

Barbara-Gespräche	Band 1	"Grenzen der Geotechnik" Payerbach 1993	Seite 189 - 216 Abb. 1 - 11	Wien 1995
-------------------	--------	--------------------------------------------	--------------------------------	-----------

GEOSCHULE PAYERBACH

BARBARA-GESPRÄCHE  
Payerbach 1993

DAS VERHALTEN DER KÖLNBREINSPERRE NACH  
ERRICHTUNG EINER TALSEITIGEN  
ABSTÜTZKONSTRUKTION

H. LUDESCHER

Vortragender: P. OBERNHUBER



Payerbach,  
27. November 1993

Mitteilungen für Baugeologie und Geomechanik	Band 3	Baugeologische Tage Payerbach 1991	Seite 7 - 99	Wien 1994
Barbara-Gespräche	Band 1	"Grenzen der Geotechnik" Payerbach 1993	Seite 101 - 216	Wien 1994

*INHALT*

1.	Einleitung	191
2.	Geologie	191
3.	Statische Berechnung der Kölnbreinsperre	191
4.	Das Beobachtungssystem der Kölnbreinsperre	194
5.	Ergänzungsmaßnahmen in den Jahren 1979 bis 1985	194
6.	Das Schadensbild im Gründungsbereich der Kölnbreinsperre	194
7.	Ursache der Schäden an der Kölnbreinsperre	197
8.	Das Projekt zur Sanierung der Kölnbreinsperre	197
8.1	Die Konstruktionselemente für die Sanierung der Kölnbreinsperre	199
8.2	Statische Untersuchungen an einem FE-Rechenmodell	199
8.3	Baudurchführung	202
9.	Verhalten von Sperre und Stützgewölbe beim Vollstau 1993	205
9.1	Stauverlauf	205
9.2	Entwicklung der Abstützkraft zwischen Sperre und Stützgewölbe	205
9.3	Verhalten des Stützgewölbes	205
9.4	Verhalten der Kölnbreinsperre	208
10.	Zusammenfassung	209
	Diskussion zum Vortrag	211

*Anschrift des Verfassers:*

*Dipl.Ing.H.LUDESCHER,  
Österreichische Draukraftwerke AG,  
Kohldorferstraße 98,  
A-9010 Klagenfurt*

*Anschrift des Vortragenden:*

*Dipl.Ing.Dr. P. OBERNHUBER,  
Tauernkraftwerke AG,  
Rainerstraße 29, Postfach 161,  
A-5021 Salzburg*

# DAS VERHALTEN DER KÖLNBREINSPERRE NACH ERRICHTUNG EINER TALSEITIGEN ABSTÜTZKONSTRUKTION

H. LUDESCHER

Vortragender: P. OBERNHUBER

## 1. Einleitung

Die Kölnbreinsperre wurde in den Jahren 1974 bis 1977 im Rahmen des Baues der Kraftwerksgruppe Malta errichtet. Sie bildet das Absperrbauwerk für einen Speicher mit einem Nutzinhalt von 200 Mio m<sup>3</sup> Wasser. Mit einer Bauwerkshöhe von 200 m, einer Kronenlänge von 626 m und einer Betonkubatur von 1,6 Mio m<sup>3</sup> zählt die Kölnbreinsperre im hinteren Maltatal zum Zeitpunkt ihrer Fertigstellung nicht nur zur höchsten Talsperre Österreichs, sondern auch zu den höchsten Bogenmauern Europas.

## 2. Geologie

Die Sperrenstelle und der Speicherraum liegen zur Gänze im Zentralgneis der Ankogel-Hochalmgruppe in den östlichen Hohen Tauern. An der Sperrenstelle können geologisch drei Zonen, je nach Schieferung und Klüftung, unterschieden werden:

- am rechten westlichen Hang und im Talboden herrscht massiger Granitgneis vor,
- in der linken östlichen Flanke steht sogenannter Plattengneis an und
- am linken Hangfuß werden diese beiden Gebirgsarten durch eine Schiefergneiszone getrennt.

Aus dieser Gebirgscharakteristik leiten sich eine größere Nachgiebigkeit der linken Ein-

bindungsflanke und ein steiferes Widerlager am rechten Talhang ab. Alle drei Gebirgsarten setzten sich erwartungsgemäß auch an der Aufstandsfläche des in den letzten Jahren errichteten Stützgewölbes fort und wurden anlässlich des Aushubes besonders sorgfältig kartiert.

## 3. Statische Berechnung der Kölnbreinsperre

Die statischen Untersuchungen für die Kölnbreinsperre wurden in den Jahren 1972 bis 1976 von den Tauernkraftwerken durchgeführt und erfolgten nach dem Lastaufteilungsverfahren mit 5 horizontalen und 9 vertikalen Tragelementen. Entsprechend dem damaligen Stand der Technik wurden in den Kreuzungspunkten von Bögen und Konsolen 3 der 6 möglichen Verformungsgrößen ausgeglichen.

Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verformungseigenschaften der drei vorhin erwähnten Gebirgsarten wurden für alle notwendigen Lastfälle (Eigengewicht, Vollstau und Temperatur) die Verformungen (Verschiebungen und Verdrehungen) und Spannungen an der doppelt gekrümmten Sperrenschale ermittelt.

Aus den errechneten, maximalen Druckspannungen von  $\sigma_d = 9 \text{ N}$  (90 kg/cm<sup>2</sup>) und der damals im Gewölbesperrenbau üblichen Sicherheit  $s = 3,6$  wurde die für die Errichtung der Sperre notwendige Betongüte festgelegt. Die geforderte Bruchfestigkeit des Vorsatzbetons mit  $\sigma_{BR} = 330 \text{ kg/cm}^2$  und für den Kernbeton mit  $\sigma_{BR} = 270 \text{ kg/cm}^2$ .

KW MALTA  
SPERRE KÖLN BREIN

# GEOLOGIE AN DER SPERRENSTELLE ANSICHT VON DER LUFTSEITE

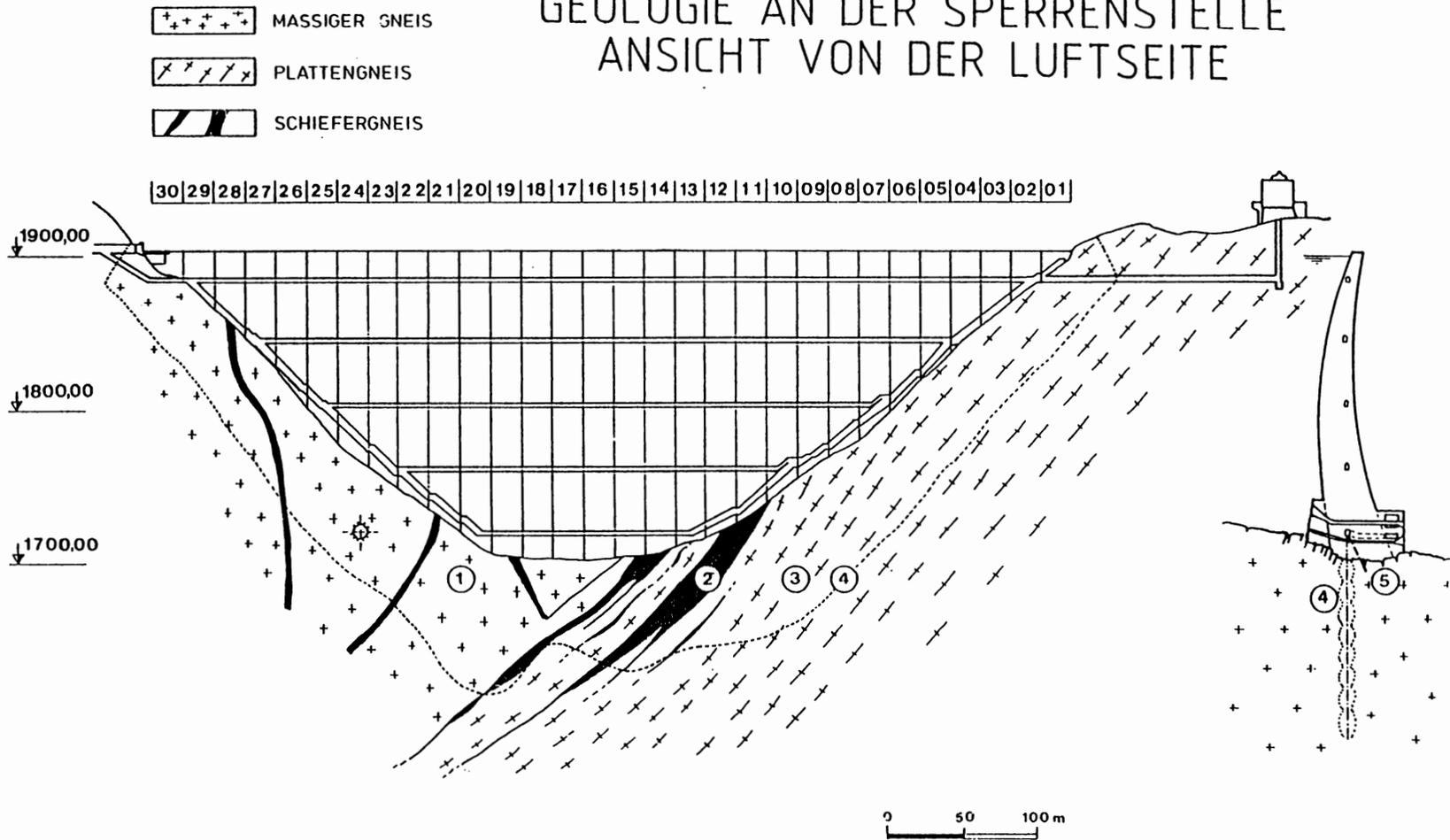


Abb. 1: Geologie an der Sperrenstelle, Ansicht von der Luftseite

# KW-MALTA KOELNBREINSPERRE GEOLOGIE AN DER SPERRENSTELLE LAGEPLAN

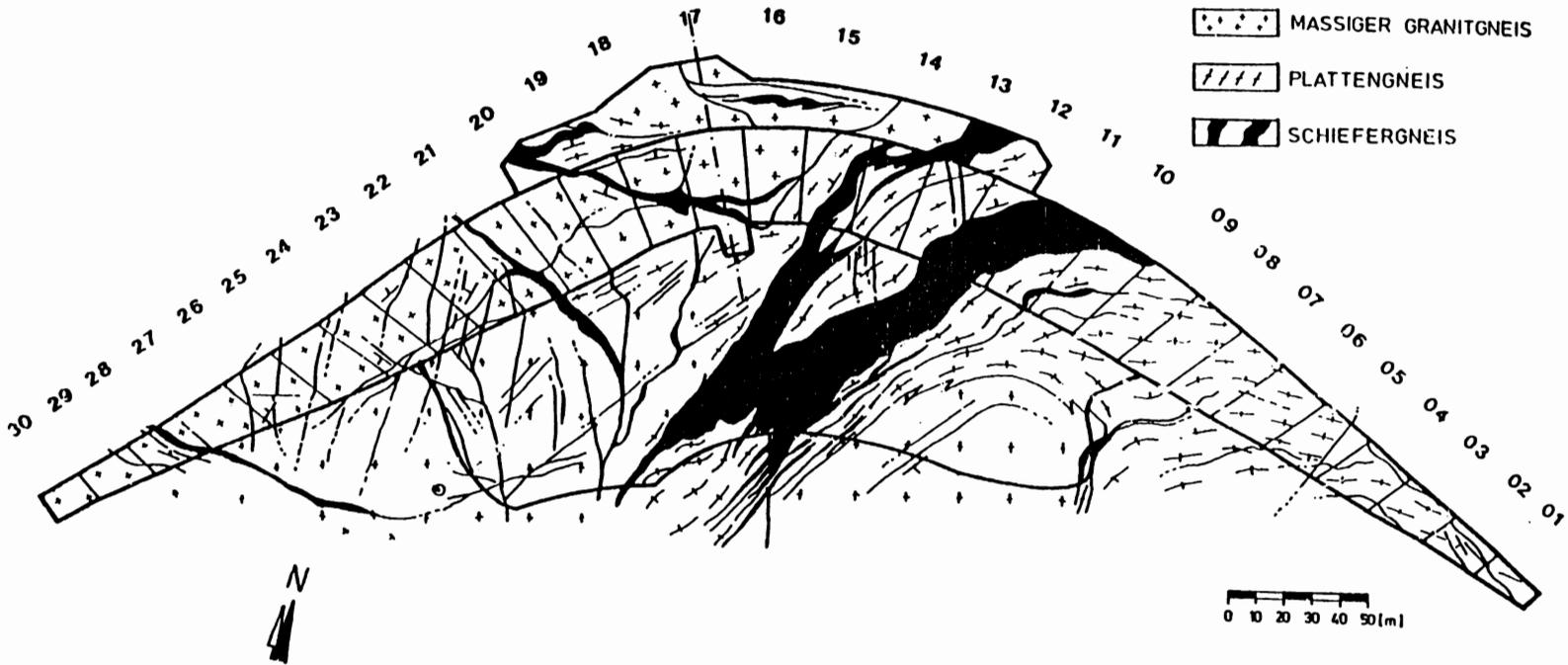


Abb. 2.: Geologie an der Sperrenstelle, Lageplan

#### 4. Das Beobachtungssystem der Kölnbreinsperre

Die Kölnbreinsperre war von vornherein mit einem umfangreichen Beobachtungssystem ausgestattet, das einen sehr genauen Vergleich mit den Rechenergebnissen ermöglichte. Ab 1976 standen rund 400 Ablesestellen zur Verfügung, von denen bereits damals 300 an eine automatisch registrierende Fernüberwachungsanlage angeschlossen waren.

Mit diesem Beobachtungssystem wurde der Nachweis erbracht, daß sich die Kölnbreinsperre in den Stauperioden 1976 und 1977, in denen der Wasserspiegel bis auf 1812 m ü.A. bzw. 1854 m ü.A. gestaut wurde, projektgemäß verhält.

Aufgrund des regulären Verhaltens der Sperre erteilte die Oberste Wasserrechtsbehörde anlässlich der Vorkollaudierung im Juli 1978 den Österreichischen Draukraftwerken die Bewilligung zum Vollstau. Nach Überschreiten der Staukote von 1860 m mußten unter anderem folgende Beobachtungen gemacht werden:

- Die Sickerwasserverluste aus den Dränagen in den Kontrollgängen nahmen stark zu, erreichten Werte über 200 l/s und
- der Sohlenluftwasserdruck an der Aufstandsfläche der höchsten Sperrenblöcke erreichte Werte, die bis zu 100 % der Stauhöhe entsprachen.

#### 5. Ergänzungsmaßnahmen in den Jahren 1979 bis 1985

Aus diesen Beobachtungen wurde abgeleitet, daß sich im wasserseitigen Gründungsbereich der höchsten Sperrenblöcke eine Zerrzone ausgebildet haben muß und dadurch der in den Untergrund reichende Dichtschirm im Bereich der Sperrenaufstandsfläche zerstört wurde. Zur Reduzierung der bei hoher Staulage auftretenden Sohlenwasserdrücke und der unerwünschten Sickerwasserverluste wurden in den Jahren 1979 bis 1985 an der Kölnbreinsperre

folgende Abdichtungs- und Entspannungsmaßnahmen durchgeführt:

- 1979: Durchführung von Dichtinjektionen im Gründungsbereich mit Zement und Kunstharz sowie Abteufen von zusätzlichen Drainagebohrungen gegen die luftseitige Aufstandsfläche;
- 1980 und 1981: Errichten eines Gefrierschirmes zur Abdichtung der wasserseitigen Rißzone;
- 1981 bis 1983: Bau eines Vorbodens wasserseitig der höchsten Sperrenblöcke mit dem Ziel, den Dichtschirm aus der gezerzten Gründungszone in den Stauraumboden zu verlegen;
- 1984 und 1985: Ergänzung des Dichtschirmes mit Injektionen sowie Ausbesserungen an der Kunststoff-Folie des Vorbodens.

Diese Maßnahmen ermöglichten bis 1985 im Kölnbreinspeicher einen Füllungsgrad über 90 % und zweimal, in den Jahren 1979 und 1983, das Erreichen der Vollstaukote von 1902 m ü.A.

Aus der großen Anzahl von Bohrungen, die in diesen Jahren durchgeführt wurden, war es schließlich auch möglich, einen umfassenden Überblick über das Schadensbild zu bekommen.

#### 6. Das Schadensbild im Gründungsbereich der Kölnbreinsperre

Mit mehr als 33.000 lfm Schlag- und Kernbohrungen und über 1.000 lfm Gleitmikrometer-Meßstrecken wurde eine umfassende Erkundung der Rißzonen im Aufstandsbereich der Sperre durchgeführt. Die dabei erkundeten Risse lassen sich in zwei große Bereiche einteilen:

- **Luftseitiger Rißbereich**  
Die Risse dieses Bereiches verlaufen im Felsuntergrund annähernd parallel zur Aufstandsfläche und im Sperren-

KW MALTA  
SPERRE KÖLNBREIN

BEOBACHTUNGSSYSTEM

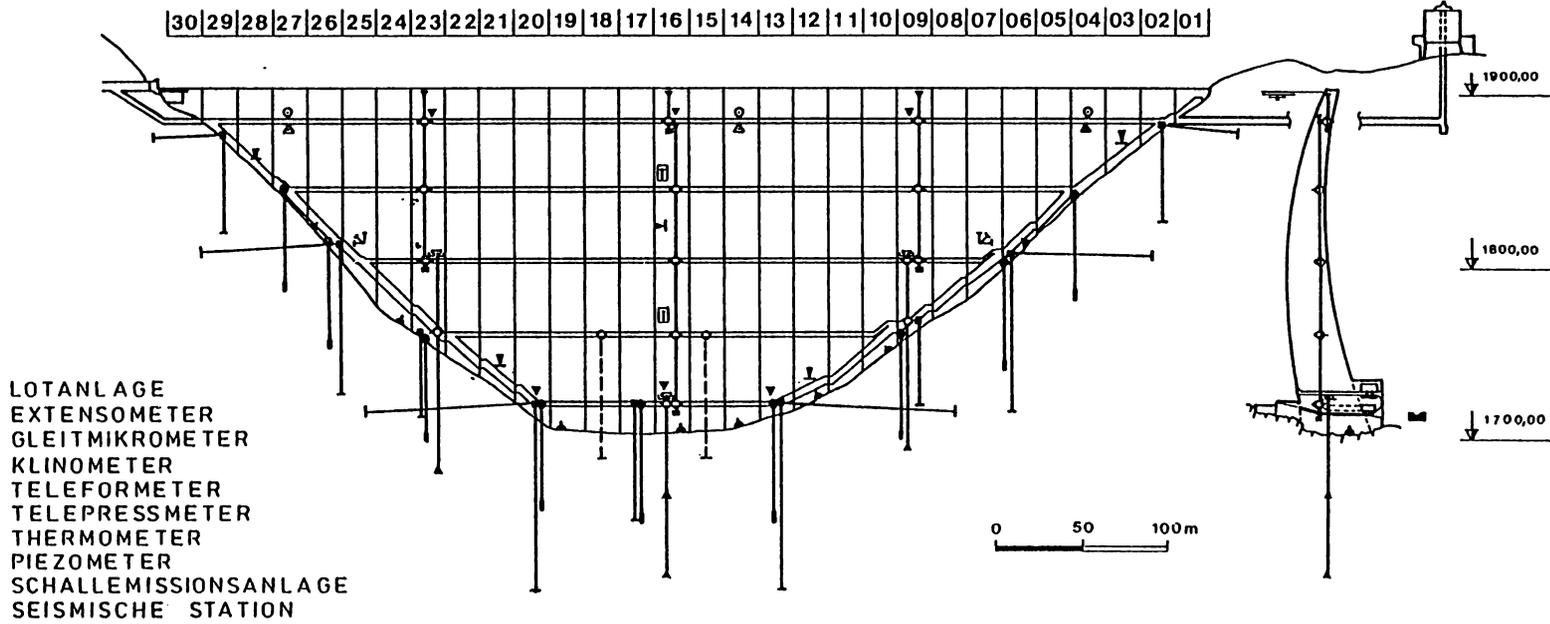


Abb. 3: Beobachtungssystem

# KW-MALTA KOELNBREINSPERRE

## VERLAUF DES SICKERWASSERS UND DES KLUFTWASSERDRUCKES IN ABHAENGIGKEIT VON DER STAUHOEHE

### STAUPERPERIODE 1978/1979

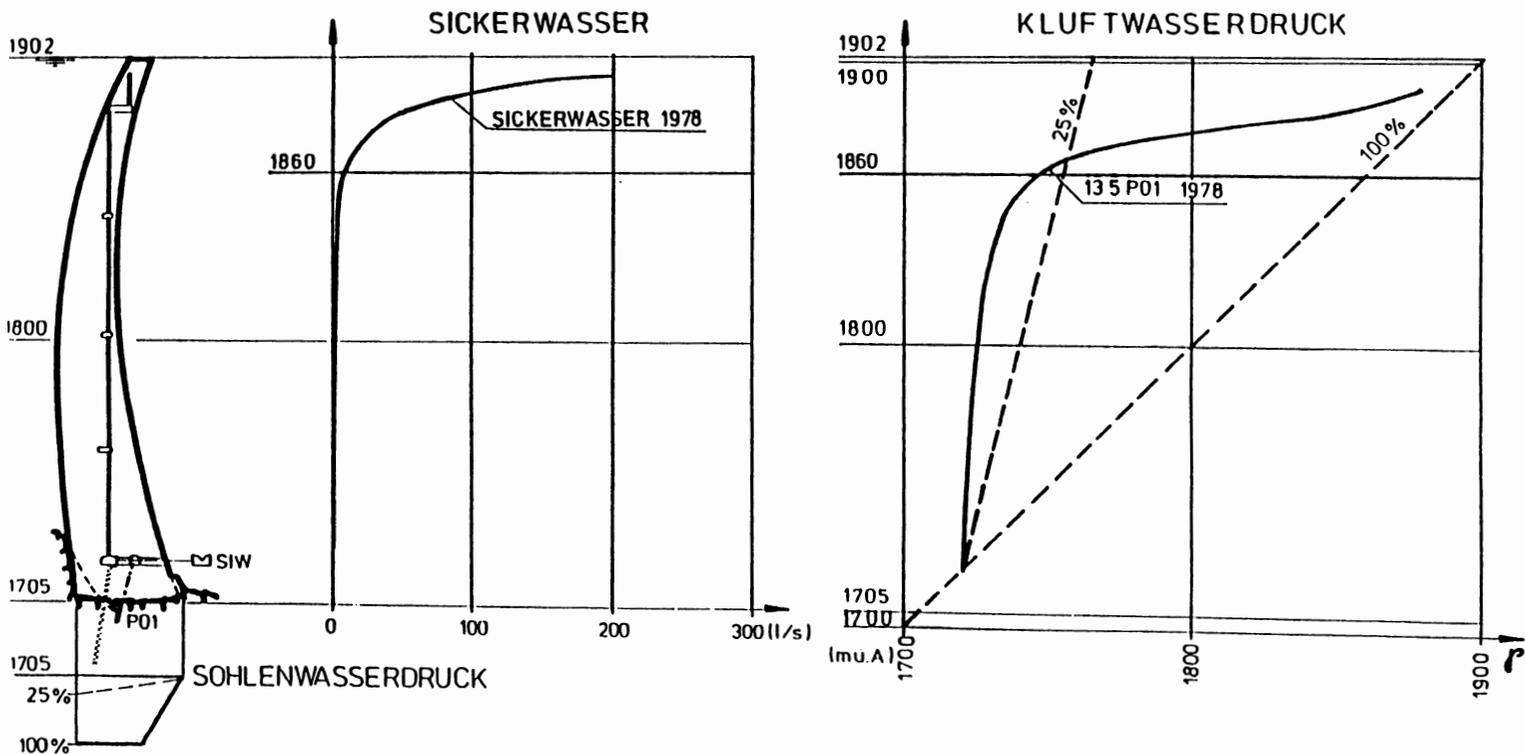


Abb. 4: Verlauf des Sickerwassers und des Kluftwasserdruckes in Abhängigkeit von der Stauhöhe

beton entlang horizontaler Betonierfugen und reichen unterschiedlich weit, maximal 11 m, in den Sperrbeton. Sie weisen bei leerem Becken eine maximale Öffnungsweite von 3,5 mm auf.

#### - Wasserseitiger Rißbereich

Zum wasserseitigen Rißbereich werden die steil gegen die Aufstandsfläche einfallenden Risse im Beton und im Felsuntergrund gezählt, die sich am wasserseitigen Fuß der Blöcke 12 bis 21 während der Stauperioden der Jahre 1978 bis 1983 bildeten. Die bis heute wasserführenden Risse reichen teilweise bis ins mittlere Aufstandsdrittel und wiesen beim Vollstau 1979 Öffnungsweiten von maximal 30 mm auf.

## 7. Ursache der Schäden an der Kölnbreinsperre

Mit der Klärung der Ursachen des unerwarteten Verhaltens der Sperre und vor allem der Rißbildung im Aufstandsbereich beauftragte die Staubeckenkommission im April 1979 in ihrer 43. Sitzung eine Gruppe von Experten. Dieser Bericht lag im März 1983 vor. 1984 wurde dieser Ursachenkatalog von Dr. LOMBARDI ergänzt.

Kurz zusammengefaßt entstanden die luftseitigen Risse bereits beim Bau der Sperre und sind eine Folge von Zugspannungen entlang der luftseitigen Begrenzung der Aufstandsfläche der Sperre bei leerem Becken (Lastfall Eigengewicht). Es gibt zahlreiche Hinweise, daß sich diese Risse anläßlich der Injektion der vertikalen Blockfugen erweitert haben könnten.

Die wasserseitigen Risse bildeten sich hingegen beim Aufstau oberhalb der Staukote von 1860 m ü.A., das sind 42 m unter dem Vollstau. Ihre Ursachen sind in der hohen Beanspruchung des durch die luftseitigen Risse

geschwächten Gründungsquerschnittes, vor allem infolge der großen Querkraft, zu suchen.

Nachteilig und spannungserhöhend haben sich dabei folgende Einflüsse ausgewirkt:

- eine geologisch bedingte unterschiedliche Nachgiebigkeit des Felsuntergrundes im Talboden und
- die Einsenkung (Setzung) des Stauraumbodens entlang der wasserseitigen Aufstandsfläche infolge des Gewichtes des gestauten Wassers.

## 8. Das Projekt zur Sanierung der Kölnbreinsperre

Da sich mit den erwähnten Ergänzungsmaßnahmen von 1979 bis 1983 keine überzeugende Verbesserung im Gesamttragverhalten der Sperre einstellte, verfügte die Oberste Wasserrechtsbehörde 1984 eine Begrenzung des Betriebswasserspiegels im Kölnbreinspeicher zuerst 17 m, schließlich 22 m unter dem projektgemäßen Stauziel von 1902 m ü.A.

Die Österreichischen Draukraftwerke entschlossen sich daraufhin, gemeinsam mit Dr. LOMBARDI ein umfassendes Projekt zur Sanierung der Kölnbreinsperre mit folgenden Zielen auszuarbeiten:

- die Standsicherheit der Sperre im Rißbereich zu verbessern,
- den uneingeschränkten Staubetrieb im Kölnbreinspeicher auf Dauer sicherzustellen und
- die Sickerwasserverluste zu verringern.

Nach Untersuchung mehrerer Sanierungsmöglichkeiten fiel sehr rasch die Entscheidung für die Errichtung eines luftseitig der Sperre angeordneten Stützgewölbes.

Aber auch zur Sicherung der Standsicherheit der Sperre bei leerem Becken wurden Maßnahmen an der Wasserseite überlegt.

KW-MALTA-KÖLNBREINSPERRE

# ERGÄNZUNGSMASSNAHMEN 1979 - 1985

## QUERSCHNITT

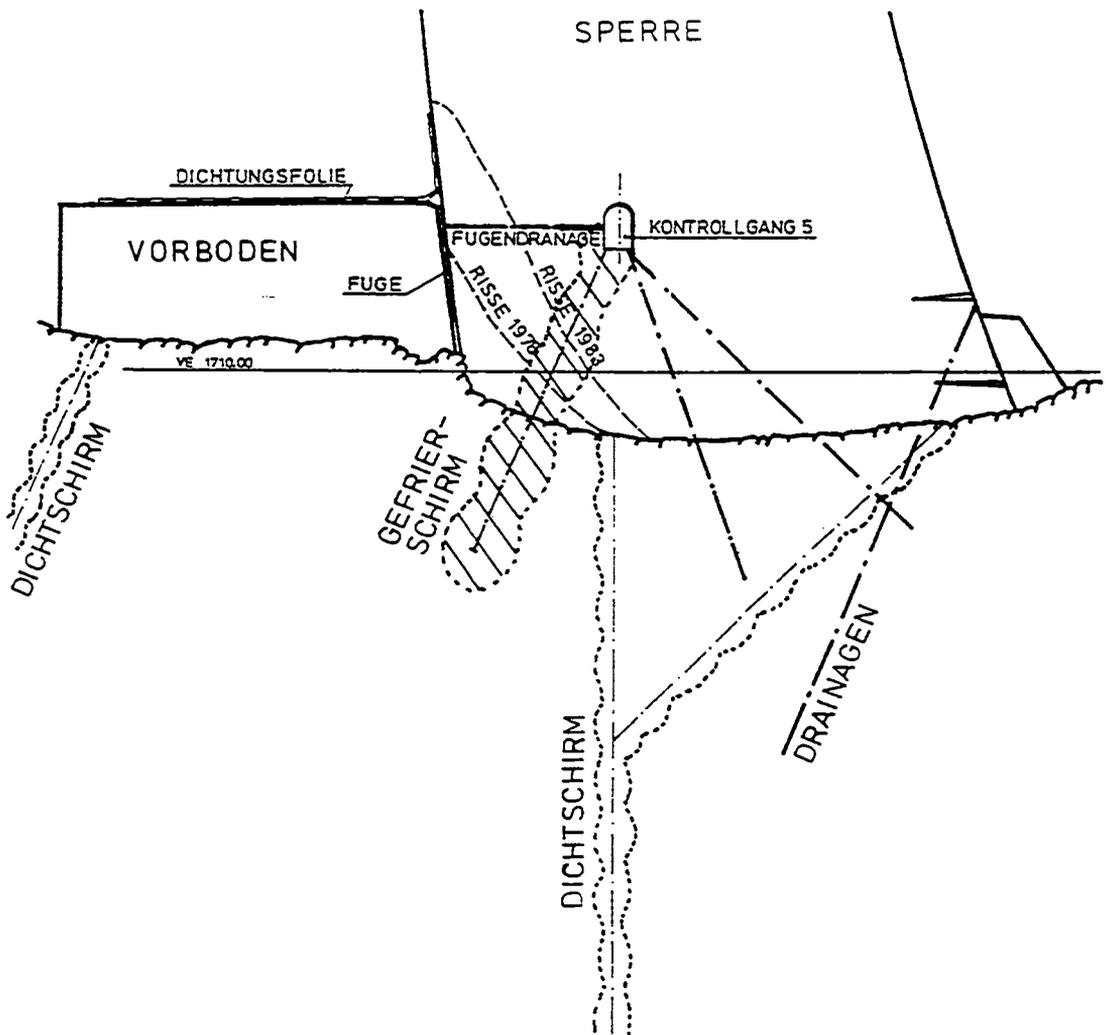


Abb. 5: Ergänzungsmaßnahmen 1979-1985

## 8.1 Die Konstruktionselemente für die Sanierung der Kölnbreinsperre

Sie lassen sich in 3 Elemente gliedern:

### Das luftseitige Stützgewölbe

Mit dem 65 m hohen Stützgewölbe, dessen Konstruktionsgewicht sich aus rund 500.000 m<sup>3</sup> Beton und 150.000 m<sup>3</sup> Überschüttungsmaterial zusammensetzt, wird für den rissegeschwächten Aufstandsquerschnitt der Sperre ein Widerlager geschaffen, das die Verformungen in diesem Bereich wirksam reduziert und die Standsicherheit der Sperre auf Dauer gewährleistet.

Gegen dieses Stützgewölbe stützt sich die Sperre in Zukunft bei Vollstau mit rund 1,2 Mio t ab. Das entspricht rund 22 % der gesamten auf die Sperre wirkenden Wasserlast von 5,4 Mio t.

### Die Kraftübertragungskonstruktion

Die Übertragung der Abstützkraft von 1,2 Mio t von der Sperre auf das Stützgewölbe erfolgt:

- über eine 6 bis 8 m hohe Kontaktzone entlang des luftseitigen Sperrenfußes, der Kraftschluß wurde wie bei Blockfugen mittels Zementinjektionen erreicht;
- und über 613 Lagerelemente, die in 9 Lagerhorizonten angeordnet sind und von denen jedes einzelne bei Vollstau rund 1600 t an Abstützkraft von der Sperre auf das Stützgewölbe überträgt.

### Zement- und Kunstharzinjektionen in den Ribbereichen der Gründungszone

Die Abstützung der Sperre gegen das luftseitige Stützgewölbe bewirkt, daß die Verschiebung der höchsten Sperrenblöcke an der Aufstandsfläche auf die Hälfte und die radialen Verdrehungen auf zwei Drittel der jetzigen Werte vermindert werden.

Diese Reduktion der Verformungen bewirkt, daß sich der Zugspannungsbereich auf das wasserseitige Drittel der Aufstandsfläche beschränken wird und das ursprünglich geplante Dichtungskonzept ausgeführt werden kann. Es sieht vor, daß der Dichtschild, rund 10 m von der Wasserseite entfernt, vom Kontrollgang 5 aus in den Felsuntergrund abgeteuft wird.

## 8.2 Statische Untersuchungen an einem FE-Rechenmodell

Die Ermittlung der Verformungen, der Spannungen und vor allem der komplexen Kinetik im Bereich der Kraftübertragungskonstruktion zwischen Sperre und Stützgewölbe erfolgte an einem räumlichen Rechenmodell nach der Methode der Finiten Elemente. Das Modell umfaßt die Talsperre, das luftseitig davon angeordnete Stützgewölbe einschließlich der Kraftübertragungskonstruktion und einen entsprechend ausgedehnten Gebirgskörper.

Für den Beton der Sperre und des Stützgewölbes wurden Verformungsmoduln von  $E_v = 18\ 000$  bis  $22\ 000$  N/mm<sup>2</sup>,

für den Granitgneis ein Verformungsmodul  $E_v = 30\ 000$  N/mm<sup>2</sup>,

für den Schiefergneis ein Verformungsmodul  $E_v = 10\ 000$  N/mm<sup>2</sup> und

für den Plattengneis ein Verformungsmodul von  $E_v = 20\ 000$  N/mm<sup>2</sup> gewählt.

Die Querkontraktion wurde einheitlich mit  $\nu = 0,17$  angenommen.

Die Berechnungen wurden unter der Voraussetzung homogener und isotroper Materialeigenschaften mit dem Programmsystem Ansys auf einer Rechenanlage bei den Österreichischen Draukraftwerken in Klagenfurt durchgeführt.

Von den vielen Möglichkeiten der Auswertung einer solchen Berechnung werden in der Folge

KW-MALTA  
SPERRE KÖLNBREIN

# LUFTSEITIGER RISSBEREICH

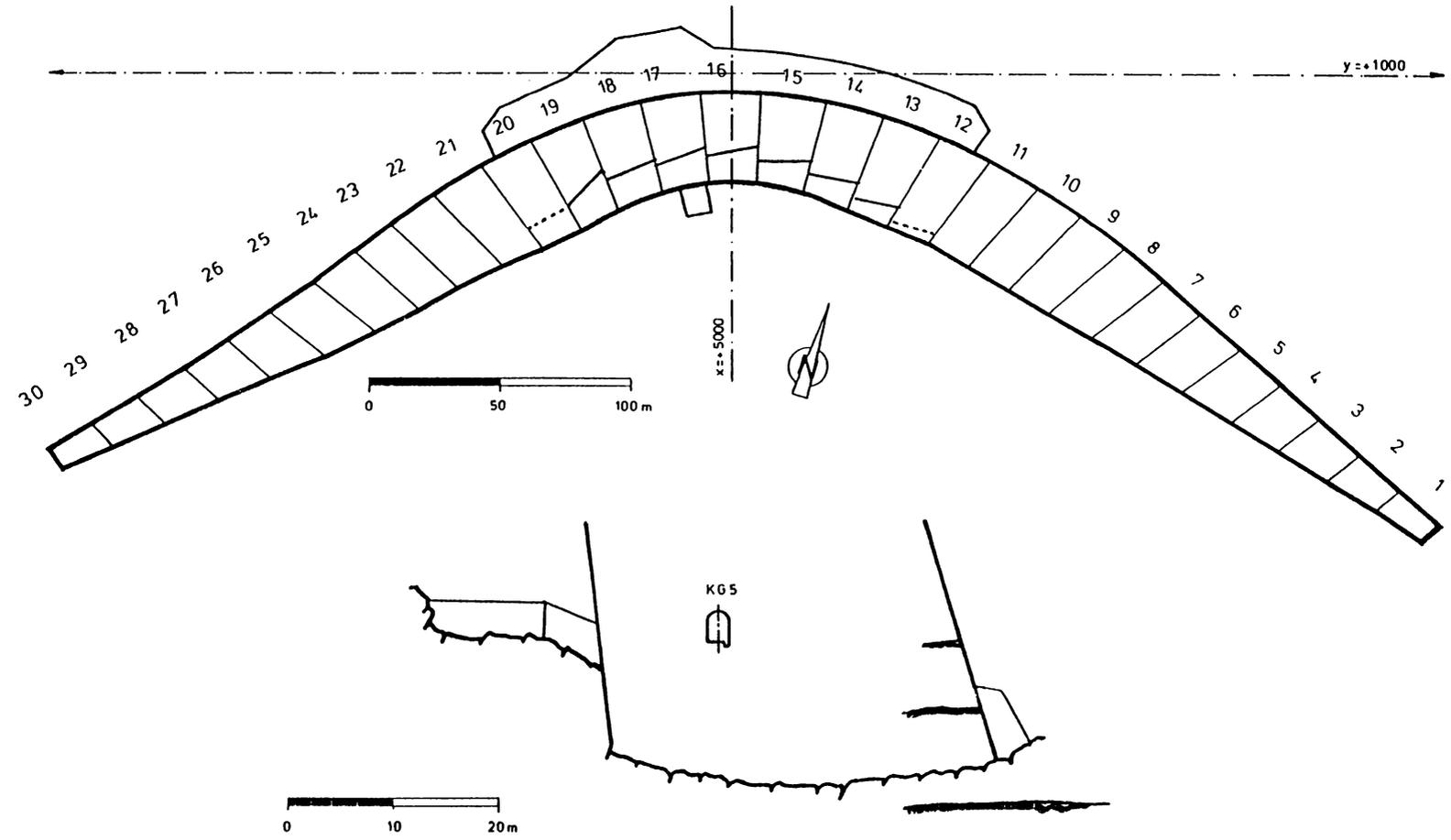


Abb. 6: Luftseitiger Rissbereich

KW-MALTA  
SPERRE KÖLNBREIN

# WASSERSEITIGER RISSBEREICH RISSZONE I

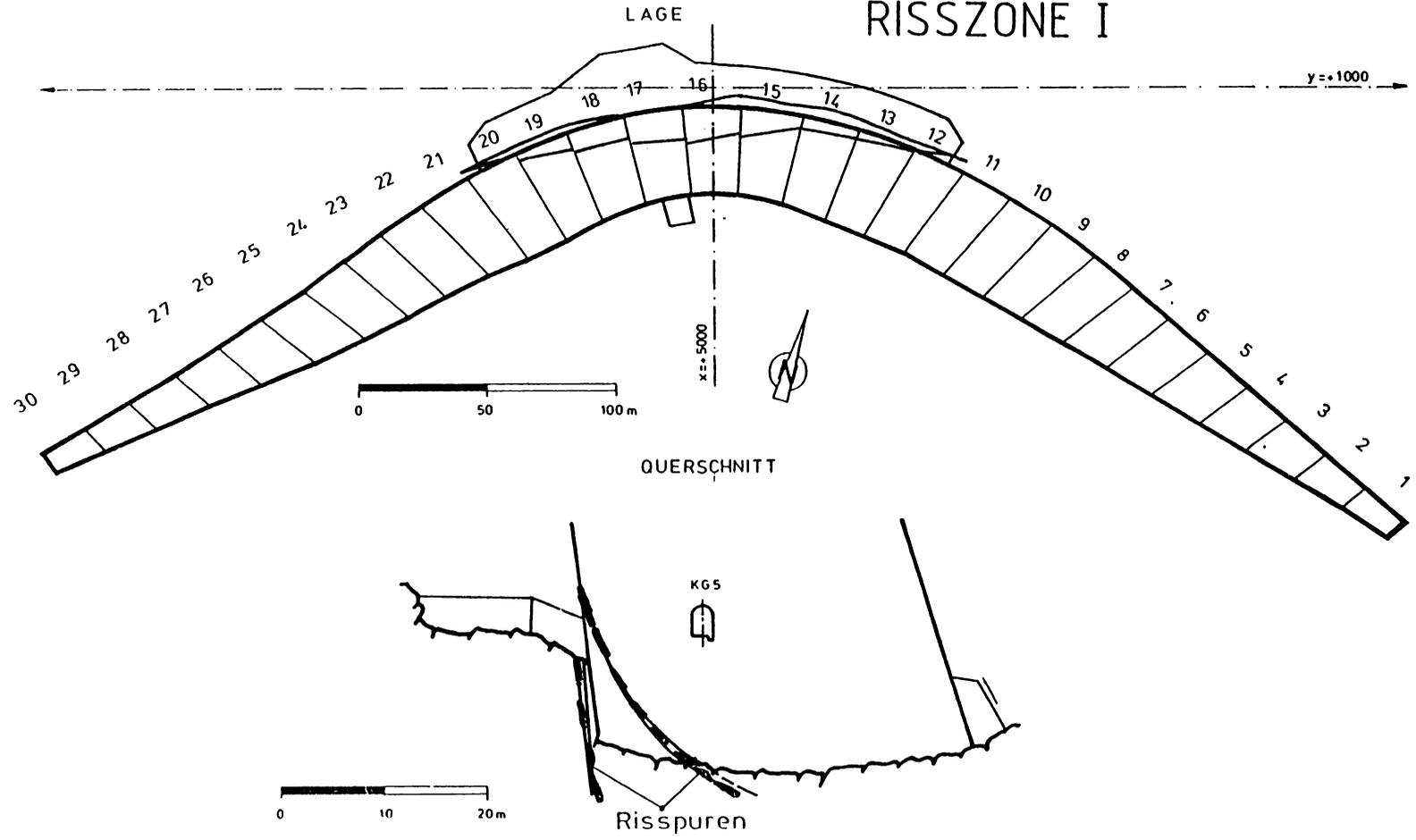


Abb. 7: Wasserseitiger Ribbereich, Ribzone I

- die Verformungen und
- die Verteilung der Vertikalspannungen im Gründungsbereich der Sperre gezeigt, jeweils ohne und mit Wirkung der Abstützung,
- sowie das ermittelte Abstützprogramm und
- der errechnete Verlauf der Gesamt-abstützkraft

dargestellt.

Deutlich ist daraus die bereits erwähnte entlastende Wirkung auf die Sperre zu sehen.

Die radialen Verschiebungen werden auf die Hälfte, die radialen Verdrehungen auf zwei Drittel ihrer Werte reduziert.

Die Gesamtabstützkraft wurde mit rd. 1,2 Mio t ermittelt.

### 8.3 Baudurchführung

Der Felsaushub und die Vorbereitung der Aufstandsfläche erfolgte in der schneefreien Zeit 1989.

Mit dem Einbau der 480. 000 m<sup>3</sup> Beton wurde im Herbst des selben Jahres begonnen.

1990 stand ganz im Zeichen des Massenbetons, täglich wurden bis zu 4000 m<sup>3</sup> Beton verarbeitet. Die größten Betonierblöcke wiesen Abmessungen von 40 x 30 x 3 m = 3600 m<sup>3</sup> auf.

Mit nur 190 kg Bindemittel pro Kubikmeter Beton, davon 45 % bzw. 80 kg Flual, wurde eine Bruchfestigkeit des Betons von mindestens 200 kg/cm<sup>2</sup> (20 N/mm<sup>2</sup>) erreicht.

Mit der Zugabe von Eisscherben und einer Rohrkühlung an den horizontalen Arbeitsfugen konnte die Abbinde-temperatur unter 32°C gehalten werden.

Mit drei Gleitmikrometer-Meßstrecken entlang der Aufstandsfläche des Stützgewölbes wurde nachgewiesen, daß der Beton auch unter diesen Bedingungen bisher rissfrei blieb.

1991 erfolgte die erste Blockfugeninjektion für das Stützgewölbe.

Mit dem Einbau der Kraftübertragungs-konstruktion wurde begonnen und die erste Etappe der umfangreichen Zement- und Kunstharzinjektionen wurde durchgeführt.

Im Kölnbreinspeicher wurde im Herbst 1991 wieder eine Staukote von 1880 m ü.A. erreicht.

1992 wurde die Blockfugeninjektion für das Stützgewölbe wiederholt. Die Kraftübertragungskonstruktion wurde fertiggestellt und die zweite Etappe der Injektionen im Gründungsbereich der Sperre wurde erfolgreich abgewickelt.

Im Oktober 1992 erreichte der Wasserspiegel im Kölnbreinspeicher eine Kote 7 m unter dem Vollstau.

1993 wurde schließlich die dritte und vorletzte Etappe der Injektionen, vorwiegend mit Kunstharz, abgewickelt.

Und am 4. Oktober 1993 wurde das erste Mal nach Errichtung des Stützgewölbes wieder der Vollstau im Kölnbreinspeicher erreicht.

Eine Zusammenstellung der Massen ergibt, daß im Zuge der Sanierung der Kölnbreinsperre:

rund 471. 000 m<sup>3</sup> Beton,  
rund 2.100 t Bewehrungsstahl und  
73.700 m<sup>2</sup> Schalungen,

für die bisher durchgeführten Injektionen:

rund 51.000 lfm Kernbohrungen,  
rund 134 t Zement,  
rund 212. 000 kg Rodur und

für die Kraftübertragungskonstruktion:

613 Lagerelemente mit einem Gesamtstahlgewicht von 1.500 t verarbeitet

wurden.

Zur Vorbereitung der Felsaufstandsfläche wurden rund 120. 000 m<sup>3</sup> Überlagerung und 20. 000 m<sup>3</sup> Felsen verbracht.

KW-MALTA  
SPERRE KÖLNREIN

# SANIERUNGSKONSTRUKTIONEN

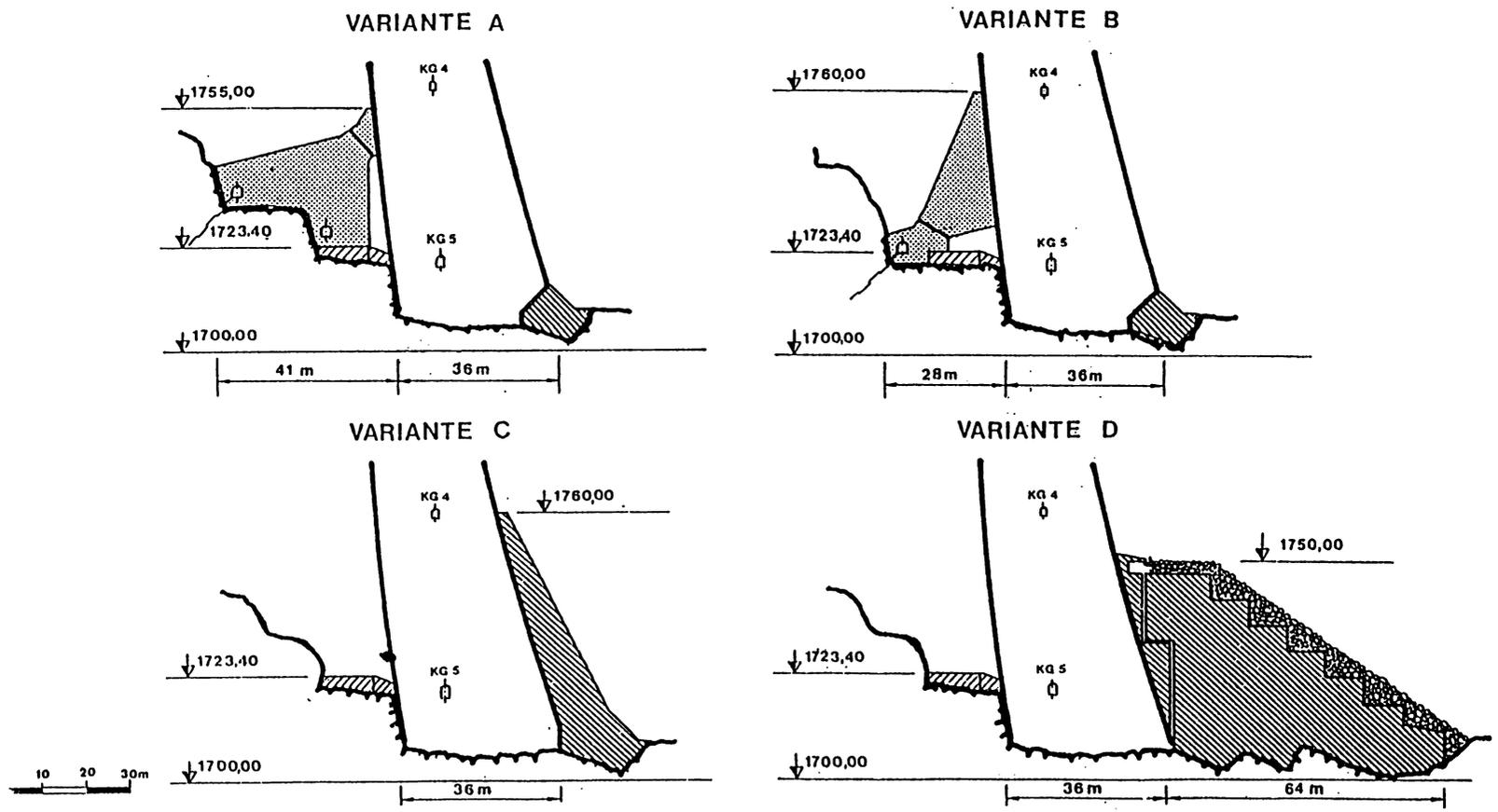


Abb. 8: Sanierungskonstruktionen

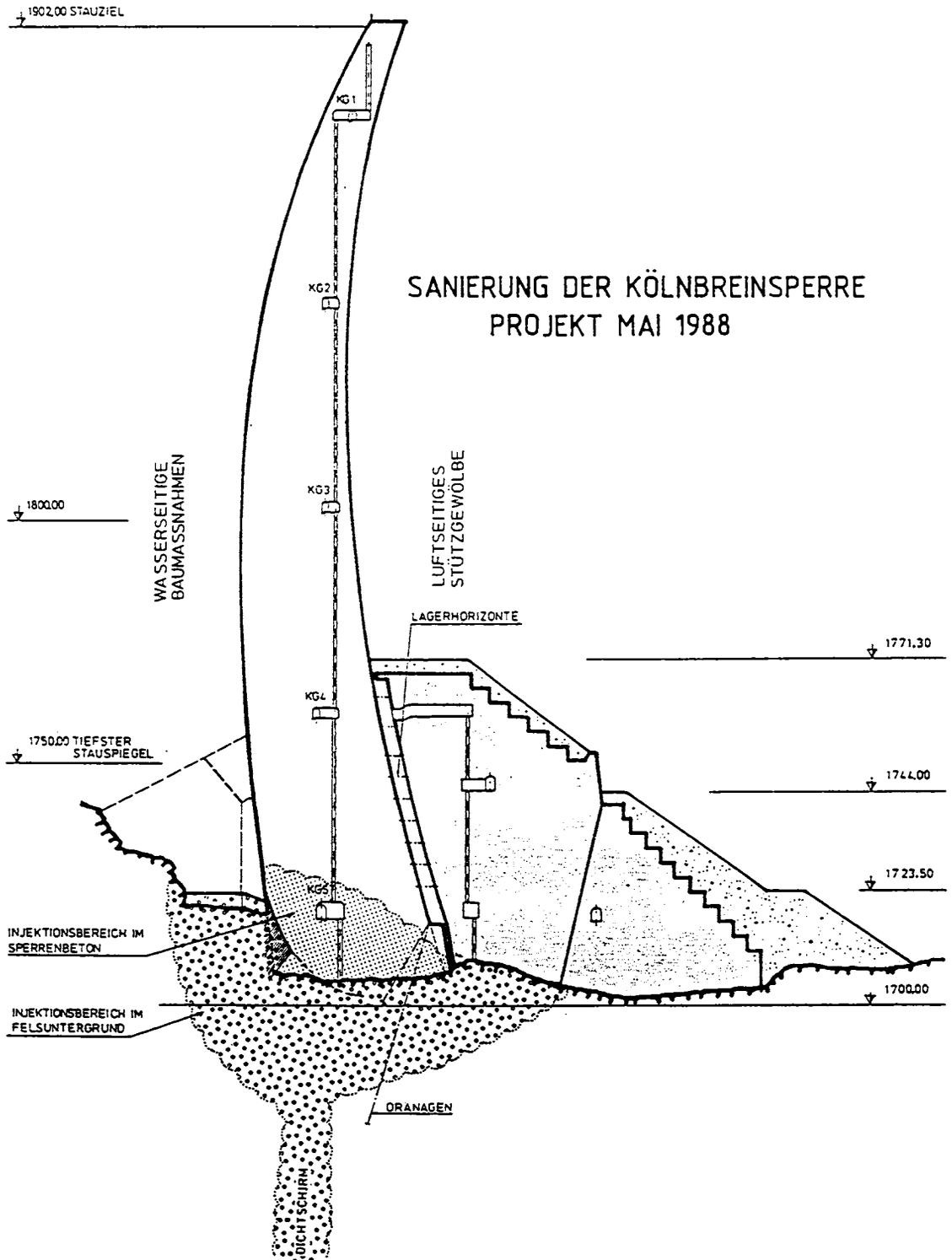


Abb.9: Sanierung der Kölnbreinsperre, Projekt Mai 1988

## 9. Verhalten von Sperre und Stützgewölbe beim Vollstau 1993

Während nach Fertigstellung der Sperre im Jahre 1977 rund 400 Ablesestellen installiert waren, sind es heute nach Erreichen des Vollstaus über 8.000 Meßstellen.

Für die Beschreibung des Verhaltens von Sperre und Stützgewölbe beim Vollstau 1993 werden daher im Rahmen dieses Vortrages nur die Ergebnisse einiger ausgewählter Meßeinrichtungen näher beschrieben.

### 9.1 Stauverlauf

Die heurige Stauperiode 1993/94 begann Ende April bei einer Wasserspiegellage im Kölnbreinspeicher von 1752 m ü.A. Am 1. Juni lag der Wasserspiegel auf 1855 m ü.A., am 1. September bei 1885 m ü.A. und schließlich am 4. Oktober erreichte er die Stauzielkote von 1902 m ü.A.

### 9.2 Entwicklung der Abstützkraft zwischen Sperre und Stützgewölbe

Mit der Abstützung der Sperre auf das Stützgewölbe wurde entsprechend dem Lagereinstellprogramm bei einer Staukote von 1758 m ü.A. begonnen. Das 613. und letzte Lagerelement im Lagerhorizont 9 wurde am 4. August 1993 kraftschlüssig gespannt. Bei der Vollstaukote von 1902 m ü.A. betrug die gesamte über die Lagerkonsole übertragene Abstützkraft rund 9.200 MN (920.000 t). Die direkt über den Stützsockel übertragene Abstützkraft wird aus der Zusammendrückung der Gleitfuge mit rund 0,2 Mio t abgeschätzt, woraus sich eine Gesamtabstützkraft von rund 1,12 Mio t ergibt.

Die Gesamtabstützkraft verlief beim Aufstau 1993 sowohl parallel zu den Werten, die beim Aufstau 1992 gemessen wurden, als auch entlang der rechnerisch ermittelten Lagerkraftlinie.

Auch aus der stauabhängigen Darstellung der mittleren Lagerkräfte in den einzelnen Lager-

horizonten 1 bis 9 des Blockes 16 ergibt sich eine bemerkenswert gute Übereinstimmung mit den Rechenwerten. Die in den unteren Lagerhorizonten 1, 2 und 3 beobachtete Abweichung im Lagerkraftverlauf bei Kote 1880 m ü.A. stellte sich als kurzfristige Abweichung heraus und war eine Folge der Erhöhung des Sohlenwasserdruckes bei Block 16.

Die an den Lagerkonsolen von Sperre und Stützgewölbe gemessenen radialen und tangentialen Lagerspaltänderungen sind bemerkenswert und beweisen die Notwendigkeit der Neoprenelemente.

Zum Beispiel aus dem Meßwertverlauf der Meßstelle 46 1 B 92 wird abgelesen, daß sich der Lagerspalt des Lagerhorizontes 1 zwischen den Blöcken 16 und 26 von Staubeginn bei Kote 1752 m ü.A. bis zum Zeitpunkt des Lagerschlusses bei Kote 1780 m ü.A. um rund 1 mm verkleinert hat. Nach der Lagereinstellung hat sich die Spaltweite bis zur Kote 1845 m ü.A. um weitere 1,7 mm verringert. Bis zur Kote 1895 m ü.A. blieb die Spaltweite unverändert. Bis zum Vollstau vergrößerte sich die Spaltweite wieder um rund 2 mm.

Gleichzeitig hat sich an der Meßstelle 46 1 B 94 eine vertikale Versetzung der beiden gegenüberliegenden Lagerflächen eingestellt. Der Meßwert blieb bis zum Vollstau stetig und zeigt im gleichen Zeitraum eine vertikale Relativverschiebung zwischen den beiden Lagerflächen von 10,5 mm.

Eine analoge Betrachtung am Lagerhorizont 9 des Blockes 16 verstärkt dieses Bild.

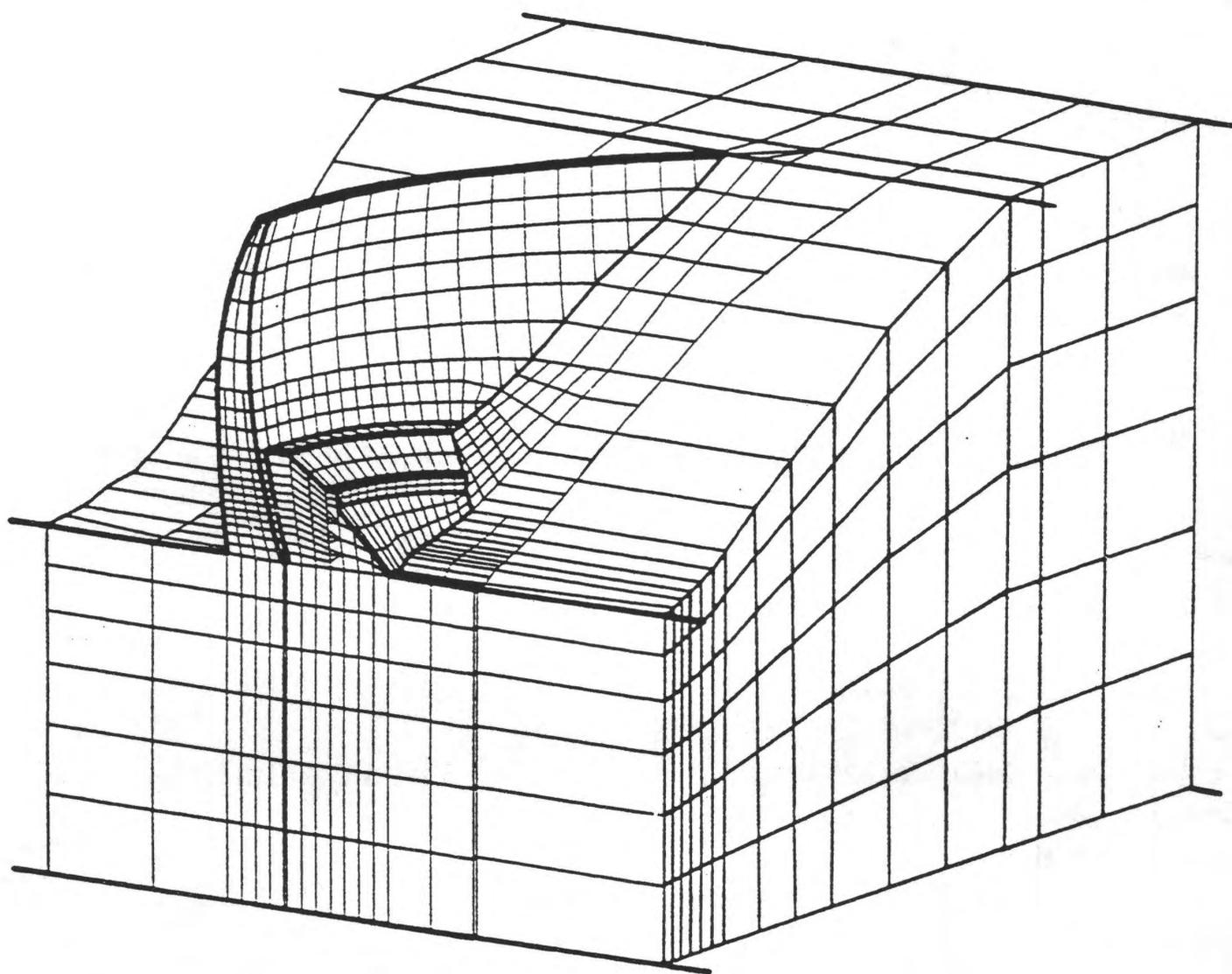
### 9.3 Verhalten des Stützgewölbes

Die horizontale Radialverschiebung des mittleren Stützgewölbeblockes 46, gemessen an der Meßstelle 46 4 SL 1 im obersten Kontrollgang auf Kote 1761 m ü.A., beträgt beim heurigen Vollstau, bezogen auf den Staubeginn 1993 bei Kote 1752 m ü.A., 18,2 mm.

Die horizontale Radialverschiebung auf Höhe des untersten Kontrollganges auf Kote 1719,80 m ü.A., gemessen an der Meßstelle 46 5 SL 1, hat sich im selben Zeitraum bei 6,1 mm eingestellt.

SANIERUNG DER KOELNBREINSPERRE  
FELSMCHANISCHE UNTERSUCHUNGEN

RECHENMODELL NACH DER METHODE  
DER FINITEN ELEMENTE



*Abb.10: Sanierung der Kölnbreinsperre, Felsmechanische Untersuchungen  
Rechenmodell nach der Methode der "Finiten Elemente"*

KW MALTA  
SPERRE KOELNBREIN

GEGENUEBERSTELLUNG DER MESSWERTE  
BEIM AUFSTAU 1979 MIT 1993

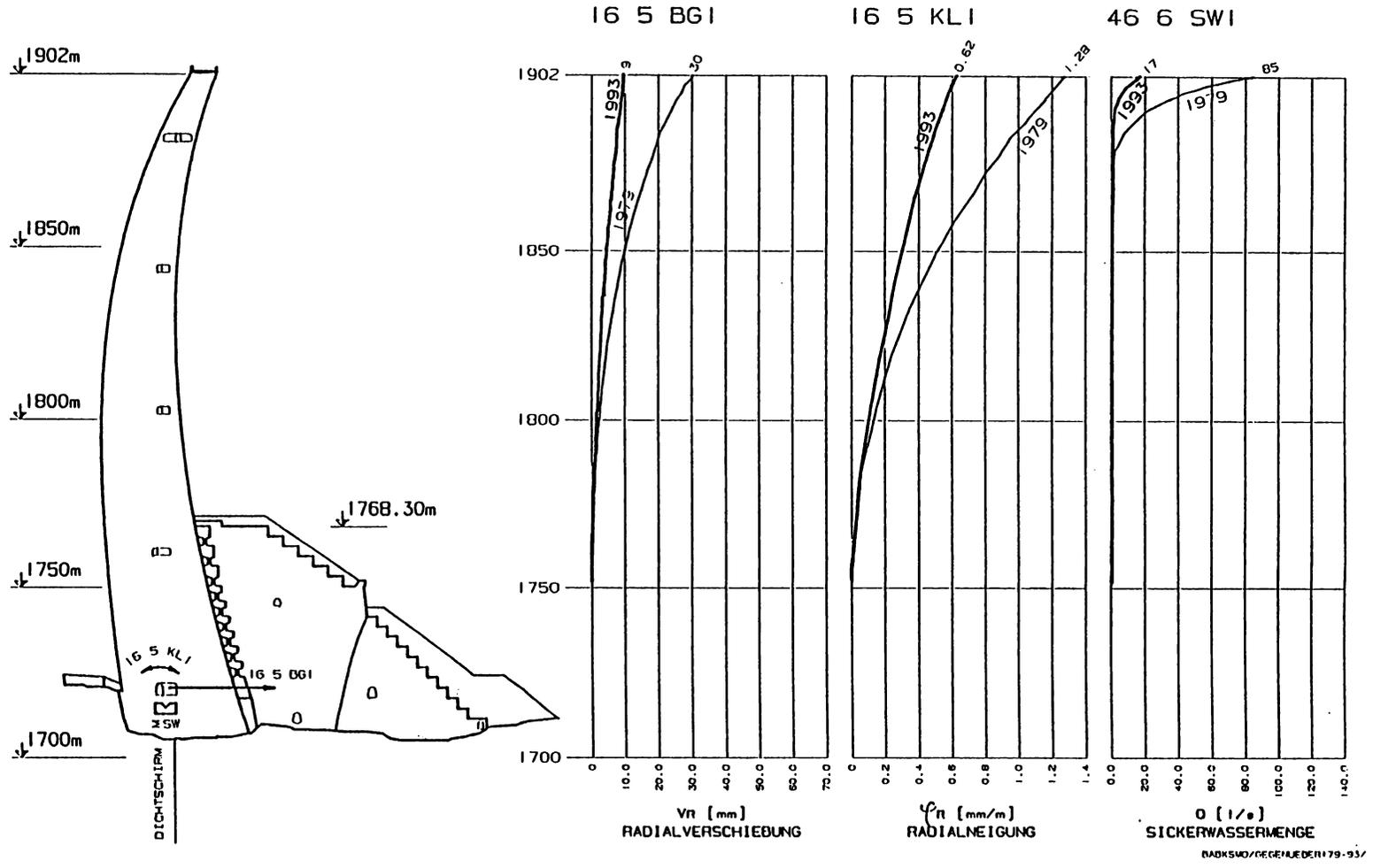


Abb. 11: Gegenüberstellung der Meßwerte beim Aufstau 1979 mit 1993

Die vertikal nach oben gerichtete Verschiebung des Stützgewölbes, gemessen an der Meßstelle 46 5 IN 1 auf Höhe des untersten Kontrollganges, beträgt bei Vollstau, bezogen auf den Staubeginn 1992, rund 3,8 mm.

Die Hebung der Krone des gleichen Stützgewölbeblockes 46 betrug beim heurigen Vollstau rund 5,8 mm.

Dieser Streckung des Stützgewölbes an der Sperrenseite wurde durch die Ausbildung einer horizontalen Trennfuge in der Nähe der Aufstandsfläche Rechnung getragen.

Das an der rechten Talflanke annähernd horizontal 40 m in den Untergrund reichende Extensometer 54 8 E 02 zeigt bei Vollstau eine Verkürzung der Meßstrecke von rund 1,9 mm. Das analoge Extensometer an der linken Talflanke 38 7 E 02 zeigt zum gleichen Zeitpunkt eine Verkürzung der Meßstrecke von 3,6 mm. Beide Stauchungen sind ein Hinweis dafür, daß sich gerade die Gewölbewirkung im Stützkörper einstellte und sie bestätigen die unterschiedliche Gebirgsnachgiebigkeit zwischen dem massigen Granitgneis auf der rechten und dem plattigen, strukturierten Gneis an der linken Talflanke.

#### 9.4 Verhalten der Kölnbreinsperre

Die radiale Verschiebung der Sperrenkrone des Blockes 16, gemessen an der Meßstelle 16 0 BG 1, betrug vom Staubeginn bei Kote 1752 m ü.A. bis zum Vollstau 92 mm. 1979 betrug der vergleichbare Wert 158 mm, 1983 120 mm.

Die radiale Verschiebung an der Meßstelle 16 5 BG 1 auf Höhe des Kontrollganges 5 auf Kote 1719,8 m ü.A. betrug im selben Zeitraum 10 mm. 1979 betrug der vergleichbare Wert 31 mm, 1983 17 mm.

Die vertikale Verschiebung der Sperrenkrone des Blockes 16, gemessen an der Meßstelle 16 0 IN 1, zeigt eine Hebung von 29,8 m. 1979 betrug der vergleichbare Wert 41,7 mm, 1983 betrug der vergleichbare Wert 27,5 mm.

Die vertikale Verschiebung auf Höhe des Kontrollganges 5, gemessen an der Meßstelle 16 5 IN 1, betrug beim Vollstau 1993 7,8 mm. Der vergleichbare Wert betrug 1979 22,1 mm und 1983 8 mm.

Die Neigungsänderung im Kontrollgang 5 des Blockes 16 betrug bis zum heurigen Vollstau, gemessen an der Meßstelle 16 5 KL 1, 0,62 mm/lfm. Der vergleichbare Wert im Jahre 1979 1,3 mm/lfm, 1983 wurden 1,1 mm/lfm gemessen.

Stellvertretend für die vielen Gleitmikrometermeßstrecken werden drei Meßstrecken im Gründungsbereich des Blockes 18 erläutert.

An der Gleitmikrometermeßstrecke 18 4 GM 1, die vom Kontrollgang 4 gegen die Luftseite des Blockes 18 reicht, sind deutlich 2 luftseitige Risse zu erkennen.

An der Gleitmikrometermeßstrecke 18 4 GM 2, die vom Kontrollgang 4 gegen die Wasserseite des Blockes 18 reicht, sind 3 wasserseitige Rißfamilien zu erkennen.

Entlang der Gleitmikrometermeßstrecke 18 5 GT 1, die vom Kontrollgang 5 gegen die Wasserseite reicht, sind die Risse der sogenannten Rißgruppe 1 und Rißgruppe 2 zu sehen. Während die Rißgruppe 1 Öffnungsweiten von mehreren Millimetern aufweist, zeigen die Risse der Rißgruppe 2 maximale Öffnungsweiten von 0,4 mm.

Aus der stauabhängigen Darstellung der Sickerwasserdurchtritte zeigte sich die nach wie vor progressive Zunahme dieser Werte in der Nähe der Vollstaukote. Bei Staukote 1895 m ü.A. wurde der Wert 6 l/s gemessen, bei Staukote 1900 m ü.A. lag der Wert bei 12 l/s, schließlich bei Vollstau bei 17 l/s.

Eine zusammenfassende Darstellung der Sohlenwasserdruckverhältnisse an der Aufstandsfläche der Sperre und des Stützgewölbes ist in einem Grundriß dargestellt. Daraus ist zu ersehen, daß wasserseitig des Dichtschirmes, mit Ausnahme der Blöcke 19 und 20, projektgemäß der volle Sohlenwasserdruck wirkt.

## 10. Zusammenfassung

Mit dem Erreichen des Vollstaues in der heutigen Stauperiode wurde das bisher wichtigste Ziel am Weg zur Sanierung der Kölnbreinsperre erreicht. Aus der vorliegenden Auswertung der Meßwerte ergibt sich

- daß sich die angestrebte Verringerung der Verschiebungen an der Aufstandsfläche eingestellt hat;
- daß die angestrebte Verringerung der Verdrehungen an der Aufstandsfläche der höchsten Sperrenblöcke ebenfalls erreicht werden konnte;

- daß der Sohlenwasserdruck mit Ausnahme der Blöcke 15, 16 und 17 innerhalb der Rechenannahme liegt;
- daß die Sickerwasserluste bei Vollstau bei 17 l/s liegen und
- daß sich die Abstützkraft in jeder Hinsicht projektgemäß entwickelt hat.

Aus den bisherigen Beobachtungen leiten wir die berechtigte Hoffnung ab, daß sich in Zukunft das endgültige Ziel der Sanierung einstellen wird und ein uneingeschränkter Staubetrieb im Kölnbreinspeicher ermöglicht wird.



## DISKUSION

## DAS VERHALTEN DER KÖLNBREINSPERRE NACH ERRICHTUNG EINER TALSEITIGEN ABSTÜTZKONSTRUKTION

**UNBEKANNT:** Wieviel Prozent des Sperrbetons sind dann noch auf die Vorstützmauern aufgegangen? Was sind die relativen Kosten des Sperrbetons und Vorbetons? Warum hat man keinen Sohlstollen gemacht, der sich eigentlich doch als Kontrolle in Bogensperren sehr gut bewährt hat?

**OBERNHUBER:** Zur ersten Frage, das ist einfach, da gibts Zahlen:

Die Sperre hat 1,6 Mill. Kubikmeter Beton. Das Stützgewölbe 460.000 Kubikmeter Beton, das sind etwa 30%.

Zu den Kosten: Die Kosten der ursprünglichen Sperre sind schwierig anzugeben, da sie auf den aktuellen Stand hochzurechnen wären. Die Kosten des Stützgewölbes, wenn man alles zusammennimmt (Errichtungskosten, Planungskosten und Finanzierungskosten), sind etwas unter 2 Milliarden Schilling. Da ist aber wirklich alles zusammengezählt.

**RIEHL-H.:** Auch die Sanierung im Vorjahr?

**OBERNHUBER:** Nicht die Ergänzungsmaßnahmen in den Vorjahren. Diese Kosten kenne ich nicht genau, die Größenordnung liegt bei 400 Mio.S. Die Kosten der Gesamtmaßnahmen kommen in die Größenordnung der Errichtung einer neuen Sperre. Eine neue Sperre mit 1,6 Mio m<sup>3</sup> Beton würde, wenn man mit 2000,-/m<sup>3</sup> rechnet, auf ca. 3,2 Mrd. S kommen. Aber von den Kosten habe ich wirklich nicht allzuviel Ahnung, ich habe mich auch damit nicht primär beschäftigen müssen.

**UNBEKANNT:** Wurde da im letzten Abschnitt noch einmal 5 Meter erhöht?

**OBERNHUBER:** Nein 2 Meter.

Nun zur dritten Frage, die Frage nach dem Sohlstollen: den untersten Kontrollgang

bezeichnet man als Sohlstollen, wenn man diesen nicht 10 m über die Aufstandsfläche setzt, sondern unmittelbar an den Felsen anschließt. Bei der Sperre Schlegeis wurde zum Beispiel ein Sohlstollen angeordnet. Für Sohlstollen gibt es sicher Argumente für und wider, die man im jeweiligen Fall abwägen muß. Bei Schweizer Talsperren zum Beispiel wurden, soweit mir bekannt ist, grundsätzlich keine Sohlstollen angeordnet.

**UNBEKANNT:** In Schlegeis hat man dann eine Schlitzwand.

**OBERNHUBER:** In Schlegeis ja. Den Sohlstollen bei der Sperre Schlegeis hat man aber nicht im nachhinein gefräst, sondern von vornherein angeordnet. Ich kenne nicht alle Argumente, die man bei der Kölnbreinsperre bezüglich eines Sohlstollens überlegt hat, sicherlich haben auch die Erfahrungen Schlegeis und die Vorgehensweisen bei den Schweizer Talsperren eine Rolle gespielt.

**UNBEKANNT:** Der Untergrund war keine Überraschung von der Geologie her, sodaß die Nachgiebigkeit größer war als man angenommen hat. Warum hat man sich also auf diese hohe, große Sperre eingelassen?

**OBERNHUBER:** Es hat sicher Zeiten gegeben, wo man die unterschiedlichen Nachgiebigkeiten von linker und rechter Flanke sehr ins Treffen geführt hat. Im Zuge der Diskussion und der weiteren Untersuchungen hat sich jedoch herausgestellt, daß nicht so sehr die größere Nachgiebigkeit im Bereich der linken Flanke, sondern eher der sehr steife Untergrund im Bereich der rechten Flanke ein Problem darstellt. Insbesondere das Verhältnis der E-Module Beton und Fels ist in diesem Bereich nicht gerade günstig. Der E-Modul des Betons ist verhältnismäßig niedrig, ca.

180 000 kp/cm<sup>2</sup>, und der des Felsens im Bereich der rechten Flanke sehr hoch, ca. 300 000 kp/cm<sup>2</sup>. Das heißt, in diesem Bereich ist der Felsen um wesentliches steifer als der Beton, was für die Sperrenstatik nicht gerade vorteilhaft ist. Dieses ungünstige Verhältnis der E-Module von Beton und Fels ist sicher auch ein gewisses Spezifikum für Kölnbrein, ich glaube aber nicht, daß es wirklich das Kernstück der Probleme darstellt.

UNBEKANNT: Aber immerhin hat man ja enorm viel in die Vorbereitung des Untergrundes investiert, Horizontalstollen vorgegraben, von denen aus man gebohrt und den ganzen Felsbereich sozusagen erst richtig verfestigt hat.

OBERNHUBER: Ich glaube nicht, daß die Probleme im Untergrund liegen, vielleicht eher an der Ausformung der Aufstandsfläche, das wäre vielleicht ein anderer Punkt. Insbesondere der scharfe Übergang vom Hang zum Talboden kann sicherlich zu Spannungskonzentrationen führen.

HALBMAYER: Während des Überlagerungs-aushubes zeigte es sich, daß die Talform etwas anders geformt ist, als durch die Vorarbeiten bekannt war. Eine Überarbeitung des Sperrenprojektes war dadurch notwendig geworden. Während der Voruntersuchungen wurden in den Sondierstollen u.a. Versuche mit der TIWAG-Radialpresse und Stempeldruckversuche durchgeführt. Die dabei erhaltenen Felskennwerte wurden in den Berechnungen mitberücksichtigt. Generell wurde die Sperre unter den hangparallelen Klüften fundiert. Durch die Bohrungen aus den Horizontalstollen (Dichtschild) hat man den Felsbereich nicht verfestigt.

Anderes ist sogar wahrscheinlich schlechter, das Anlehnen, das Anbetonieren an der hohen wasserseitigen Einbindung. Es hat gerade an der rechten Flanke eine Stelle gegeben, da ist darauf Bedacht genommen worden, daß man den Frostzwickel nicht erreicht, der da darunter ist. Aber es gab auch keine hangparallelen Klüfte, unter die ist man darunter gegangen.

RIEHL-H.: Ist die Frage damit beantwortet?

Ich darf dann noch kurz drei Fragen stellen, die ich gestern schon kurz angeschnitten habe. Erstens einmal, welche Bewertungen gibt es zu diesen Dingen, also zu der Frage, wie weit ein vorzeitiges Verpressen des unteren Gewölbes, die über den Übergang der Wasserdeponie daher aber sehr breit geschilderten Talboden verhindert oder beschränkt hat. Dann vielleicht noch eine Frage: in Italien ist ein Pulvino üblich, wie weit wäre ein solcher in diesem Fall hilfreich gewesen, diese differente E-Modulverteilung in den Griff zu bekommen und als dritte Frage, wie kommt man jetzt auf Dauer mit so einem Pflegefall zu Rande, d.h. ist eine dauernde Betreuung und die Kontinuität der Leute, die nicht beim Bau dabei waren sondern später dann aus den Unterlagen diese Dinge betreuen müssen, gegeben, wie funktioniert das oder wie wird das in Zukunft funktionieren ?

OBERNHUBER: Zur ersten Frage: es geht darum, daß man die Sperre bis zu einem gewissen Niveau betonierte und dann bereits im unteren Bereich die Blockfugen ausinjiziert hat. Gewählt wurde diese Vorgangsweise, um während der Errichtung der Talsperre bereits eine Zwischenstauhaltung zu ermöglichen. Die Frage ist jetzt, ob die Abtragung des Eigengewichtes des oberen Sperrenbereiches durch das Ausinjizieren der Blockfugen im unteren Bereich beeinflußt wird. Insbesondere stellt sich dabei die Frage, ob das Eigengewicht der mittleren Blöcke tatsächlich im Talboden "ankommt", oder in die Flanken abgeleitet wird. Die Berechnungen zeigen im wesentlichen, daß die Ableitung der Normalkraft durch eine Gewölbewirkung im unteren Sperrenbereich nicht beeinflußt wird, während hingegen das Biegemoment aus dem Eigengewicht im Aufstandsbereich der mittleren Blöcke durch die Gewölbewirkung reduziert wird. Wesentlich in diesem Zusammenhang ist auch die Beobachtung, daß 1978 bei leerem Becken vor den Injektionen mit großer Wahrscheinlichkeit der Zustand "unabhängige Blöcke" vorhanden war. Dies kann man aus den Messungen und Beobachtungen ableiten, das habe ich einmal sehr genau nachverfolgt. Ich glaube, daß das vorzeitige Ausinjizieren der Blockfugen im unteren Sperrenbereich

keine nennenswerte nachteilige Auswirkung auf das Tragverhalten hatte.

Nun zur zweiten Frage, der Frage nach dem Pulvino: ob man bei einer Sperre einen Pulvino anordnen soll oder nicht, ist meiner Meinung auch ein wenig Glaubenssache. Bei der Kölnbreinsperre wäre durch die Anordnung eines Pulvinos der Übergang rechte Flanke zu Talboden sicherlich etwas weicher ausgeformt worden. Eine weichere Ausformung hätte sicherlich eine gewisse Entspannung des sehr steifen Eckes gebracht, ein Pulvino hätte aber sicherlich nichts an der globalen Situation, wie z.B. an dem Verhältnis Querkraft zu Normalkraft im Talboden geändert.

Nun zur dritten Frage, der Frage nach der Wartung der Lagerelemente: das ist sicherlich eine sehr wesentliche Frage, und es wurden diesbezüglich auch frühzeitig Überlegungen angestellt. In diesem Zusammenhang ein paar grundsätzliche Bemerkungen zur Lagereinstellung. Bisher wurden die Lager eingestellt in den Jahren 1991, 1992 und 1993. Wir haben 1993 den Vollstau erreicht, es wird beim Absenken wiederum bleibende Verschiebungen geben, was eine Neueinstellung der Lager im nächsten Jahr zur Folge haben wird. Wir haben uns dazu entschieden, bei einer erforderlichen Lagereinstellung immer sämtliche Lager neu einzustellen und nicht nur Teilbereiche. Damit sind immer klare Verhältnisse gegeben. Sind die bleibenden Verschiebungen abgeklungen, so wird an der Lagereinstellung nichts mehr geändert. Man wird sicher 1994 die Lager nochmals neu einstellen, im darauffolgenden Jahr wird man vermutlich an der Lagereinstellung nichts ändern und beim darauffolgenden Aufstau beobachten, wie sich die Lagerkräfte gegenüber dem Vorjahr entwickeln. Wann genau die bleibenden Verformungen soweit abgeklungen sein werden, daß man an der Lagereinstellung nichts mehr ändern muß, ist derzeit noch nicht bekannt. Nichtsdestotrotz ist natürlich die Abstützkonstruktion im ganzen Bauwerk ein Element, das einer intensiven Betreuung bedarf. Dies gilt vor allem in Hinblick auf die Beobachtung und die Auswertung der Ergebnisse. Ich sehe

es jedoch nicht so pessimistisch, daß in 10, 20, 30 Jahren niemand mehr da wäre, der diesen Mechanismus noch versteht und die entsprechenden Entscheidungen treffen kann.

**UNBEKANNT:** Wie würde man die Sperre, nach den Erfahrungen, ohne diesen unstandesgemäßen Buckel neu machen? Ist man sich darüber im klaren?

**OBERNHUBER:** Für mich im nachhinein ist es natürlich einfach, gescheit zu reden. Im wesentlichen würde ich zwei Punkte sehen: das eine ist die Ausformung der Aufstandsfläche und das zweite ist die Dicke der Sperre. Ich glaube nicht, daß man heute bei dieser Talform noch eine Sperre mit 1,6 Mio. m<sup>3</sup> Beton konstruieren würde. Aber vor 20 Jahren war eben ein anderer Wissensstand und eventuell auch ein anderer Zeitgeist. Man geht eben immer mit der Entwicklung mit, und man hat im Laufe der Zeit immer schlankere Sperrungen gebaut. Man hat damit trotz einiger Rückschläge gute Erfahrungen gemacht und ist dann wiederum einen Schritt weiter gegangen. Mit Kölnbrein hat man in dieser Entwicklung sicherlich eine Grenze erreicht.

**UNBEKANNT:** Ist es nicht allgemein so, daß man die große Bedeutung der Scherkräfte am Mauerfuß im Mittelschnitt, verursacht durch das andersartige Verformungsverhalten der Talflanken, unterschätzt hat? Sie haben unten wesentlich größere Querkräfte zu übertragen gehabt oder gleich viele auf eine zu kurze Fläche, sodaß man die Kraftübertragung auf den Felsen zu sehr konzentriert hat. Mit den Lagern können sie ja in Wahrheit herumspielen und auch beliebige Querkrafteintragungen steuern, die Aufteilung können sie jetzt mit dieser Konstruktion ja wählen, das ist ja ein Plus, und jetzt haben sie dann dadurch die Verformungen im Felsen unten besser im Griff als vorher.

Sie haben im Vortrag eigentlich nie gesagt, daß die Stabilität der Mauer nie in Frage gestellt war, das muß man beim Gewölbe einmal sagen, es war nur unbequem, daß da unten soviel Wasser herausrinnt, besonders für die Allgemeinheit und da unten der Beton immer hin und herreißt, gibt es auch Brösel, das ist nicht ganz angenehm, aber sonst glaube

ich, daß die Sperre jetzt damit endgültig im Griff ist.

**OBERNHUBER:** Ich bin froh, daß Sie das sagen, und ich möchte das auch noch untermauern. Ich hatte ja auch Gelegenheit mit mehreren internationalen Talsperrenexperten über das Problem Kölnbrein zu sprechen. Nach einem Vortrag, den ich in Paris halten durfte, hatte ich zum Beispiel Gelegenheit mit LONDE über das Problem Kölnbrein zu sprechen. Londe war der Ansicht, daß die Sanierungsmaßnahmen sehr interessant und sicher auch zielführend sind, aber nicht unbedingt notwendig gewesen wären. Seiner Ansicht nach, "lebt" die Standsicherheit einer Gewölbemauer von den Flanken und im Talboden könne man bezüglich der Gleitsicherheit gewisse Kompromisse eingehen. Bei Kölnbrein hätte es seiner Meinung nach auch in Zukunft größere Verschiebungen gegeben, durch das Gewölbe wäre aber die Standsicherheit jederzeit gewährleistet gewesen. Es ist sicher richtig, daß Gewölbemauern große Tragreserven besitzen, bei Kölnbrein galt es eben abzuwägen, ob der beobachtete Auftrieb und Verformungszustand im Talboden für einen uneingeschränkten Dauerbetrieb zulässig sind oder nicht.

**UNBEKANNT:** Wenn man den Teil der Grundfläche gesehen hat, da hat man dann die Teufelei schon gesehen, da waren in Zehnermeterabständen etwa 5 cm breite Klüfte mit den Letten und mit Zerreibsel angefüllt, und wie kompakt ist jetzt so ein Gebilde, das in Wahrheit aus großen Felsklötzen besteht, die zwar 15/20 m Kantenlänge haben, aber doch einzelne Klötze sind, und das Wasser, dieses Biest, das schleift, kann sich da durcharbeiten und macht die Belastung nur noch größer, besonders wenn es dann Risse durch den großen Schub nach unten gibt und dieser Felsen noch dazu ausgeprägte Kriecheigenschaften hat, besonders der Schiefergneis.

**OBERNHUBER:** Ja, wobei der Schiefergneis schon sehr begrenzt ist.

**HALBMAYER:** Zum Zeitpunkt des Baues der Kölnbreinsperre war man großteils noch der Meinung, je besser der Untergrund (höherer E-Modul) desto besser ist es für die Sperre.

Heute weiß man jedoch, daß es sehr günstig wäre, wenn der E-Modul des Untergrundes gleich dem E-Modul des Sperrbetons wäre.

**UNBEKANNT:** Ja, da reißen Sie jetzt eine riesige Frage auf, denn gerade Hauptdolomit vergleicht man mit dem Gneis. Wie ist die Lastveränderung bei vielen Lastwechsel, da bleibt plastisch viel mehr übrig als beim Kalk.

**HALBMAYER:** Aber der Kalk ist trotzdem besser, z.B. als Betonzuschlag, als Schüttmaterial und er ist höchstwahrscheinlich ein besseres Sperrengrundungsgestein als beispielsweise ein kleinklüftiger Hauptdolomit.

**UNBEKANNT:** Spielt da nicht auch die Vorbelastung des Gesteins eine Rolle? Die Wände der Alpen bestehen im wesentlichen aus Kalkwänden und im Urgestein und Gneisen sind sie relativ seltener vertreten. Was sagen denn die Alpinisten dazu, ich weiß es nicht?

**RIEHL-H.:** Im Gneis, im Zentralgneis haben wir ja schon sehr hohe Wände.

**UNBEKANNT:** Aber so frei dastehend wie in den Dolomiten, um 1000 m hoch, das ist doch relativ selten mit den Spannungen.

**HALBMAYER:** Ja, das sehen wir im Aufschluß.

**UNBEKANNT:** Wir werden die Frage nicht lösen, glaube ich.

**SEMPRICH:** Meine Frage bezieht sich auf die Berechnungen mit den 36.000 Freiheitsgraden mit der Finiten-Elemente-Methode. Sie hatten einmal gesagt, daß es sich um eine nichtlineare Berechnung handelt. Andererseits habe ich auf einer Folie gesehen, daß Sie da Kennwerte angesprochen haben, die mit "E" abgekürzt sind und das interpretiere ich als Elastizitätsmodul und dann haben Sie auch eine Anisotropie, also richtungsabhängig angegeben. Nun, verstehe ich es richtig, daß die Rechnung wohl linear elastisch durchgeführt wurde, daß aber zusätzlich dann die verschiedenen Bauzustände simuliert wurden mit den unterschiedlichen Lagerungsbedingungen, aber linear elastisch?

**OBERNHUBER:** Es gibt verschiedene Arten der Nichtlinearitäten, Material-Nichtlinearität

täten und statisches System. Die Nicht-linearität hat sich nur auf das statische System bezogen, was die Sache an und für sich nicht einfacher macht zum Rechnen, aber der Untergrund wurde linear elastisch gerechnet orthotrop.

**SEMPRICH:** Zweite Frage: Sie haben anfangs gesagt, daß Sie  $23 \text{ kg/cm}^2$  Zugspannungen errechnet haben, unten im Sohlbereich bei Vollstau auf der wasserseitigen Seite, konnten Sie nach Herstellung der Mauer aus dem Potential der Rißbreiten, die wahrscheinlich aufgetretene Zugspannung im Beton rückrechnen? Ist das dann die Größenordnung gewesen oder welche Zugfestigkeit würden Sie heute diesem Beton zuordnen?

**OBERNHUBER:** Wir haben nicht den Versuch gemacht, die Zugspannungen aus den Rißbreiten nachzuvollziehen, wenn man die gesamten Zusammenhänge kennt, kommt man auch zur Ansicht, daß dies nicht möglich ist. Vielleicht noch einige Bemerkungen zu Zugspannungen und Zugfestigkeit: Was man dabei meiner Meinung nach unbedingt beachten muß, ist, daß Zugspannungen von zum Beispiel  $10$  oder  $20 \text{ kp/cm}^2$  bei einer  $60 \text{ m}$  hohen Sperre einen anderen Stellenwert und eine andere Bedeutung haben, als bei einer Sperre von  $200 \text{ m}$  Höhe. Das ist sehr wesentlich, alleine wenn man die keilende Wirkung des Wassers betrachtet. Unter Zugfestigkeit versteht man im allgemeinen die Zugfestigkeit bei einem Versuch im Trockenen, bei einer Wassertiefe von  $200 \text{ m}$  muß man unter Umständen eine keilende Wirkung des Wassers von  $20 \text{ kp/cm}^2$  dazuzählen. Dies gilt insbesondere im Falle des Vorbodens wie er bei Kölnbrein konstruiert wurde oder wie er zum Beispiel auch bei Zillergründl vorhanden ist. Bei Zillergründl hat eben auch diese keilende Wirkung des Wassers zu einem Schaden geführt, teilweise kennen Sie wahrscheinlich das Problem, das dort aufgetreten ist. Das heißt wiederum, ein Vorboden bei einer Sperre von  $60 \text{ m}$  Höhe kann unter Umständen genau das erfüllen, was man sich von ihm erwartet. Bei einer Sperre von  $200 \text{ m}$  Höhe sind eben noch andere Gesichtspunkte zu berücksichtigen, das heißt beim Übertragen

von Erkenntnissen von einer niedrigeren Sperre auf eine  $200 \text{ m}$  hohe Sperre ist Vorsicht geboten, dies trifft insbesondere auf die Zugspannungen zu. Noch einmal zurück zu Ihrer Frage: Bei Kölnbrein ist es nicht möglich, auf Grund der Messungen der Rißbreiten auf die unmittelbar vor dem Entstehen der Risse vorhandenen Zugspannungen zu schließen.

**UNBEKANNT:** Ein paar Fragen zu Dingen, die kolportiert worden sind, ich verstehe eigentlich nichts davon. Zum einen ist kolportiert worden, daß die Mauer gegenüber dem ursprünglichen Projekt erhöht worden sei, stimmt das, wenn ja, wieviel?

**OBERNHUBER:** Ja, zwei Meter.

**UNBEKANNT:** Zweiter Punkt, daß der Gefrierschirm, den Sie gezeigt haben, mehr Schaden angerichtet habe als, na ja, genützt hat er ohnehin nichts, wie wir wissen.

**OBERNHUBER:** Der Gefrierschirm hat an und für sich insofern genützt, weil man doch 2 Stauperioden den Speicher so bewirtschaften konnte, wie man sich es vorgestellt hat.

**UNBEKANNT:** Es ist auch kolportiert worden, daß dann die Risse umso größer gewesen wären, auch im Hinblick auf diese Auffriering.

**OBERNHUBER:** Von all dem, was wir jetzt wissen aus dieser Zeit, und ich glaube, man sieht diese Dinge jetzt schon halbwegs objektiv, gibt es keine wirklichen Hinweise, daß der Gefrierschirm grobe Schäden zur Folge gehabt hätte. Natürlich war man sich auch damals im klaren, daß man den Gefrierschirm nicht 10 Jahre betreiben wird können, erstens war ja der Betrieb nicht einfach, wie Sie auf einem der Dias gesehen haben, und zweitens wäre der oftmalige Frost/Tau-Wechsel für das Material sicher nicht gut gewesen. Deshalb wurde der Gefrierschirm auch immer als Übergangslösung betrachtet bis der Vorboden zur Verfügung gestanden ist.

**UNBEKANNT:** War zum Zeitpunkt, wo der Gefrierschirm gemacht worden ist, bereits der Vorboden im Gespräch oder beschlossen?

**OBERNHUBER:** Während des Betriebes des Gefrierschirmes ist der Vorboden gebaut worden. Zu welchem Zeitpunkt die Idee des Vorbodens das erste Mal aufgetaucht ist, kann ich nicht genau sagen. Der Gefrierschirm war sicher eine Brücke zum Vorboden.

**UNBEKANNT:** Die dritte Frage: damals ist gesagt worden, eine Sperre bis 160 m Höhe, die haben wir im Griff, das ist klar, da kann nichts passieren; und jetzt diese 200 m Sperrenhöhe, wie würden sie heute darüber denken, sind heute auch 200 m hohe Sperre problemlos oder wie schaut es da aus?

**OBERNHUBER:** Ich glaube, man kann sicher 200 m hohe Gewölbemauern problemlos bauen, ich glaube, auch bei der Breite und Talform wie in Kölnbrein. Es gibt mehrere Gewölbemauern, die höher als 200 m sind, zum Beispiel El Cajon in Honduras. Eine Gewölbemauer Kölnbrein würde man jedoch heute sicherlich nicht mehr mit 1,6 Mio. m<sup>3</sup> Beton konstruieren.

**UNBEKANNT:** Doppelte Menge oder ?

**OBERNHUBER:** Das ist jetzt a tempo schwierig zu sagen, doppelte Menge würde ich nicht meinen.

**RIEHL-H.:** Darf ich kurz noch einmal nachfragen, sie haben zuerst gesagt betreffend der Seitenkräften, die Sperre würde unten "klick" machen und sie stützt sich seitlich auf. Wie schaut das aus, wenn ich stau, da würde immer mehr Wasser unten rauskommen und das würde über kurz oder lang doch zu beträchtlichen Korrosionen führen. Nutzbar ist es dann nicht mehr, das war die Frage.

**OBERNHUBER:** Man muß vielleicht auch auf eines hinweisen, das wird sehr viel übersehen oder nicht entsprechend beachtet. Wir in Österreich haben es im allgemeinen mit Jahresspeichern zu tun, die sind im Herbst voll und im Frühling leer. Das heißt, wir haben jedes Jahr einen Stauzyklus. Es gibt jedoch eine Anzahl von großen Sperren, wie zum Beispiel El Cajon, da wird einmal aufgestaut und dann schwankt der Stauspiegel nur mehr in den obersten 10 m. Ich sage nicht, daß das ein günstigerer Belastungsfall ist als bei unseren Sperren, der Unterschied in der

Belastung ist jedoch nicht außer Acht zu lassen. Man kann zum Beispiel im Fall von nur geringen Stauspiegelschwankungen Problemlösungen, wie Ausinjizieren von offenen Rissen, ins Auge fassen, die man bei großen Stauspiegelschwankungen unter Umständen nicht ins Auge fassen würde. Natürlich werden auch die Speicher mit nur geringen Stauspiegelschwankungen irgendwann abgesenkt werden, aber es ist eben ein Unterschied, ob man das jedes Jahr macht oder in 30 Jahren einmal. Nun unmittelbar zu Ihrer Frage: Obwohl eine Gewölbemauer unbestritten hohe Tragreserven besitzt, würde ich nicht meinen, daß auf eine solide Standfestigkeit im Talboden verzichtet werden kann. Ich glaube, man sollte eine Talsperre sicherlich nicht so ausreizen, insbesondere dann nicht, wenn man jährlich be- und entlastet.

**RIEHL-H.:** Die Frage wird eindeutig mit nein zu beantworten sein, falls eine Gefahr für die Unterwohnenden besteht. Wo man sagt nein?

**OBERNHUBER:** So sehen es wir auch und ich auch die Behörde sieht es so und deswegen haben wir die Situation, die wir jetzt vorfinden.

**RIEHL-H.:** Sind noch Fragen ? Wenn dem nicht so ist, dann darf ich recht herzlich danken für Ihre Ausführung und daß sie sich für die Diskussion zur Verfügung gestellt haben.

Diskussionsbeiträge von:

**HALBMAYER, Dr.H.,**  
*Verbundgesellschaft,*  
*Am Hof 6A,*  
*A-1010 Wien*

**RIEHL-HERWIRSCH, Dr.G.,**  
*Institut f. Geologie*  
*Technische Universität Wien*  
*Karlsplatz 13,*  
*A-1040 Wien*

**SEMPRICH, o.Univ.Prof.Dipl.Ing.Dr.S.,**  
*Inst.f. Bodenmechanik u. Grundbau,*  
*Technische Universität Graz,*  
*Rechbauerstraße 12,*  
*A- 8010 Graz*