabelle 6.7.1 Mittelwerte von Bruchdehnungen und in situ-Dehnungen



Abb. 83 Zulässige Überlagerung und Gesteinsdruckfestigkeit





Die Kaverne liegt also im kritischen Überlagerungsbereich, wenn nicht eine Umlagerung von schwachen in gesündere Gebirgsbereiche möglich ist. Das Kriterium von VERMAN u.a., bei dem sich die zulässigen Höhen mit zunehmender Breite (oder ggf. Höhe!) nicht sehr stark verringern, ist hier am schärfsten. Die Kriterien der Druckfestigkeit greifen erst bei schwächeren Werten von UCS, die bei dieser Kaverne sicher auch aufgetreten sind.

Im späteren Kapitel 6.8.1 werden noch zwei mögliche - nahezu gleichartige - Verformungskriterien für die zulässige Überlagerung untersucht, die aber die Kenntnis des Gesteins- oder Gebirgsdeformationsmoduls voraussetzen:

- Firstsetzung, Wandverformung < (1/1000) Stützweite bzw. (1/1000) Wandhöhe,
- Größte in situ-Dehnung < 0,1% bzw. < 40% der Gesteinsbruchdehnung im Labor.



Abb. 82 Zulässige Überlagerung und Felsqualität von Kavernen

mit der Gesteinsdruckfestigkeit zu konservativ. Ein großer Teil der ausgeführten Projekte erreicht schon ohne die Berücksichtigung vorhandener erhöhter Seitendrücke die Gerade:

$$2 \gamma \ddot{U} = 0,30 \sigma_{c} (2)$$

Dieses Kriterium ist auch im Vergleich mit den späteren Kriterien sinnvoll. Ein größerer Kerbfaktor wird aber gefahrlos nur bei hoher Gesteinsfestigkeit und Ausschluß strukturbedingten Versagens ertragen. Von dem noch höheren zulässigen Wert, den BIENIAWSKI (19, 1983) vorgeschlagen hat, ist unbedingt abzuraten:

$$2 \gamma \ddot{U} = (0.10 + RMR/100) \cdot \sigma_{c} (3)$$

Der Vorschlag von BARTON u.a. (6, 1974) zielt auf Stollen bis 10m Durchmesser ab:

$$\ddot{U} < 350 \text{m Q}^{1/3}$$
 (4)

Er ist zumindest durch die große Anzahl von 160 Projekten gestützt. Beispiele von Kammern im Bergbau (BIENIAWSKI, 20, 1989) zeigen größere zulässige Überlagerungen. VERMAN u.a. (156, 1986) machten den folgenden Vorschlag, bei dem sich größere Stollendurchmesser ungünstig auswirken:

$$\ddot{U} < 460 \text{m} \text{ Q}^{1/3} / \text{D}^{0,1}$$
 (5)

Dieser Vorschlag ist für D = 15m identisch mit der BARTON-Formel (4). Leider haben VERMAN u.a. nur eigene Daten von 8 Bauwerken, wie überhaupt nur wenig Daten von überlasteten Stollen vorliegen. Für Kavernen liegen erst recht kaum Schadensfälle vor, die das Kriterium unzulässiger Überlagerung stützen könnten. Die Tendenz der Formel (5) erscheint aber richtig. Die zulässigen Überlagerungen nach den Formeln (4) und (5) sind in Abb. 83 dargestellt.

Einen Sonderfall stellt die Kaverne Fortuna in Panama dar, die wegen überraschender Verschlechterung der Felsqualität an der Grenze der Ausführbarkeit stand. Das Ergebnis der Anwendung der vorgenannten Kriterien ist bei einer Überlagerung von 440m, Breite von 20m, RMR = 47 (Q = 1,40), Raumgewicht 0,026 MN/m3 und einaxialer Druckfestigkeit UCS = 117 MPa (für das beste Material!):

- 1) 0,20 UCS = 0,20 117 = 23,4 MPa, 2  $\gamma$  Ü = 22,9 MPa, zulässiges Ü = 450m,
- 2) 0,30 UCS = 35,1 MPa, zulässiges  $\ddot{U} = 675 \text{ m}$ ,
- 3) (0,10 + 0,47) UCS = 66,7 MPa, zulässige  $\ddot{U} = 1280$ m, völlig unzutreffend,
- 4)  $350 \cdot 1,40^{1/3} = 390 \text{m} = \text{zulässiges } \ddot{U} < 440 \text{m}$  (vorhanden, siehe Abb. 83),
- 5)  $460 \cdot 1,40^{1/3} / 20^{0,1} = 340 \text{m} = \text{zulässiges } \ddot{U} < 440 \text{m}$  (vorhanden).

# Auswertung von 20 Tunnel-Projekten





## 6.7.2 Anwendung von Gebirgsschlagkriterien

Vor einer Schätzung oder einem rechnerischen Nachweis einer temporären oder endgültigen Sicherung sollte der Nachweis stehen, ob das Stabilitätsproblem überhaupt eine sinnvolle Lösung besitzt. Hierzu eignen sich besonders die von verschiedenen Autoren aufgrund ausgedehnter Erfahrungen vorgeschlagenen Fließkriterien:

- Vergleich von Rand-/Überlagerungsspannung und Gesteinsfestigkeit
- Berücksichtigung von Felsqualität und Hohlraumabmessungen
- Vergleich von Hohlraumabmessungen und Randverformungen
- Vergleich von in situ geschätzten und im Labor gemessenen Dehnungen.

Von mehreren Autoren (z.B. HOEK & BROWN, 65) werden Überlagerungsdruck, bzw. mittlere oder maximale Randspannung mit der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit verglichen. Diese Betrachtung ist sinnvoll bei Seitendruckfaktoren bis 1,0. Bei höheren Werten muß also die Horizontalspannung angesetzt werden. Im Grunde wird dabei mit einer Gebirgsdruckfestigkeit von 20-30% der Gesteinsfestigkeit verglichen, die notwendige Sicherheit resultiert aus den überwiegenden Kavernenkontur- und tieferen Gebirgs-Bereichen mit geringeren Spannungen.

Wie die Abb. 82 zeigt, ist ein Vergleich der mittleren Kavernen-Wandspannung

 $2 \gamma \ddot{U} < 0.20 \sigma_{c} (1)$ 

Die Abhängigkeit des Seitendruckfaktors kann auch nach verschiedenen Vorschlägen der Bodenmechanik (FRANKE, 1983) als Funktion allein des Reibungswinkels dargestellt werden. Dadurch wird erwünschtermaßen eine obere Grenze des Seitendruckes definiert. Die Auswertung von 20 Kavernenprojekten ohne tektonische Spannungen zeigt jedoch im Fels deutlich geringere Werte als, z.B. die folgende bodenmechanische Formel erwarten läßt:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi)$$

An Bemessungsbeispielen nahezu kreisförmiger Stollen wird der Seitendruckfaktor als Funktion der Felsqualität dargestellt, was auch einen guten Eindruck von der unvermeidlichen Streubreite vermittelt, die für Sensivitätsanalysen an Kavernen ebenso gilt. Die Ergebnisse sind in Abb. 81 dargestellt. Es ergibt sich eine Abhängigkeit von der Felsqualität nach der Formel:

$$K_0 = 0.80 - 0.007 \cdot RMR$$

Sie stimmt recht gut mit der vorgenannten Formel überein, wenn die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Felsqualität linear angenommen wird.

DROZD & HUDEK (39, 1983) geben aus ihrer Erfahrung Querdehnungszahlen des Gebirges für verschiedene Felsqualitäten an, die übereinstimmende Seitendrücke liefern. Dabei werden Änderungen nicht auf verschiedene Kluftabstände, (bzw. Blockgrößen) sondern auf das Verhältnis E/UCS und verschiedene Gebirgstypengruppen zurückgeführt.

LINDBLOM (97, 1986) gibt eine Untersuchung von ALLEN u.a. (1982) wieder, die zeigt daß:

- für eine liegende Kaverne (H/B = 0.5) Seitendruckfaktoren bis 3,00

- für eine quadratische Form (H/B = 1) Seitendruckfaktoren bis 2,20

- für typische Wasserkraftkavernen (H/B = 1,5 bis 2) Seitendruckfaktoren von 1,70 bzw. 1,40

mit leichter Felsvernagelung gesichert werden können. Die Grenze praktischer Bauausführung ist nach ALLEN:  $K_0$ =3,00 bzw 2,50 für Seitenverhältnisse H/B=1,5 bzw. H/B=2. ALLEN setzt dabei UCS = 200MPa und Ü = 750m voraus. Bei angenommenen UCS = 100MPa und Ü = 375m sind seine Angaben geringfügig optimistischer als die eigene Grenzfunktion Ü = 850m - 200 K<sub>0</sub> (siehe Abb. 84 und Anhang 26), die ebenfalls für UCS = 100 MPa besonders gut belegt ist.

BAUDENDISTEL (12, 1974) führte eine ähnliche Untersuchung der zulässigen Überlagerung in Abhängigkeit von der Seitendruckziffer für die Betonauskleidung von Kreisstollen durch. Bei einer Begrenzung der Dicke der Betonauskleidung erhält er eine nichtlineare Abhängigkeit der zulässigen Überlagerung vom Seitendruckfaktor.

## 6.7 Einflußfaktoren auf die zulässige Belastung

## 6.7.1 Einfluß von Kerbfaktoren, Seitendrücken

Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß ein großer Hohlraum mit optimaler Konturform und Seitenverhältnis auf einen Ausbruch mit den geringsten Spannungsspitzen und Hohlraumverformungen antwortet. Querschnittsschwächungen wie einspringende Ecken, unregelmäßiger Ausbruch und z.B. die gerade Kavernensohle führen deshalb zu vier- bis fünffach erhöhten Spannungen und teilweise erhöhten Verformungen.

Kerbfaktoren, die diesen Effekt sowie das Seitenverhältnis im elastischen Bereich berücksichtigen, werden von HOEK & BROWN (65, 1982), OBERT & DUVALL (109, 1967) sowie TERZAGHI & RICHART (148, 1952) angegeben. Sie sollen im Zusammenhang mit dem Seitendruckfaktor zur rechnerischen Abminderung der zulässigen Überlagerung bei Kavernen dienen (siehe auch LINDBLOM, 97, 1986).

Um die Wirkung des Seitendruckfaktors auf die Kavernenstabilität und die Verformungen zu ermitteln, muß neben der Interpretation der Spannungsmessungen in situ auch die Schätzung des Seitendruckes aus elastischem und plastischem Gebirgsverhalten erfolgen. Unter der Voraussetzung von Homogenität, Isotropie, elastischem Verhalten und behinderter Querdehnung ist der Seitendruckfaktor

$$\mathbf{K}_{0}=\mathbf{v}/(1-\mathbf{v}),$$

also allein von der Querdehnzahl des Gebirges abhängig. In Versuchen kann jedoch nur die Querdehnzahl des Gesteins und noch dazu nur mit großer Unsicherheit (kleine Querdehnungen, inhomogenes Material, z.B. große Körner) bestimmt werden. Eine Bestimmung im in situ-Dreiaxialversuch ist zwar denkbar, aber nur im Falle ausgeprägter Gesteinsanisotropie zu vertreten. Die Querdehnzahl des Gebirges wird also für die Auswertung aller in situ-Versuche und für das Felsmodell geschätzt. Sie ist in der Regel durch irreversible Verformungen senkrecht zu Klüften größer als für das Gestein und kann dann auch den Wert 0,50, der Grenze für elastisches Verhalten, überschreiten. Dies wird von HART (56, 1991) anschaulich numerisch analysiert.

Japanische Autoren (HIBINO u.a. 62, 1983) verwenden den Wert v = 0,50 zur Beschreibung plastischen Fließens. Ein größerer Seitendruck als  $K_0 = 1$  kann jedoch so nicht erklärt werden, erst recht nicht in gesundem Gebirge. Größere Seitendrücke sind bei Vorliegen der geometrischen Voraussetzungen durch Einengungen oder Restspannungen entsprechend früheren erodierten Überlagerungen darstellbar.


Abb. 80 Wandausbauwiderstand, Felsqualität und Höhe (Log.)

Der resultierende Ausbauwiderstand aus allen Sicherungselementen ist die bekannteste Darstellungsform. Er wird in den Kavernenwänden bei guter Felsqualität geringer gewählt als in der Kavernenfirste, bei schlechter Felsqualität im Hinblick auf die größere Abmessung größer (siehe Abb. 79 und 80). Schon bei mäßiger (Q > 0,1) bzw. guter (Q > 10) Felsqualität halten BAR-TON u.a. (6, 1974) mindestens eine Erhöhung des ursprünglichen Felsqualitätsindex Q im Dach für die Wände um die Faktoren 2,5 bzw. 5,0 für vertretbar. Diese Abbildungen können sofort zeigen, ob der Ausbauwiderstand noch allein durch Verdübelung und Spritzbeton erreichbar ist. Dies ist bei RMR < 55 für die Wände häufig nicht der Fall. Für die Kavernenfirste tritt dagegen dieser Fall ebenso wie die Anordnung von Vorspannankern in der Firste nur selten auf.

Wegen der Notwendigkeit der statischen Analyse für Kavernen mit Idealisierung der Sicherungselemente ist der Ausbauwiderstand heute für Kavernen kein technischer Parameter mehr, sondern nur noch ein Verständigungsmittel.



## Abb. 78 Vorspannankerlänge und -nennlast



Abb. 79 Dachausbauwiderstand, Felsqualität und Breite (Log.)

Die Haftlänge der Vorspannanker ist auf die aktuelle Gebirgsfestigkeit abzustimmen (siehe dazu BRUDER & HEER, 26, 1983). Die Werte von 5m bzw. 7m für 1000kN und mehr als 1500kN Tragkraft sind auch für feinkörniges Sedimentgestein sicher. Verkürzungen für harte Gesteine sind nicht sinnvoll. Die Freispiellänge sollte für einen 1000kN-Anker noch mindestens 7m betragen.

Die Ankerlänge ist deshalb auch abhängig von der Ankerkraft nach der Formel:

 $L_a = 15 \text{ m} + 3,50 \text{ K}$  mit K: Kraft (MN), siehe Abb. 78.

Dort, wo längere Vorspannanker ausgeführt wurden, wurden auch längere Felsdübel installiert. Die Begründung für beide Entscheidungen ist gleichermaßen schlechte Felsqualität, hohe Durchtrennung und tiefe überlastete Zonen. Ohne eine Installation von VS-Ankern sind die Felsdübel im Durchschnitt 1m länger als mit diesen.



Abb. 77 Vorspannankerlänge, Felsqualität und Kavernenhöhe (Log.)



Abb. 76 Vorspannankerraster, Gesteinsdruckfestigkeit und Kavernenhöhe (Log.)

Für die erforderliche Länge der Vorspannanker können mehrere Kriterien gleichzeitig verwendet werden (siehe FLOSS 46, 1989):

Ankerlänge L	7,5m + 0,44 B, grob: 0,8 B	Mittel: 16,5m
	7,5m + 0,25 H, grob: 0,4 H	Mittel: 16,5m
Verh. L / H	Mittelw.: 1,20 - RMR/80	Mittel: 0,42 H
	Konserv.: 1,50 - RMR/80	Mittel: 24m
Verh. L / B	Mittelw.: 2,30 - RMR/40	Mittel: 0,78 B
	Konserv.: 2,70 - RMR/40	Mittel: 24m
Ankerlänge L	Mittelw.: 42,5 - RMR/2,5	Mittel: 16,5m
	Konserv.: 48,5 - RMR/2,5	Mittel: 22,5m

Tatsächlich zeigt die Abb. 77 extrem kurze Anker bei RMR > 60 oder einer Höhe < 30m.

- c) Ausdehnung von Keilen, gebildet durch Großklüfte und Störungen,
- d) Wandhöhe, wenn nicht sehr trennflächenarmes, massiges Gebirge vorliegt.

Damit ist die Länge der Vorspannanker darstellbar als Funktion der folgenden Variablen: Trennflächenabstand, Scherfestigkeit, Trennflächenausbißlänge, evtl. Existenz von Störungen mit extremen Kennwerten. Diese Darstellung kann vereinfacht werden durch die Wahl des Parameters der Felsqualität. Die Abhängigkeit von der Wandhöhe überwiegt aber, wie Abb. 77 zeigt.



Abb. 75 Vorspannankerraster, Felsqualität und Kavernenhöhe (Log.)



Abb. 74 Anker-Rasterabstand, Felsqualität und Stollendurchmesser (Log.)

#### 6.6.4 Länge der Vorspannanker, Ausbauwiderstand

Log (Breite,m)

Die Notwendigkeit, lange Vorspannanker anzuordnen, ergibt sich aus der Tiefe überlasteter Zonen, nicht aus einem empirischen Kriterium. Vorspannanker werden notwendig, um einen Ausbauwiderstand von mehr als 0,10 MPa zu erzielen, bzw. wenn die Ausdehnung der Bruchzonen 8m in der Vorberechnung übersteigt.

Für den Rasterabstand kann kein Nomogramm angegeben werden; die Abb. 75 zeigt klar, daß ein anderer Einfluß als Felsqualität maßgebend ist, nämlich die Gesteinsdruckfestigkeit (siehe Abb. 76). Aus wirtschaflichen Gründen erfolgt bei großen Höhen eine Begrenzung der Mengen, aus felsmechanischen Gründen muß bei schlechter Qualität der Ausbau stärker, das Raster aber weiter sein. Der Mittelwert der Rasterfläche je VS-Anker ist:  $F_w = 13.7 \pm 8.3 m^2$  (aus 30 Projekten). Die Rasterfläche sinkt mit steigender Druckfestigkeit im Mittel nach der Formel:  $F_w = 23 m^2 - 0.10 \sigma_c$  (MPa), häufigster Wert sind 10m<sup>2</sup> Rasterfläche.

Die Länge von Vorspannankern muß abhängen von:

- a) Gebirgsdruckfestigkeit und Trennflächenabstand,
- b) Ausdehnung möglicher Versagenszonen, damit sich dort der Spannungszustand nicht progressiv verschlechtert,

PANEK (zitiert nach STILLBORG, 143, 1990) legt ein Nomogramm zur Ermittlung des Ankerabstands ( $\leq 2,5m$ ) bei gewählter Ankerlänge ( $\leq 5m$ ) und Ankerkraft, bekannter Schichtdicke (< 1m) und Gesteinsdruckfestigkeit vor. Außerdem soll dieses Nomogramm auch in Abhängigkeit vom Ausbruchdurchmesser die durch Felsnägel erzielbare Reduktion der Hohlraumverformungen angeben. Hiernach wären mit hohen Ankerkräften bei Kavernendächern ca. 25% ige und bei Wasserkraftstollen ca. 40% ige Verformungsabminderungen zu realisieren. Bis auf diese wegen der nahezu ungehinderten Felsverformung zwischen den Ankern sehr optimistische Aussage kann das Nomogramm die Auswahl geeigneter Ankerentwürfe beschleunigen.

BIENIAWSKI (20, 1984) vergleicht mehrere Alternativen mit kurzen, engständigen und längeren, weitständigen Felsankern. Die Auswirkungen auf den Baubetrieb sollten bei der Entscheidung hohes Gewicht haben. Innerhalb möglicher Gestängelängen und Bohrgeräteleistungen sind längere, weitständige Anker bei systematischer Spritzbetonschale und Erfüllung der genannten Gebirgsreibungswinkel-Kriterien gegenüber kürzeren, eng gesetzten Ankern vorzuziehen.



Abb. 73 Anker-Rasterabstand, Felsqualität und Kavernenbreite (Log.)



#### Abb. 72 Ankerlänge, Felsqualität und Kavernenbreite (Log.)

Für den Ankerrasterabstand geben STACEY & PAGE (141, 1986) ein Nomogramm ähnlich demjenigen für die Spritzbetondicke an. Wiederum wird bemerkt, daß für permanente Sicherungen die Ankerabstände gegenüber (141) zu halbieren sind. Dann ist auch eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Datenliste zu erzielen. Bezogene Wandflächen je Anker von  $\geq 6m^2$  gelten dabei als "spot bolting" bzw. unsystematische Ankerung. Nach den bisher dargestellten Überlegungen gilt dies für Kavernenbreiten von 20m und eher nur für Gebirgsreibungswinkel  $< 30^\circ$  bei üblicher Ankerlänge von 6m oder bei weniger als 35° Gebirgsreibungswinkel bei extrem kurzen Ankern von 4m Länge (s. Kap. 6.6.1).

Für einen Stollen mit 10m Durchmesser ist dagegen schon ein Ankerabstand von 1,9m ohne Spritzbeton bei den erwähnten Ankerlängen und Reibungswinkeln von weniger als 40° bzw. 45° nicht mehr systematisch.

In Abb. 73 und 74 sind teilweise widersprüchliche Wandflächen je Anker zu erkennen, z.B.  $1,5m^2$  bei RMR ~ 75 und  $4m^2$  bei RMR ~ 30. Die zu großen Wandflächen sind erklärbar durch die gleichzeitige Anwendung von Vorspannankern. Die Empfehlungen für Wandflächen je Anker lauten damit:

Felsqualität RMR	< 35	< 55	< 65	< 75	> 75
Breite < 15m	nicht sinnvoll	3 m <sup>2</sup>	3 m <sup>2</sup>	6 m <sup>2</sup>	8 m <sup>2</sup>
Breite > 15m	2 m <sup>2</sup>	3 m <sup>2</sup>	4 m <sup>2</sup>	6 m <sup>2</sup>	8 m <sup>2</sup>

#### 6.6.3 Länge und Dichte der Felsanker

Durch die große Zahl der bisherigen Ausführungen gibt es sowohl für die Länge als auch den Rasterabstand von Felsdübeln veröffentlichte Erfahrungen und Faustformeln bis hin zum Nomogramm der Wandflächen je Felsbolzen nach STACEY & PAGE (141, 1986). Die Längen richten sich hauptsächlich nach dem Hohlraumdurchmesser bei Stollen und nach der Breite bei Kavernen. Die Ankerlängen sind in den Kavernenwänden meistens gegenüber der Firste reduziert, es sei denn, daß eine statische Analyse bei schlechter Felsqualität dies nicht zuläßt.

Die bekannteste Faustformel für Ankerlängen von MUIR-WOOD lautet:

 $l_{\rm h} = 2m + 0.15 \, \rm D$ 

Für Kavernen wurde sinngemäß für die Länge passiver Felsdübel verwendet: 1 b = 2 + 0,15 B, 1 b = 2 + 0,15 H/ESR und für die Länge aktiver Anker: 1 a = 0,40 B/ESR, 1 a = 0,35 H/ESR nach BARTON u.a.(6, 1974).

FRANKLIN & DUSSEAULT (47, 1991) zitieren SCHACH u.a. (1979) mit den Formeln:

$$\begin{split} l_b &= 1,4m + 0,184 \text{ D für passive Felsdübel, und:} \\ l_b &= 1,6m + \sqrt{1 + 0,012 \text{ D}^2} \text{ für aktive Felsanker.} \end{split}$$

Die letzte Formel kann wegen  $0,012 \text{ D}^2 >> 1$  bei Kavernen entwickelt werden zu:

$$l_{\rm h} = 2.1 \,{\rm m} + 0.11 \,{\rm D}.$$

Eigene Auswertungen der Datenliste ergaben eine mittlere Länge von:

 $l_b = 2m + 0,20$  D, aber mit der großen STD von  $\pm 2m$ .

Ein unbekannter Autor hat die für Vorbemessungen besonders geeignete Formel:  $l_a = B^{6.60}$ angegeben, die im Gegensatz zu allen anderen Formeln größere Ankerlängen liefert. Ähnlich wird die Spritzbetondicke definiert:  $t = 0.02 B^{0.60}$ .

Im Nomogramm mit der Felsqualität und dem Logarithmus der Kavernenbreite (siehe Abb. 72) ist die weitgehende Unabhängigkeit der Ankerlänge von der Felsqualität zu sehen. Für mittleres RMR  $\approx 60$  wird die Formel von MUIR-WOOD am ehesten durch das Nomogramm bestätigt.

CORDING u.a. (31, 1971) schlagen vor:  $l_a = (0,3 + /- 0,1)$  B in der Firste und  $l_a = (0,4 + /- 0,1)$ H in den Wänden. Die zweite Angabe kann sich nur auf Vorspannanker beziehen und stimmt dann sehr gut mit verfügbaren Daten überein.





Log (Wandhöhe,m)



Abb. 71 Wandspritzbetondicke, Felsqualität und Höhe (Log.)

- 135 -

## 6.6.2 Spritzbetonsicherung und Bewehrung

Die Spritzbetonsicherung kann bei mäßigen Ausbruchdurchmessern und Ringschluß statisch nachgewiesen werden und leistet dann einen erheblichen Beitrag zum resultierenden Ausbauwiderstand. Für Kavernen mit extremen Durchmessern und Krümmungsradien in den Wänden besteht allenfalls die Möglichkeit, einen Scherwiderstand nach der Formel

R (MN/m) = 
$$2\sqrt{2} \cdot t \cdot \tau_{min}$$
, z.B. mit  $\tau_{min} = 2$  MPa

anzusetzen. Die versiegelnde Wirkung und die Lastverteilung zwischen den Felsdübeln steht im Vordergrund. Da auch hier eine statische Wirkung nur für begrenzte Durchmesser nachweisbar ist, wird vor allem an Kavernenwänden meist nur eine Versiegelung mit einer Mindestdicke von 5cm oder gar kein Spritzbeton ausgeführt. Im Kavernendach kann der Ausbauwiderstand erfahrungsgemäß mit dem halben Betrag nach der Kesselformel mit vorausgesetztem Ringschluß angesetzt werden, wenn eine Bewehrung vorhanden ist.

Das erste Nomogramm zur Gestaltung des Dachspritzbetons und zur Notwendigkeit einer Bewehrung wurde von STACEY & PAGE (141, 1986) auf der Basis der Ausbauklassen von BARTON u. a. (6, 1974) angegeben. Diese Vorschläge sind vor allem durch permanente Hohlräume im Bergbau geprägt. Bei Verwendung des Gedankens einer "Äquivalenten Stützweite " müßten die Kavernenbreiten bei Benutzung dieses Diagramms um den Faktor 1,6 erhöht werden (6). STACEY & PAGE (141) geben selbst an, daß diese Spritzbetondicken für temporäre Sicherung im Wasserkraftbau gelten und für permanente Sicherung zu verdoppeln sind.

Die Analyse ausgeführter Projekte ergibt auch erhebliche Abweichungen gegenüber dem Nomogramm von STACEY & PAGE (141) für die Dachspritzbetondicke und die Bewehrung. Die praktische Erfahrung zeigt zudem, daß wegen der Unregelmäßigkeit der Hohlraumwandung und des Bauablaufs (Pausen) eine Spritzbetondicke von 5cm nur eine recht unzuverlässige Versiegelung darstellt und erst die Erhöhung auf 10cm eine statische Wirksamkeit erzeugt. In diesem Sinne sollten alle Werte von STACEY & PAGE (141) auch temporär um 5 cm erhöht und der Anfangswert auf 5cm verdoppelt werden. Hierbei wurden auch Druckstollen von 7-8m Durchmesser in die Betrachtung einbezogen (siche Abb. 70 und 71).

Die Spritzbetondicke in den Wänden hat weit überwiegend nur eine konservierende Wirkung sicherzustellen, außer wenn Vorspannanker oder kurze aktive Anker in den Wänden angeordnet sind. Damit ist eine akzeptable Übereinstimmung mit STACEY & PAGE für Wände gegeben, häufig wurden diese Empfehlungen sogar unterschritten (keine Auskleidung ausgeführt). Es ist nach eigener Entwurfspraxis eine Lage Bewehrung für jede zweite Spritzbetonlage von 5cm Dicke anzustreben, also für 10-15cm, für 20-25cm und über 25cm. Die Spritzbetondicke und die Fläche des Dübelrasters sind nicht unabhängig voneinander, sondern die Rasterabstände werden mit Spritzbetonschale erheblich vergrößert.

Am linken Bildrand ist jeweils die von KAISER (82,1986) eingefügte Grenzlinie zum Bereich des riskanten Kavernenbaus (z.B. B > 20m und Q < 1) eingetragen.

a)	ohne Spritzbeton: Ankerlänge/Stollen- Durchmesser	Abstand: 2m Bezugsfläche: 4m <sup>2</sup>	Abstand: 2,4m (Fläche: 5m <sup>2)</sup>	Abstand: 3m (Fläche: 9m <sup>2)</sup>
	0,20	30°	35°	41°
	0,30	25°	29°	35°
	0,40	20°	23°	28°
	0,50	19°	22°	25°
b)	mit Spritzbeton: Ankerlänge/Stollen- Durchmesser	Abstand: 2m Bezugsfläche: 4m²	Abstand: 2,4m (Fläche: 5m <sup>2)</sup>	Abstand: 3m (Fläche: 9m²)
	0,20	25°	29°	34°
	0,30	19°	21°	25°
	0,40	16°	18°	20°
	0,50	15°	16°	17°

# Tabelle 6.6.1 Erforderliche Gebirgsreibungswinkel, zulässige Ankerabstände (Angenommener Stollendurchmesser: 20m)

Eine ähnliche Konzeption wie die vorliegende Arbeit verfolgen SOFIANOS & MARINOS (133, 1991) für kreisförmige Stollen. Sie verknüpfen die Entwurfsgrößen der Felssicherung

Felsdübellänge:	$L_{d}(m) = 6 - 0.05$ RMR, aber mit: $L_{d} > 3m$ ;
Spritzbetondicke:	t (cm) = 20 - 0.25 RMR, aber mit: $t > 5cm$ ;
Felsdübelabstand:	e(m) = 0.5 + 0.025 RMR

mit der Felsqualität bis zum Grenzwert RMR = 80, nehmen also danach keine System-Sicherung mehr an. Die Ankerlängen sind nur für Stollendurchmesser bis 10m geeignet. Die anderen Angaben sind nur für Kostenschätzungen geeignet.

Weiterhin schlagen sie vor, entweder die Felsqualität oder den Ausbruchsicherheitsfaktor ESR für die Ermittlung der temporären Sicherung zu erhöhen. Die Abhängigkeit der Sicherung vom Hohlraumdurchmesser fehlt hier.



# Mündl. Mitt. B.Stabel f. Kreisquers.





Abb. 69 Ankerlängen und Abstände bei Kavernen



#### Abb. 67 Ankertragring - Hypothese bei Kreisstollen

Bei Überschreiten der angegebenen Differenzwinkel und damit der Ankerabstände ist für den jeweiligen vorhandenen Gebirgsreibungswinkel der Gebirgstragring nicht mehr gegeben. Nimmt man typische Differenzwinkel der Anker von 15° bis 30° an, dann kann umgekehrt bei dem Gebirgsreibungswinkel von 40° auf eine konstruktive Spritzbetonschale - nicht auf die Versiegelung - verzichtet werden. Ebenso ist bei einem Differenzwinkel der Anker von weniger als 15° der Einfluß des Spritzbetons nur noch gering.

Die Ergebnisse wurden für ein aktuelles Bauvorhaben umgestellt, um zu zeigen, welche Gebirgsreibungswinkel erforderlich sind, damit auch bei einem Ankerabstand von 2 - 3m und einem Ausbruchradius von 10 m, also 20 m Breite, ein wirksamer Gebirgstragring angenommen werden kann. Die erforderlichen Reibungswinkel sind, vor allem bei Anordnung von Spritzbeton für diese Abmessungen im Kavernenbereich erstaunlich gering (s. Tabelle 6.6.1). Damit werden die zum Teil empirisch gewählten großen Ankerabstände in ausgeführten Projekten bestätigt. ein halbkreisförmiges oder elliptisches Kavernendach. Sie sollte trotz der möglicherweise geringeren Beanspruchung auch in den Kavernenwänden benutzt werden.

Eine systematische Spritzbetonschale - und nicht nur eine dünne Versiegelung - verbessert die Bildung des Gebirgstragrings durch Lastverteilung zwischen den Ankern, also eine gleichmäßige Verformungsfigur. Nach einem Vorschlag von STABEL (138, 1992) könnte die Zulässigkeit vergrößerter Ankerabstände und in geringerem Maße Ankerverkürzungen aufgrund der Spritzbetonschale in Abhängigkeit vom Gebirgsreibungswinkel beurteilt werden.

Weiterhin existiert - allerdings nur für Kreisquerschnitte - die Möglichkeit, die erforderlichen Anteile von Spritzbetonschale und Felsdübeln nach dem Kennlinienverfahren (siehe HOEK & BROWN, 65, 1982) festzulegen. Hierbei fällt positiv ins Gewicht, daß der Seitendruck bei einer Vielzahl von Projekten nahezu hydrostatisch ( $\sigma_{\rm H} = \sigma_{\rm v}$ ) ist. Die Entwicklung eines Kennlinienverfahrens z.B. für Rechteckquerschnitte kann nur mit Hilfe von Parametervariationen nach der FEM gelingen, da die BEM-Berechnung den Einfluß der Sicherung ungenügend berücksichtigt.

Verschiedene Autoren zeigen beim Ankerentwurf für Kreisstollen Annahmen hinsichtlich des Gebirgstragrings, die eine Ankerlänge von mindestens dem doppelten Ankerabstand erfordern. Ein Vergleich ausgeführter Kavernen (s. Abb. 69) zeigt, daß die Ankerlänge in der Regel eher dem dreifachen Abstand entspricht. Größere Längen bzw. kleinere Abstände der Dübel müssen eine Überbeanspruchung des Gebirgstragrings zur Folge haben. Wo größere Längen als der dreifache Abstand nach der statischen Analyse erforderlich erscheinen, sollten nur 50% der Dübel in ihrer Länge um 25%-50% verringert werden, ohne daß Nachteile für die Standsicherheit zu befürchten sind.

STABEL (138, 1992) berechnet die Abstände der Dübel an der Tunnelleibung als Funktion des Gebirgsreibungswinkels und des Verhältnisses von Dübellänge und Stollenradius. Er setzt voraus, daß sich die Reibungskegel ohne Spritzbeton gerade berühren, mit Spritzbeton aber völlig überschneiden dürfen (siehe Abb. 67). Daraus werden zwei Formeln berechnet, die hier in ihrer Wirkung verglichen werden. Es ergibt sich näherungsweise eine lineare Abhängigkeit im Bereich praktisch interessierender Gebirgsreibungswinkel (s. Abb. 68).

Als optimal wird im folgenden - noch im Hinblick auf Kreisstollen - ein Verhältnis 0,30 von Ankerlänge und Stollendurchmesser, als extrem groß ein Verhältnis von 0,50 angesehen (s. Abb. 69).

Ohne Spritzbetonschale kann der Abstand der Dübel bei maximaler Länge gegenüber kürzester Länge um 50% vergrößert werden. Mit Spritzbetonschale kann der Abstand der Dübel bei maximaler Länge gegenüber kürzester Länge um 100% vergrößert werden. Die Anordnung der Spritzbetonschale kann es erlauben, den Abstand der Dübel bei maximaler bzw. kürzester Länge um 100% bzw. 50% zu vergrößern.

## 6.6 Entwurf sofortiger Sicherungsmaßnahmen

## 6.6.1 Allgemeines, Wirkung systematischer Verdübelung

Folgende Strategien zur Ermittlung eines resultierenden Ausbauwiderstandes, der von 2 bis 3 Komponenten des Ausbaus aufgebaut werden kann, sind möglich:

-	Empirische Schätzung des Auflockerungsdruckes	(Abmessungen, Qualität)
-	Analytische Berechnung der Auflockerung	(Abmessungen, $\phi$ , C)
	Empirische Wahl der Ankerdichte und -länge	(Abmessungen, Felstyp)
-	Empirische Stollenklassifikation, Ausbauformel	(Qualität)
	oder Anker- und Spritzbeton-Nomogramme	(Abmessungen, Qualität)
•	Kennlinienverfahren für Kavernenfirste	(Abmessungen, φ, C)
	Grenzgleichgewichtsbetrachtung an Felskeilen	(Abmessungen, φ, C)
	Kontinuumsberechnung, Standsicherheit	(Abmessungen, d. C)

Für große Hohlräume wie Krafthauskavernen kommt vom Ausschreibungsentwurf an nur das letzte Verfahren in Betracht, das die Auswirkung von Spannungsüberschreitungen auf die Größe der Verformungen angibt.

Die ermittelte notwendige Sicherung wird dann aufgeteilt in:

- Spritzbetonanteil (mit Bewehrung), alternativ auch Stahlfaserspritzbeton, ausnahmsweise vorgefertigte Betonteile oder Stahlbögen,
- Felsdübelanteil, kurze Anker (beides sinnvoll mit Ankerkopfplatten)
- Anteil langer Vorspannanker hoher Tragkraft (400 bis 2000 kN).

Ein Ausbauwiderstand von 0,10 MPa wird ohne Vorspannanker und 0,20 MPa mit Vorspannankern kaum zu übertreffen sein. Die Entscheidung für Vorspannanker von mehr als 400 kN Tragkraft muß durch statische Berechnung begründet werden und kann nicht mit Hilfe von Nomogrammen allein erfolgen.

Das Ziel einer systematischen Felsverdübelung ist die Bildung eines Gebirgstragrings mit erhöhter Festigkeit trotz Auflockerung. Dieser ist auch bei anderen Querschnittsformen als der Kreisform wirksam, insbesondere bei höheren seitlichen Spannungen des Gebirges. In Ausnahmefällen, die durch strukturelles Versagen oder gleichartig durch schlechte Felsqualität gekennzeichnet sind, wird der Tragring durch vorgespannte Anker gebildet, in der Regel wird er erst durch Gebirgsverformungen aktiviert.

Für die Zuverlässigkeit des Tragrings dürfen die Bereiche zwischen den Ankern weder unternoch überbelastet sein. Für den Kreisring können daraus Folgerungen für das Verhältnis von Ankerlänge und -abstand gezogen werden, ebenso für die notwendige Ankerdichte in einer Näherung als Funktion des Gebirgsreibungswinkels. Diese Betrachtung gilt näherungsweise für



Abb. 65 Wirtschaftliche Abmessungen und Felsqualität von Kavernen





Abb. 66 Wirtschaftlichkeit ausgeführter Kavernenbauwerke

die bei einem ohne Stahlträger maximalen ausführbaren Ausbauwiderstand von p = 200 kPa die Kavernenbreite wie folgt beschränkt:  $B = \sqrt{2} \ 10^4 / (100$ -RMR),

d.h. 16m für RMR=20; 18m für RMR=35, 20m für RMR=50; 24m für RMR=65, 32m für RMR=80. Diese Formel ist vergleichbar mit der o.g. Formel für teure Bauwerke.

#### 6.5.2 Kriterien für die Grenzen des Möglichen

Entsprechend der Geraden für ungesicherte Hohlräume im doppelt logarithmischen Diagramm von Felsqualität und Stützweite werden auch Geraden für den Versuch des Unmöglichen (KAISER, 82, 1986) sowie kostenintensive und preiswerte Ausbruchdurchmesser angegeben. Diese Geraden sind näherungsweise darstellbar als:

- Breite(m) >  $40 \cdot Q^{0,14}$  (Versuch des Unmöglichen)
- Breite(m)  $< 40 \cdot Q^{0,14}$  (Sehr teure Bauwerke)
- Breite(m) < 18 · Q<sup>0,22</sup> (Teure Bauwerke, Teilausbrüche erforderlich)
- Breite(m) <  $8 \cdot Q^{0.30}$  (Preiswerte Bauwerke)
- Breite(m) <  $4 \cdot Q^{0.35}$  (Sehr preiswerte Bauwerke)
- Breite(m) <  $2 \cdot Q^{0,40}$  (Ungesicherte Bauwerke).

Nach BARTON u.a. (6,1974) kann der Wand-Felsqualitätsindex gegenüber dem Wert im Firstbereich für Q>1 mit 2,50 und für Q>10 mit 5,0 multipliziert werden.

Damit ergibt sich eine Erhöhung des RMR-Wertes um +8 bis +14. Nur durch diese Veränderung werden Widersprüche zu ausgeführten Kavernenwandhöhen vermieden.

Die o.g. Funktionen sind im halblogarithmischen Diagramm der Abb. 65 eingezeichnet. DUVALL (41, 1976) gibt folgendes Kriterium der größten zulässigen Abmessung aufgrund von Biegezugspannungen an:

$$B = \sqrt{2\sigma_t / \nu \cdot \gamma}$$

Es führt mit v = 4 (empfohlen) und Gesteinszugfestigkeiten von 5/10/15/20 MPa zu möglichen Breiten von 10m/14m/17m/19m. Dieses Kriterium ist selbst mit dem reduzierten Sicherheitsbeiwert 2,0 und Breiten von 14m/20m/24m/27m zu streng.

Bei FLOSS (46, 1989) wurden probeweise lineare Kriterien für die Felsqualität RMR und die größten und normalen Kavernen-Abmessungen B und H in m angegeben:

Größtes B = RMR/2, normales B = RMR/2 - 15m, ungesichertes B = RMR/2 - 30m,

größtes H = RMR, normales H = RMR - 30m, ungesichertes H = RMR - 60m.

Im Vergleich zum Erfahrungswert der Mindest-Felsqualität von RMR = 40 und den mittleren Kavernen-Abmessungen B = 20m und H = 35m sind diese Kriterien zu hart und für die Höhe um mindestens 10m zu erhöhen. Zu den möglichen Abmessungen in Abhängigkeit von der Überlagerung und den Horizontalspannungen siehe Kap. 6.7.2.

BIENIAWSKI (20, 1989) gibt folgende Schätzformel für den Ausbauwiderstand an:

$$P = \left(\frac{B}{10}\right)^2 \left(1 - \frac{RMR}{100}\right), \ (t/m^2)$$

Weitere Ergebnisse dieses Vergleichs sind die folgenden Beobachtungen hinsichtlich des Sicherungsbedarfs und der Felskennwerte:

- Kalkstein: Kurze Felsnägel, E<sub>d</sub> Modul und Gebirgskohäsion hoch,
- Sedimente: Lange Felsnägel, niedriger E<sub>d</sub> Modul,
- Ergußgesteine: Hohe Laborkennwerte, hohe Gebirgskohäsion,
- Tiefengesteine: Sehr kurze Felsnägel, geringe Gebirgskohäsion,
- Epizon. Metam.: Sehr lange Felsnägel, geringer Ausbauwiderstand,
- Mesoz. Metam .: Sehr lange Felsnägel, geringe Kohäsion, hoher Ausbauwiderstand,
- Kataz. Metam.: Hohe Laborkennwerte, hoher E<sub>d</sub> Modul.

#### 6.5 Wirtschaftlich ausführbare Hohlraumabmessungen

#### 6.5.1 Kriterien für ungesicherte Hohlräume

Als Kriterien für Abmessungen ungesicherter Hohlräume werden von BARTON u.a. (6, 1974) entsprechend den Eingangsparametern des Q-Klassifikationssystems folgende Kennwertgrenzen angegeben:

- Anzahl der Trennflächenscharen kleiner als 3
- Modifizierter Kerngewinn RQD
- Spannungsreduktions-Faktor SRF kleiner als 2,5
- Reibungswinkel auf Trennflächen
- resultierender Felsqualitätsindex Q mit:

Ln (D/2) = 0,40 Ln Q oder: D/2 =  $Q^{0,40}$ 

Als weiteres Kriterium für ungesicherte Hohlraumbreiten wird von BARTON auch der Betrag des Gebirgsverformungsmoduls nach der folgenden Formel angegeben:

$$E_d = (25 \pm 10) \cdot Log (D/2) (GPa)$$

BIENIAWSKI (19, 1983) gibt die Empfehlung für unausgekleidete Hohlräume in Abhängigkeit von der größten Randspannung und damit der äußeren Belastung für RMR > 70:

$$2\gamma h \leq [0,10 + 0,50 \left(\frac{RMR - 70}{30}\right)] \cdot UCS$$

KAISER u.a.(81, 1986) geben für die erforderliche Felsqualität bei Stollen an: RMR = 22 Ln D + 25

Diese Forderung ist schwächer als das erprobte Kriterium nach BARTON u.a.(6).

## 6.4.2 Ergebnisse von Vergleichen

Name	Gebirgst	Breite	Höhe	Best. Vergl.	Faktor	
Agus4	Basalt,	Gruppe 5	18m	38m	Maung	0,56
Arun3	Gneis,	Gruppe 10	22m	35m	Wehr	0,75
Ertan	Basalt,	Gruppe 5	28m	50m	Samrangjin	0,75
Estangento	Schiefer,	Gruppe 9	20m	38m	Dinorwic	0,42
Godar-e-L.	Sedimente,	Gruppe 3/4	30m	50m	Minghu	0,75
Goldisthal	Quarzit,	Gruppe 8	22m	43m	Mica Creek	1,00
Karnali	Sedimente,	Gruppe 3/4	28m	42m	Mingtan	0,75
Karun1	Kalkstein,	Gruppe 1	26m	50m	El Cajon	0,50

Die Vergleiche wurden durchgeführt für die folgenden Krafthauskavernen:

## Tabelle 6.4.2 Kavernenvergleiche, beste Übereinstimmungen

Es wurden die am besten vergleichbaren Bauwerke ausgesucht, wobei als gute und akzeptable Beteiligungsfaktoren > 0,50 und > 0,30 anzuschen waren. Die Kaverne Siah Bishe ist wegen vier vorhandener Felstypen hierfür ungeeignet.

Die Ergebnisse des Vergleichs sollten die Länge und die Dichte des temporären Ausbaus in Dach und Wänden sowie die Einordnung der geplanten Abmessung in die Bereiche normal/noch bekannt/unbekannt sein. Nach der statischen Analyse war der Ausbauwiderstand fünfmal geringer, je viermal gleich und größer als in der folgenden Tabelle:

Name	GG.	Breite	Höhe	Pi Dach (kPa)	Pi Wand (kPa)
Agus4	5	normal	normal	75	100
Arun3	10	normal	normal	75	50
Ertan	5	noch bekannt	noch bekannt	75	100
Estangento	9	normal	normal	100	100
Godar-e-L.	3/4	noch bekannt	noch bekannt	100	100
Goldisthal	9	normal	normal	50	50
Karnali	3/4	noch bekannt	noch bekannt	100	100
Karun1	1	normal	noch bekannt	75	75

Tabelle 6.4.3 Kavernenvergleiche, Abmessungen, Ausbauwiderstände







Einaxiale Druckfestigkeit (MPa)



Abb. 64 Zehn Gesteinstypen und Druckfestigkeit bei Kavernen

- Makro-, Mikro-Struktur (Schieferung, Kleinfältelung)
- Anzahl der Trennflächensysteme (nach Berichten bis zu 6)
- Durchtrennungsgrad (Sedimentgestein)
- Wechsellagerungen (damit bevorzugte Ablösungsflächen)
- ertragene Vorbelastung, Verdichtung, Verheilung von Klüften.

Ohne den Bearbeitungsaufwand z.B. gegenüber dem Konzept von LEE & STERLING (95, 1992) zu erhöhen und in Übereinstimmung mit EINSTEIN u.a. (43, 1977) bleibt der Gebirgstyp weiter wichtigstes Merkmal. Gleiches Gestein (Stufe C) wird mit 1,0 und gleiche Untergruppe (Stufe B) mit einem Abminderungsfaktor von 0,75 belegt.

Als zweites Unterscheidungsmerkmal ist die Größe des in situ-Spannungszustands erforderlich, und zwar in mindestens 4 Stufen für vertikale Überdeckung und Seitendruckfaktor senkrecht zur Kavernenachse. Der Vorschlag hierzu ist tabellarisch wie folgt:

	Überlagerungshöhe	<100m	$200 \pm 100 m$	$400 \pm 100 m$	>500m
1	Seitendruckfaktor	<0,50	$1,0 \pm 0,50$	$2,0 \pm 0,50$	>2,50

Die gleiche Gruppe und die Nachbargruppe werden mit den Werten 1,00 bzw. 0,75 belegt. Unbekannte Überlagerung oder Seitendruck werden nur mit 0,50 belegt.

Eine Ordnung der ausgeführten Bauten nach diesen beiden Kriterien ist einer Lognormal-Verteilung ähnlich. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß über Bauten mit geringen in situ-Spannungen wenig und insbesondere wenig über deren Stabilitätsanalyse berichtet wurde.

Als drittes Unterscheidungsmerkmal ist alternativ der Felsqualitätsindex oder die einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit anzusehen. Bei einer weitgehenden datentechnischen Aufbereitung ist diese Größe kein Kriterium, sondern eine Basisvariable. Der Felsqualitätsindex berücksichtigt auch Einflüsse von Wasserdruck und Trennflächenparametern. Bei Wechsellagerungen ist der Vergleich auf das schwächste mengenmäßig relevante Glied abzustellen.

Als viertes Unterscheidungsmerkmal ist die Größe des Hohlraums zu wählen. Diese ist aber bei einer datentechnischen Aufbereitung wie in der gewählten Form nicht mehr als Kriterium, sondern lediglich als Variable anzusehen.

Folgende Gruppen können entsprechend den ersten beiden Kriterien auch für Felsqualität und Abmessungen benutzt werden:

 $RMR < 40 \quad RMR < 55 \quad RMR < 70 \quad RMR < 85 \quad RMR > 85$  $15 < B < 20 \quad 20 < B < 25 \quad 25 < B < 30 \quad B < 35m$  $20 < H < 30 \quad 30 < H < 40 \quad 40 < H < 50 \quad H < 60m$ 

## 6.4 Kriterien der Vergleichbarkeit von Bauwerken

## 6.4.1 Gebirgstypen, Belastung, Abmessungen

Eine wesentliche Grundlage der Kavernengestaltung war es immer, nicht von der vorangegangenen Praxis abzuweichen. Aus den vorher ausgeführten Bauten waren also möglichst vergleichbare auszuwählen. Bei gleicher Gewichtung aller Parameter konnte dies durch eine Beteiligungsmatrix mit Werten der Elemente von 0,0...1,0 geschehen. Aus Erfahrung hat man jedoch dem Gebirgstyp das größte Gewicht zugemessen und bei den weiteren Kriterien noch verfeinert. Damit erreicht man ohne weitergehende Untersuchungen Übereinstimmung im schwer faßbaren Bereich der Mikro- und Makrostruktur des Gebirges.

Letztlich sollten wenigstens 10 Bauwerke in einer Gruppe verbleiben.

Die Einteilung von HOEK & BROWN (65, 1982) in 5 Gruppen hat sich, wie schon an anderer Stelle erwähnt wurde (s. Kap. 5.5.7), als noch zu grob für viele Felsparameter herausgestellt.

Stufe A	[65]	GG.	Stufe B	Stufe C
Sedimente	(1) (2) (3)	1 2 3 4	Kalksteine And. Kalksedimente Feinkörnige Sedim. Mittel/Grobkörn.S.	Dolomit, Mergel Schluff-/Tonstein Sandst./Konglomer.
Vulkanite	(4) (5)	5 6 7	Ergußgesteine Ganggesteine Tiefengesteine	Basalt, Andesit Porphyr Granit, Diorit
Metamorphite	(5)	8 9 10	Epizonale Mesozonale Katazonale	Phyllit Quarzit, Schiefer Gneis

## Tabelle 6.4.1Einteilung der Gesteinstypengruppen

Eine Aufteilung von 360 ausgeführten Bauwerken auf die 10 Gruppen der Stufe B zeigt die folgende Abb. 63. Man ersicht daraus leicht, welche Gesteinstypen nach Möglichkeit bevorzugt wurden, und wo deshalb überdurchschnittlich viele Erfahrungen vorliegen.

Der Versuch, den 10 Gesteinstypengruppen der Stufe B mittlere Festigkeits- und Verformbarkeitskennwerte zuzuordnen, mißlingt mit wenigen Ausnahmen wie z. B. bei der Gesteinsdruckfestigkeit (s. Abb. 64). Die Deformationsmoduli zeigt als Beispiel Anhang 22. Nur insofern ist die noch gröbere Einteilung nach HOEK & BROWN (65), die sich auf Laborversuchsergebnisse stützen kann, sinnvoll.

Dennoch ist zu erwarten, daß die 10 verschiedenen Gebirgstypen großmaßstäblich gerade auf einen Kavernenausbruch unterschiedlich reagieren werden. Die Gründe hierfür sind: Der Wert der Vorschläge von BIENIAWSKI (18, 1979;20, 1989) und der Grund für ihren vorsichtigen Ansatz lag gerade im möglichen Verzicht auf diese Begründung in frühen Entwurfsphasen, wie z.B. bei Studien und Kostenvergleichen. Als Beispiel siehe hierzu NAGEL (105, 1992). Weiterhin muß festgehalten werden, daß diese Vorschläge nur für untertägige Krafthäuser gelten und dies auch nur bei separater Berücksichtigung des Einflusses von eventueller Verwitterung und Wassersättigung entsprechend Kap. 5.4. Wie dort gezeigt wurde, brauchen die Reibungswinkel nur um geringe Beträge (ca. 10%), die Kohäsionen aber um mindestens 30% für jeden der beiden Einflüsse vermindert zu werden.

Es ist unrealistisch, für Trennflächenparameter höhere Werte als für das Gebirge anzunehmen. Als geringster Wert der Kohäsion weit durchtrennter rauher Klüfte kann 0,10 MPa angenommen werden, für rauhe Schichtflächen 0,05 MPa und selbst für glatte Flächen noch 0,01 MPa. Die Berechnung ohne Kohäsion ist selbst oberflächennah bei Berücksichtigung der Sprengwirkung falsch, wie Rückrechnungen von Böschungsschäden zeigen.

- Für ebene ungefüllte Klüfte, die sehr rauh, rauh oder glatt sind, Φ größer als 45°, 35°, 25°
- Für sandige oder schluffige Füllungen ist eine Abminderung um 10° nötig.
- Für tonige Füllungen ist eine Abminderung um 20° nötig.
- Für ebene tongefüllte Klüfte verbleiben zwischen 15° und 20°,

Die Gebirgsreibungswinkel von BIENIAWSKI (18, 1979) erweisen sich bei vereinfachter Zuordnung zu den Klassifikationsstufen der Rauhigkeit und Verwitterung bzw. Füllung als sinnvoll für ebene Klüfte. Die dort angegebenen Obergrenzen sind sinnvoll für unebene Klüfte. Die so erhaltenen Kluftreibungswinkel sollten um 7 - 11° vermindert werden, wenn kein globaler Sicherheitsbeiwert ermittelt werden soll. Dies gilt z.B. für eine Kontinuumsberechnung mit BEM/FEM.

Die Obergrenze der Gebirgs-Reibungswinkel sollte aus Maßstabsüberlegungen für die überwiegend nur an Kleinproben ermittelten Kennwerte höchstens 50° betragen.

Die Empfehlungen zur Gebirgskohäsion nach BIENIAWSKI (18, 1979) sind ebenso als vorsichtige Schätzung der Trennflächenkohäsion mit der Ausnahme weit durchtrennter Schicht- und Bankflächen geeignet.

Qualität	Sehr gut	Gut	Mäßig gut	Schlecht	Sehr schlecht
BIENLAWSKI:	> 0,40	0,30-0,40	0,20-0,30	0,10-0,20	< 0,10 MPa
Aktuell:	> 1,60	1,20-1,60	0,80-1,20	0,40-0,80	< 0,40 MPa

Tabelle 6.3.1 Gebirgskohäsion (MPa) und RMR - Klassifikation

Diese Erfahrungswerte setzen die Existenz eines untertägigen Aufschlusses und die genaue Auswertung der geometrischen Trennflächenparameter in der Detailkartierung voraus. Diese nach den bisher vorliegenden Daten gegenüber den Gebirgskohäsionen nach BIENIAWSKI vervierfachten Kluftkohäsionen müssen halbiert werden, wenn kein globaler Sicherheitsbeiwert errechnet werden soll. Zur Ermittlung vorsichtiger Schätzungen für die Kluftkohäsion benutzen SAKURAI & SHIMIZU (126, 1987) ein Drittel der Gebirgskohäsion als Anhaltswert. Dies führt zu sinnvollen Annahmen für keilstatische Berechnungen.

Die hier gemachten Vorschläge, von den Empfehlungen nach den Autoren von vereinfachten Felsklassifikationen in Richtung höherer Festigkeiten abzuweichen, müssen in jedem Einzelfall durch Laborversuche an Bohrkernen und Bestimmung des Kluft-Durchtrennungsgrades begründet werden. mit RQD (%), UCS (MPa) und  $E_i$  (GPa). Vergleiche hierzu z. B. TRUNK & FLOSS (150, 1991) und Abb. 54. Typische Werte des Verhältnisses  $E_d / E_i$  liegen zwischen 0,20 und 0,40, typische Schwankungen des Gesteins-Elastizitätsmoduls zwischen 20 und 60 GPa. Damit kann frühzeitig über die Relevanz des Deformationsmoduls und den nötigen Umfang der in situ-Versuche entschieden werden.

Einige Näherungsergebnisse sind in Anhang 20 und 21 dargestellt.

Eine Rückrechnung des Deformationsmoduls aus der Dehnwellengeschwindigkeit direkt oder über die Größen E<sub>b</sub>, UCS und RQD, die alle mit der Dehnwellengeschwindigkeit V<sub>1</sub> verknüpft werden können, ist als grobe Näherung befriedigend mit der bekannten Einschränkung, daß das mit Wasser gefüllte Hohlraumvolumen des Gebirges die Werte V<sub>1</sub> und E<sub>dyn</sub> nicht genügend vermindert.

#### 6.3.2 Mindestwerte der Trennflächenscherfestigkeit

Für deterministische Standsicherheitsanalysen ist eine konservative Schätzung der Trennflächenfestigkeit mit einer Abminderung um die ein- bis zweifache Standardabweichung (STD) gegenüber den wahrscheinlichsten oder den Mittelwerten nötig. Dies gilt insbesondere für Kohäsion und evtl. Zugfestigkeit. Für die Reibungswinkel ist sicherlich die Abminderung um eine halbe bis ganze STD ausreichend. Hierbei gilt, daß eine Partialsicherheit von 1,3 bis 1,5 des Reibungsbeiwerts eine Abnahme des Winkels um 7 - 11° bedeutet. Etwa um diesen Betrag unterschreiten die Empfehlungen von BIENIAWSKI (18, 1979) die Erfahrungen von TRUNK & HÖNISCH (149, 1990).

Die empfohlenen Festigkeitskennwerte von BIENIAWSKI (18, 1979) sind als Gebirgskennwerte angegeben, sind aber aus heutiger Sicht selbst als Trennflächenkennwerte vorsichtig genug, vorausgesetzt daß weitgehend durchtrennte Schicht- und Bankflächen extra behandelt werden. Dies wurde in Kap. 4.2 durch Vergleich mit den Kennwerten nach HOEK & BROWN (65, 1982) für das Gebirge belegt und soll hier durch Vergleich mit dem Teilparameter des Q-Systems von BARTON u.a. (6, 1974) belegt werden. Der Quotient der Bewertung von Reibung und Verwitterung J<sub>r</sub> / J<sub>s</sub> wird dort als Kluftscherfestigkeit interpretiert:  $\phi = \operatorname{Arc} \tan (J_r / J_s)$ .

Aus der dort angegebenen Tabelle können folgende Schlüsse für die allgemeine Erfahrung bei Kluftreibungswinkeln gezogen werden:

- Für nicht durchgehende Klüfte beliebiger Füllung Φ größer als 45°
- Für frische (unverwitterte) Klüfte ohne Füllung Φ größer als 45°
- Für unebene Klüfte jeder Rauhigkeit ohne Füllung Φ größer als 35°

Jede nichtlineare Beziehung zum Felsqualitätsindex stellt zwar eine große Verbesserung dar, bleibt aber im Grunde spekulativ. Auch die Druckfestigkeit des Gesteins hat Bedeutung z.B. als eine Kennziffer für die Verformbarkeit von Klüften. Als zweiter Parameter neben der Felsqualität oder der Blockgröße des Gebirges bietet sich der Elastizitätsmodul des Gesteins an, weil zahllose Veröffentlichungen den Quotienten  $E_d / E_i$  behandelt haben. Eine nichtlineare Beziehung ist spätestens dann zu erwarten, wenn RMR = 60 oder RQD = 75% unterschritten werden (BIENIAWSKI, 17, 1978). Folgende Schätzungen haben sich im praktischen Einsatz bisher bei  $E_d < 15$  GPa bewährt:

 $E_{d} = 0,50 (RQD / 100)^{2} E_{i} (GPa)$   $E_{d} = 0,72 (RMR / 100)^{2} E_{i} (GPa)$   $E_{d} = 0,069 RQD + 0,052 UCS + 0,055 E_{i} - 3,8 (GPa)$   $E_{d} = 0,074 RMR + 0,048 UCS + 0,060 E_{i} (GPa)$ 

 $E_d = RMR/10 + (1/100) (RMR/10)^3 - 2,0 (GPa)$ 





Gebirgsdeformationsmodul (GPa)

mit: b' als Tiefe der Ulmen-Auflockerungszone (siehe auch Anhang 19). Die Auflockerung ist damit bei sehr guter Felsqualität vernachlässigbar. Für schlechte Felsqualität und große Abmessungen sind diese Angaben nur für Studien geeignet und für eine Ausschreibung zu konservativ, da

- sie auf Berechnungen mit Parametern nach HOEK & BROWN (65) beruhen, die Sicherheiten f
  ür rechnerisch nicht erfa
  ßte Versagensformen und breite Streuung der Materialkennwerte enthalten,
- die rechnerisch überlasteten Zonen nur bei schlechter, isotroper Felsqualität in ihrer Gleichmäßigkeit und scheinbaren Richtungsunabhängigkeit der Realität entsprechen dürften.

Eine Beziehung zwischen einaxialer Gesteinsdruckfestigkeit und Felsqualität RMR kann in der folgenden Form abgegeben werden (siehe Anhang 18):

 $\sigma_{\rm c} = 3$  (RMR - 30) (MPa), mit RMR > 30.

Es war naheliegend, auch den Gebirgsverformungsmodul mit Hilfe eines Felsqualitätsindex zu schätzen: BIENIAWSKI (auch in: 20, 1989) schlug als erster vor:

 $E_d = 2$  (RMR - 50) (GPa), mit: RMR > 50

Nach eigenen Daten ist diese Schätzung um 100% zu hoch. Die Formel:

 $E_d = (25 \pm 15) \text{ Log } Q \text{ (GPa) von BARTON (9, 1980), mit: } Q = \text{NGI-Felsqualitätsindex}$ 

wird ebenso nur an der unteren Grenze des Autors:  $E_d = 10 \text{ Log Q}$  (GPa) durch eigene Daten bestätigt (siehe Abb. 62). SERAFIM und PEREIRA (zitiert in BIENIAWSKI, 20 und STILLE, 144) fordern eine viel stärkere Abhängigkeit von der Felsqualität, die für mittlere Felsqualität sehr gut zutrifft:

 $E_d = Exp ((RMR - 40)/10) (GPa)$ 

Die Versuche dazu konnten nur in regionalem Rahmen gelingen. Wenn überhaupt, dann sind nur nichtlineare Formeln über breite Bereiche der Felsqualität sinnvoll. Eigene Erfahrungen mit erheblich geringeren Deformationsmoduli bei mittlerer Felsqualität (RMR = 65) zeigen, daß für eine sinnvolle Abschätzung mindestens 2 Parameter erforderlich sind, weil weder Alter, Vorbelastung, Mineralbestand und Gebirgstyp bei einem Parameter allein berücksichtigt sind.

## 6.3 Schätzung von Gebirgskennwerten

#### 6.3.1 Festigkeit, Verformbarkeit, Auflockerungszonen

Wenn die Modellbildung für klüftigen Fels nicht bis zum Vorliegen aller Versuchsergebnisse aufgeschoben wird (s. STARFIELD & CUNDALL, 142, 1988), kann sie früher diskutiert und überprüft werden. Dieser Vorteil und die kritische Einordnung der Versuchsergebnisse in Bezug auf Mittelwerte und Streuungen in die bisherige Erfahrung erfordern frühzeitige Parameterschätzungen.

Eine Schätzung der Festigkeitskennwerte des Gebirges in sehr vorsichtiger Form ist schon nach der ersten Ortsbegehung und Klassifizierung möglich und bei Verwendung mindestens zweier unabhängiger Verfahren auch vertretbar. Sie kann durch Rauhigkeitsprofile bestätigt werden. Ähnliches gilt auch für die Tiefe der Auflockerungszone aus der Erfahrung einer Vielzahl überschlägiger elastischer Berechnungen von Stollen und Kavernen. Die jeweiligen Angaben von BIENIAWSKI (18, 1979) können dabei dann günstiger formuliert werden.

Der Reibungswinkel des geklüfteten Gebirges ist in Richtungen abweichend von Schichtflächen und Zerrüttungszonen (siehe TRUNK & HÖNISCH, 149, 1990 und Anhang 17) mindestens:

 $\min \phi_{Geb} = 0.50 \cdot RMR + 7.5$  (°), mit: RMR > 35,

und die Kohäsion unter der gleichen Einschränkung:

min  $C_{Geb} = 0,005 \cdot RMR$  (MPa)

Die Werte können nach geeigneter Erkundung erhöht werden (s. Kap. 5.5.4) zu:

min  $C_{Geb} = 0,020$  RMR (MPa)

Die von BIENIAWSKI erstmals angegebene Tiefe der First-Auflockerungszone und damit des überschlägigen erforderlichen Ausbauwiderstands

h'/B = (1 - RMR/100) mit: B < 10m

wurde jetzt für Firste und Ulme getrennt geprüft und kann ohne Einschränkung der Spannweite (Breite B, Höhe H) oder Beschränkung auf die Kreisform im Mittel angegeben werden als:

> h'/B = 0.70 (1 - RMR/90),b'/H = 0.80 (1 - RMR/85).

#### 6.2.3 Einschränkungen der Anwendbarkeit

Direkt vor und nach der Vorstellung der bekanntesten FKS wurde die Sorge laut, daß die Vielfältigkeit des Gebirgsverhaltens versuchsweise in eine Zahl gepreßt werden sollte. Es lassen sich auch leicht Beispiele finden, bei denen die Ermittlung der Eingabeparameter und damit die Anwendung nahezu unmöglich wird:

- Druckfestigkeit extrem fein geschichteten, geschieferten Gesteins
- Scherfestigkeit und -steifigkeit von Störungs-, Schwächezonen
- unbekannter maßgebender Trennflächenabstand bei feiner Gesteins-Textur
- extreme Wassereinbrüche oder Überlagerungshöhen.

Damit ist dann auch die Strategie der Kontrolle der Felsparameter fraglich. Das Q-System hat aber seinen Wert bei einer extrem großen Bandbreite der Gebirgseigenschaften bis hin zu Zerrüttungszonen bewiesen. Trotzdem kann und soll dort weiterhin auf FKS verzichtet werden, weil ein direkter felsmechanischer Standsicherheitsnachweis nach der Grenzgleichgewichtsmethode erforderlich ist. Für Felsqualitäten von RMR > 36 und Q > 0,40, die für Kavernen erforderlich sind, ist die Anwendung der FKS unproblematisch.

Die genannten Größen, die die bisherigen FKS noch nicht berücksichtigen, werden bei der kritischen Überprüfung der sehr vorsichtigen Kennwertempfehlungen der FKS-Autoren zwingend vom Benutzer eingeführt werden müssen, um bessere Scherfestigkeitsparameter zu begründen.

Eine kritiklose Anwendung von Korrelationsergebnissen der Felsparameter, die nur in einem regionalen oder Gesteinstypen-Bereich gültig sind, darf nicht erfolgen. Die Einschränkung der Nutzung von FKS auf Probleme unter Ausschluß von Fließen, Kriechen und Quellen des Gebirges ist sinnvoll, aber für untertägige Krafthäuser ohnehin nicht relevant.

Die frühere Einschränkung der FKS-Benutzung auf Stollen bis 10m Durchmesser ist durch die Verwendung in mindestens 30 Kavernenbauten mit Schwerpunkt in Asien nicht mehr aufrecht zu erhalten. Werden - wie im Kap. 5.5.2 und 6.4.1 beschrieben - bei ausreichender Größe der Datenmenge die Gebirgstypen als wichtigstes Vergleichskriterium beibehalten, weiterhin der Spannungszustand des Gebirges und die Bauwerksabmessungen, bestehen keine Bedenken gegen eine empirische Entwurfsunterstützung durch FKS. Es kommt noch hinzu, daß Krafthauskavernen wegen ihrer Größe grundsätzlich eine eingehendere Felsmodellierung und statische Analyse erfahren als alle anderen Untertagebauten - mit Ausnahme von Endlagern.









Die Güte des Entwurfs geht mit 23% Gewicht, die Sicherung mit 20% Gewicht, das Ausbruchverfahren ebenso mit 20% und die Ortsbruststabilität mit 8% ein. Die geotechnischen Parameter haben ein Gewicht von 28%. Dieses Verfahren ist mit 28 Einzelbewertungen, die zum Teil wieder drei Parameter enthalten, unhandlich. Das Verfahren erscheint trotzdem wegen seiner Komplexität besonders geeignet für Kavernen durch das Gewicht von Entwurf und Ausbruchverfahren. Hier liegt die genaueste Berücksichtigung des Verhältnisses von in situ-Spannungen und Gebirgsdruckfestigkeit vor.

Die Korrelation der Punktbewertungen mit dem RMR-System ist für 34 Tunnel- bzw. Kavernenprojekte (siehe Abb. 60 und 61):

Relativergebnis nach J.& B.	=	$(0,77 \pm 0,16) \cdot \text{RMR} + 19$	< 100
Absolutergebnis nach J.& B.	=	$(3,00 \pm 0,60) \cdot \text{RMR} + 76$	< 350



Abb. 59 Felsklassifikation nach BRÄUTIGAM & HESSE

Die Autoren ordnen das Ergebnis ihres Systems, die sogenannte Gebirgstypisierung, in die Felsklassen nach LAUFFER ein. Deshalb ist die Korrelation zu dem RMR- und Q-System von besonderer Bedeutung zur Einordnung von Arbeiten im Alpenraum. Die Beziehung lautet:

Gebirgstyp. (B & H) = 
$$1,20$$
 RMR - 28

Eine Schwankung der Zuordnung von  $\pm 20\%$  ist möglich (siehe Abb. 59).

Das von COSTA-PEREIRA & RODRIGUES-CARVALHO (32, 1987) vorgestellte MR-Verfahren von ROCHA überrascht durch die einfache Verwendung von Kluftabstand, Anzahl der Trennflächenscharen, Ausbildung der Trennflächen und Felsdurchlässigkeit bzw. Wasserandrang. Obwohl die Gesteinsdruckfestigkeit neben dem entbehrlichen RQD-Wert entfallen ist, stehen die Ergebnisse denjenigen des RMR-Systems an Zuverlässigkeit bei Stollen nicht nach. Bei einer Strategie der Kavernengestaltung, die der Gesteinsfestigkeit auf andere Weise ein großes Gewicht einräumt, ist die Verwendung dieses Verfahrens angemessen und praktisch ohne Hilfsmittel am Felsaufschluß möglich. Die Beziehung zwischen ROCHA's MR und dem RMR-Wert ist:

MR = 0.85 RMR + 12

Die Schwankung der Zuordnung überschreitet kaum 10%.

Die bekannte Beziehung zwischen RMR- und Q-System:

RMR = 9 Ln Q + 44

wurde von kritischen Autoren wie KAISER u.a. (81, 1986) in der Form:

$$RMR = 8,7 Ln Q + 38 \pm 18$$

mit über 30% Fehler bei 90% Vertrauensintervall angegeben. Ähnliche Abweichungen konnten auch bei vielfacher Anwendung in Stollenprojekten nicht festgestellt werden, sondern nur Abweichungen von weniger als 20%.

Eine Überlegenheit des NGI-Systems gegenüber allen anderen Systemen ist in den Randbereichen besonders guter und schlechter Felsqualität zu beobachten, wirkt sich aber gerade bei der Planung von Wasserkraftzentralen nicht aus. Wenn allerdings der Versuch gemacht wird, Felsparameter und Sicherungsvorschläge für Scherzonen zu ermitteln, dann gelingt dies nur mit dem Q-System. Ebenso gelingt der seltene Nachweis für ungesicherte Hohlräume nur durch die Vorarbeiten von BARTON (1975, s. Kap. 6.5).

Die Einordnung der Vortriebs- und Sicherungsparameter neben den sonst allein berücksichtigten geotechnischen Parametern gelingt bei Verwendung der Tunnel-Ausbruchklassen nach JOHN & BAUDENDISTEL (76, 1981).

sind zwar noch formal aufzeichenbar, können aber in den Diskussionsprozeß nur in Gestalt ganz weniger Maßzahlen wie

## - Felsklasse, Ausbruchklasse, Ulmenkonvergenz, Ausbauwiderstand

eingehen. Mit zunehmender Diskussion wird die Felsqualität eine dieser Maßzahlen werden. Die Streuung dieser einen Maßzahl in einem Stollen zeigen EINSTEIN u.a. (1983) sowie KAISER u.a. (81, 1986). Selbst diese Information erfordert wieder eine Vereinfachung entlang der Ausbruchkontur eines Untertagebauwerks.

## 6.2.2 Vergleich verschiedener Systeme

Die Felsklassifizierungssysteme (FKS) von BARTON u.a. (Q-System, 6, 1974) und von BIENIAWSKI (RMR-System, 18, 1979) wurden von den Projektbearbeitern und in dieser Arbeit für 90 Wasserkraftkavernen und für 30 Kavernen anderer Nutzung angewendet. Hierbei wurden in der Regel nur ein repräsentativer Maximal- und Minimalwert der Felsqualität angegeben.

Bei Wasserkraftstollen von 25 Projekten wurden diese FKS für zwei bis sechs, in der Regel vier Felsklassen angewendet. Für diese Stollen und eine gleich große Zahl von Krafthauskavernen wurden die FKS von BRÄUTIGAM & HESSE (23, 1987), JOHN & BAUDENDISTEL (76, 1981) und ROCHA, zitiert in (32, 1987) ebenfalls verwendet.

Eine ausführliche Bewertung der Gewichte der Klassifikationsparameter und der Zuverlässigkeit aller fünf Verfahren bei der Überprüfung des erforderlichen Ausbauwiderstands von Stollen geben TRUNK & HÖNISCH (149, 1990). Da die Klassifikation der Stollen detaillierter war, gibt es hierzu keine neuen Ergebnisse. Bei den Kavernen sind die FKS grundsätzlich nicht zur Berechnung eines Ausbauwiderstands benutzt worden, sondern zur Einordnung der Gebirgsparameter und der daraus resultierenden Entwurfsentscheidungen.

Es besteht grundsätzlich eine zuverlässige Korrelation aller FKS zum RMR - System, das nur wegen seiner Übersichtlichkeit als Referenzsystem gewählt wird. Wegen der stark unterschiedlichen Datenbasis der Systeme ist dieses überraschende, auch von anderen Autoren erzielte Ergebnis zumindest ein Hinweis auf die Zuverlässigkeit der so ermittelten Ergebnisse und die ausreichende Datenbasis aller Systeme.

Das System von BRÄUTIGAM und HESSE (23, 1987) wurde wegen der Möglichkeit, Trennflächen - Ausbildung und - Orientierung von Klüftung und Schichtung getrennt zu berücksichtigen, regelmäßig angewendet. Wegen der aus regionalen Gründen geringen möglichen Bandbreite der Gesteinsdruckfestigkeit konnte das System nur in Gestein mit einer größten Druckfestigkeit von ca. 50 MPa benutzt werden. Der Erfolg der Anwendung bei drei Kavernenprojekten im Iran war auch nach dem Urteil der verantwortlichen Ingenieurgeologen sehr gut.

# 6.2 Nutzung von Felsklassifizierungssystemen

## 6.2.1 Verbesserte Datenbasis und Datenreduktion

Früher als einige moderne Experten-Systementwürfe haben die Felsklassifizierungssysteme (FKS) darauf abgezielt, den Benutzer zur systematischen Nutzung und zusätzlichen Beschaffung wichtiger Daten anzuhalten, es sei denn, es wurde fälschlich nur ein System verwendet. Kritische Autorengruppen wie EINSTEIN u.a. (1983) und KAISER u.a. (81, 1986) haben die Aussageschärfe und Reproduzierbarkeit der Ergebnisse nachgewiesen. Ein Vergleich der Liste der relevanten Eingabedaten (HUDSON u.a., 69, 1991 und LEE & STERLING, 95, 1992) und eigener Erfahrungen zeigt, daß bei gleichzeitiger Benutzung des RMR- und Q-Systems erst in der Ausschreibungsplanung drei wichtige Parameter unberücksichtigt bleiben. Es sind dies der Durchtrennungsgrad, die Gebirgsverformbarkeit und der Fels- und Trennflächentyp. Dieser Mangel wirkt sich jedoch sehr ungünstig und damit in erhöhter Sicherung aus, wenn die Klassifizierung auf die Eigenschaften der schwächsten und am längsten aushaltenden Trennfläche Rücksicht nimmt.

Die beste Lösung ist eine vergleichende parallele Klassifikation aller Trennflächenscharen des Untergrunds nach Dichte, Makro- und Mikro-Gestalt, Füllung, Verwitterung und Richtung zum Erkennen der wirklich sicherungsrelevanten Trennfläche. Werden zusätzlich Verfahren wie die von BRÄUTIGAM & HESSE (23, 1987), JOHN & BAUDENDISTEL (76, 1981) oder die Modifikationen des RMR-Systems von LAUBSCHER u.a. (93, 1976) verwendet, dann können auch die mechanischen und geometrischen Eigenschaften mehrerer Trennflächen berücksichtigt werden. Durch den Quervergleich mit den etablierten Verfahren wird dort nötigenfalls eine Abminderung nachträglich vorgenommen.

Während in frühen Planungsphasen eine mangelnde Berücksichtigung einzelner Parameter möglich ist, ist mit zunehmendem Planungsfortschritt und Tiefe der Bearbeitung bis hin zur baubegleitenden Kontrolle das Problem der Datenreduktion maßgebend. Wenn die FKS schon bei langen Wasserwegen durch Beschreibung von Homogenbereichen - nach dem Kriterium des Gebirgstyps - bei der Schätzung und Vorbereitung des Ausbaus und der Kosten hilfreich sind, dann gilt dies erst recht bei Kavernen.

Die vielfältigen Informationen eines Untersuchungsstollens hinsichtlich Festigkeit, Kluftdichte, -länge und Verformungsmodul sollen, ebenso wie bei der Bestandsaufnahme einer aufgefahrenen Kaverne, auf den entscheidenden Nenner gebracht werden. Wie viele Mengenprozente guter, mäßiger und schlechter Fels angetroffen wurden und wie viele Prozente leichter, normaler und schwerer Sicherung gleichzeitig eingebaut wurden, entscheidet über die Qualität der Vorplanung wie über die Kostenkalkulation des Bauunternehmers.

Die Eingänge der Meßergebnisse während des Baubetriebs

- Druckfestigkeit, Verformbarkeit, Wassermengen, Verformungen
- Kluftrichtungen, -abstände, -öffnungen, Mehrausbruch, Sofortsicherung
| Gruppe 1 - 4<br>Sedimentgesteine |      | Gruppe 5 - 7<br>Vulkanische Gesteine |      | Gruppe 8 - 10<br>Metamorphe Gesteine |      | Eigene Praxis<br>(50% Sedimente) |      |
|----------------------------------|------|--------------------------------------|------|--------------------------------------|------|----------------------------------|------|
| Orientierung                     | (2)  | Tiefenlage                           | (1)  | Tiefenlage                           | (1)  | Tiefenlage                       | (1)  |
| Störungen                        | (8)  | In situ-SpGröße                      | (3)  | In situ-SpGröße                      | (3)  | In situ-SpGröße                  | (3)  |
| Tiefenlage                       | (1)  | Orientierung                         | (2)  | In situ-SpRichtung                   | (4)  | Spannungsverl.                   | (11) |
| Makrostruktur                    | (6)  | In situ-SpRichtung                   | (4)  | Trennfl. Häufigk.                    | (5)  | TrennflFestigk.                  |      |
| In situ-SpRichtung               | (4)  | In situ-SpLage                       | (16) | Orientierung                         | (2)  | Durchtrennung                    | (7)  |
| In situ-SpGröße                  | (3)  | Störungen                            | (8)  | Durchtrennung                        | (7)  | Orientierung                     | (2)  |
| TrennflHäufigk.                  | (5)  | Makrostruktur                        | (6)  | Wasserst./Zufluß                     | (15) | Druckfest. Gest.                 | (9)  |
| Spannungsverl.                   | (11) | TrennflHäufigk.                      | (5)  | In situ-SpLage                       | (16) | In situ-SpLage                   | (16) |
| Durchtrennung                    | (7)  | Durchtrennung                        | (7)  | Störungen                            | (8)  | Gebirgsscherfestigk.             | 1    |
| Wasserst./Zufluß                 | (15) | Deformationsmod.                     | (10) | Druckfest. Gest.                     | (9)  | Gebirgsqualität                  | (14) |
| Druckfest. Gest.                 | (9)  | Elast. Gestein                       | (13) | Mikrostruktur                        | (12) | Deformationsmod.                 | (10) |
| Mikrostruktur                    | (12) | Seism. Param.                        | (21) | Gebirgsqualität                      | (14) | TrennflHäufigk.                  | (5)  |
| Durchströmung                    | (22) | Wasserst./Zufluß                     | (15) | Makrostruktur                        | (6)  | Makrostruktur                    | (6)  |
| Elast. Gest.                     | (13) | Druckfest. Gest.                     | (9)  | Elast. Gest.                         | (13) | Durchlässigkeit                  | (17) |
| Deformationsmod.                 | (19) | Spannungsverl.                       | (11) | Durchlässigkeit                      | (17) | Störungen                        | (8)  |

Tabelle 6.1.1

Rangfolge der Einflußfaktoren, Nennungen > 50%

- 108 -

Die erkennbaren Korrelationen sollen trotz erwarteter starker Streuung durch Plausibilitätsbetrachtungen mit Hilfe der Gebirgsfestigkeit, der Felsqualität, der sie maßgeblich bestimmenden Variablen wie Gesteinsfestigkeit, Kluftabstand, Reibungswinkel usw., oder der Ergebnisse anderer Autoren überprüft werden.

Die beiden Belastungsgrößen Überlagerung und Seitendruckfaktor werden in ihrem Einfluß einzeln oder gemeinsam auf jede Entwurfsentscheidung überprüft. Diese Entwurfsentscheidungen sind Breite, Höhe, Querschnittsfläche, Abstand zu Parallelbauwerken, Länge und Dichte aller Ausbauelemente in Dach und Wand, Bauzeit, Meßinstrumentierung, Schätzung zulässiger Verformung, Dränage und evtl. Injektion, Achsenrichtung und Auslagerung von Anlagenteilen.

Die vorhandene Datensammlung enthält Fertigstellungsjahr, Felstyp, Druckhöhe und installierte Leistungen für mehr als 400 Kavernen, Gesteinskennwerte für mehr als 100 Kavernen. Die Felsklassifikation wurde für mehr als 90 Bauwerke, die qualitative Einstufung in eine Gebirgsgüteklasse für mehr als 160 Bauwerke durchgeführt. Vollständige Sicherungsdetails und Gebirgsscherfestigkeitsparameter liegen für je 70 Bauwerke vor, Orientierungen, Bauzeiten, Meßsysteme, Verformungen liegen für mehr als 50 Bauwerke vor.

Es bleibt weiteren Arbeiten vorbehalten, diese Entwurfs-Strategie soweit wie möglich zu automatisieren. In einem weiteren Schritt sollte die Durchlässigkeit des Gebirges noch präziser - und wenn möglich indexartig wie die Felsqualität - geschätzt werden. Alle drei Gruppen von Scherfestigkeitsparametern, also Gesteins-, Gebirgs- und insbesondere Kluftkennwerte und teufenabhängige Durchlässigkeiten sollten umfassend gesammelt werden und mit dem Felstyp, der Verwitterung und dem Wassergehalt verknüpft werden. LEE & STERLING (95, 1992) versuchen, diesen Weg ohne Bevorzugung oder Einschränkung eines Eingangsparameters weiter zu verfolgen. Ihr System soll tatsächlich die Einbeziehung fremder Erfahrung ermöglichen: für insgesamt 15 geotechnische Parameter werden 2 bis 7 Rangstufen und damit 86 sogenannte Eingangsknoten gewählt. Das Ergebnis sind 17 Versagensformen, 7 Ortsangaben für dieses Versagen und 3 Stufen der Schwere des Versagens. Die höhere Gewichtung der Trennflächenparameter ist sinnvoll, die Gesamtzahl von 15 Parametern kann nicht immer befriedigen.

HUDSON u. a. (69, 1991) definieren z.B. 54 Parameter in ihrer Informationstechnologie für den Felsbau. Der Ansatz von LEE & STERLING (95) greift zu kurz, da weder Parameter noch Sicherungsmittel angegeben werden. Es wird lediglich die gleiche Zielsetzung wie bei HUDSON u.a. (69) eleganter verwirklicht, nämlich keinen Eingangswert und keine kausale Verknüpfung zu übersehen.

HUDSON u.a. (69) werteten aus, welche geotechnischen Parameter von den Entwerfern von 110 Kavernen als besonders wichtig geschildert wurden. Die Einteilung dieser 54 Parameter in die vier Gruppen von Baustellen-, Gebirgs-, Gesteins- und Trennflächenparameter überzeugt völlig, obwohl nach eigenen Erfahrungen bisher nur ca. 22 Parameter maßgebend waren und das mit anderer Gewichtung. In der Tabelle 6.1.1 werden die unterschiedlichen Wertungen verglichen.

Die Arbeit (69) hilft bei der Beantwortung der Frage, welche Parameter in Berechnungen variiert und in Versuchen bestätigt werden sollen. Die Festigkeit der Trennflächen hat ein überraschend geringes Gewicht, wahrscheinlich weil noch relativ wenige Entwerfer entsprechende Software mit Kluftmodellen benutzen. Damit ist eine Schwäche des Untersuchungsansatzes erkennbar: Auch Selbstverständliches, das in Berichten nicht hervorgehoben wird, ist in dieser Untersuchung unterrepräsentiert.

Die verschiedenen Prioritäten für Analysen von Kavernen in Sedimentgesteinen, Vulkaniten und Metamorphiten sind einleuchtend (siehe Tabelle 6.1.1):

Sedimentgesteine sind anfällig gegen Wassereinflüsse, Störungen und Trennflächenprobleme, selten gegen in situ-Spannungen. Metamorphite sind sehr anfällig gegen Trennflächen-Häufigkeit und -Durchtrennung, der Deformationsmodul ist meistens irrelevant. Sie sind ebenso wie Vulkanite häufig mit hohen in situ-Spannungen verknüpft. Vulkanite sind kaum empfindlich gegen Trennflächeneinflüsse und haben die geringste Anzahl kritischer felsmechanischer Parameter.

#### 6.1.2 Datenbank, Tabellenkalkulation, Regression

Das neue Konzept dieser Arbeit versucht, alle geometrischen und hydraulischen Kennzahlen des Bauwerks und seine Sicherung mit möglichst vielen geotechnischen Kennzahlen oder zumindest mit dem Gebirgsqualitätsindex zu verknüpfen. Die erforderliche Mindestzahl von Beobachtungen ist gleich 50, in Ausnahmefällen wurden auch logarithmische Abhängigkeiten überprüft.

# AUSWERTUNG AUSGEFÜHRTER KAVERNENBAUTEN UND KONSE-QUENZEN

# 6.1

6.

# Bisherige Auswertungen und neues Vergleichskonzept

### 6.1.1 Datenbanken und Experten-Systeme

In der Vergangenheit wurden schon mehrfach Datenbanken geotechnischer Parameter angelegt. Querbeziehungen zur Dichte, zum Wassergehalt, zur Porosität, zur Dehnwellengeschwindigkeit und vor allem zur einaxialen Druckfestigkeit wurden ausgewertet, z.B. von HOEK & BROWN (65), IMAZU (71, 1986). Beziehungen zur Felsqualität wurden selten angegeben (s. Kap. 5.5). Die Datenbanken wurden nach Gesteinstypen (nicht Gruppen!) geordnet, wie z.B. von LAMA & VUTUKURI (92, 1974).

Nach systematischen japanischen Untersuchungen (NISHIDA u.a. 107, 1982), (TSUCHIYA 152, 1984) kann angenommen werden, daß weitere Korrelationen von Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges bis hin zum Lockergestein existieren. Im Zusammenhang mit einem Nachweis im Versuch führt dieser Weg zu höheren Festigkeiten im Maßstab des in situ-Scherversuchs. Ähnliche Versuche wurden in Italien und Jugoslawien durchgeführt (BARLA, 4, KRSMANOVIC, 91). HOEK & BROWN (65) geben Sammlungen von Gebirgsdeformationsmoduli und Trennflächenscherfestigkeiten. Alle diese Sammlungen sind von größtem Nutzen für den Entwerfer von Kavernen, z.B. bei der Kontrolle und Bewertung von Laborversuchen.

CORDING u.a. (31, 1971) geben eine Sammlung von Kavernenabmessungen, Ankerlängen und Ausbauwiderständen an. Dieser Versuch ist, obwohl er die geotechnischen Parameter ignoriert, noch heute aktuell (s. FRANKLIN & DUSSEAULT, 47, 1991). Es ist überfällig, ihn mit den Felqualitätsindizes zu verknüpfen. Große Sammlungen von Ausbauvorschlägen geben BARTON u.a. (6, 1974), CECIL sowie OBERT & RICH.

Weiterhin existieren Sammlungen von Abmessungen, Maschinenleistungen und Nutzfallhöhen von Wasserkraftkavernen bei COOKE & STRASSBURGER (30, 1957), von in situ-Spannungsmessungen, Sicherungsdetails und Ausbruchvolumina.

Ein weiterer interessanter Ansatz ist die Zuordnung von Tunnelbaukosten zu fünf verschiedenen Gesteinstypen und deren typischen Wertebereichen hinsichtlich Schwächezonen, Blockgröße, Wasserzufluß und Druckfestigkeit durch EINSTEIN & MOAVENZADEH (43, 1977). Das Verfahren für den Vergleich verschiedener Tunneltrassen ist auch für die Kavernenstandortauswahl geeignet. Das Verfahren ist als Basis eines Expertensystems geeignet und verwendet überwiegend bekannte Felsklassifikationsparameter.

Der höchste zulässige  $K_{t}$  Wert, um die oben genannten Mengen nicht zu überschreiten, wird aus  $K_{t} = Q_{w} / (I F_{w})$  errechnet. Es ergibt sich für I = 1,5:  $K_{t} = 1,5 E-8$  (Betrieb) und  $K_{t} = 1,1 E-7$  (Bau), und für den Gradienten I = 1,0:  $K_{t} = 2,2 E-8$  (Betrieb) und  $K_{t} = 1,6 E-7$  (Bau). Es zeigt sich, daß das Kriterium von BENSON & WALIA (14) sinnvoll ist für die notwendige Anordnung eines Dränagestollens, um die Entwässerung in jedem Fall zu sichern. Ein Kriterium von  $K_{t} = 1,0 E-9$  m/s ist sinnvoll für die Vernachlässigung der Zuflußmengen, nicht jedoch für die Vernachlässigung eines möglichen Kluftwasserdrucks bei fehlender Entwässerung.

Selbstverständlich gibt es Kavernen mit kürzeren Abständen zum Reservoir oder größeren Druckhöhen, die dann aber z.B. nicht parallel zur Talböschung orientiert worden sind. Der Fließweg erhöht sich gegenüber dieser vereinfachten Berechnung außerdem durch die Tiefenlage des Krafthauses.

Günstig wirkt sich noch eine beobachtete Abnahme der Durchlässigkeit mit der Tiefe nach der von STABEL (137) nach LOUIS zitierten Formel:  $K_{n2} = K_{n1} \exp(-a \ddot{U})$ . Werte für a zwischen 0,01 und 0,10 wurden nach (137) beobachtet. Bei der Wahl von a = 0,05 (1/m) verringert sich die Durchlässigkeit des Gebirges bei 100m um zwei Größenordnungen. Tatsächlich ist bei dem in Kap. 5.7.1 und 2 genannten Projekt eine Abnahme um eine Größenordnung bei 50m Tiefe beobachtet worden. Die Ergebnisse stimmen mit den Bereichen der Tabelle 5.7.2 befriedigend überein, mit Ausnahme von Basalt, Quarzit und Schiefer. Für Grauwacke und Gabbro ist der Vergleich nicht möglich.

Es ist möglich, durch die Kombination der Literaturergebnisse, durch Porositätsmessungen, besser noch durch Schätzungen des Kluftvolumens, die Ergebnisse von Wasserabpreß-Versuchen und von einfachen Kluftdurchströmungsmodellen unter Inkaufnahme hoher Bandbreiten zu überprüfen. Zur Reduzierung dieser Bandbreiten ist ein besonderes Klassifizierungsverfahren erforderlich, das geometrische Trennflächenparameter, hydraulische Projektkennwerte und den Gesteinstyp verknüpft. Unter nicht zu ungünstigen Umständen hinsichtlich der Gebirgshomogenität kann das Risiko des Wasserzuflusses zu einer Kaverne in Abhängigkeit von ihrer Lage zum Reservoir dann zumindestens abgeschätzt werden.

Die Richtungsabhängigkeit der Durchlässigkeit liegt in der Regel unterhalb einer Größenordnung. Zweidimensionale Sickerströmungsberechnungen zu der 46m hohen Kaverne Siah Bishe ergaben bei Variation des Fallwinkels der Trennfläche mit der 10fachen erwarteten Durchlässigkeit von 0° bis 90° nur eine Veränderung der Zuflußmenge von 0,25 l/s auf 0,06 l/s. Die Ergebnisse und die Abb. 58 sind FLOSS (46, 1989) entnommen.

#### 5.7.3 Relevanzbereich der Gebirgsdurchlässigkeit

BENSON & WALIA (14, 1988) raten dazu, eine Kavernenbaustelle bei einer Gebirgsdurchlässigkeit von  $K_t > 10$  E-7 m/s zu verwerfen. Es sind aber Kavernen bei vorausgesagtem  $K_t =$ 10 E-6 m/s mit Dränagestollen geplant und auch ausgeführt worden. Mit Hilfe der von STABEL (137, 1991) gesammelten Kriterien für akzeptable Wasserzuflüsse zu Stollen und den der Datenliste entnommenen mittleren geometrischen Parametern von Wasserkraftanlagen mit Kavernenkrafthäusern soll diese Aussage überprüft werden.

Die von STABEL (137) gesammelten Vorschriften vorzugsweise für Straßentunnel stellen entweder die strenge Forderung von  $Q_w < 21 / (Tag und m^2 Wandfläche)$  oder das schwächste Kriterium von  $Q_w < 151 / (Tag und m^2 Wandfläche)$ . Diese Forderungen summieren sich für die mittleren Krafthauskavernenabmessungen auf 0,08 l/sec bzw. 0,60 l/sec. Es erscheint angemessen, die erste Menge für den Anlagenbetrieb und die zweite Menge für den Bauzustand zu akzeptieren. Nach STABEL wurden im Betrieb injizierer Stollen noch 0,005 l / (sec  $\cdot$  m) gemessen, was 0,50 l/sec bei der betrachteten Kaverne bedeutet, wenn geometrische Unterschiede von Stollen und Kaverne noch vernachlässigt werden.

Die mittleren Kavernenabmessungen betragen 20 x 35 x 100m (B x H x L), damit beträgt die mittlere Wandfläche ungünstigstenfalls 3500 m<sup>2</sup>, wobei nicht die ganze Wandfläche benetzt ist. Der mittlere Abstand aller Kavernen mit weniger als 400m Triebwasser-Stollenlänge vom Reservoir beträgt L = 170 ± 115m. Die mittlere Druckhöhe beträgt dann H<sub>w</sub> = 165 ± 105m und das mittlere Verhältnis H<sub>w</sub>/L beträgt 1,50 und wird dem hydraulischen Gradienten - alternativ zu 1,0 - gleichgesetzt.

		FRANKLIN[47]	JUMIKIS[80]	KRAPP[89]	WITTKE[164]
1	Kalkstein	0 - 20	5 - 8	6 - 10	
2	Dolomit	0 - 20			
3	Tonstein Schluffstein		5 - 10	0,1 - 2 0,5 - 2,5	3,7
4	Sandstein Konglomerat	5 - 30	4 - 10	1 - 10	4 - 16
5	Basalt		1 - 3	2,5 - 10	0 - 7,5
6	Porphyr			_	2,5
7	Granit	0 - 5	1 - 4		
8	Phyllit			0,1 - 1,5	
9	Quarzit Schiefer	0 - 10	0,2 - 0,6 5 - 10	2 - 6	3,3
10	Gneis	0 - 5			0,5

Tabelle 5.7.4:	Gesteinsporositäten verschiede	ener Autoren (%
I GDOILC DOLLAR	Ocsteinsporostaten versentee	und Autoren (70

		Mittl. Poros. (%)	Durchlässigk. (m/s)	Tab. 5.7.2 (m/s)
1	Kalkstein	5 - 10	E-6 - 5 E-5	E-6 - E-4
3	Tonstein Schluffstein	0 - 4 0,5 - 2,5	E-8 - 5 E-7 2 E-8 - E-7	E-8 - E-6 E-8 - E-7
4	Sandstein Grauwacke	4 - 16 1 - 4	E-6 - E-4 5 E-8 - E-6	E-6 - E-4
5	Basalt	1 - 5	5 E-8 - E-6	E-6 - E-3
6	Gabbro	0 - 0,5	E-8 - E-7	
7	Granit	0 - 5	E-8 - E-6	E-7 - E-5
8	Phyllit	0,1 - 1,5	E-8 - 5 E-8	E-9 - E-7
9	Quarzit Schiefer	0,2 - 0,6 5 - 10	E-8 - 2 E-8 E-6 - E-4	E-7 - E-5 E-8 - E-6
10	Gneis	0 - 5	E-8 - E-6	E-7 - E-6

Tabelle 5.7.5: Gesteinsporosität (%) und Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)



Abb. 57 Porosität und Gebirgsdurchlässigkeitsbeiwert (m/s)



Größte Durchlässigkeit in Schichtflächen

Abb. 58 Abhängigkeit des Zuflusses von der Trennflächenrichtung

Alte und neue mittlere Kluftabstände wurden aus Oberflächen- bzw. Stollenkartierungen ermittelt. Die Richtungen der Klüfte wurden vereinfachend parallel zur Fließrichtung des Wassers angenommen.

#### 5.7.2 Gesteinsporosität und Durchlässigkeit

Eine Kontrolle der Durchlässigkeit aus der Gesteinsporosität allein mißlingt im o.g. Projekt. Die für die vier Gesteinstypen in je 10 Versuchen bestimmten Porositäten und der korrelierte  $K_t$  - Wert sind:

Gesteinstyp	Konglomerat	Sandstein	Schluffstein	Tonstein
Porosität (%)	5,0 ± 2,8	$7,3 \pm 3,3$	9,1 ± 3,8	$11,2 \pm 3,6$
Korrel. K <sub>r</sub> (m/s)	3 E - 6	1,5 E - 5	5 E - 5	2 E - 4

Die Durchlässigkeit des Konglomerats ist etwas zu niedrig angesetzt, weil die Risse nicht genügend eingehen. Die Durchlässigkeiten der feinkörnigen Sedimente sind viel zu hoch ermittelt, weil die Poren keine Fließwege bilden. Die Durchlässigkeit des Sandsteins mit dem regelmäßigsten Kluftgefüge ist gut angenähert.

Amerikanische Autoren verknüpfen die Gebirgsdurchlässigkeit mit der Gesteinsporosität durch:

$$Log K_t = -8,0 + 0,40 \cdot P (\%).$$

Die Ergebnisse von JUMIKIS (80, 1983) für die Porosität und Durchlässigkeit von zehn Gesteinstypen liefern die Formel:

$$Log K_t = -7,7 + 0,38 \cdot P (\%)$$

Die Ergebnisse von JUMIKIS sind auch in der Abb. 57 dargestellt. Die Arbeit von WATSON u.a. (157, 1975) erlaubt die Korrelation nur für Sandsteine:

$$Log K_{f} = -8,0 + 0,25 \cdot P(\%)$$

Die Gesteinsporositäten nach verschiedenen Autoren sind in Tabelle 5.7.4 zusammengefaßt, die mit den Korrelationen für Sandstein bzw. andere Gesteine errechneten Durchlässigkeitsbeiwerte in Tabelle 5.7.5.

Die Diskrepanz zwischen den Autoren ist beträchtlich. Es ist also erwartungsgemäß nicht möglich, eine Durchlässigkeit ohne Versuch auch nur zu schätzen, da noch zu wenige Eingangs-Parameter berücksichtigt sind.

Folgende Korrelationen wurden von HEITFELD & KOPPELBERG (58, 1981) angegeben bzw. wurden in anderen Versuchsreihen beobachtet:

a)  $K_f (10E-7 \text{ m/s}) = 4,50 \text{ Q} (1/\text{m} \cdot \text{min})$ 

b)  $K_t (10E-7 \text{ m/s}) = Q^{1.50} (l/m \cdot min)$ 

c)  $K_t (10E-8 \text{ m/s}) = 3,3 \text{ Q}^2 - 1,3 \text{ Q} (l/m \cdot min)$ 

d)  $\log K_t = 0.03 \text{ Q} - 7.40$ 

e)  $Log K_f = 1,03 Log Q - 6,35$ 

f) Log  $K_t = 0.96 \text{ Log } Q - 7.15$ , aus dem unten behandelten Projekt.

Diese Korrelationen zur Berechnung der Gebirgsdurchlässigkeit wurden parallel zur Auswertung von 106 Wasserabpreßversuchen an vier Sedimentgesteinen der geplanten Kaverne Godar-e-Landar getestet (siehe Abb. 56). Die mittleren Durchflußmengen waren:

Gesteinstyp	Konglomerat	Sandstein	Schluffstein	Tonstein
Q(l/m·min)	32	18	8	1
Log K <sub>r</sub> - LogQ	2,5 E-6	1,2 E-6	0,6 E-6	0,8 E-7
Log K <sub>r</sub> - Q	4,0 E-7	1,6 E-7	0,8 E-7	0,5 E-7
Q <sup>1,5</sup> · E-7	2,0 E-5	8,0 E-6	2,0 E-6	1,0 E-7
4,5 Q · E-7	1,4 E-5	8,0 E-6	4,0 E-6	4,0 E-7
Heitfeld (58)	3,4 E-5	1,0 E-5	2,0 E-6	2,0 E-8
<ol> <li>Schätzung</li> <li>Schätzung</li> </ol>	8E-7 - 1E-5	5E-6 - 4E-5	1E-7 - 2E-6	1E-9 - 2E-6
	2E-6 - 3E-5	4E-6 - 3E-5	4E-8 - 1E-6	1E-9 - 1E-6

 Tabelle 5.7.3
 Durchlässigkeitsbeiwerte K<sub>t</sub> (m/s) für vier Sedimentgesteine

Für die Schätzungen dienten die vier mittleren geometrischen Kluftkennwerte der vier Gesteine:

Öffnung 2a,	0,2-0,4mm	0,2-0,4mm	0-0,1mm	0-0,1mm
Abstand alt	3,0 m	1,0 m	0,3 m	0,3m
Abstand neu	1,5 m	1,2 m	0,8 m	0,8m

		BRACE[22]	FREEZE n. FRANKLIN [47]	LOUIS n. GYSEL [55]	HOEK & BRAY [64]	SERAF. n. LAMA [92]	WITTKE[164]
1	Kalkstein	-13/-5	-9/-6	-11/-9	-10/-6	-11/-9	-11/-9
2	Dolomit			-10	-11	-11/-10	-10
3	Tonstein Schluffstein	-14/-9 -9/-8		-14/-12		-9/-8 -11/-10	-16/-13
4	Sandstein Konglomerat	-7/-3	-9/-6	-13	-9/-5	-12/-7	-13/-9 -10/-5
7	Granit	-12/-7	-13/-9	-12	-10	-13/7	-12
8	Phyllit						
9	Quarzit Schiefer		-13/-9	-12	-12	-6	-13/-11
10	Gneis	-14/-7	-13/-9				

Tabelle 5.7.1: Log K<sub>r</sub> (m/s) des Gesteins verschiedener Autoren

		BUEN [27]	FREEZE [47]	GYSEL [55]	JUMIKIS. [80]	KRAPP [89]	LAMA [92]
1	Kalkstein		-9/-6	-8/-7	-6/-4	-4/-2	-6/-4
2	Dolomit			-8/-6		-5/-4	
3	Tonstein Schluffst.	-8/-5		-8/-6		-9/-8 -8/-7	-6
4	Sandstein	-5	-10/-6	-7/-6	-6/-4	-7/-5	-4
5	Basalt				-7/-6	-3/-2	
6	Рогрһуг			-8/-7			
7	Granit	-8/-7		-7	-7/-5		-6/-5
8	Phyllit	-8/-7				-10/-9	
9	Quarzit Schiefer	-8/-7	-13/-9	-6 -9/-8	-9/-7 -9/-6	-5/-4	-6
10	Gneis	-8		-9/-7	-6/-5		-7/-5

Tab. 5.7.2: Log K<sub>r</sub> (m/s) des Gebirges verschiedener Autoren







Abb. 56 Ergebnisse von Wasserabpreßversuchen in Sedimenten

Anzahl

## 5.7 Abschätzung der Gebirgsdurchlässigkeit

### 5.7.1 Durchlässigkeit verschiedener Gebirgstypen

Die Durchlässigkeit des Gebirges wird in größerem Umfang vom Rißvolumen und der Öffnungsweite der Trennflächen und damit von der Tiefe, in geringerem Umfang von der Porosität des Gesteins bestimmt. Außerdem hängt sie von der Druckhöhe, der Lage des Grundwasserspiegels und der Hauptfließrichtung ab. Innerhalb einer Größenordnung ist sie auch Richtungs- und damit auch Bauwerks-abhängig. Da auch die Trennflächenausbildung (z.B. Rauhigkeit) Gesteinstypen-abhängig ist, soll eine Schätzung der Durchlässigkeit für Gesteinstypen zusammengestellt werden, ebenso wie eine Schätzung in Abhängigkeit von der typischen Porosität der Gesteinstypen.

Die aktuelle Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit durch

- Wasserabpreßversuche in unterschiedlichen Richtungen
- Rückrechnung von Zuflußmengenmessungen in Stollen und
- Superposition angenommener idealer eindimensionaler Spaltströmungen in Klüften

soll durch diese Schätzungen ergänzt, nicht ersetzt werden. Die Veröffentlichungen von BRACE (22, 1980), BUEN & PALMSTRÖM (27, 1982), GYSEL (55, 1984), FRANKLIN & DUS-SEAULT (47, 1991), HOEK & BRAY (64, 1980), JUMIKIS (80, 1983), KRAPP (89, 1983), SERAFIM zitiert nach LAMA u.a. (92, 1974) erlauben die Aufstellung der drei Tabellen 5.7.1, 2 und 4 für die Gesteins-, Gebirgsdurchlässigkeit und Gesteinsporosität der in Kap. 6.2 näher erläuterten zehn Gesteinstypengruppen.

Amerikanische Autoren und KRAPP (89, 1983) verknüpfen die Gebirgsdurchlässigkeit mit der Gesteinsporosität bzw. dem Hohlraumvolumen. Das Hohlraumvolumen  $V_k$  wirkt wegen der systematischen Verbindungen erheblich stärker auf die Gebirgsdurchlässigkeit ein. Die Mittelwerte nach KRAPP (89,1983) folgen der Beziehung:

$$Log K_t = -10 + 2,0 \cdot V_k (\%)$$

Die Ergebnisse von KRAPP sind auch in der Abb. 55 dargestellt.

# 5.6.3 Relevanzbereich der Gebirgsverformbarkeit

Für die Standsicherheit von Betonstaumauern gibt ROCHA (121, 1964) folgende Bewertung der Gebirgsdeformationsmoduli an: Es sind keine Versuche nötig

bei  $E_d > 10.000$  MPa, weil der Deformationsmodul dann unwichtig ist. Bei  $E_d < 8.000$  MPa, ist der Deformationsmodul noch wichtig, bei  $E_d < 4.000$  MPa, ist der Deformationsmodul wichtig, bei  $E_d < 2.000$  MPa, ist der Deformationsmodul sehr wichtig.

Diese Bewertungen sind für das Zusammenwirken mit einem Betonbauwerk angegeben worden. Sie könnten also für Kavernen mit starker Beton-Innenschale gültig bleiben, z.B. können Kavernen bei  $E_d < 2.000$  MPa mit einer starken Stahlbeton-Innenschale noch gebaut werden.

BIENIAWSKI (17, 1978) führt aus, daß für Kavernen bei Fels mit  $E_d > 25.000$  MPa in situ -Teste entbehrlich sind, und daß bei  $E_d < 10.000$  MPa ein besonders wirksames Testprogramm für den Gebirgsverformungsmodul zu entwerfen ist.

BARTON (10, 1983) gibt einen erforderlichen Gebirgsdeformationsmodul für ungesicherte Stollen in Abhängigkeit vom Durchmesser an:  $E_d = 25 \cdot Log (D/2)$ 

Es ist einsichtig, daß bei diesen Werten eine Standsicherheitsanalyse mit Betrachtung der Gebirgsverformbarkeit irrelevant ist. Die erforderlichen Werte für 15, 20, 25, 30m Durchmesser bzw. Breite sind dann: 22, 25, 27,5 und 29 GPa.

Wird ein japanisches Kriterium von FUJITA u.a. (48, 1977) verwendet, daß eine maximale Wandverformung von 50mm nicht überschritten werden darf, ergibt eine Auswertung der theoretischen (siehe Kap. 6.8) und gemessenen Kavernenverformungen folgende Ergebnisse: im Mittel waren  $8 \pm 7$  GPa erforderlich, um die theoretischen Wandverformungen auf 50mm zu begrenzen bzw. 5,5 ± 5,5 GPa für die tatsächlich gemessenen Wandverformungen. Daraus ist zu schließen, daß bei einem  $E_d = 11-15$  GPa 85% aller Kavernen und bei einem  $E_d = 16-22$  GPa 98% aller Kavernen dieses Kriterium erfüllen werden. Tatsächlich war auch nur bei 20% der Kavernen das theoretische Kriterium verletzt, das praktische Kriterium aber nie. Der mittlere  $E_d$  - Modul dieser Kavernen-Datensammlung beträgt 15 GPa.

Die abschließende Bewertung des  $E_d$  - Moduls für Krafthauskavernen ist also:

- $E_d > 20.000$  MPa, der Deformationsmodul ist unwichtig,
- E<sub>d</sub> > 10.000 MPa, der Deformationsmodul ist noch wichtig,
- $E_d > 5.000$  MPa, der Deformationsmodul ist wichtig,
- $E_d > 2.000$  MPa, der Deformationsmodul ist kritisch,
- $E_d$  < 2.000 MPa, der Deformationsmodul ist zu niedrig

und erfordert eine Gebirgsverbesserung oder schwere Stahlbetonschale. Diese Anforderungen sind wegen der meistens flexiblen Kavernensicherung schärfer als bei ROCHA (121, 1964).

DERSHOWITZ u.a. (38, 1979) geben eine lineare Abhängigkeit von RQD der Form  $E_{dGeb}/E_i = 0,023$  (RQD - 57). Diese einfache Form ist, wie schon in Kap. 5.6.1 bemerkt, für hohe Felsqualität häufig und leicht nachgewiesen worden. KONDOH (88, 1983) gibt Deformationsmoduln für die sechs Klassen des japanischen CRIEPI-Felsklassifikationssystems bei Schiefer zwischen 10 und 0,5 GPa. Ebenso gibt CHIDI (28, 1989) Deformationsmoduli aus 90 Dilatometer-Tests für sechs Felsklassen von Syenit und Basalt, die schon im Kapitel 5.5.3 erläutert wurden. Wieder ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit der erwähnten Formel  $E_{dGeb}/E_i = 0,50 \cdot (RQD/100)^2$ , während die Korrelation mit der Felsqualität RMR nicht so gut ist (siehe Anhang 17).

NISHIDA (107, 1982) und NAGEL (105, 1992) geben Beziehungen zwischen dynamischem und statischem Deformationsmodul an. Zwar können auf einer Baustelle gute Korrelationen angegeben werden, aber die Übertragbarkeit fehlt. Deshalb wird dieses Konzept trotz seiner Attraktivität nicht weiter verfolgt.

SAKURAI (124, 1982) verwendet den Schubmodul des Gebirges mit dem aus der Bodenmechanik bekannten Ansatz von DUNCAN & CHANG. Die sogenannte "Failure Ratio"  $R_r$  ist hier nicht konstant für alle Materialien, sondern nimmt stark mit der einaxialen Druckfestigkeit ab. SCHALL & VOGLER (127, 1988) geben ebenfalls die starke Abhängigkeit des Deformationsmoduls bei Sandstein von der Blockgröße und in geringem Maße von der Verwitterung an. Die Abstufung des Deformationsmoduls ist 50, 30, 25, 15 GPa für Gestein und eine Blockgröße über, gleich und unter 30cm.









#### 5.6.2 Korrelation mit anderen Gebirgskennwerten

Viele Autoren haben sich in den letzten ca. 20 Jahren mit der Vorhersage des Gebirgsdeformationsmoduls aus Laborversuchen, Index-Tests, Kluftgeometrie und Felsklassifikation beschäftigt. BIENIAWSKI (17, 1978) gibt eine Abhängigkeit des Verhältnisses von  $E_{dGeb}/E_i$  vom RQD-Wert, die sehr ähnlich der Formel  $E_{dGeb}/E_i = 0,50 \cdot (RQD/100)^2$  ist (siehe Abb. 54). CHAP-PELL & MAURICE (1980) belegen die Abhängigkeit des Deformationsmoduls von der Anzahl der Klüfte in der Probe und deren eigener Steifigkeit. Bei einem Verhältnis der Kluftund Gesteinssteifigkeit von 1:100 nimmt  $E_d$  schnell bei mehr als einer Kluft, also mit dem Kluftabstand ab. Ebenso wie bei BARTON (10, 1983) und WITTKE u.a. (163, 1979) wird die Steifigkeit eines gebänderten Materials wie die Hintereinanderschaltung von zwei Federn mit den Feder-Steifigkeiten der Kluft-Füllung und des Gesteins berechnet.

CUNHA (1982) belegt die Lognormal-Verteilung von Kluftöffnung, Kluftsteifigkeit und Deformationsmodul des Gebirges. IMAZU (71, 1986) zeigt die Lognormal-Verteilung des Modulfaktors E/UCS bzw. des Umkehrwertes der Dehnung. Die beobachteten Änderungen des Deformationsmoduls mit dem Wassergehalt sind:

1)	Sandstein aus Lesotho:	$E_d = 36,4 (1 - 0,12 \cdot W), 23$ Werte
2)	Sandstein aus England:	$E_d = 7.6 (1 - 0.03 \cdot W), 23$ Werte
3)	Sandstein, Deutschland:	$E_d = 7,2 (1 - 0,02 \cdot W), 18$ Werte
4)	Grobk. Sedimente, Iran:	$E_d = 24.4 (1 - 0.11 \cdot W), 12$ Werte
5)	Feink. Sedimente, Iran:	$E_d = 6,4 (1 - 0,10 \cdot W), 15$ Werte
6)	Andesit aus der Türkei:	$E_d = 40.7 (1 - 0.09 \cdot W)$ , 16 Werte

also im Mittel eine ca. 7% ige Abnahme je % Wassergehalt und damit eine ca. 25-30% ige Abnahme bei mittlerem Wassergehalt von ca. 4%. Als Beispiel siehe Anhang 11). Die Abnahme des Deformationsmoduls mit dem Verwitterungsgrad ist für Andesit und Schiefer in den Kap. 5.4.2 und 5.5.7 bereits angesprochen worden.



# Untersuchung n.Barton an Modellen

Abb. 52 Blockgröße und Deformationsmodul nach BARTON

# 5.6 Abschätzung der Gebirgsverformbarkeit

# 5.6.1 Laborversuche und Maßstabsfaktoren

Es liegt nahe, die Verformbarkeit von Gestein und Gebirge ebenso miteinander zu verknüpfen, wie dies bei den Festigkeitskriterien und -parametern bereits geschehen ist. Hierbei können folgende Wege eingeschlagen werden:

- Ermittlung von Maßstabsfaktoren durch Laborversuche mit zunehmender Größe und dabei insbesondere zunehmender Kluftanzahl oder Hohlraumvolumen nach BARTON (9, 1980), bzw. NATAU u.a. (106, 1983) oder
- 2) Abminderung des Laborversuchsergebnisses in Abhängigkeit vom Trennflächenabstand oder gleichartig - vom RQD-Wert, der Gebirgsqualität, der Porosität, der Dehnwellengeschwindigkeit, dem Raumgewicht, dem prozentualen Anteil an Kluftfüllmaterial. Die Abminderung des Gebirgsdeformationsmoduls mit abnehmender Blockgröße nach dem Vorschlag von BARTON (9, 1980) zeigt Abb. 52.

Angesichts der möglichen gravierenden Unterschiede von  $E_{i}$ - Moduli des Gesteins von z.B. 100GPa (Granit) und 10 GPa (Tonstein) als Ausgangswert kann eine direkte Berechnung mit Hilfe von Felsqualitätsindizes - auch in nichtlinearer Form - ohne Bezug auf den Gesteinsmodul nur im engen regionalen Raum erfolgreich sein.

Aus einer Vielzahl von Berichten über Messungen des Gebirgsdeformationsmoduls bei verschiedener Felsqualität geht immer wieder hervor, daß das Verhältnis  $E_d/E_1$  zuerst nur bis RQD > 70% stark und linear abnimmt. Der darauf folgende Bereich mit RQD < 70% zeigt eine schwächere weitere Abnahme, wurde aber nur selten untersucht (BIENIAWSKI 20, 1989).

TRUNK & HÖNISCH (149, 1990) haben versucht, aus Stollenprojekten mit hauptsächlich schlechterer Felsqualität eine nichtlineare Abhängigkeit allein von der Felsqualität zu finden. Es gelang aber nur, eine Abstufung des Deformationsmoduls der schlechteren Felsklassen gegenüber dem Deformationsmodul der jeweils besten Felsklasse anzugeben. Während in (149) früher die Beziehung:

 $E_d / E_d$  (I) = 0,015 x RMR - 0,19 verwendet wurde, ergibt die neue Datenliste statt dessen:

 $E_d / E_d$  (I) = 0,010 x RMR - 0,10 (siehe Abb. 53).

Als ein Endergebnis dieser Bemühungen wurde dann von TRUNK & FLOSS (150, 1991) eine lineare Abhängigkeit von den drei Felsparametern RQD, Gesteinsfestigkeit und Gesteinsdeformationsmodul erfolgreich eingesetzt (siehe Kap. 6.3.1). Neben diesen drei Einflußgrößen, die das Hohlraumvolumen und die Trennflächensteifigkeit repräsentieren, gibt es den Einfluß des Verwitterungsgrads und des Wassergehalts. Wieder ergeben sich Parallelen zur Abminderung der Gesteinsfestigkeit.

Verwitterungsgrad	1	2	3	3-4	4	4-5	5	
RQD-Wert (%)	100	>90	>50	>25	<25	0 (10)	0 (10)	%
E₄ Gebirge (GPa)	>25	>10	>5	>2	>1	>0,5		GPa
Zul. Pressung (MPa)	>25	>15	>5	>3	>1	>0,5	>0,1	MPa

Tabelle 5.5.8	Zulässige Fl	lächenpressung i	n Abhängigkeit vom	Verwitterungsgrad
---------------	--------------	------------------	--------------------	-------------------

Ein unbekannter deutscher Autor berichtet über zulässige Sohlpressung von Felspfählen, die multipliziert mit dem Faktor 10 sinnvolle einaxiale Druckfestigkeiten ergeben. Zulässige Pressungen nach DUNCAN (40, 1965) sind noch hinzugefügt, ebenso wie die nahezu gleichen Werte nach FRANKLIN & DUSSEAULT (47, 1991) und ROBERTS ("GEOTECHNOLOGY").

Gr.	Gesteinstyp	Unbekannt	DUNCAN	FRANKLIN
1	Kalkstein, hart/mergelig	7,0/4,0	4,5	4,0/1,0
2	Mergel(kalk)	2,5/(3)		
3	Mergelsandstein Tonsandstein Schluffstein	3,0 4,5	2,1	2,0
4	Sandstein, hart/schwach Grauwacke, hart/angewittert	7,0/6,0 6,5/4,5	4,5/2,1	4,0
5	Vulkangesteine		5-11	10,0
9	Schieferton, hart/halbfest Grauwacken-Schiefer Tonschiefer	4,5/2,5 4,5 3,5	3,4 1,2	3,0
10	Gneis		5-11	10,0

 Tabelle 5.5.9
 Zulässige Flächenpressungen verschiedener Gesteine (MPa)

FRANKLIN ermittelt für Schieferton eine zulässige Flächenpressung von  $0,1 \cdot UCS$  bei einem Kluftabstand > 0,3m und von max. 0,6  $\cdot UCS$  bei mehr als 2m Kluftabstand. Verglichen mit SHEOREY u.a. (132,1989) und dem von JUMIKIS (80,1983) vorgeschlagenen Abminderungsfaktor  $k = e_k / 2$  sind diese Werte sinnvoll und konservativ. Die für gesunden Fels nach DIN zulässigen Werte von 2,5 MPa können also nach ausreichenden Laborversuchen und Beurteilung der Struktur und der Trennflächengeometrie häufig erheblich überschritten werden.

## 5.5.7 Zulässige Fundamentpressung

Die Frage der zulässigen Fundamentpressung von gesundem Fels ist von Bedeutung für die Einleitung zusätzlicher Lasten in Kavernenwände und -sohle. Außerdem sind die hierzu veröffentlichten Vorschläge auch von Interesse für die Abschätzung der Gebirgsdruckfestigkeit. Im folgenden wird vorausgesetzt, daß ein Gleitversagen in der Gründungsfläche kinematisch nicht möglich ist, weil sonst nur eine reine Trennflächenfestigkeit anzusetzen ist.

KARPUZ u. a. (83, 1988) benutzen die Beziehung mit den nichtlinearen Festigkeitskennwerten  $m_r$  und  $s_r$  nach HOEK & BROWN (65)

$$p = (s)^{1/2} \cdot (m_r \cdot (s)^{1/2} + s_r)^{1/2} \cdot UCS$$

mit der bekannten unteren Grenze (s. Kap. 4.3.2)  $p = UCS \cdot (s)^{1/2}$ 

Dieser Gedanke der Gebirgstypen- und -qualitätsabhängigkeit ist überzeugend, doch die resultierenden Werte von im Mittel für alle Gebirgstypen 37,5% bzw. 6,5% und 1,8% der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit für RMR = 65 bzw. 45 und 25 sind zu hoch für die verbleibenden Anteile der Gebirgsdruckfestigkeit.

Die untere Grenze von  $(s)^{12}$  · UCS liefert dagegen Werte, die keinesfalls zu optimistisch sind, nämlich in Abhängigkeit vom RMR-Wert die Anteile in % (siehe auch Abb. 51):

RMR-Wert	100	85	76	65	56	44	35	23
(s) <sup>1/2</sup> %	100	32	17	6,5	3	1,2	0,6	0,3
Kehrwert:	1	3	6	15	33	80	150	300

Tabelle 5.5.7 Zulässige Flächenpressung in % der Gesteinsdruckfestigkeit nach KARPUZ

Der Kehrwert gibt an, durch welchen Nenner die im Laborversuch ermittelte Druckfestigkeit zu teilen ist, um die zulässige Fundamentpressung zu erhalten. Andere Autoren wie DUNCAN (40, 1965) geben als Nenner Werte zwischen 10 und 25 an, die also für mittlere Kavernen-Felsqualität von 60< RMR <70 mit dem Mindestwert von KARPUZ u.a. (83) übereinstimmen.

Weitere Autoren verknüpfen die Fundamentpressung mit der Porosität oder dem Deformationsmodul des Gebirges. Eine Abstufung der Sohlpressung mit zunehmender Verwitterung ist mit dem Deformationsmodul des Gebirges in der Form:  $E_d/1000$  verknüpft. Diese Abstufung steht in gutem Einklang mit den Bewertungen in Kap. 5.4.2.

Für den üblichen Fall, daß UCS = E/400 und  $E_d = E/4$  ist, ist also der o. g. Quotient  $E_d / 1000$  gleichbedeutend mit UCS / 10.

TSUCHIYA (152, 1984) gibt je zehn Ergebnisse von Lockergesteinen und von fünf Gesteinstypen, die folgende Korrelationen erlauben:

 $E_d$  = 645 C + 35 oder  $E_d$  = 675 C : Lockergestein

 $E_d$  = 1360 C + 310 oder  $E_d$  = 1405 C : Fels

Eine doppelt-logarithmischen Darstellung der Daten von HASHIMOTO u.a. (57, 1982) ergibt eine nichtlineare und auch weniger genaue Beziehung dieser beiden Gebirgsparameter, die auch für die Parameter der eigenen Projektliste angewendet wurde (siehe Anhang 13):

Für Stollenbemessungskennwerte aus Felsklassifikationen ergibt sich die gute Übereinstimmung:

 $Log C = 0.64 \log E_d - 2.94$ 

Für Kavernenbemessungswerte ergibt sich die viel schwächere Übereinstimmung:

 $Log C = 0,61 \log E_d - 2,40$ 

Es wird deutlich, daß der Ansatz von HASHIMOTO u.a. dann zuverlässiger wird, wenn mehrere Felsklassen an weniger Tunnel-Projekten als einzelne Felsklassen an Kavernenprojekten korreliert werden. Bei Erhöhung der Scherfestigkeiten infolge Materialbrücken wird die Beziehung noch stärker nichtlinear als hier. Eine Beziehung  $E_d = 6\ 000 \cdot C$  stände im Einklang mit den Betrachtungen von Kapitel 5.4.1 und 6.7.3.



Abb 51 Gebirgsdruckfestigkeit und Felsqualität nach fünf Autorengruppen

SHEOREY u.a. (132, 1989) verknüpfen die Abminderung der Gesteinsdruckfestigkeit mit dem Felsqualitätsindex Q oder wahlweise mit dem RQD-Wert (%). Sie ermitteln kleinste Werte von  $0,10 \cdot UCS$  für Q = 1 bzw. 0,20 UCS für RQD = 50%. Die nichtlineare Abhängigkeit von Q ist genügend konservativ und auch von anderen Autoren gestützt, die Abhängigkeit vom RQD-Wert ist trotz ähnlicher Abhängigkeit des Gebirgsdeformationsmoduls vom RQD-Wert nicht genügend fundiert.

Ein Vergleich der Gebirgsfestigkeitsschätzungen verschiedener Autoren in Abhängigkeit von der Felsqualität zeigt folgende Ergebnisse (siche Abb. 51):

- 1) Die vereinfachte Form  $\sigma_c = (s_c)^{1/2} UCS$  nach HOEK & BROWN (65) zeigt (z.B. für UCS = 100 MPa) von den niedrigsten Ausgangswerten an den steilsten Anstieg.
- 2) Die Empfehlungen nach SEEBER u.a. zeigen f
  ür niedrige Felsqualit
  äten die relativ h
  öchsten Festigkeiten. Ein Unsicherheitsfaktor bei der Bewertung ist die Korrelation von RMR- und LAUFFER-Klassifikation. Mit einer Partialsicherheit von 2,0 sind diese Werte aber sehr gut verwendbar.
- 3) Die Ergebnisse nach TANIMOTO entsprechen den vierfachen Werten nach BIENIAWSKI und damit der eigenen Erfahrung bei mäßig guten Gesteinen. Für sehr gute Gesteine liegen noch nicht genug Erfahrungen vor. Ein stärkerer Anstieg bei RMR ≥ 50 ist zu erwarten.
- 4) Die Linearisierung der Werte von STILLE ist den Ergebnissen von SEEBER für hohe Felsqualität ähnlich. Die nichtlineare Form nach STILLE überzeugt am meisten.
- 5) Die ursprünglichen Angaben von BIENIAWSKI sind zu niedrig (vgl. Kap. 6.3.2). Alle Verläufe können auch bilinear angenähert werden.

Sollten keine Detailkartierungen von Stollen oder Schächten zur Bestimmung des Gebirgsdurchtrennungsgrads ausgewertet sein, dann fehlt die unabhängige Absicherung der hier angegebenen empirischen Parameter. Die Korrelation der Gebirgsfestigkeit mit der Felsqualität kann dann nur im Rahmen der Empfehlungen von BIENIAWSKI (18, 1979) erfolgen.

## 5.5.6 Korrelationen mit anderen Gebirgskennwerten

Mehrere japanische Autorengruppen verknüpfen die bei Stollen gemessenen Deformationsmoduli und die gemessenen oder an Kreisstollen rückgerechneten Gebirgsscherfestigkeiten über extrem weite Bereiche der Felsqualität bis hin zum Lockergestein miteinander.

HIBINO u.a. (62, 1983) stellen für 12 Stollen- und Kavernenprojekte die Formel auf:

 $E_d = 1170 + 5940 \cdot C \text{ oder } E_d = 6500 C$ 



Abb. 50 Gebirgskohäsion und Felsqualität bei Kavernen

Felsklasse n. LAUFFER	A	В	С	D	E	F	G
Kohäsion C (MPa)	10	8	5	4	3	1,5	1
Reibungswinkel $\phi$ (°)	50	45	40	35	30	30	25
Druckfestigkeit $\sigma_{c}$ (MPa)	31	24	14	11	8	4	2,5
RMR-Bereich	75-100	55-75	45-55	35-45	25-35	15-25	0-15

Tabelle 5.5.6 Spitzen-Scherfestigkeitsparameter nach SEEBER u.a. (130)

Das Konzept der Berechnung der Gebirgsdruckfestigkeit nach LAUBSCHER u.a. (93, 1976) kombiniert Reduktionsfaktoren, die die Verwitterung mit 0,75, die Richtung der Trennflächen mit 0,70 und grobes Sprengen mit 0,80 berücksichtigen. Der 1. und 3. Faktor könnte bei Anwendung auf sehr große Hohlräume im Wasserbau noch weiter abgemindert werden. Die mehrfache Berücksichtigung von Trennflächen- und Scherzonenrichtungen, und zwar nur in geringem Maße bei hoher Welligkeit bzw. Rauhigkeit oder teilweiser Durchtrennung, läßt sinnvolle Ergebnisse erwarten.



Abb. 48 Gebirgskohäsion in acht Krafthaus-Projekten





Abb. 49 Druckfestigkeit für fünf Gebirgstypen nach HOEK & BROWN

#### 5.5.5 Verwendung von Gebirgsqualitätsindizes

Wie schon im Kap. 5.4.1 erläutert wurde, kann das nichtlineare Festigkeitskriterium von HOEK & BROWN (65) für intaktes Gestein näherungsweise - und konservativ - auch für geklüfteten Fels mit den reduzierten Parametern m, und s, angewendet werden. Die Ergebnisse der nach dieser Formel berechneten Gebirgsdruckfestigkeit für die 5 Gebirgstypen sind in der Abb. 49 dargestellt. Noch weiter vereinfachend und recht ungenau wird in (65) auch eine Gebirgszugfestigkeit vorgeschlagen. Die Verwendung dieser Formel kann aber sowohl zur Unter- als auch Überschätzung der Gebirgszugfestigkeit führen und ist nicht empfehlenswert.

STILLE (144, 1986) gibt aus der regionalen Erfahrung schwedischer Kavernen- und Schachtbauwerke eine Beziehung zwischen Felsqualität und Gebirgsdruckfestigkeit an, die hier angenähert wird durch:

$$\sigma_{\rm Geb} = \rm RMR^2 / 316 \, \rm bzw. \, \rm RMR^{22} / 900$$

Wird bei dieser nichtlinearen Steigerung der Gebirgsdruckfestigkeit die Steigerung des Reibungswinkels mit der Felsqualität berücksichtigt, dann ergibt die o.g. lineare Bruchbedingung nur noch eine lineare Steigerung der errechneten Gebirgskohäsion C mit wachsendem RMR-Wert (s. Anhang 15).

TANIMOTO u.a. (147, 1988) geben aus der Erfahrung japanischer Tunnelbauwerke eine Beziehung zwischen der Gebirgskohäsion und der Felsqualität Q an (s. Anhang 16)

Aus dieser Beziehung kann in guter Näherung die Gebirgsdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom RMR-Wert berechnet werden als:

$$\sigma_{Geb} = 0,07 \text{ (RMR - 11)} \text{ für RMR} < 42$$
  
 $\sigma_{Geb} = 0,17 \text{ (RMR - 30)} \text{ für RMR} > 42$ 

Beide Formeln berücksichtigen weder einen speziellen Gebirgstyp noch das aktuelle Spannungsniveau. Sie können daher nur als Kontrolle anderer Methoden vorgeschlagen werden. Gesammelte Daten von Gebirgsqualität und -druckfestigkeit zeigen eher niedrigere Werte, die jedoch nur rechnerische Annahmen ohne genaue Auswertung der Kluftgeometrie im Stollen sind (siehe Abb. 50).

Von SEEBER u. a. (130, 1980) wurden Empfehlungen für Parameter der Gebirgsfestigkeit und verformbarkeit in Abhängigkeit von der Klassifizierung nach LAUFFER angegeben. Dabei ist im wesentlichen die Beziehung  $E_{Geb} = 1000$  C durchgehalten worden. Andere Autoren verwenden dagegen  $E_{Geb} = 2000$  C (siehe Kap. 5.4.1 und 5.5.6) Die Felsklassen nach LAUFFER sind über die Korrelation zur Gebirgstypisierung nach BRÄUTIGAM & HESSE (23, 1987) mit dem RMR-Wert in der folgenden Tabelle verknüpft worden (siehe Kap. 6.2.2):

Der Mittelwert aller Ergebnisse beträgt ca. 1,20 MPa oder in kPa ausgedrückt das 20fache der Felsqualität dargestellt als RMR-Wert (vergl. Kap. 6.3.1). Die Ergebnisse der Tabelle 5.5.5 können in Abb. 48 mit den Ergebnissen der Verfahren nach Kap. 5.5.5 verglichen werden.



#### Abb. 48 Gebirgskohäsion in acht Krafthausprojekten

In der Arbeit von SCHATZ (128, 1986) wird eine interessante geometrische Reduktion der Gesteinsfestigkeit angegeben:

#### Spaltbruchfestigkeit = $(\lambda_N / \lambda_P)$ · Gesteinsdruckfestigkeit

Die Schichtschlankheit der Hohlraumkontur führt zu  $\lambda_N$  und wird verglichen mit der Schlankheit der Probe im Laborversuch  $\lambda_p$ . Hierbei ist die Schichtschlankheit eine Funktion der Ausbruchform und kann außerdem durch systematische Verdübelung erheblich verringert werden. Für massiges, isotropes Gebirge wird die Schichtschlankheit durch die Dicke des Reibungskegels ersetzt. Während die Abminderungsfaktoren für geschichtetes Material mit und ohne Ankerung im Bereich von 0,15 bis 0,35 gut nachvollziehbar sind, erscheinen die verbleibenden Faktoren für die Spaltbruchfestigkeit des massigen Gebirges mit 0,60  $\pm$  0,20 erheblich zu hoch.

Fallwinkel S <sub>k</sub>	Abminderung 1	Differenzwinkel a <sub>k</sub>	Abminderung 2
15°	1,00	15°	0,25
30°	1,00	30°	0,50
45°	0,70	45°	0,75
60°	0,40	60°	1,00
75°	0,70	75°	1,00
90°	1,00	90°	1,00

von der Differenz der Streich-Richtungen abgeleitet werden. (Der Mittelwert liegt bei 0,60, wobei geringe Differenzwinkel  $\alpha_k$  sehr selten sind.)

### Tabelle 5.5.4 Abminderungsfaktoren und Trennflächenorientierung

Zur Berechnung der Gebirgsdruckfestigkeit aus der Gebirgskohäsion wurde die Gültigkeit des MOHR-COULOMB'schen Bruchkriteriums vorausgesetzt und mit den genauen Schätzungen des Gebirgsreibungswinkels verknüpft. Es wird jedoch nicht versucht, den Gesteinsreibungswinkel der nicht durchtrennten Kluftbereiche zur Erhöhung des - geometrisch bestimmten - Kluftreibungswinkels heranzuziehen. Es ist von einer versteckten Sicherheitsmarge bei mittleren Reibungswinkeln und Kluft-Durchtrennungsgraden von ca. 20% auszugehen, wenn nur die mittlere Änderung von  $0.5 \cdot (\tan 55^\circ$ -  $\tan 45^\circ)$  betrachtet wird.

Projekt	Felsklasse	C, Gest.	DurchtrGr.	Kluftabstand	C Gebirge
Agus Prognose Agus Kaverne	1/2/3 1/2/3	10/5/3 10/5/3	45/45/45% 35/35/35%	2,4/2,4/2,4 1,6/1,6/1,6	2,8/1,4/0,8 2,6/1,3/0,8
Godar Grobk. Godar Feink.	1/2 3/4	17 8,5	27,5% 50%	1,15 m 0,85 m	1,7 0,5
Erw. Karun 1	1/2	25/15	85/85%	0,7/0,7 m	0,65/0,45
Karnali (Ch)	1/2	14/6	70/70%	0,6/0,4 m	1,00/0,45
Koepchenw. Prognose Ausführung	a/b a/b	11 11	36/28% 29/17%	1,9/2,8 m 2,0/2,0 m	3,3/5,5+ 3,9/4,6+
Säckingen		20	max. 80%	1,00 m	1,0
Siah Bishe	1/2	12/6	42/42%	1,65/1,90 m	1,6/1,4
DB-Stollen	a/b	5	11/25%	0,6/1,2 m	1,2
Kaverne Wehr	a/b	7	22/35%	1,4/1,9 m	0,8/1,4

# Tabelle 5.5.5 Kluftkohäsionen und Gebirgskohäsionen (MPa). Hierbei bedeuten (a/b) zwei verschiedene Kluftscharen.

+ Die Ergebnisse der Großdreiaxialversuche (D=50cm) betrugen C = 1,7 und 1,4 MPa.

## 5.5.4 Schichtdicke und Durchtrennungsgrad

Dieses Konzept wurde auf der Basis der gemessenen Kluftabstände und -ausbißlängen möglichst für alle Kluftscharen eines Projekts verfolgt. Die Ergebnisse folgen aus der vereinfachten Berechnung des linearen bzw. ebenen Durchtrennungsgrades nach den Formeln:

- a)  $\kappa 1 = l_k / D$  mit D: Stollendurchmesser
- b)  $\kappa 2 = N_k \cdot l_k \cdot e_k / (U \cdot L)$
- c)  $\kappa 3 = N_k \cdot F_k / (U \cdot L)$  mit:

l<sub>k</sub>, F<sub>k</sub>, e<sub>k</sub>: Mittlere Ausbißlänge bzw. -fläche, Abstand der Kluftschar k,
 N<sub>k</sub>: Anzahl der gemessenen Längen bzw. Flächen der Kluftschar k,
 U, L: Umfang und Länge der Schacht- bzw. Stollenabwicklung.

Da es sich um meist subvertikale Trennflächen mit Mindestunterschieden in der Richtung von 60° handelte, wurden die einzelnen Durchtrennungsgrade nicht superponiert. Dies hätte häufig auch offensichtlich unsinnige Ergebnisse zur Folge gehabt.

Der Kraftwerksschacht des RWE-Koepchenwerks wurde im Hinblick auf seine U-Form und die Güte sowohl der Prognose als auch der späteren Bestandsaufnahme trotz der Oberflächennähe in diese Reihe der Untertagebauten aufgenommen. Aus dem zweiten Grund wurde auch wie im Kap. 5.2 der DB - Untersuchungsstollen/-schacht wieder aufgenommen.

Danach wurde die Kohäsion auf den Klüften abgeschätzt aus der Abminderung der Gesteinskohäsion aus Laborversuchen um den mittleren Faktor 0,50, der den Fallwinkel und die Streichrichtung gegenüber der Kavernenachse abdeckt. Die Abminderung erfolgte weiter nach Maßgabe des Materialbrücken-Anteils und entsprechend dem mittleren Kluftabstand nach einem Vorschlag von JUMIKIS (80, 1983) (s. Abb. 47) und ähnlichen eigenen Ergebnissen. Die Formel lautet:

 $C = C_i \cdot (1 - \kappa) \cdot (e_k / 2) \cdot 0.50$ , mit:  $0.2m < e_k < 2m$ .

Diese Werte werden mit den Näherungen von STILLE (144, 1986) und TANIMOTO (147, 1988) für das geklüftete Gebirge verglichen (s. Kap. 5.5.5). Weiterhin werden im Kap. 5.5.6 die Vergleiche mit der Gebirgsfestigkeit durchgeführt, die sich für den im Bauwerksbereich bestimmten Deformationsmodul ergibt bzw. die sich nach der Formel:

 $\sigma_{\text{Geb}} = (0,20 + 0,40) \cdot \sigma_{\text{C}} \cdot (E_{\text{d Geb}}/E_{\text{i}})$  errechnet.

Dieses Konzept soll nur bei Durchtrennungsgraden von weniger als 85% und Kluftabständen von mehr als 0,2 m verfolgt werden (siehe MÜLLER-S. 103, 1978). Für große Abmessungen im Vergleich zu den Kluftausbissen kann jedenfalls angenommen werden, daß die Gebirgskohäsion und die Trennflächenkohäsion gegen ähnliche Werte konvergieren. Ein Vorschlag zur genaueren Abstufung der Abminderung infolge der Trennflächen-Orientierung statt des bisher gewählten Faktors 0,50 kann aus der Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom Fallwinkel der Trennfläche und



Abb. 46 Blockgröße und Gebirgsdruckfestigkeit

# Abminderungsfunktion d. Kluftabstandes



#### Abb. 47 Schwächungskoeffizient nach JUMIKIS

#### 5.5.3 Laborversuche und Maßstabsfaktoren

BARTON (11, 1990) gibt die Maßstabsabhängigkeits-Schätzung der Druckfestigkeit

$$\sigma_C = \sigma_C (50) \cdot \left(\frac{50}{d}\right)^{0.20}$$
 mit d: Probendurchmesser (mm) an.

Für typische Kavernenabmessungen von 20 - 30m verbleiben 30% von  $\sigma_c$ . Dies kann als Obergrenze der Gebirgsdruckfestigkeit für RMR = 100 in guter Übereinstimmung mit STILLE angenommen werden (siehe Abb. 46 und Kap. 5.5.6). Eine ähnliche Abminderung ermittelt NATAU (106, 1983) aus Groß-Dreiaxialversuchen im Labor.

FUKUSHIMA (49, 1990) gibt eine ähnliche Abminderung der Gesteinsfestigkeit in Abhängigkeit vom Felsqualitätsindex Q und der Stützweite des Hohlraums bzw. dem Volumen des Prüfkörpers. VARDAR (154, 1977) stellt die Gebirgsdruckfestigkeit als lineare Funktion der Gesteinsdruckfestigkeit und der Anzahl der Klüfte in der Probe dar.

 $\sigma_{Geb} = a \sigma_C (1 + i/f Lg N_k)/(1 + i Lg N_k)$ 

Er führt diese Abminderung durch mit Hilfe des:

	Anisotropiefaktors a (Trennflächen-Richtung),	0,25 < a < 1
•	Inhomogenitätsfaktors i,	1 < i < 3
	Festigkeitsfaktors f	4 < f < 8

In einer weiteren Arbeit erläutert VARDAR (155, 1988) die Faktoren i und f aus neueren eigenen Erfahrungen als

$i = \kappa \cdot J_r \sqrt{J_a}$	mit k: Durchtrennungsgrad,
$f = SRF \cdot tan \phi$	und den bekannten Parametern des NGI(Q)-Systems.

Die Ansätze von VARDAR (155) konnten danach für 7 Kavernenprojekte, einen Schacht und einen Untersuchungsstollen ausgewertet werden. Dabei lagen:

i zwischen 0,50 und 2,50;
f zwischen 0,58 und 2,50;
N <sub>k</sub> zwischen 1,5 und 30;
a wurde immer zu 0,50 angenommen.

Die resultierenden Abminderungsfaktoren lagen dann zwischen 0,24 und 0,84. Die Formel ist nicht empfindlich gegen Änderungen der Durchtrennung und der Kluftanzahl, nur eine Veränderung von SRF und  $\phi$  bringt deutliche Abminderungen. Damit waren die Gebirgsdruckfestigkeiten nach VARDAR gegenüber den eigenen Ansätzen (siehe Kap. 5.5.4) mit dem mittleren Anisotropiefaktor a = 0,50 im Mittel vierfach höher (siehe Abb. 49).

C (Ergebnis nach VARDAR) = 1,0 MPa + 2,84 C (Ergebnis nach Kap. 5.5.4)



Abb. 44 Ergebnisse direkter Scherversuche, Kaverne Edolo

# 21 Resultate Direkter Scherversuche



Abb. 45 Ergebnisse direkter Scherversuche, Kaverne Bremm

Um die Verteilung der Ergebnisse dieser guten Meßreihe zu erkennen, wurde die folgende lineare Regression der gleichen Daten durchgeführt:

- Spitzenwert bei C = 0:  $\phi$  = 57,6°, sonst:  $\phi$  = 36,6° ± 4,8° und C = 12,1 ± 3,8 MPa.

- Restwert bei C = 0:  $\phi$  = 33°, sonst:  $\phi$  = 28.8° ± 2,0° und C = 1,6 ± 1,2 MPa.

Diese Ergebnisse sind auch in Abb.44 dargestellt. Alle Verteilungen von Kennwerten mit jeweils festgehaltenem Mittelwert des anderen Scherparameters sind eher normalverteilt. Daraus ergibt sich, daß die lineare Regression mit den zwei Optionen C = 0 und C > 0, sowie die Variation bei festem Mittelwert den gleichen Informationsstand liefert, wie eine nicht-lineare Regression. Folgende Rechenwerte wären vorzuschlagen:

```
- Spitzenwerte: \phi = 47^{\circ} und C = 4 MPa; \phi = 42^{\circ} und C = 8 MPa

- Restwerte: \phi = 35^{\circ} und C = 0 MPa; \phi = 31^{\circ} und C = 0,4 MPa.
```

Eine ähnliche Auswertung von 21 Scherversuchen für die geplante Kaverne Bremm in Deutschland erlaubt die Diskussion der verschiedenen Parametervarianten der Scherfestigkeit (s. Abb. 45):

Aus den beiden möglichen Korrelationen von Normal- und Schubspannung:

 $τ = (1,50 \pm 1,50)$  MPa + σ tan (34,5° ± 3,5°) bzw.  $τ = (0 \pm 1,65)$  MPa + σ tan (40,5° ± 1,5°) wird für die Berechnungen:

BARLA (4, 1985) berichtet über die Ergebnisse von direkten Scherversuchen an Phyllit der Kaverne Edolo. Aus 21 Spitzen- und 13 Restwerten ermittelt BARLA folgenden nichtlinearen Verlauf der Scherfestigkeitsparameter:

- Spitzenwert bei  $\sigma_n = 0$ :  $\phi = 52^\circ$ , bei  $\sigma_n = 20$  MPa:  $\phi = 31^\circ$  und C = 9,0 MPa.

- Restwert bei  $\sigma_n = 0$ :  $\phi = 35^\circ$ , bei  $\sigma_n = 20$  MPa:  $\phi = 28^\circ$  und C = 0,45 MPa.



Abb. 43 Ergebnisse direkter Scherversuche für drei Felsklassen

Gruppe	Felstyp	C H Mäßig/gut	C M Mäßig/schl.	C L Schlecht
3 u. 4	Sedimente	55°; 1,3-3,8 MPa	54°; 0,8-3,0 MPa	45°;0,3-1,3MPa
5	Ergußgesteine	55°; 1,6-4,0 MPa	50°; 1,3-2,8 MPa	50°;0,3-1,5MPa
7	Tiefengesteine	60°; 2,4-8,0 MPa	54°; 1,0-4,2 MPa	57°;0,7-3,0MPa
8-10	Metamorphite	58°; 1,7-5,0 MPa	54°; 0,6-2,7 MPa	45°;0,3-0,9MPa

Tabelle 5.5.2 Mittel- und Randwerte der Gebirgsscherfestigkeit nach MIZUNO u.a.

Für Tuff wurden die erstaunlichen Werte von 50°-55° (Reibungswinkel) und 1,3-2,7 MPa (Kohäsion) ermittelt. Die Festigkeiten nehmen systematisch von Sedimenten über Ergußgesteine zu den letzten beiden Gruppen hin zu. Es ist nur überraschend, daß im Gegensatz zu den Annahmen von HOEK & BROWN (65) die Tiefengesteine erheblich fester als die metamorphen Gesteine sind. Diese Ergebnisse lassen Parametervariationen von 5° (Reibung) und 60% (Kohäsion) geboten erscheinen, um typische Schwankungen in FEM-Analysen abzubilden.

Insgesamt 114 Scherversuche wurden an Syenit/Basalt der Baustelle Ertan in China durchgeführt. Die Felsqualität wurde nach dem CHIDI-System und gleichzeitig nach dem Q-System beschrieben (CHIDI 28, 1989):

Klasse	C 1	C 2	D 1	E 1
Q-System	$7.0 \pm 4.0$	$4.0 \pm 2.5$	$3.0 \pm 1.5$	$1.7 \pm 0.9$
1. Bewertung	55°; 3.2 - 9.6MPa	50°; 2.0 - 6.8MPa	40°; 1.2 - 3.5MPa	30°; 0.6 - 1.8MPa
2. Bewertung	62°; 2.0 ± 2MPa	56°; 3.0 ± 2MPa	39°; 2.3 ± 1.2MPa	39°; 1.1 ± 0.8MPa

Tabelle 5.5.3 Direkte Scherversuchsergebnisse für das Gebirge

Die Summe der Ergebnisse ist in Abb. 43 dargestellt. Bei konstant gehaltenem Reibungswinkel ergibt sich innerhalb jeder Felsklasse eine Lognormal-Verteilung der Kohäsionen. Siehe hierzu die erwähnte Abb. 30. Die Abstufung der Versuchsergebnisse wurde auch dazu benutzt, die zugehörige Gebirgsdruckfestigkeit aus diesen Versuchen und die Angaben für die übrigen sieben Felsklassen mit den Ergebnissen nach HOEK & BROWN (65), STILLE (144, 1986) und TANIMOTO u.a. (146, 1988) zu vergleichen.

# 18xVerh. System/Element-Scherfestigkeit



#### Abb. 42 Modellversuche nach EINSTEIN & HIRSCHFELD

# 5.5.2 Ergebnisse von in situ-Scherversuchen

Eine Sammlung von mehr als 250 Testergebnissen direkter Scherversuche mit Klassifizierung des Gebirges durch das Zentrale Forschungsinstitut CRIEPI in Japan geben MIZUNO u.a. (102, 1983) an. Der Inhalt der CRIEPI-Klassifikation und ihr Verhältnis zum Q-System wurden erläutert von TANIMOTO u.a. (146, 1988):

CRIEPI-Klasse	A	В	СН	СМ	CL	D
entspr. Q-System	> 100	10-100	2-10	0,4-2	0,04-0,4	< 0,04
entspr. RMR-System	> 85	65-85	50-65	35-50	15-35	< 15

#### Tabelle 5.5.1 Zusammenhang dreier Felsklassifikationen

MIZUNO u.a. (102) geben Ergebnisse für die Klassen C H, C M und C L an, d.h. für mäßigen/ guten, mäßigen/schlechten und schlechten Fels, wobei neben den Mittelwerten für Reibung und Kohäsion die Bandbreite möglicher Kohäsionen für konstante Reibungswinkel von 45° notiert wird.





Erhöhungsfaktor b. ganstiger Abweichung




MÜLLER-S. & PACHER (104, 1964) führten Modellversuche an großen Versuchskörpern mit unterschiedlichen

- Anstellwinkeln der Klüfte
- ebenen Durchtrennungsgraden
- Kluftdichten (-anzahlen) und
- Seitendruckverhältnissen durch.

Bei einem Seitendruckfaktor > 0,25 bzw.  $\sigma_1/\sigma_3 = 4$  treten keine bedeutenden Spannungs- und Verformungsdefekte auf, damit auch nicht in einem Gebirgstragring bei verhinderter Auflockerung.

Nahe der Ausbruchkontur kann jedoch nur ein Verhältnis von  $\sigma_1/\sigma_3 = 20 + 50$  erreicht werden. Die Gebirgsfestigkeit reduziert sich für Durchtrennungsgrade von 33%, 67%, 100% zu Mindestwerten von 80%, 50% und 15% der Gesteinsfestigkeit.

Der auch von VARDAR (154, 1977) verwendete Anisotropiefaktor a (Winkelabhängigkeit) wird hier zwischen 0,20 und 1,0 ermittelt. MÜLLER & PACHER erhalten die gleiche lineare Abhängigkeit der Bruchdehnung von der Festigkeit des Probekörpers wie SAKURAI (124, 1982 und 125, 1983).

Nach JOHN (74, 1969) kann der Einfluß von Richtung und teilweiser Durchtrennung auf die zweiaxiale Druckfestigkeit des Gebirges besser abgeschätzt werden. Das Bruchkriterium

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_3 (\sin [2\beta_k - \phi_k] + \sin \phi_k) + 2C_k \cos \phi_k}{\sin [2\beta_k - \phi_k] - \sin \phi_k}$$

mit  $\phi_{k}$ : Kluftreibungswinkel und  $\beta_{k}$ : Neigung der Kluft gegen die Horizontale

nimmt für  $\beta_k = 45 + \frac{\Phi_k}{2}$  seinen Mindestwert an.

In den Abbildungen 40 und 41 wird untersucht, wie groß die Festigkeitszunahme für den ersten Seitendruckanteil und den zweiten Kohäsionsanteil der zweiaxialen Gebirgsfestigkeit infolge der vom kritischen Fallwinkel  $\beta_{krit}$  um 5°, 10° und 15° abweichenden Kluftrichtungen ist.

Diese Faktoren steigen stark mit zunehmenden Reibungswinkeln an. Die Materialkohäsion wird entsprechend dem Durchtrennungsgrad angesetzt und im Versuch bestätigt.

EINSTEIN & HIRSCHFELD (42, 1973) bestimmen die Abnahme des Faktors  $n = \tau_{ktl}/\tau_i$  aus je 9 Versuchen mit zunehmender Anzahl N<sub>K</sub> von Klüften im Modellkörper oder abnehmendem Kluftabstand e<sub>k</sub> (m) (siehe Abb. 42). Die linearen Korrelationen haben die Form:

- Ohne Seitendruck:  $n = 0.94 - 0.035 N_{K}$  mit Seitendruck:  $n = 0.92 - 0.016 N_{K}$ 

- Ohne Seitendruck:  $n = 0.45 + 7.1 \ 10^4 e_k$  mit Seitendruck:  $n = 0.61 + 6.1 \ 10^4 e_k$ 







Abb. 39 Gewicht der Einzelparameter im NGI(Q)-System

Es ist offensichtlich, daß Festigkeitsschätzungen nicht abhängig von nur einem Parameter angegeben werden können, auch nicht vom Felsqualitätsindex. Eine solche Abschätzung müßte notwendigerweise so konservativ sein, als ob die Trennflächen alle voll durchhalten (vergleiche Kap. 6.3.2.).

Von den erwähnten acht Einflußfaktoren werden in den bekannten Felsklassifikationen nur höchstens drei berücksichtigt.

Während sich die moderne Grundlagenforschung auf die Trennflächenscherfestigkeit und evtl. -steifigkeit konzentriert, sollen hier ältere Ergebnisse und neuere Beobachtungen der Praxis über die Gebirgs-(bzw. System-)scherfestigkeit verglichen werden. Die dabei verwendeten Methoden sind wie folgt:

- Modellversuche im Labor mit genau definierten Kluftkörperabmessungen, Durchtrennungsgraden und Elementfestigkeiten
- Direkte Scherversuche in situ/im Labor mit von Trennflächen abweichenden erzwungenen Scherflächen
- Rückrechnung aus irreversiblen Verformungsanteilen nach Brüchen an idealisierten Kreisquerschnitten mit vorauseilender Messung
- Betrachtungen an überbeanspruchten Hohlräumen, insbesondere des Bergbaus
- Abschätzung von Maßstabsfaktoren bei wachsender Probengröße
- Zusätzliche Benutzung von Felsklassifikationen, die um so sinnvoller ist, je schwächer bzw. näher am Versagenszustand das Gebirge ist
- Korrelationen mit anderen in situ bestimmten Gebirgskennwerten

Ein Vergleich der Klassifikationen von 80 Felsklassen in 25 Tunnel- und Kavernenprojekten zeigt die folgenden praktischen Gewichte. Die theoretischen Gewichte entsprechend den maximalen Teilbewertungen wurden u.a. von TRUNK & HÖNISCH (149, 1990) bereits angegeben.

Für das RMR-System nach BIENIAWSKI (18, 1979): Gesteinsdruckfestigkeit 12%, Kluftscherfestigkeit 30%, Blockgröße 42%, Wassergehalt 15% und Richtung ca. 8% (s. Abb. 38). Für das Q-System nach BARTON u. a. (6, 1974): Kluftscherfestigkeit 40%, Blockgröße 30%, Wassergehalt und Gesteinsdruckfestigkeit zusammen 30% (s. Abb. 39).

Es wird deutlich, daß bei direkter Korrelation der Gebirgsdruckfestigkeit mit der Felsqualität für teilweise durchtrennte Kluftflächen die Gesteinsfestigkeit unter- und die Kluftscherfestigkeit überrepräsentiert sind. Das Gewicht der Blockgröße ist sinnvoll, der Kluft-Durchtrennungsgrad fehlt aber völlig.

Am Ende der folgenden Betrachtungen sollen die verschiedenen Einflußfaktoren, die offensichtlich nicht gemeinsam in einem Wert zusammengefaßt werden können, einzeln quantifiziert und nacheinander multiplikativ in einen Schätzwert eingeführt werden:

 $\sigma_{\text{Geb}} = (1 - \text{Durchtrennungsgrad}) \cdot f (\text{Abstand}) \cdot f (\text{Orientierung}) \cdot \sigma_{\text{C}}$ 

Die zusammenfassende Arbeit von BROCH (24, 1979) auf der Basis von Punktlastversuchen an 27 Felstypen kommt zu ähnlichen Schlüssen: die Abnahme der Festigkeit beträgt im Mittel um 20%, im Extrem um 50%. Seine Beurteilung der einzelnen Gebirgstypen ist wie folgt: porenlose Gesteine: 100% Festigkeit, basische Vulkanite: 65-75%, saure Vulkanite 75-90%, Glimmerschiefer: 40-70% (als kritisch anzuschen) und Gneise: 65-80% Festigkeit.

Die Datensammlung zeigt eindringlich, daß eine systematische Dränage an Kavernenwänden unverzichtbar ist und daß der anderenfalls zusätzliche Sicherungsbedarf leicht in Vorberechnungen quantifizierbar ist.

## 5.5 Vergleich der Wege zur Berechnung der Gebirgsfestigkeit

# 5.5.1 Allgemeines, Physikalische Modellversuche

Es muß vorausgeschickt werden, daß die Gebirgsdruckfestigkeit ein künstlich eingeführter Begriff ist, der durch die Notwendigkeit von Standsicherheitsberechnungen und als Diskussionsgrundlage erforderlich ist. Die Gebirgsdruckfestigkeit ist kein Begriff, der zur möglichst wirklichkeitsnahen Beschreibung des Gebirgsversagens beiträgt. Es wird dabei vereinfachend davon ausgegangen, daß Druck- und Scherfestigkeit von Gestein und Gebirge durch die gleiche Formel verknüpft sind:

# Druckfestigkeit $\sigma_{\rm C} = 2 \cdot {\rm C} \cdot {\rm Cos} \phi / (1 - {\rm Sin} \phi)$

Die Gebirgsdruckfestigkeit muß die folgenden Einflüsse vereinfachend und damit in konservativer Weise beschreiben:

- Richtungsabhängigkeit: Beschrieben bei BRAY, JOHN (74, 1969), MÜLLER-Salzburg.
- Spannungsabhängigkeit: Fast immer vernachlässigt nach dem Aufsuchen des relevanten Spannungsbereiches als Bruchteil der Druckfestigkeit im Labor.
- Abhängigkeit vom Nach-Bruch-Verhalten: Im folgenden werden nur Werte vor dem Bruch errechnet und solche nach dem Bruch geschätzt.
- Abhängigkeit vom zumindest ebenen Durchtrennungsgrad für die maßgebende, nicht voll durchgehende Trennflächenschar: MÜLLER-S. & PACHER (104, 1964)
- Abhängigkeit von der Mikrostruktur und Gesteinsfestigkeit: Wenn die Gebirgsdruckfestigkeit nicht aus der Gesteinsfestigkeit durch Reduktion ermittelt wird, dann ist eine Trennung nach Gesteinstypen notwendig.
- Abhängigkeit von Trennflächenabstand, Schichtmächtigkeit, Anzahl der Trennflächenscharen oder besser von der Blockgröße wegen Treppenbrüchen (siehe Anhang 12).
- Maßstabsfaktor von Bauwerks- und Versuchskörperabmessungen.
- Schwächung durch Verwitterung, Wassergehalt, Sprengauflockerung.

Bedingung	Trocken	Naß	Tropfend	Fließend
Zuflußmenge	0	> 11/m·min	> 2,51/m·min	> 12,51/m·min
Reibungswinkel n. SERAFIM	(100%)	- 4 °	- 6 °	- 8 °

## Tabelle 5.4.6 Abminderung der Reibung feuchter Trennflächen

Das bedeutet für mittlere Verhältnisse (naß) und guten/mäßigen/schlechten Fels eine Abminderung auf 91% bis 84% der trockenen Reibung. VARDAR (155, 1988) schlägt eine stärkere Verminderung des Reibungswinkels unter Berücksichtigung des Wassereinflusses auf die abgeminderte Felsqualität RMR' vor:

Phi' = Phi  $\cdot J_{w} \cdot RMR' / RMR$ , mit  $J_{w}$ : Wassereinflußfaktor des NGI(Q)-Systems

STACEY & PAGE (141) behandeln dagegen die Trennflächenkohäsion, was im folgenden vereinfachend wiedergegeben wird:

Bedingung	Trocken	Naß	Tropfend	Fließend
Zuflußmenge	> 0	> 1 l/m·min	> 2,5 l/m·min	> 12,5 l/m·min
Trennfläche: (Mikrogestalt) Sehr rauh Rauh Glatt Harnische	100 90 75 55	100 90 65 45	95 80 60 30	90 70 50 20
(Makrogestalt) Wellig Gekrümmt Glatt	100 85 75	100 80 70	95 75 60	85 65 40
Verwittert	75	70	65	60
Füllung: Tonfrei Tonhaltig	90 65	85 60	65 35	45 15

#### Tabelle 5.4.7 Abminderung der Kohäsion (%) feuchter Trennflächen

Für ungefüllte/unverwitterte Klüfte sollte vorsichtig eine Reduktion auf 66%, für tonfreie Kluftfüllungen auf 50% und für tonige Füllungen auf resultierende 25% Festigkeit angenommen werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß für feste Gesteine der Gruppen 1,2 und 5 bis 8 der Einfluß des Wassergehalts nur mäßig ist. Eine Abminderung auf 85% für mittlere Wassergehalte ist angemessen. Für grobkörnige Sedimente ist die Abminderung auf ca. 70% bei mittlerem Wassergehalt erforderlich, für feinkörnige Sedimente (und Tonschiefer) ist eine Abminderung auf 50% unbedingt angemessen.







Abb. 37 Reibungswinkel und Wassergehalt

Reibungswinkel (Saturiert)

Es liegen folgende Beschreibungen von Versuchsreihen vor:

- 47 und 43 Versuche in massivem Sandstein (und Basalt) aus Lesotho,
- 6 und 9 Versuche an feinen und groben Sedimenten aus dem Iran,
- 23 und 16 Versuche an Buntsandsteinen aus England und Deutschland,
- 150 Einaxial- und Dreiaxialversuche an Schiefer in Deutschland, mit getrennter Auswertung von Reibungswinkel und Kohäsion
- 16 und 21 Punktlastversuche an je 4 Felstypen nach BROCH (24, 1979) sowie TSIDZI
- Abminderungen für sieben Gesteine aus Sri Lanka n. NAGEL (105, 1992).

Die Tendenz aller Ergebnisse ist gleich: Die einaxiale Gesteinsfestigkeit nimmt linear mit wachsendem Wassergehalt ab. Bei einem mittleren Wassergehalt von ca. 4% beträgt die Abnahme ca. 30% oder im Mittel aller Versuchsreihen 7% von UCS je 1% Wassergehalt. Dabei werden bei voller Sättigung auch 50% Abminderung erreicht. Die Abminderungen des Elastizitätsmoduls sind entsprechend (s. Kap. 5.6). Für schwache Sedimentgesteine kann die Abminderung bei mittlerem Wassergehalt ebenfalls schon 50% betragen. Die Ergebnisse für verschiedene Sedimente sind in Abb. 36 gezeigt, ein weiteres Beispiel zeigt Anhang 10.

Der Reibungswinkel in direkten Scherversuchen nahm jedoch im Mittel nur um ca. 15% ab. Der Hauptteil der Abminderung ist also in der Herabsetzung der Kohäsion und der effektiven Spannungen auf Scherbruchflächen zu begründen. Einen Vergleich trockener und gesättigter Reibungswinkel zeigen BARTON (7, 1976) und DUNCAN (40, 1965). Die in der Abb. 37 dargestellten Korrelationen für Gesteinstypen zeigen im Mittel nur eine Abminderung um ca. 5%.

Für die Verteilung des Wassergehalts der Proben und damit für die Verteilung der abgeminderten Festigkeit kann eine Lognormal-Verteilung angenommen werden. Für die Kohäsion ungefüllter Trennflächen sollten die Abminderungen in der später folgenden Tabelle 5.4.7 angenommen werden.

Die Festigkeiten in den Punktlastversuchen von BROCH und TSIDZI nahmen im Mittel nur um ca. 17% ab, weil hauptsächlich Vulkanite und Metamorphite getestet wurden. Diese Versuche sind auch zur Ermittlung der Verhältnisse bei Sedimenten nicht sehr geeignet.

Zur Auswirkung des Wasserdrucks auf die Festigkeit des Gebirges und der Trennflächen sind keine systematischen Untersuchungen bekannt. BIENIAWSKI (20, 1984) sowie STACEY & PAGE (141, 1986) machen hierzu quantitative Vorschläge für vier Abstufungen des Wasserzuflusses im Gebirge, die gleichzeitig die Abstufungen des Durchfeuchtungsgrades sind. Die folgende Tabelle 5.4.6 zeigt wiederum, daß die Abminderung des Reibungswinkels geringeren Umfang hat: LEMPP & NATAU (96) sowie MARTIN & MILLAR (101) untersuchten die Abminderung der Kluftscherfestigkeit bei gleicher Abstufung der Verwitterungsgrade. Die Unterschiede sind erheblich geringer als bei den Gesteinen oder sind überhaupt nicht mehr relevant in der Abfolge von geschlossenen (1), selten offenen (2), zum Teil offenen (3), zu großflächig offenen (4) Trennflächen.

Durch Benutzung dieser Untersuchungsergebnisse können die Konsequenzen in Bezug auf Felssicherungsmittel angegeben werden, wenn eine Entsandungskaverne, eine Schwallkammer oder sogar eine Krafthauskaverne im Einflußbereich der Verwitterung angeordnet werden soll.

## 5.4.3 Wirkung des Wassergehalts

LAMA & VUTUKURI (92, 1974) geben einen Überblick über ältere Versuche zur Bestimmung der Abminderung der einaxialen Gesteinsfestigkeit infolge bis zur Sättigung anwachsenden Wassergehalts der Probe (die genauen Quellenangaben sind LAMA & VUTUKURI, 92 zu entnehmen).

OBERT u.a. (1946) geben für fünf Gesteinstypen im Mittel nur eine Abminderung auf 88% der Festigkeit lufttrockener Proben an. PRICE (1960) gibt für Sandsteine im Mittel bei Sättigung eine Abminderung auf 70% der Festigkeit lufttrockener Proben an, bei mittlerem Wassergehalt bedeutet dies etwa eine Abnahme auf 82%.

SALUSTOWICZ (1965) gibt für Sandsteine und Tonschiefer eine Abminderung auf 60% bzw. 40% der trockenen Festigkeiten an. Von COLBACK und WIID (1965) gibt es die ausführlichsten Untersuchungen mit 6-7 verschiedenen Wassergehalten. Es ergeben sich bei 98% iger Sättigung von quarzitischem Sandstein und Tonschiefer ca. 56% der ursprünglichen Druckfestigkeit. Nach zuerst steilem Festigkeitsverlust nähern sich die Kurven asymptotisch der 50%-Marke.

Die Ergebnisse von FEDA (1966) bedeuten für Gneis und Schiefer im Mittel 46% verbleibende Festigkeit für volle Sättigung, woraus 73% für mittleren Wassergehalt geschätzt werden können. Eine Untersuchung für acht verschiedene Gesteinsgruppen veröffentlicht RUIZ (1966) mit einer mittleren Abminderung auf 85%. Die Ergebnisse der einzelnen Gruppen sind:

Kalkstein (1; 86%), Dolomit (2; 83%), Sandstein (4; 90%), Basalt (5; 74%), Granit (7; 82%), Quarzit (8; 80%) und Gneis (10; 80-100%). Die Gruppennummern beziehen sich auf die im Kapitel 6.2 eingeführten zehn Gesteinsgruppen.

BURSHSTEIN (1969) gibt für Sedimentgesteine die größten Abminderungen an, nämlich 50% bei Sandstein und 4% Wassergehalt und 33% bei Argillit und nur 2% Wassergehalt. BORETTI u.a. geben für Sandstein eine Abminderung auf 75% der lufttrockenen Werte für Belastung senkrecht und parallel zur Schichtung.

Die Wirkung des Wassergehalts wurde auch noch später bei der Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins (und der Elastizitätskonstanten), bei direkten Scherversuchen und bei Punktlastversuchen und damit immer in Laborversuchen betrachtet. DROZD & HUDEK (39, 1983) versuchen eine Unterscheidung der Verwitterungseinflüsse auf drei verschiedene Gesteinstypen. Vereinfachend werden die Gruppen 1, 2 und 3 nach DROZD & HUDEK (39) gleichgesetzt mit den folgenden Gruppen nach HOEK & BROWN:

1 = GG. 4 und 5 (nach 65); 2 = GG. 1 und 3 (nach 65); 3 = GG. 2 (nach 65),

also feste Vulkanite (4) und Metamorphite (5), Kalksteine (1) und grobkörnige Sedimente (3) sowie in der letzten Gruppe feinkörnige Sedimente (2). Die folgende Tabelle 5.4.4 gibt die von DROZD & HUDEK (39, 1983) vorgeschlagenen Abminderungen der einaxialen Druckfestigkeit an:

Gestein	Festigkeit	Gestein	Festigkeit	Gestein	Festigkeit
GG. 4 & 5 Frisch	100%				
GG. 4 & 5 Leicht v.	67 ± 33%	GG. 1 & 3 Frisch	100%		
GG. 4 & 5 Mäßig v.	22 ± 12%	GG. 1 & 3 Leicht v.	33%	Gruppe 2 Frisch	100%
GG. 4 & 5 Hoch verw.	7 ± 3%	GG. 1 & 3 Hoch verw.	GG. 1 & 3 Hoch verw. 10%		30%
GG. 4 & 5 Vollst. v.	2 ± 1%	GG. 1 & 3 Vollst. v.	3%	Gruppe 2 Hoch v.	10%
GG. 4 & 5 Bodenartig	0,7 ± 0,3%	GG. 1 & 3 Bodenartig	1%	Gruppe 2 Vollst. v.	3%

Tabelle 5.4.4 Festigkeitsabminderungen für Gebirgstypengruppen

Die festen Gesteine der Gruppen 4 & 5 erleiden also - gemessen an der Festigkeit im frischen Zustand - eine stärkere Abminderung als die weniger festen, insbesondere die feinkörnigen Sedimentgesteine. Dies steht im Einklang mit der Bewertung von LEMPP & NATAU (96). Der Beginn der Abfolge nach DROZD & HUDEK (39), also die frischen Gesteinsfestigkeiten, stimmt gut mit den Angaben von HOEK & BROWN und dem Festigkeitskriterium nach BIENIAWSKI (16, 1974) überein, wie die Tabelle 5.4.5 zeigt.

Autoren	Gruppen 4 & 5	Gruppen 1 & 3	Gruppe 2	
DROZD & HUDEK	100	67	33	
HOEK & BROWN	100	52	48	
BIENIAWSKI	100	60	40	

Tabelle 5.4.5 Abstufung von Gebirgsfestigkeiten nach verschiedenen Autoren





# Papadopoulos & Marinos, 1992



------ 2,64 - 0,38\* V.Gr.

## Abb. 35 Anisotropiefaktor und Verwitterungsgrad von Schiefer

 $E_{dyn} = 40.5 \text{ GPa} - 3.5 \cdot W (\%) = 40.5 \cdot (1 - 0.09 \cdot W)$ 

als Funktion des Wassergehalts W (%) angegeben. Siehe hierzu auch Kap. 5.6.1.

Es wurden von PAPADOPOULOS & MARINOS vier verschiedene Verwitterungsstufen (unverwittert, leichte V., mittlere V. und starke V.) in Punktlastversuchen senkrecht und parallel zur Schieferung untersucht. Zur Anschaulichkeit wird die Beziehung  $\sigma_c = 20 \cdot I_s$  (50) verwendet.

Die Korrelationen der senkrechten (siehe Abb. 34) und parallelen Festigkeit sind:

Senkrecht:  $\sigma_{c}$  (MPa) = 150 (1 - G · 0,23), Parallel:  $\sigma_{c}$  (MPa) = 85 (1 - G · 0,22)

Die Restwerte bezogen auf die vorherige Verwitterungsstufe betragen: Senkrecht zur Schieferung: 70%, 56%, 22%, also im Mittel 42% Parallel zur Schieferung: 71%, 60%, 32%, also im Mittel 44%. Diese Angaben sind den pauschalen Werten von STACEY & PAGE (141) vorzuziehen.

Im Einklang mit früheren Untersuchungsergebnissen (LEMPP & NATAU, 96), daß sich der Trennflächeneinfluß mit der zunehmenden Verwitterung reduziert, sinkt der Anisotropiefaktor hier mit zunehmendem Verwitterungsgrad ebenfalls:

 $n = \sigma_{C_0} / \sigma_{C_{par}} = (2,65 \pm 0,65) (1 - G \cdot 0,15)$  (siehe Abb. 35)



Abb. 33 Einaxiale Druckfestigkeit und Verwitterungsgrad, Andesit

Verw. Grad	DROZD[39]	IRFAN[72]	LEN	IPP[96]	STACEY[141]
2	67	75	70	(50)	50
3	17	44	50	(26)	12,5
4	7	21	30	(13)	3
5	2	3	14	(7)	0,8
6	0,7	fehlt	3,5	(3,5)	0,2

# Tabelle 5.4.3 Abgeminderte Werte (%) der Gesteinsfestigkeit infolge Verwitterung

Die Approximationen durch eine negative Exponentialfunktion nach LEMPP & NATAU (96, 1985, Klammerwerte) und bei STACEY & PAGE (141, 1986), dort aber mit einer Halbierung der Festigkeit je halbem Verwitterungsgrad, sind zunächst besonders geeignet für die praktische Nutzung. Die Übereinstimmung ist aber nur für leichte Verwitterung befriedigend. Die Anwendung für Boden ist besonders zweifelhaft, für Kavernen aber ohnehin irrelevant. In Anbetracht der gravierenden Abminderung existieren noch zu wenige Ergebnisse im Vergleich zur Untersuchung der Wassergehaltswirkung. Andere Materialversuche lassen die Abminderungen nach [39] und [141] sowie die Exponentialfunktion nach [96] als zu stark erscheinen, während die Werte nach [72] und [96] bestätigt werden.

Die Arbeiten von PASAMEHMETOGLU u.a. (114, 1981) an Andesit und von PAPADOPOU-LOS & MARINOS (113, 1992) an Schiefer zeigen, daß zuerst eine geringere Festigkeitsabnahme auf nur 70% und danach stärkere Abnahmen anzunehmen sind: Es wurden von PASAMEH-METOGLU u.a. (114, 1981) vier Verwitterungsgrade untersucht im Hinblick auf trockene und gesättigte Druckfestigkeit, Reibungswinkel, Kohäsion, Elastizitätsmodul und Scherfestigkeitsparameter für das Kriterium von HOEK & BROWN (65).

Die Korrelationen mit dem Verwitterungsgrad G sind im einzelnen (siehe Abb. 33):

$\sigma_{c}$	(trocken, MPa)	=	147 (1 - G · 0,22)
σ	(gesättigt, MPa)	i = i	113 (1 - G · 0,23)
C,	(trocken, MPa)	=	29,5 (1 - G · 0,22)
фi	(trocken, °)	=	49,2 (1 - G · 0.065)

Damit erfolgt eine Abnahme mit dem Verwitterungsgrad G auf die Werte:

für die Spannungen (MPa) 78%, 55% und 36%, für den Reibungswinkel (°) 93%, 87% und 80%.

Der Scherfestigkeitsparameter m nach (65) nahm auf 66%, 47% und 22% ab, der Scherfestigkeitsparameter s nach (65) nahm auf nur noch 45%, 19% und 2% ab.

Die Abnahme des dynamischen Elastizitätsmoduls wird so beschrieben:

 $E_{dvn} = 42 \text{ GPa} (1 - 0.21 \cdot \text{G}) \text{ und außerdem wird noch:}$ 





#### 5.4.2 Wirkung der Verwitterung

Die Wirkung der Verwitterung auf die Gesteins- und Trennflächenfestigkeit wurde von verschiedenen Autorengruppen, vor allem am Beispiel des Granits, aber auch an Andesit, Grauwacke und Schiefer untersucht.Die Kriterien für die erforderliche quantitative Beschreibung des Verwitterungsgrades können dabei sein:

- Hohlraumvolumen bzw. Trockendichte des Gesteins,
- Beschreibung der Verfärbung des Gesteins oder der Trennfläche,
- Öffnungsweite der Trennfläche,
- Zerlegungsgrad, z.B. festgestellt bei Messung der Dehnwellengeschwindigkeit
- Punktlast- oder einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins,
- Kluftwandfestigkeit aus Rückprallhammer-Versuchen.

Es hat sich eine Einteilung in die folgenden sechs im deutschen (bzw. im englischen) Sprachraum definierten Verwitterungsgrade durchgesetzt: 1) Frisch, 2) angewittert (leicht v.), 3) schwach (mäßig) verwittert, 4) deutlich (hoch) verwittert, 5) stark (vollständig) verwittert, 6) zerlegt (bodenartig). Das Maß der Abminderung der einaxialen Gesteins-Druckfestigkeit wird von den Autoren beschrieben. Bei Verwendung von 100% für frischen Fels geben DROZD & HUDEK (39, 1983), IRFAN & DEARMAN (72, 1978), LEMPP & NATAU (96, 1985) sowie STACEY & PAGE (141, 1986) an:

Gruppe	Erläuterung	φ(0,2 UCS)	¢(UCS)	C(0,2 UCS)	C (UCS)
1	Kalksediment				
2	Feinsediment	36,5°	32°	11,7%	17,5%
3	Grobsediment	38,5°	34°	11,7%	17,5%
4	Vulkanite	39,5°	35°	11,7%	17,5%
5	Metamorphite	40,5°	36°	11,7%	17,5%

# Tabelle 5.4.2 Gesteins-Scherfestigkeitsparameter nach BIENIAWSKI (16, 1974)

Die Gesteins-Kohäsion ist hier praktisch unabhängig vom Gesteinstyp.

Praktische Ergebnisse für die Scherfestigkeit des Gesteins und die später noch wichtige Beziehung zum Elastizitätsmodul des Gesteins zeigen FARMER (44, 1968), GUNSALLUS & KUL-HAWY (54, 1984) und NISHIMATSU u.a. (108, 1991):

FARMER (44,1968) gibt Bereiche für Festigkeits- und Elastizitätskonstanten von 9 Gesteinstypen an. Die mittleren Ergebnisse der Korrelation der Kennwerte untereinander sind:

 $\begin{array}{ll} E_i \; / \; UCS \; = \; 380, & d.h. \; eine \; Bruchdehnung \; von \; 0,30\% \\ UCS / \; \sigma_i \; = \; 10,3 \\ C_i \; / \; UCS \; = \; 0,20, & E_i \; / \; C_i \; = \; ( \; 1.900 \; bis \; ) \; 2.050 \\ \end{array}$ 

GUNSALLUS & KULHAWY (54,1984) geben die Laborversuchsergebnisse von acht Projekten mit drei unterschiedlichen Sedimentgesteinen an. Die Auswertung der Festigkeits- und Elastizitätskonstanten liefert:

 $E_d = (1.900 + 2.100) \cdot C + 7.500 \text{ MPa}$ 

Sie zitieren ältere Arbeiten, die die Beziehung aufstellen:

 $E_d = 2.700 \text{ C} + 11.000 \text{ MPa}$ 

NISHIMATSU & OKUBO (108,1991) untersuchen 5 Gesteinstypen und aus ihren Ergebnissen, die unter der Annahme C =  $\sqrt{(\sigma_c \cdot \sigma_i)}$  ausgewertet wurden, ergibt sich je nach Gewichtung der insgesamt 29 Ergebnisse eine Beziehung

 $E_d = (1.600 + 1.900) \cdot C + 7.500 \text{ MPa}$ 

Die Ergebnisse beider Autorengruppen sind in Abb. 32 gemeinsam dargestellt. Die Streuung der Faktoren beträgt weniger als  $\pm$  10%. Damit ist für das Gestein eine lineare Korrelation von Elastizitätsmodul und Kohäsion gut bestätigt worden, die mit einem abgewandelten Faktor auch zwischen Deformationsmodul und Kohäsion des Gebirges beobachtet wurde. Es ergibt sich die Korrelation zwischen Elastizitätsmodul und Kohäsion des Gebirges verglichen wird (siehe Kap. 5.5.5).

Aus diesem Grund stehen im folgenden Kapitel die nichtlinearen Formulierungen von BIENIAWSKI (16, 1974) und HOEK & BROWN (65, 1982) im Vordergrund. Weitere Formulierungen z.B. von BROOK (25, 1979); JOHNSON (78, 1985); KIM & LADE (85, 1984) und YUDHBIR u.a. (165, 1983) haben sich wegen der geringeren Abstützung auf Versuchsergebnisse vieler Felstypen nicht ebenso etablieren können. Wesentliche mathematische Formulierungen von Festigkeitskriterien sind:

a)  $\sigma_1 = A + B \cdot \sigma_3$  oder gleichbedeutend:

$$\tau = A/(2 \cdot \sqrt{B}) + \sigma_n \cdot (B-1)/(2 \cdot \sqrt{B}) \quad (MOHR-COULOMB)$$

b)  $\sigma_1 = A + B \cdot \sigma_3^c$  (BIENIAWSKI (16), YUDHBIR (165))

c) 
$$\sigma_1 = (\mathbf{A} + \mathbf{B} \cdot \sigma_3)^c$$

d) 
$$\sigma_1 - \sigma_3 = A + B \cdot (\sigma_1 + \sigma_3)^c$$

e)  $\sigma_1 \cdot \sigma_3 = A (\sigma_1 + \sigma_3)^B$  oder ebenso:

$$\tau = 0.5 \cdot \mathbf{A} \cdot (2 \cdot \sigma_{\mathrm{m}})^{\mathrm{B}} + \sqrt{1 \cdot (\mathbf{A} \cdot \mathbf{B} \cdot (2 \cdot \sigma_{\mathrm{m}})^{(\mathrm{B} \cdot 1)})^{2}}$$

mit der größten und kleinsten Hauptnormalspannung  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$ , mittleren Hauptnormalspannung  $\sigma_M$  und der Normalspannung  $\sigma_n$  auf der Bruchfläche.

Der Wert A ist bei BIENIAWSKI (16) konstant und wird bei YUDHBIR u.a. (165) mit sinkender Felsqualität stark abgemindert:

RMR	=	100	85	77	65	56	44	36	23
A(%)	-		35	19	8	4	2	1	0,5

#### Tabelle 5.4.1 Anfangskohäsion in % der Gesteinsdruckfestigkeit

Das hat zur Folge, daß die Scherfestigkeiten nach YUDHBIR u.a. immer geringer sind, als nach HOEK & BROWN (65).

Das Kriterium nach BIENIAWSKI (16) mit konstantem A, das aus der Annahme von: Druckfestigkeit = 10 x Zugfestigkeit errechnet wird, führt zu nachvollziehbaren Scherparametern, die hier getrennt für den normalen ( $\sigma = 0,2 \cdot UCS$ ) und extremen Spannungszustand ( $\sigma = UCS$ ) und die Gesteinsgruppen 2, 3, 4 und 5 nach HOEK & BROWN angegeben werden. Die Zusammenstellung dieser Ergebnisse zeigt, daß für einen wirtschaftlichen und sicheren Entwurf der Felssicherung einerseits sehr genaue Aufnahmen der Kluftgestalt die Berechnung von Spitzenfestigkeitswerten ungefüllter Klüfte erlauben können. Andererseits muß das Absinken der Festigkeit bei Überlastung bzw. langen Scherwegen in der Analyse erfaßt werden, sonst ist die Ausnutzung dieser Spitzenwerte nicht möglich. Diese Forderung erfüllt zur Zeit nur die FEM-Analyse.

Bei Kluftfüllungen wird der Basiswinkel von 30° unterschritten. HOEK & BRAY (64, 1980) stellen Scherparameter-Kombinationen zusammen, die die Korngröße des Füllmaterials berücksichtigen. Die Reibungswinkel nehmen bei Sedimenten, metamorphen Gesteinen und insbesondere Tonschiefer bis auf 14°, 24° bzw. 9° als kleinste Werte ab. Die Spitzen- und Restwerte der Kohäsion sind 0,5 MPa bzw. Null.

Systematische Untersuchungen zum Reibungswinkel und zur kritischen Öffnungsweite gefüllter Klüfte geben HÖWING & KUTTER (68, 1985). Dabei ist es gleichgültig, ob die nichttonigen Bestandteile sandigen oder schluffigen Charakter haben. Allein der prozentuale Tongehalt bestimmt den Reibungswinkel und die Durchlässigkeit der gefüllten Kluft bei ausreichender Öffnungsweite:

- a) tan φ<sub>k</sub> = 0,74 · exp (-1,7 T /100), d.h. also Reibungswinkel von 37°, 27°, 17°, 11° und 8° für von Null an um jeweils 25% steigende Werte T (in %).
- b)  $\log K_r = -7 0, 1 \cdot T$ , d.h. also Exponenten des K<sub>c</sub>Wertes in m/s von -7 bzw. -12 für 0% bzw. 50% Tongehalt T. Kleinere Werte sind jedoch fraglich.

DUNCAN (40, 1965) berichtet von 14 Versuchen an verschiedenen Tonfüllungen und Tonschiefer-Zwischenlagen. Er erhält im Mittel eine Kohäsion von 56 ± 27 kPa.

Der Wert von 0,050 MPa stellt eine sinnvolle Kohäsion für gefüllte Klüfte dar. Als Reibungswinkel-Alternativen bei Mylonit haben sich 10° - 15° mit jeweils höherer bzw. niedrigerer Kohäsion bewährt.

Einen begrenzten Einfluß der Verwitterung auf die Trennflächenfestigkeit zeigen MARTIN & MILLAR (101, 1974). Darauf wird im Kap. 5.4 ebenso noch eingegangen wie auf die Frage, ob die Abminderung der Wandfestigkeit im JRC-Konzept diesen Einfluß genügend beschreibt.

## 5.4 Kriterien und Parameter der Gesteinsfestigkeit

# 5.4.1 Festigkeitskriterien

Die Festigkeitskriterien für das intakte Gestein sind gelegentlich bei Stollen hoher Überlagerung zu prüfen, kaum bei unterirdischen Krafthäusern, wo 600m Überlagerung sehr ungewöhnlich sind. Dennoch ist ein Vergleich der Festigkeitskriterien für Gestein, Gebirge und ungefüllte Trennflächen sinnvoll und nötig, wenn die letzteren durch eine begründete Abminderung aus den Gesteinsfestigkeitsparametern gewonnen werden sollen.





KRSMANOVIC & LANGOF (91, 1963) berichten über Scherversuche an Kalksteinen, Sandsteinen und Konglomeraten. Es werden in einer Arbeit gesunder Kalkstein, Zwischenlagen verschiedener Dicke, saubere und belegte Klüfte untersucht. Es werden Mittelwerte und Scherfestigkeiten bei langem Scherweg unterschieden. Die Ergebnisse für das gesunde Gestein (A) und die drei Bankfugen (B1-B3) sind in der Abb. 31 dargestellt: Die Mittelwerte von Reibung und Kohäsion betragen für B1 - B3: 41° und 9 MPa. Für diesen fest angenommenen Reibungswinkel ist die Kohäsion für B1-B3 wieder lognormal-verteilt. Die unteren Grenzwerte der Reibungswinkel liegen nach KRSMANOVIC & LANGOF nur noch bei ca. 19°.

Die Ergebnisse für Zwischenlagen und Klüfte werden in (91, 1963) mit Kohäsion gleich Null interpretiert. Schr rauhe Klüfte weisen ca. 8° höhere Reibungswinkel als rauhe Klüfte auf. Dies stimmt gut mit dem Rauhigkeitsbeitrag nach BANDIS u.a. im Kleinversuch überein. Zumindest sehr rauhe Klüfte weisen Kohäsion auf.

Die Reibungswinkel der Zwischenlagen nehmen stark mit der Dicke des Zwischenmittels bis auf dessen charakteristischen Wert ab. Eine Annahme von  $\phi_t = 15^\circ$  ist jedoch noch sicher.

In einer anderen Arbeit untersucht KRSMANOVIC (1965) die Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Scherweg an drei Gesteinen. Die Scherfestigkeit bei 2mm und 5mm Scherweg betrug etwa das Zwei- bzw. 1,5 - fache des Grenzwertes bei 25mm Scherweg. Die Kohäsion betrug im Mittel immer noch 0,30 MPa.



Abb. 30 Verteilung gemessener Kluftkohäsionswerte

CHOQUET & GERMAIN (29, 1987) ermitteln für Klüfte in basaltischem und rhyolithischem Tuff Spitzen- und Restwerte für die Reibung von 40°-44° bzw. 23°-29°, also eher 50% Erhöhung gegenüber dem Basiswert. Die entsprechenden Werte der Kluftkohäsion sind 2-4 MPa als Spitzenund 0 - 0,7 MPa als Restwert.

LINK (98, 1967) faßt die Ergebnisse von 44 Scherversuchen an 14 Gesteinstypen hauptsächlich für Betonmauergründungen zuammen. Die geringen Werte der Kohäsion sind aus der Oberflächen-Lage verständlich. Werte für Abscheren von Betonblöcken werden hier bei der Zusammenfassung nicht betrachtet. Der Basiswinkel von 30° wurde nur für Mergel und Phyllit unterschritten, bei Grauwacke, Glimmerschiefer und Tonschiefer gerade erreicht, bei den sieben anderen Gesteinstypen überschritten. Die Spitzenwerte von 60° wurden bei sieben Gesteinstypen erreicht oder überschritten. Der häufigste Spitzenwert der Kohäsion war noch 0,7 MPa für sechs Gruppen, wurde für Mergel und Tonschiefer noch überschritten, war für Grauwacke, Glimmerschiefer, Konglomerat und Phyllit geringer. Ein geringster Wert der Kohäsion von 0,1 MPa konnte durchweg angenommen werden.

HEITFELD & HESSE (59, 1985) stellen nach Versuchen fest, daß das Konzept von BARTON für hohe Rauhigkeiten und Normalspannungen noch um ca. 15-20% zu geringe JRC-Werte und Reibungswinkel liefert.

Anzahl

Felsklasse	elsklasse Entwurfsparameter (28)		Neue Korrelation	
Klüfte (D)	φ = 29°; 1,1 < C < 2,7 MPa	17	$\phi = 32^{\circ}$ ; C = 1,5 ± 1,0 MPa	
Klüfte (E)	$\phi = 27^{\circ}; 0.8 < C < 2.4 MPa$	12	$\phi = 28^{\circ}$ ; C = 1,5 ± 0,5 MPa	

# Tabelle 5.3.5 Direkte Scherversuchsergebnisse auf Klüften

Die hohen Kluftkohäsionen im Syenit sind zuerst überraschend, werden aber später durch andere Betrachtungen bestätigt (s. Kap. 5.5). Die Kluftkohäsionen sind etwa lognormal-verteilt (s. Abb. 30), wenn der mittlere Reibungswinkel als konstant angenommen wird.

Im gleichen Projekt wurde nun eine Häufigkeitsverteilung der JRC-Werte und eine Schätzung der Kluftreibungswinkel ermittelt (s. Abb. 29). Die Mittelwerte und Streuungen für drei Kluftscharen betrugen dann für die besten Felsklassen (A, B) zwischen  $46^{\circ} \pm 10^{\circ}$  und  $51^{\circ} \pm 11^{\circ}$ . Eine Abminderung dieser Ergebnisse um den Faktor 1,3 wäre für FEM-Berechnungen und deterministische Keilberechnungen notwendig.

GAVARD & GILG (50, 1983) berichten über die Rückrechnung von Kluft-Spitzenreibungswinkeln bei einem Fundamentaushub für eine Bogenmauer. Die Ergebnisse für Hornblende-Gneis und Glimmerschiefer bestätigen die Aussage von BARTON (7, 1976), daß der Beitrag der Dilatanz 40% der Basisreibung bzw. 30% der Spitzenreibung beträgt.



Abb. 29 Verteilung gemessener Kluftrauhigkeitskoeffizienten

Beschreibung der Kluft	Kleinversuch (6 cm)	Großversuch (36 cm)
Sehr uneben, rauh	18°- 20°	6°- 12°
Sehr uneben, leicht rauh	17°- 21°	8°- 10°
Leicht uneben, sehr rauh	17°- 20°	5°- 6°
Leicht uneben bis eben, leicht rauh bis glatt	8°- 15°	6°- 8°

## Tabelle 5.3.4 Rauhigkeitsbeitrag zur Spitzenreibung

Der Maßstabseffekt ist also zumindest im Laborversuch stärker als der Einfluß der Kluftausbildung. Dieser Effekt wird voraussichtlich in situ wegen der Wirkung der Verzahnung an anderen Kluftscharen und Schichtflächen nicht in diesem Maß Bestand haben.

BARTON & CHOUBEY (8, 1977) haben 136 Kluftproben aus 31 Gesteinstypen untersucht, wobei das Überwiegen von Sedimenten und der geringe Anteil von Metamorphiten die Schlußfolgerungen vereinfachten: Der Mindestreibungswinkel kann getrennt für Sedimente, vulkanische und metamorphe Gesteine mit einem Fehler von  $\pm 4^{\circ}$  zu 31°, 33° und 27° angenommen werden. Die Verwitterung kann durch lineare Abminderung der Kluftwandfestigkeit im JRC-Konzept berücksichtigt werden, ebenso wie der Wasserzufluß. Zwei hierzu angegebene Formeln

gehen für den Basiswinkel von 30° in einander über.

Der Beitrag der Dilatanz wird für die untersuchten Felsklüfte mit den besonders wichtigen Werten für JRC = 5 - 10 bei Versuchsbeginn und als Spitzenwert in Prozenten der spannungsabhängigen Größe:

JRC · Log (JCS /  $\sigma_n$ ) angegeben.

Am Beginn gilt der Wert von 33% oder absolut ca. 7°, als Spitzenwert werden 50% bis 200% oder absolut ca.  $10^{\circ}$  -  $20^{\circ}$  aktiviert.

Es wird die Notwendigkeit der Verwendung empirischer Kriterien wegen der Unsicherheit der Bestimmung des tatsächlich belasteten Kluftwandflächen-Anteils betont.

Für eine Wasserkraftanlage in China wurden 143 direkte Scherversuche (davon 29 an Klüften) in Vulkangesteinen für vier verschiedene Felsklassen durchgeführt (CHIDI 28, 1989), deren Ergebnisse die Festigkeitswerte für eine Bogenstaumauergründung bildeten. Hierbei wurde der Reibungswinkel vom Entwerfer beibehalten und die Kohäsion jeweils auf 50% vermindert. Die Ergebnisse sind für das Material in Kap. 5.5.2 und hier für die Klüfte aufgelistet: Der Einfluß der aktuellen Normalspannung und der Einfluß der Festigkeit der Kluftwand, mit der eine evtl. Verwitterung leicht berücksichtigt werden kann (s. Kap. 5.4), ist erheblich geringer als derjenige der beobachteten Wandrauhigkeit.

Wird statt der Keilberechnung auf eine Kontinuumsanalyse z.B. bei der mittleren Überlagerung von 200m abgezielt, ergeben sich aber erheblich niedrigere Winkel bei großen Rauhigkeiten:

JRC		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
JCS =	50	32	34	36	38	40	42!	44	46	48	50
JCS = 1	100	33	35	38	40	43!	46	48	51	53	56
JCS = 1	150	33	36	39	42!	45	48	51	54	57	60

# Tabelle 5.3.3 Kluft-Spitzenreibungswinkel (°), JRC-Konzept, Tiefbereich

Hervorgehoben durch (!) sind die Bedingungen, unter denen eine mindestens 40% ige Steigerung des Basisreibungswinkels von 30° auf 42° wirksam ist.

Die umfassenden Vorarbeiten von BARTON (7, 1976) können für Vorbemessungen zur Annahme eines Mindestreibungswinkels von  $\phi = 30^\circ$ , eines linear ansteigenden Dilatanzwinkels von  $0,40 \cdot \phi$ , und damit Spitzenreibungswinkeln von  $40^\circ < \phi$  max  $< 70^\circ$  für ungefüllte Klüfte in Kleinversuchen genutzt werden. Nach der Formel:

 $\phi$  Spitze =  $\phi$  Basis + Dilatanz + Rauhigkeitsbeitrag

beträgt der Gesamtbeitrag von Dilatanz und Rauhigkeit dort 10° bis 40°. Der Beitrag der Rauhigkeit in Klein- und Großversuchen betrug 15°-20° bzw. 5°-10°.

BANDIS u.a. (2, 1981) bestimmen den Rauhigkeitsbeitrag dann genauer als Hilfsmittel zur Verwendung der vorher erwähnten Rauhigkeitsprofile. Bei einem z.B. 6cm langen Profil sind die Neigungswinkel der Rauhigkeiten für betrachtete Schrittweiten von 1,5mm, 3mm, 6mm und 12mm gleich 24°, 18° und 8° mit einem Fehler von ca.  $\pm$  4°. Nach den Autoren wird für große Kluftflächen die Rauhigkeit und Spitzenreibung bei einer Schrittweite von 2% der Länge richtig geschätzt, bei den o.g. Rauhigkeitsprofilen (8,1977) also mit einer Schrittweite von 2mm. Die Reibungswerte verringern sich in situ durch den Maßstabseffekt:

Der Maßstabseffekt des Rauhigkeitsbeitrages zur Spitzenreibung wird für verschiedene Kluftrauhigkeiten von BANDIS u.a. angeben bei Vergrößerung der Probenlänge auf 36cm:

Kluftart	Spitzenwinkel	Basisreibungswinkel	Dilatanzwinkel
Zugklüfte (Risse)	40°- 55°	30°- 45°	10°
Verschiebungsklüfte	30°- 50°	20°- 40°	10°
Scherklüfte	15°- 30°	15°- 30°	0°

#### Tabelle 5.3.1 Reibungswinkelbereiche für verschiedene Kluftarten

Bei direkten Scherversuchen für Talsperrengründungen wurden häufig höhere Reibungswinkel an künstlichen als an natürlichen Bohrkern-Trennflächen ermittelt.

Den später folgenden Arbeiten zufolge könnten hier die Basiswinkel überschätzt und die Dilatanzwinkel bei insgesamt zutreffender Summe unterschätzt sein, selbst wenn der Rauhigkeitsbeitrag schon im Basiswert enthalten ist. Die notwendige Klassifikation der Klüfte fehlt dagegen in den folgenden Arbeiten, soweit sie nicht in der genauen Auswertung der Kluftoberfläche zum Tragen kommt.

Der Reibungswinkel ungefüllter Trennflächen ist weitgehend erforscht, und folgende Hilfsmittel zur quantitativen Berechnung liegen vor:

- Zehn Rauhigkeitsprofile nach BARTON & CHOUBEY (8, 1977), die noch eine Schätzung der Kluftwand-Druckfestigkeit und -spannung erfordern.
- Beschreibungen des Maßstabseffekts von ausgedehnten Klüften im Vergleich zu den Proben von Laborscherversuchen.
- Scherversuchsreihen in situ bei Auswertung des Aufgleitwinkels.

Die Verwendung des Kluftrauhigkeitskoeffizienten JRC liefert zum Beispiel für eine Kaverne mit 20m Breite und 40m Höhe bei einfachem Seitendruck und Kluftwand-Druckfestigkeiten von 50, 100, 150 MPa und der Annahme großer mit 30° gegen die Wand geneigter Keile als Grundlage des Normalspannungszustands Reibungswinkel von:

$$\phi = 30^{\circ} + \text{JRC} \cdot \text{Log} (\text{JCS} / \sigma_n)$$

JRC =		2	4	6	8	10	12	14	16
JCS =	50	34-35	38-39	42-44!	46-48	50-53	54-58	58-62	62-67
JCS =	100	35	39-40	44-46!	48-51	53-56	58-61	62-66	67-72
JCS =	150	35-36	40-41	45-47!	50-52	55-58	60-64	65-69	70-75

# Tabelle 5.3.2. Kluft-Spitzenreibungswinkel (°), JRC-Konzept, Oberfläche

Der jeweils niedrigere bzw. höhere Wert gilt für Wand bzw. Firste wegen der größeren bzw. kleineren theoretischen Keilabmessungen.

# Dicke von 160 Scherzonen (cm), Arun 3 mit Tonbelegen in 4 Untersuchungstollen



Abb. 28 Verteilung gemessener Öffnungsweiten

#### 5.3 Schätzung der Trennflächenfestigkeit

Ebenso wie für die Gesteinsfestigkeit stehen zur Idealisierung der Trennflächenfestigkeit lineare und spannungsabhängige Modelle zur Verfügung. Die lineare Entsprechung des Kriteriums nach MOHR-COULOMB ist im Bereich mittlerer Spannungen ausreichend, unter- bzw. überschätzt aber die Reibung im Bereich sehr kleiner bzw. sehr großer Spannungen nahe der Gesteinsfestigkeit. Für die Kohäsion gilt das Umgekehrte. Grundsätzlich ist die Kohäsion hier noch mehr als bei Gesteins- und Gebirgsfestigkeit eine rein rechnerische Größe, die so verschiedene Phänomene wie Adhäsion und Oberflächenspannung des Kluftwassers, Mikrorauhigkeiten, Behinderung des Aufgleitens auf Makrorauhigkeiten und, als Extrem, die Rißfestigkeit von Materialbrücken zusammenfaßt.

Voraussetzung einer zuverlässigen Schätzung ist die Klassifizierung der Trennfläche als ungefüllte/gefüllte Kluftfläche, Schieferungs-, Schicht- oder Bankfläche bzw. als Scherfläche.

FECKER (45, 1978) untersucht die Entstehung von Klüften und gibt aus dieser speziellen Klassifikation folgende Schätzungen für die Reibungswinkel an: Ausgehend von Beobachtungen an Schachtwänden und einer näherungsweisen Berechnung des ebenen Durchtrennungsgrades (siehe Kap. 5.5.4) wurde die Ausbißfläche näherungsweise erfolgreich durch das Produkt aus Kluftabstand und -ausbißlänge ersetzt. GROSSMANN (1991) verknüpft die Ausbißfläche nur mit Kluftabständen.

Stollen	Mittl. Abstand	Mittl. Länge	Mittl. Fläche	Verhältnis	
USchacht KW	1: 2,10 m	1,10 m	1,05 m <sup>2</sup>	0,45	
Koepchenwerk	1: 1,35 m	1,60 m	1,00 m <sup>2</sup>	0,46	
Koepchenwerk	2: 1,75 m	1,45 m	1,25 m <sup>2</sup>	0,49	
Godar-e-Landar	1: 1,15 m	1,80 m	1,40 m <sup>2</sup>	0,68	
Godar-e-Landar	2: 0,95 m	2,50 m	0,70 m <sup>2</sup>	0,30	
Siah Bishe	1: 1,65 m	2,90 m	$\begin{array}{c} 0,71 \ m^2 \\ 0,47 \ m^2 \\ 0,74 \ m^2 \end{array}$	0,15	
Siah Bishe	2: 1,90 m	2,80 m		0,09	
Siah Bishe	3: 2,55 m	2,80 m		0,10	
DB-Schacht	1: 0,85 m	0,88 m	0,58 m <sup>2</sup>	0,80	
DB-Stollen	2: 1,80 m	2,00 m	1,05 m <sup>2</sup>	0,30	

## Tabelle 5.2.3 Verhältnis gemessener Kluftabstände, -ausbißlängen und -flächen

In den genannten Stollen wurde beobachtet, daß im Mittel ca. 70% der Klüfte an anderen Trennflächen, insbesondere an Bank- und Schichtflächen in Sedimenten endeten, wenn die Kartierung eingehend genug war. Die Gesamtzahl der so untersuchten Klüfte lag bei 1755 in 4 Probestollen, 2 Probeschächten, einem Dränagestollen und der Kaverne Agus 4. Daraus ergeben sich Folgerungen für die Kluftentstehung, den Verteilungstyp und die Schwächung der Festigkeit. In den anderen Fällen waren auch Klüfte von mehr als 1m Länge noch nicht systematisch auskartiert. Wie von TRUNK (151, 1993) festgestellt wurde, können in der Erkundungs- und Wasserbaupraxis Forschungsergebnisse weder bestätigt noch korrigiert werden.

GROSSMANN (53, 1985) vermutet, daß alle Trennflächen an anderen enden. TRUNK (151, 1993) weist auch auf die ausgeprägte Schiefe der Verteilung der Flächen hin und darauf, daß eine voreilige zu geringe Mittelwertschätzung unbedingt zu vermeiden ist. Für eine zuverlässige Bestimmung der Trennflächengröße sind zwei, besser noch drei aufeinander senkrechte Aufschlußflächen erforderlich.

Die Verteilung der Abstände von Scher- und Zerrüttungszonen kann als Lognormal angenommen werden (s. Anhang 5). Ebenso kann die Verteilung von Bankmächtigkeiten in Sedimentgesteinen (s. Anhang 6) angenommen werden. Die Verteilung der Öffnungsweiten von offenen Klüften und Dicken von Scherzonen sollte anschaulich negativ exponential sein, wird aber wiederum praktisch lognormal in Kartierungen beobachtet. Die folgende Abb. 28 zeigt den Idealfall der Summe dreier Stollenkartierungen für eine WKA. KRSMANOVIC, D. und Z. LANGOF (1963): Large scale laboratory tests of the shear strength of rocky material. In: Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl.I, S.72-78

92

LAMA, R.D. und V.S. VUTUKURI (1974): Handbook on Mechanical Properties of Rocks. TransTech Publications, Clausthal

93

LAUBSCHER, D.H. und H.W. TAYLOR (1976): The importance of geomechanics classification of jointed rock mass in mining operations. In: Proc. Symp. Explor. for Rock Engng., Johannesburg

94

LEE, C.H. und I.W. FARMER (1990): Estimates of conducting aperture, fracture porosity and permeability. In: Rock Mech. Contributions & Challenges, HUSTRULID u. JOHNSON (Ed.), Balkema, S.355

95

LEE, C.H. und R. STERLING (1992): Identifying probable failure modes for underground openings. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geom. Abstr. 29, H.1, S.49-67

96

LEMPP, CHR. und O. NATAU (1985): Mechanische Eigenschaften von Störungen und Verwitterungszonen im Granitgebirge. In: Ingenieurgeol. Probleme im Grenzbereich zw. Lockeru. Festgest. S.174-193

97

LINDBLOM, U. (1986): General Report, Session B2, Int. Symp. Large Rock Caverns, Helsinki, Pergamon Press

98

LINK, H. (1967): Zur Beurteilung und Bestimmung der Gleitsicherheit von Gewicht- und Pfeilerstaumauern. In: Wasserwirtsch. 1, S.35-46

99

LOCHER, H.G. (1983): Probabilistische Methoden bei Stabilitätsproblemen in der Geotechnik, in: Schwz. Ing. u. Arch., Vol. 16, S. 429-434

100

MÄKI, K. und R. HOLMBERG (1982): The shear strength of rock joints with reference to cautious blasting. In: ISRM Symp. Aachen, S.85-95

101

MARTIN. G.R. und P.J. MILLAR (1974): Joint strength characteristics of a weathered rock. In: Proc. 3rd Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Denver, S.

102

MIZUNO, M., T. FUJISAWA und K. SAITO (1983): A study on the correlation between dam foundation bedrock classification and in situ shearing test. In: Proc. 5th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Melbourne, B9-12

103

MÜLLER-S., L. (1978): Der Felsbau, Teil III: Tunnelbau, F. Enke, Stuttgart. 104

MÜLLER-S., L. und F. PACHER (1964): Modellversuche zur Klärung der Bruchgefahr geklüfteter Medien: In: Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl. II, S.7-24 105

NAGEL, K.H. (1992): Limits of the geological predictions constructing the Samanalawewa pressure tunnel. In: Bull. IAEG, No.45, S. 97-110

106

NATAU, O.P., B.O. FRÖHLICH und TH.O. MUTSCHLER (1983): Recent Developments of the large-scale triaxial test. In: Proc. 5th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Melbourne, A65-74 107

NISHIDA, T., Y.MATSUMARA u.a. (1982): Rock mechanical viewpoint on excavation of pressure tunnel by tunnel boring machine. In: Proc. ISRM Symp. Caverns & Press. Shafts, S.815-826

108

NISHIMATSU, Y., S. OKUBO und K. FUKUI (1991): Dispersion of mechanical properties of rock mass and evaluation of the stability. In: Proc. 7th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Aachen, S.1183-1186

109

OBERT, L. und W.I. DUVALL (1967): Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock. Wiley, New York

110

OBERTI, G. (19):Experimentelle Untersuchungen über die Charakteristika der Verformbarkeit der Felsen. In: Felsmechanik und Ingenieurgeologie

111

ONODERA, T.F., R. YOSHINAKA und M. ODA (1974): Weathering and its relation to mechanical properties of granite. In: Proc. 3rd Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Denver, S.71-77

112

PANDE, G.N. und W. XIONG (1982): An improved multi-laminate model of jointed rock masses. In: Int. Symp. Num. Models in Geomechanics, Zürich, S.218-226

113

PAPADOPOULOS, Z. und P. MARINOS (1992): On the anisotropy of the Athenian Schist and it's relation to weathering. In: Bull. IAEG, No. 45, S.111

114

PASAMEHMETOGLU, A.G., C. KARPUZ und T.Y. IRFAN (1981): The weathering characteristics of Ankara Andesites. In: Proc. Int. Symp. Weak Rock, Tokyo, S.185-189 115

PLISCKE, B. (1984): Interpretation ausbruchbedingter Verschiebungen im Tunnelbau. In: Veröff.Inst.f.Grundb., RWTH Aachen, H.10

116

PRIEST, S.D. und J.A. HUDSON (1981): Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geom. Abstr. 18, S. 183-197 117 PRIEST, S.D. und A. SAMANIEGO (1983): A model for the analysis of discontinuity characteristics. In: Proc. 5th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Melbourne, F199-207 118 REIK, G. und F. HESSELMANN (1981): Verfahren zur Ermittlung der Gebirgsfestigkeit von Sedimentgesteinen. In: Rock Mechanics, Suppl. 11, S. 59-71 119 REIK, G. (1985): Primärspannung und Gebirgsdruck. In: Felsbau 3, S. 101-106 120 RICHARDS, R. und G.S. BJORKMAN (1978): Optimum shapes for unlined tunnels and cavities. In: Engineering Geology 12, S.171-179 121 ROCHA, M. (1964): Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams. In: Transact. 8th ICOLD, Edinburgh, S.785-808 122 ROCHA, M. (1974): Gegenwärtige Möglichkeiten der Untersuchung von Betonstaumauern. In: Proc. 3rd Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Denver, S. 920-941 123 SAITO, T. (1981): Variation of physical properties of igneous rocks in weathering. In: Proc. Int. Symp. Weak Rock, Tokyo, S.191-196 124 SAKURAI, S. (1982): Monitoring of caverns during construction period. In: ISRM Symp. Caverns & Press. Shafts, Aachen, S.433-441 125 SAKURAI, S. (1983): Displacement measurements associated with the design of underground openings. In: Int. Symp. Field Measur. Geomech., Zürich, S. 1163-1178 126 SAKURAI, S. und N. SHIMIZU (1987): Assessment of rock slope stability by Fuzzy Set Theory. In: Proc. 6th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Montreal, S.503-506 127 SCHALL, A. und U.W. VOGLER (1988): The role and use of geological and geomechanical parameters in the estimation of in situ modulus In: SANGORM Symp. Rock Mech. in Africa. S.61-69 128 SCHATZ, H. (1986): Gebirgsklassifizierung im Tunnelbau. Diplomarbeit, Universität Leoben 129 SCHNEIDER, H.-J. (1975): Reibungs- und Verformungsverhalten von Trennflächen in Fels. In: Veröff. Inst. f. Bodenmech. Felsmech., TH Karlsruhe, Heft 65 130

SEEBER, G., S. KELLER u.a. (1980): Bemessungsverfahren für die Sicherungsmaßnahmen und die Auskleidung von Straßentunneln. In: Bundesmin. f. Bauten u. Technik, Strassenforschung, H.133

131

SELMER-OLSEN, R. und E. BROCH (1977): General design procedure for underground openings in Norway. In: Proc. 1st Int. Symp. Rockstore '77, Vol.2, S.219-226 132

SHEOREY, P.R., A.K. BISWAS und V.D. CHOUBEY (1989): An empirical failure criterion for rocks and jointed rock masses. In: Engineering Geology, Jg.26, S.141-159 133

SOFIANOS, A.I. und P.G. MARINOS (1991): Rock classification and primary support of a tunnel. In: Proc. 7th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Aachen, S.1363-1368 134

von SOOS, P. (1990): Die Rolle des Baugrunds bei der Anwendung der neuen Sicherheitstheorie im Grundbau. In: Geotechnik, Jg.13, S. 82-91

135

SOUSA, L.R., N.G. BARROSO und L.N. LAMAS (1988): Alto Lindoso underground power station - Geotechnical characterization. In: Rock Mechanics & Power Plants, ROMANA (Ed.), S.389-396

136

SPANG, K. und P. EGGER (1989): Tragverhalten und Bemessung vollvermörtelter, schlaffer Anker im Diskontinuum. In: Felsbau 7, S.181-189

137

STABEL, B.A. (1991): Bewertung von Methoden zur Vorhersage von Bergwasserzuflüssen. Diplomarbeit, Universität Karlsruhe

138

STABEL, B.A. (1992): Mündliche Mitteilung

139

STACEY, T.R. (1981): A simple extension strain criterion for fracture of brittle rocks. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geom. Abstr. 18, S.469-474

140

STACEY, T.R. und A. HAINES (1984): Design of large underground openings in jointed rock an integrated approach. In: Proc. Sem. Design and Constr. Large Undergr. Openings, South Afr. Comm. Tun.

141

STACEY, T.R. und C.H. PAGE (1986): Practical Handbook for Underground Rock Mechanics. Series Rock & Soil Mech. Vol.12, TransTech

142

STARFIELD, A.M. und P.A. CUNDALL (1988): Towards a methodology for rock mechanics. In: Int, J. Rock Mech. Min. Sci. Geom. Abstr. 25, S.99-106 143 STILLBORG, B. (1990): Professional User's Handbook for Rock Bolting. TransTech Publications

144

STILLE, H. (1986): Experiences of design of large caverns in Sweden. In: Int. Symp. Large Rock Caverns, Helsinki, S.231-241

145

STILLE, H., R. JOHANSSON und G. NORD (1988): Rock support and excavation under various conditions. In: Int. Symp. Tunneling for Water Resources, New Delhi, S.239-246 146

TANIMOTO, CH., T. YOSHIKAWA und A. HOHJO (1988): Rapid excavation of 5.7 km headrace tunnel in Shin' Aimoto hydroelectric power pl. In: Rock Mechanics & Power Plants, ROMANA (Ed.), S.397-405

147

TANIMOTO, CH., T. FUJIWARA, u.a. (1988): Determination of rock mass strength through convergence measurements in tunneling. In: 2nd Int. Symp. Field Meas. Geomech., SAKURAI (Ed.), S.1069-1078

148

TERZAGHI, K. und F. E. RICHART (1952): Stresses in rock above cavities. In: Geotechnique 3, S. 57-90

149

TRUNK, U. und K.HÖNISCH (1990): Klassifizierungssysteme für den Untertagebau - Analyse und Erfahrungen. Felsbau 8, No.1, S.9-16

150

TRUNK, U. und R.FLOSS (1991): Verwendung von Vorinformationen bei der Planung von Krafthauskavernen im Fels. In: Proc. 7th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Aachen, S.1223-1226, A.A. Balkema

151

TRUNK, U. (1993): Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile. Veröff. Lehrst. u. Prüfamt f. Grundbau, Techn. Universität München

152

TSUCHIYA, T. (1984): A design program for a tunneling method using bolts and shotcrete. In: Design and Performance of Underground Excavations, Cambridge, S.123-130

153

TÜRK, N. und W.R. DEARMAN (1983): A practical classification of rocks for engineering purposes. In: Bull. IAEG No.28, S.161-167

154

VARDAR, M. (1977): Zeiteinfluß auf das Bruchverhalten des Gebirges in der Umgebung von Tunneln. In: Veröff. Inst. f. Bodenmech. Felsmech. TH Karlsruhe, Heft 72

155

VARDAR, M. (1988): Die Auswirkung der ingenieurgeologisch-felsmechanischen Verhältnisse auf die Planung und Verwirklichung der Istanbuler Abwasser-stollen In: Festkolloquium L.Müller-Salzburg 80 Jahre, TransTech Publ.

156

VERMAN, M., J.L. JETHWA und B. SINGH (1986?): Effect of tunnel size on ground condition - An empirical approach. In: Unbekannt

157

WATSON, M.B., W.A. KAMMER u.a. (1975): Underground nuclear power plant siting. In: Nucl. Engng. & Design 33, S.269-307

158

WEST, G. (1979): Strength properties of Bunter Sandstone. In: Tunnels & Tunneling, H.9 159

WILLET, D.C. (1979): The economic use of underground space. In: Tunnels & Tunneling, H.10 160

WISSER, E. (1982): Felsmechanik im Krafthausbau von Speicherkraftwerken, dargestellt an den Kavernenkrafthäusern Kops... In: Proc. Int. Symp. Caverns & Press. Shafts, Aachen, S.495-506 161

WISSER, E. (1990): Die Gestaltung von Krafthauskavernen nach felsmechanischen Gesichtspunkten. In: Felsbau 8, S.86-94

162

WITTKE, W. (1967): Influence of the shear strength of the joints on the design of prestressed anchors to stabilize a rock slope. In: Proc. Geotechnical Conf., Oslo, Vol.1, S.311-318 163

WITTKE, W., B. PLISCHKE und K.-H. HOSANG (1979): Interpretation der Ergebnisse eines felsmechanischen Versuchsprogramms für ein.. In: Proc. 4th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Montreux, S.209-218

164

WITTKE, W. (1984): Felsmechanik - Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Springer, Berlin, Heidelberg

165

YUDHBIR, W. LEMANZA und F. PRINZL (1983): An empirical failure criterion for rock masses. In: Proc. 5th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Melbourne, B1-8.

#### Liste der Abbildungen

1 Verschiedene Nutzungen von Kavernenbauten 2 Anzahl paralleler Kavernen für Speicherung 3 Mittlere Gesamtleistung und Halbdekade 4 Mittlere spezifische Leistung und Halbdekade 5 Überlagerungshöhe und Inbetriebnahmejahr 6 Seitendruckfaktor und Inbetriebnahmejahr 7 Verteilung der Kavernen auf Kontinente 8 Anteil der Querschnittsformen und Halbdekade 9 Maschinenleistung und Raumbedarf 10 Kavernenlänge und Anzahl der Maschinen Winkel zwischen Kavernenachse und Haupttrennflächenrichtung 11 Felsqualität und Ausbruchfortschritt 12 13 Querschnittsfläche und Ausbruchfortschritt 14 Sicherheitsbeiwerte aus der Fuzzy-Stabilitätsanalyse, Tonstein 15 Sicherheitsbeiwerte aus der Fuzzy-Stabilitätsanalyse, Schluffstein Berechnungsthemen bei der Kavernenstandsicherheitsanalyse 16 17 Nichtlineare Festigkeitskennwerte nach HOEK & BROWN 18 Reibungswinkel für 5 Gebirgstypen nach HOEK & BROWN 19 Kohäsionswerte für 5 Gebirgstypen nach HOEK & BROWN 20 Zugfestigkeiten für 5 Gebirgstypen nach HOEK & BROWN 21 Plastische Zonen für eine Kavernen-Entwurfsanalyse 22 Plastische Zonen für einen Kavernen-Vorentwurf, Nichtlineares Kriterium 23 Plastische Zonen für einen Kavernen-Vorentwurf, Lineares Kriterium 24 Verteilung gemessener Trennflächenabstände 25 Verteilung gemessener Trennflächenausbißlängen 26 Verteilung gemessener Trennflächengrößen 27 Korrelation von Trennflächengrößen und -ausbißlängen 28 Verteilung gemessener Öffnungsweiten 29 Verteilung gemessener Kluftrauhigkeitskoeffizienten 30 Verteilung gemessener Kohäsionswerte Direkte Scherversuche nach KRSMANOVIC & LANGOF 31 32 Elastizitätsmodul und Gesteinskohäsion versch. Autoren 33 Einaxiale Druckfestigkeit und Verwitterungsgrad, Andesit 34 Einaxiale Druckfestigkeit und Verwitterungsgrad, Schiefer 35 Anisotropiefaktor von Schiefer 36 Einaxiale Druckfestigkeit und Wassergehalt, Sedimente 37 Reibungswinkel und Wassergehalt 38 Gewicht der Einzelparameter im RMR-System

39 Gewicht der Einzelparameter im NGI(Q)-System 40 Veränderung der Gebirgsfestigkeit mit dem Kluftfallwinkel B, Seitendruck 41 Veränderung der Gebirgsfestigkeit mit dem Kluftfallwinkel ß, Kohäsion 42 Modellversuche nach EINSTEIN & HIRSCHFELD 43 Ergebnisse direkter Scherversuche für drei Felsklassen 44 Ergebnisse direkter Scherversuche, Kaverne Edolo 45 Ergebnisse direkter Scherversuche, Kaverne Bremm 46 Blockgröße und Gebirgsdruckfestigkeit 47 Schwächungskoeffizient nach JUMIKIS 48 Gebirgskohäsion in acht Krafthausprojekten 49 Druckfestigkeit für 5 Gebirgstypen nach HOEK & BROWN 50 Gebirgskohäsion und Felsqualität bei Kavernen 51 Gebirgsdruckfestigkeit und Felsqualität nach fünf Autorengruppen 52 Blockgröße und Deformationsmodul nach BARTON 53 Abstufung des Gebirgsdeformationsmoduls und Felsqualität RMR 54 Verhältnis von Deformationsmoduli in situ und im Labor 55 Rißvolumen und Gebirgsdurchlässigkeit nach KRAPP 56 Ergebnisse von Wasserabpreßversuchen in Sedimenten 57 Porosität und Gebirgsdurchlässigkeit 58 Abhängigkeit des Zuflusses von der Trennflächenrichtung 59 Felsklassifikation nach BRÄUTIGAM & HESSE 60 Klassifikation nach JOHN & BAUDENDISTEL, Einzelparameter 61 Korrelation der Werte nach JOHN & BAUDENDISTEL und RMR-Wert 62 Gebirgsdeformationsmodul und NGI-Felsqualitätsindex 63 Zehn Gesteinstypen bei Kavernen 64 Zehn Gesteinstypen und Druckfestigkeit bei Kavernen 65 Wirtschaftliche Abmessungen und Felsqualität von Kavernen 66 Wirtschaftlichkeit ausgeführter Kavernenbauwerke 67 Tragring-Hypothese für Kreisstollen 68 Anforderungen an Ankerabstände eines Tragrings 69 Ankerlängen und Abstände bei Kavernen 70 Dachspritzbetondicke, Felsqualität und Breite (Log.) 71 Wandspritzbetondicke, Felsqualität und Höhe (Log.) 72 Ankerlänge, Felsqualität und Kavernenbreite (Log.) 73 Anker-Rasterabstand, Felsqualität und Breite (Log.) 74 Anker-Rasterabstand, Felsqualität und Durchmesser (Log.) 75 Vorspannankerraster, Felsqualität und Kavernenhöhe (Log.) 76 Vorspannankerraster, Gesteinsfestigkeit und Kavernenhöhe (Log.) 77 Vorspannankerlänge, Felsqualität und Kavernenhöhe (Log.) 78 Vorspannankerlänge und Nennlast 79 Dachausbauwiderstand, Felsqualität und Breite (Log.)

80 Wandausbauwiderstand, Felsqualität und Höhe (Log.) 81 Seitendruckfaktoren bei Stollen, Kavernen und Felsqualität 82 Zulässige Überlagerung und Felsqualität von Kavernen Zulässige Überlagerung und Gesteinsdruckfestigkeit 83 84 Überlagerungs- und Seitendruck bei Kavernen 85 In situ- und kritische Gesteinsdehnungen bei Kavernen 86 Wandverformungen und Deformationsmodul Firstverformungen von Kavernen, Felsqualität und Breite (Log.) 87 88 Wandverformungen von Kavernen, Felsqualität und Höhe (Log.) 89 Prognose von Kavernen-Firstverformungen, Felsqualität und Breite 90 Prognose von Kavernen-Wandverformungen, Felsqualität und Höhe 91 Mittlerer Meßinstrumentenabstand und Felsqualität 92 Rückrechnung von Gebirgsdeformationsmoduli, Agus 4 93 Pfeilerbreite und Seitendruckfaktor

#### Liste der Abbildungen im Anhang

Anh. 1 Mittlere Querschnittsfläche und Halbdekade

Anh. 2 Verhältnis von Druckhöhe und Stollenlänge

Anh. 3 Pfeilerbreite und mittlere Kavernenabmessung

Anh. 4 Pfeilerbreite und Überlagerungshöhe

Anh. 5 Korrelation von Kluftabständen und Scherzonendicken

Anh. 6 Verteilung gemessener Bankmächtigkeiten

Anh. 7 Verteilung gemessener Reibungswinkel

Anh. 8 Verteilung gemessener Gesteinsdehnungen

Anh. 9 Verteilung gemessener Gebirgsdeformationsmoduli

Anh. 10 Einaxiale Druckfestigkeit und Wassergehalt, Andesit

Anh. 11 Elastizitätsmodul und Wassergehalt, Sedimente

Anh. 12 Verhältnis von System- und Elementfestigkeit nach MÜLLER

Anh. 13 Verformungsmodul und Gebirgskohäsion

Anh. 14 Gebirgskohäsion und Kluftabstand

Anh. 15 Gebirgsdruckfestigkeit und Felsqualität nach STILLE

Anh. 16 Gebirgsdruckfestigkeit und Felsqualität nach TANIMOTO

Anh. 17 Gebirgsreibungswinkel und Felsqualität

Anh. 18 Gesteinsdruckfestigkeit und Felsqualität

Anh. 19 Auflockerungstiefe und Felsqualität

Anh. 20 Deformationsmodul und modifizierter Kerngewinn RQD

Anh. 21 Weitere Schätzungen des Deformationsmoduls

Anh. 22 Zehn Gesteinstypen und Deformationsmodul bei Kavernen

Anh. 23 Ankerlänge, Felsqualität und Stollendurchmesser

Anh. 24 Zulässiger Seitendruck und Felsqualität von Kavernen

Anh. 25 Vorhandene Gebirgs-Dehnungen bei Stollen und Kavernen

Anh. 26 Zulässiger Überlagerungs- und Seitendruck

Anh. 27 Zulässige Horizontalspannung und Gesteinsdruckfestigkeit

# Liste der Tabellen

4.2.1	Erforderliche felsmechanische Parameter
4.2.2	Verteilungsmodelle felsmechanischer Parameter
4.3.1	Wirksamkeit der felsmechanischen Berechnungen
5.1.1	Gefahr unzutreffender Ergebnisse bei felsmechanischen Analysen
5.1.2	Fehlerquellen bei der Idealisierung
5.2.1	Mögliche Korrektur gemessener mittlerer Kluftlängen (m)
5.2.2	Verhältnis gemessener Ausbißlängen und -flächen
5.2.3	Verhältnis gemessener Kluftabstände, -ausbißlängen und -flächen
5.3.1	Reibungswinkelbereiche für verschiedene Kluftarten
5.3.2	Kluft-Spitzenreibungswinkel, JRC-Konzept, Oberfläche
5.3.3	Kluft-Spitzenreibungswinkel, JRC-Konzept, Tiefbereich
5.3.4	Rauhigkeitsbeitrag zur Spitzenreibung
5.3.5	Direkte Scherversuchsergebnisse auf Klüften
5.4.1	Anfangskohäsion in % der Gesteinsdruckfestigkeit
5.4.2	Gesteins-Scherfestigkeitsparameter nach BIENIAWSKI
5.4.3	Abgeminderte Werte der Gesteinsfestigkeit infolge Verwitterung
5.4.4	Festigkeitsabminderungen für Gebirgstypengruppen
5.4.5	Abstufung von Gebirgsfestigkeiten nach verschiedenen Autoren
5.4.6	Abminderung der Reibung feuchter Trennflächen
5.4.7	Abminderung der Kohäsion feuchter Trennflächen (%)
5.5.1	Zusammenhang dreier Felsklassifikationen
5.5.2	Mittelwerte der Gebirgsscherfestigkeit nach MIZUNO u.a.
5.5.3	Direkte Scherversuchsergebnisse für das Gebirge
5.5.4	Abminderungsfaktoren und Trennflächenorientierung
5.5.5	Kluftkohäsionen und Gebirgskohäsionen (MPa)
5.5.6	Spitzen-Scherfestigkeitsparameter nach SEEBER u.a.
5.5.7	Zulässige Flächenpressung in % der Gesteinsfestigkeit nach KARPUZ u.a.
5.5.8	Zulässige Flächenpressung in Abhängigkeit vom Verwitterungsgrad
5.5.9	Zulässige Flächenpressungen verschiedener Gesteine (MPa)

5.7.1	Log k <sub>t</sub> (m/s) des Gesteins verschiedener Autoren
5.7.2	$Log k_{f}$ (m/s) des Gebirges verschiedener Autoren
5.7.3	Durchlässigkeitsbeiwerte (m/s) für vier Sedimentgesteine
5.7.4	Gesteinsporositäten (%) verschiedener Autoren
5.7.5	Gesteinsporosität (%) und Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)
6.1.1	Rangfolge der Einflußfaktoren, Nennungen > 50%
6.3.1	Gebirgskohäsion (MPa) und RMR-Klassifikation
6.4.1	Einteilung der Gesteinstypengruppen
6.4.2	Kavernenvergleiche und beste Übereinstimmungen
6.4.3	Kavernenvergleiche, Abmessungen, Ausbauwiderstände
6.6.1	Erforderliche Gebirgsreibungswinkel für zuläss. Ankerabstände
6.7.1	Mittelwerte von Bruchdehnungen und in situ-Dehnungen
6.8.1	Kritische Ausdehnungen (Zug) des Gesteins nach STACEY
6.8.2	Kritische Dehnungen (%) des Gesteins bei Stollen und Kavernen
6.8.3	Dehnungen (%) des Gebirges bei Stollen und Kavernen
7.4.1	Empfohlene Standsicherheitsberechnungen für Kavernen
8.1.1	Umrechnungsfaktoren mittlerer Gesteins- und Gebirgskennwerte (MPa)






Anh. 2 Verhältnis von Druckhöhe und Stollenlänge







Anh. 4 Pfeilerbreite und Überlagerungshöhe











Anh. 7 Verteilung gemessener Reibungswinkel

Sengbach-Talsperre, 138 Druckversuche



### Anh. 8 Verteilung gemessener Gesteinsdehnungen



# Dilatometer- und Druckkissenversuche





Anh. 10 Einaxiale Druckfestigkeit und Wassergehalt, Andesit



Anh. 11 Elastizitätsmodul und Wassergehalt, Sedimente



Anh. 12 Verhältnis von System- und Elementfestigkeit nach MÜLLER



## Anh. 13 Verformungsmodul und Gebirgskohäsion



Anh. 14 Gebirgskohäsion und Kluftabstand

Gebirgsdruckfesigkeit [MPa]



Anh. 15 Gebirgsdruckfestigkeit und Felsqualität nach STILLE



Anh. 16 Gebirgsdruckfestigkeit und Felsqualität nach TANIMOTO







Anh. 18 Gesteinsdruckfestigkeit und Felsqualität



Anh. 19 Auflockerungstiefe und Felsqualität



Anh. 20 Deformationsmodul und modifizierter Kerngewinn RQD

138 Laborversuche, Sengbach-Talsperre







Anh. 22 Zehn Gesteinstypen und Deformationsmodul bei Kavernen



Anh. 23 Ankerlänge, Felsqualität und Stollendurchmesser



Anh. 24 Zulässiger Seitendruck und Felsqualität von Kavernen







Anh. 26 Zulässiger Überlagerungs- und Seitendruck

Seitendruckfaktor (—)



Anh. 27 Zulässige Horizontalspannung und Gesteinsdruckfestigkeit

#### Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamt für dhau Bodenmechanik und Felsmec

# Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München

### Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik

Heft 1 1982	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden - vergriffen -
Heft 2 1983	Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik
Heft 3 1984	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach - vergriffen -
Heft 4 1985	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgelinjizierter Sande
Heft 5 1985	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle
Heft 6 1986	Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien
Heft 7 1986	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse
Heft 8 1986	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben
Heft 9 1987	Testing of bentonite suspensions
Heft 10 1987	Beiträge zur Felsmechanik
Heft 11 1988	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden
Heft 12 1988	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge
Heft 13 1989	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise
Heft 14 1989	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlaumbauten

	. 2
Heft 15 1989	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen
Heft 16 1990	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau
Heft 17 1990	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze
Heft 18 1993	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile
Heft 19 1993	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem
Heft 20 1994	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen