

Zum Fundationsverhalten der Staumauer Santa Maria

Autor(en): **Eyer, Patrick / Moor, Christian / Otto, Bastian**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria**

Band (Jahr): **87 (1995)**

Heft 3-4

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-940398>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Zum Fundationsverhalten der Staumauer Santa Maria

Patrick Eyer, Christian Moor, Bastian Otto

Die Mauer

Die doppelt gekrümmte Staumauer Santa Maria der Kraftwerke Vorderrhein AG wurde in den Jahren 1964 bis 1968 erstellt. Sie gehört zu den am weitesten gespannten Bogenmauern der Schweiz. Die grösste Mauerhöhe beträgt 117 m und die Kronenlänge 560 m, was ein Verhältnis von Mauerhöhe zu Kronenlänge von 1:4,8 ergibt.

Geologie der Sperrstelle

Die Sperrstelle Santa Maria liegt im Bereich des nach Osten abtauchenden Gotthardmassivs in einer Zone des SW-Endes eines jungherzynischen Intrusivstockes, der sich vom oberen Val Medel und Val Cristallina über das Val Lavaz bis zum Val Somvix zieht. Er baut sich vorwiegend aus Granodiorit (Cristallina-Granodiorit) und Granit (Medelser Granit) auf.

Der grössere Teil des Maueruntergrundes baut sich aus Medelser Granit auf. Er bildet die gesamte linke Talflanke und etwas mehr als die Hälfte der Talsohle. Cristallina-Granodiorit kommt nur als einzelne, kleinere Nester vor. Auf der rechten Talflanke konnte im Maueraushub hingegen eine intensive Verfingung zwischen Cristallina-Granodiorit und Medelser Granit beobachtet werden, wobei der Cristallina-Granodiorit rund $\frac{2}{3}$ der Aushubfläche einnahm (Bild 2).

Beim Granit (Medelser Granit) handelt es sich um massigen, porphyritischen Biotitgranit mit grossen Alkalifeldspäten. Der Granodiorit (Cristallina-Granodiorit) ist feinkörnig und oft verschiefert und durchwegs leicht vergneist. Der Kontakt zwischen den Gesteinstypen im Untergrund der Sperrstelle ist meist stark verschiefert und phyllonitisch. Oft kann man auch mylonitisierte Zonen feststellen. Das Trennflächengefüge besteht aus der alpinen Schieferung, Scherzonen, jungen Brüchen und Kakiriten sowie einer Klüftung (Bild 3).

Die Schieferung ist in den massigen Gesteinen nur wenig ausgeprägt. Der Schwerpunkt der Messungen liegt bei einer Fallrichtung von 002° mit einem Fallwinkel von 62° . Die Kakirite liegen im Streubereich junger Brüche. Sie ziehen quer über das Tal, d.h. sie streichen etwa West-Ost und



Bild 1. Ansicht der Talsperre Santa Maria.

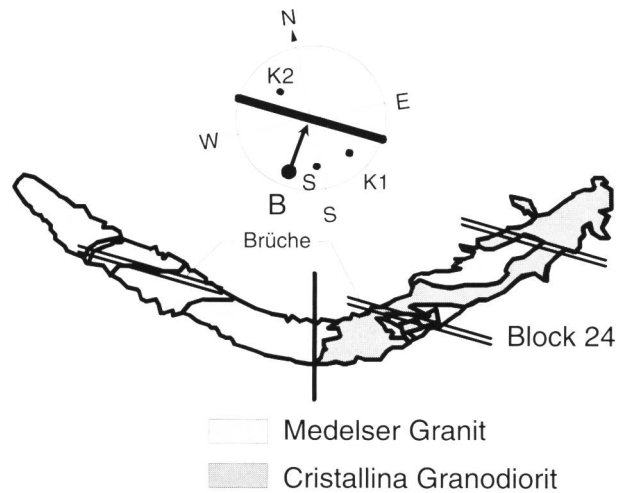


Bild 2. Vereinfachte Geologie der Sperrstelle.

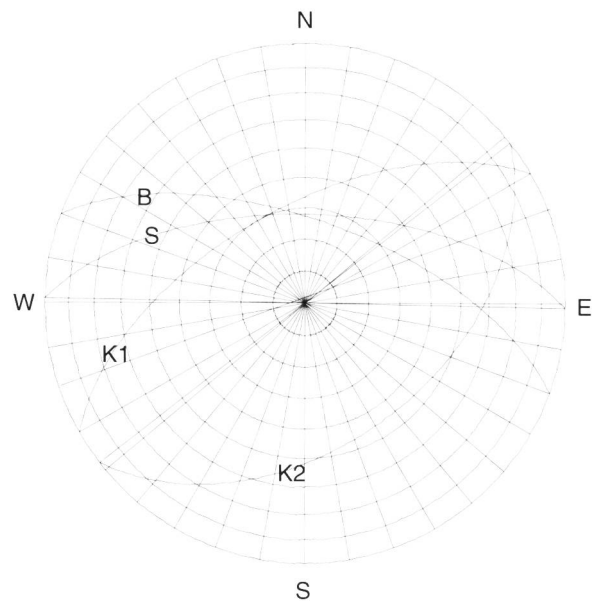


Bild 3. Trennflächengefüge, Schmid'sches Netz, untere Halbkugel.

fallen gegen Norden ein. Der Schwerpunkt der Messungen liegt bei 20° für die Fallrichtung und 64° für den Fallbetrag. Die Lehmfüllungen zeigen meist eine Mächtigkeit im dm-Bereich. Die jungen Brüche, welche in Abständen von ca. 20 m auftreten, weisen mittlere Orientierungen von $(024^\circ/66^\circ)$ für die rechte Talseite und $(032^\circ/66^\circ)$ für die linke Talseite auf. Bei den Klüften fallen vor allem zwei Klüftungsrichtungen auf, wobei die Dichte klein ist (0 bis 1, maximal 4 pro m). Das Klüftensystem K1 weist eine Orientierung von $(330^\circ/60^\circ)$ auf, die Orientierung des Klüftensystems K2 beträgt $(142^\circ/45^\circ)$; die Klüftensysteme stehen somit ungefähr senkrecht zueinander.

Wie im weiteren Verlauf gezeigt werden wird, sind die jungen Brüche diejenigen Trennflächen, welche das Verformungsverhalten der Felsfundation massgeblich beeinflussen. Die räumliche Lage dieser Brüche in bezug auf die Mauergeometrie ist deshalb in Bild 2 schematisch dargestellt. Die grössten Schwachstellen im Gebirge bilden jene Bereiche, in denen die Verfingung der beiden Gesteinstypen am intensivsten ist. Dies ist in der Gegend des Blockes 24 der Fall. Die nachfolgenden Betrachtungen und Berechnungen konzentrieren sich deshalb auf diese Zone der Mauerfundation. Das Bild 4 zeigt einen schematischen Querschnitt durch den Mauerfuss und die Fundation. Gut zu erkennen ist die intensive Verfingung der beiden Gesteinstypen auch in vertikaler Richtung.

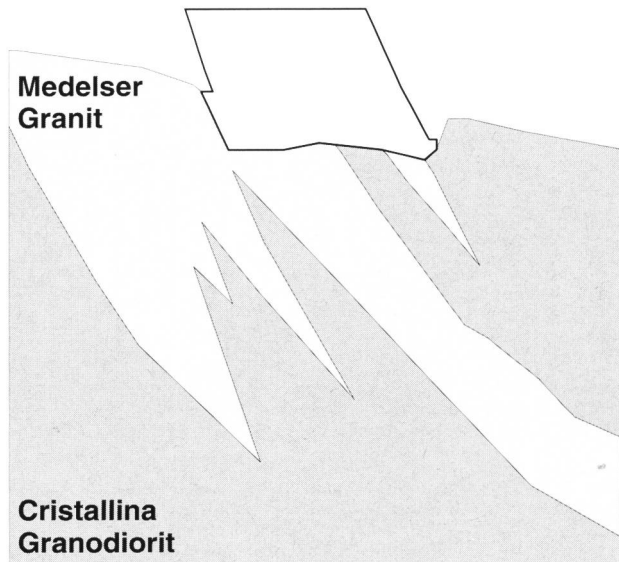


Bild 4. Schematischer Querschnitt durch den Mauerfuss.

Messdispositiv

Der zentrale Mauerbereich wurde zwischen den Blockfugen 9/10 und 25/26 mit insgesamt 17 Bohrungen erkundet. Davon sind 9 Bohrungen mit einem Deformationsmesssystem ausgerüstet und in 8 Bohrungen sind je 5 Porenwasserdruckgeber eingebaut. Bis auf eine Bohrung, welche von der Luftseite der Mauer in den Fundationsbereich gebohrt wurde, sind alle Bohrungen vom Injektionsgang her abgeteuft. Sämtliche Bohrungen zur Erkundung der geohydraulischen Verhältnisse sind mit einer Neigung von 70° und einer Länge im Fels von etwa 45 m gegen die Luftseite der Mauer ausgeführt. Zur Erkundung der Deformationen im Untergrund sind 4 Bohrungen unter 45° vom Injektionsgang aus gegen die Wasserseite abgeteuft. Sie weisen eine Bohrlänge im Fels von rund 35 m auf. Vier Bohrungen sind vertikal im Injektionsschleier angeordnet und weisen eine gebohrte Länge im Fels von ca. 55 m auf.

Im Untersuchungsbereich der Staumauerüberwachung vorhanden: Auftriebsmessungen in den Blöcken 11, 14, 22 und 25, Lotmessungen in den Blöcken 10, 14, 18, 22 und 26 sowie je ein vertikal und horizontal angeordneter Rockmeter im Block 18.

In Bild 5 ist ein typischer Messquerschnitt dargestellt.

Die verwendeten Deformationsmesssysteme sind das Inkrex (inkremental Extensometer) und das Digitilt, ein Nei-

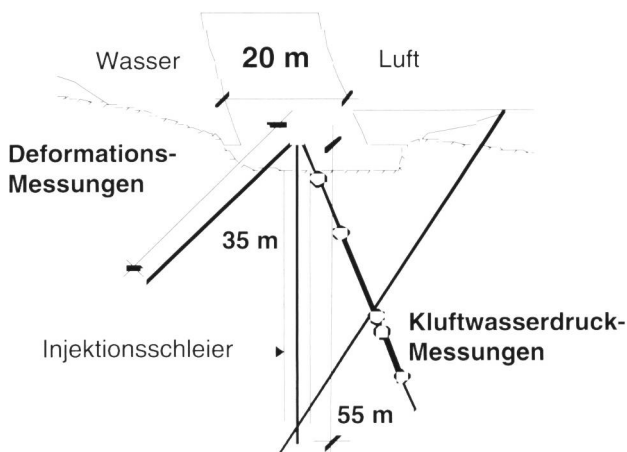


Bild 5. Typischer Messquerschnitt.

gungsmessgerät, oftmals als Slope bezeichnet. Beide Geräte messen Verformungsgrößen entlang eines in einem Bohrloch versetzten und einzementierten Messrohres. Das Inkrex misst Meter für Meter den bohrlochaxialen Abstand zweier Messmarken, der Digitilt misst die Neigung des Messrohres in Abständen von 2 Fuss (0,61 m). Durch Differenzbildung zwischen einer Nullmessung und den Folgemessungen können mit dem Inkrex die bohrlochaxialen Dehnungen und mit dem Digitilt die Neigungsänderungen des Messrohres entlang des gesamten Messrohres bestimmt werden. Damit können die inkrementalen Verschiebungen in der Bohrlochachse und normal zu dieser ermittelt werden. Für die Erfassung der Formationswasserdrücke wurden elektrische Druckaufnehmer des Typs Geokon in den Bohrungen in Sandfiltern versetzt. Die Bohrlochstrecken zwischen den Sandfiltern wurden ausinjiziert, um hydraulische Kurzschlüsse zwischen den Gebern zu verhindern. Die Geber sind Vibrating-Wire-Druckaufnehmer.

Messergebnisse

Betrachtet man den zeitlichen Verlauf der gemessenen Formationswasserdrücke, so stellt man fest, dass bis zu einem Seestand von 1885 bis 1890 m ü. M. die Drücke proportional mit dem Seestand zunehmen (Bild 6). Ist der Stau im See höher, nehmen die Drücke überproportional zu.

Aus diesem Verhalten lässt sich ableiten, dass sich während des Aufstaus die hydraulischen Parameter der Felsformationen im Untergrund ändern. Ab einer Staukote

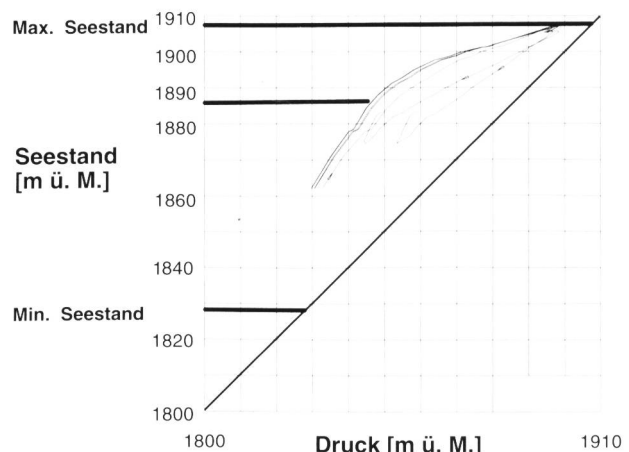


Bild 6. Gemessene Kluftwasserdrücke in Abhängigkeit des Seestandes.

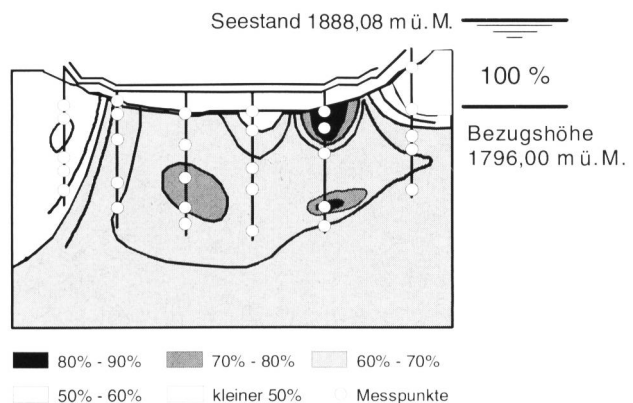


Bild 7. Kluftwasserdruckverteilung hinter dem Injektionsschleier bei einer Staukote von 1888,08 m ü. M.

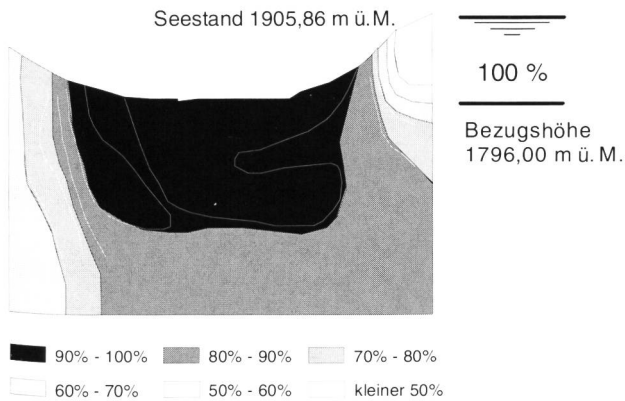


Bild 8. Kluftwasserdruckverteilung hinter dem Injektionsschleier bei einer Staukote von 1905,86 m ü. M.

von etwa 1890 m ü. M. muss sich entweder die Transmissivität der Felsmasse zwischen See und Geber stark erhöhen, zum Beispiel durch ein Aufweiten der Klüfte, und/oder die Transmissivität zwischen Geber und der Luftseite der Mauer beträchtlich verringern, zum Beispiel durch eine Kompression des Kluftgefüges als Folge der luftseitigen Abstützung der Mauer auf den Untergrund. Beide Effekte tragen zu einer Erhöhung der Drücke in den Gebern bei.

Die Bilder 7 und 8 zeigen die Druckverteilung im Fels unter der Staumauer (hinter dem Injektionsschleier). Dargestellt ist ein Längsschnitt durch die Mauerfundation mit den Projektionen der Auftriebsbohrungen in eine vertikale Ebene in der Achse des Injektionsganges. Die vertikale Lage der Druckgeber ist ebenfalls zu erkennen.

Im Bild 7 sind die Druckverhältnisse am 16. Juli 1991 dargestellt bei einer Staukote von 1888,08 m ü. M., d. h. noch bevor ein überproportionales Ansteigen der Drücke zu beobachten ist. Es fällt auf, dass die Drücke im zentralen Mauerbereich über die gesamte Tiefe der untersuchten Felsmasse höher sind als in den Flanken der Mauer und dass eine Druckentlastung vom Zentrum in Richtung der Flanken stattfindet. Generell befindet sich die Felsmasse im Zentrum der Mauer unter einem Potential von 70 bis 80% der Stauhöhe.

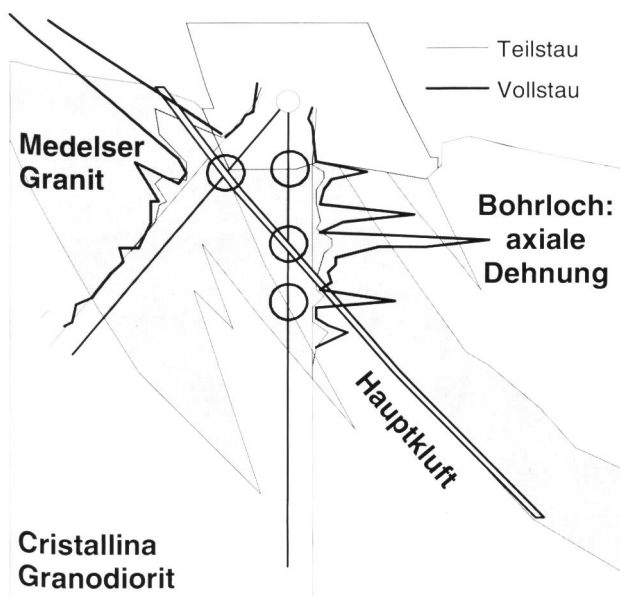


Bild 9. Felsverformungen und schematischer geologischer Querschnitt durch die Fundation bei Block 24.

Die Druckverhältnisse in Bild 8 sind für eine Staukote von 1905,86 m ü. M. (5. Juni 1991) wiedergegeben. Die Darstellung zeigt, dass im zentralen Mauerbereich die gesamte Felsmasse unter sehr hohen Kluftwasserdrücken steht (90 bis 100% des Stauspiegels). Das gemessene Potential liegt lediglich 5 m unter der Staukote.

In Bild 9 sind die gemessenen bohrlochaxialen Dehnungen bei Block 24 für zwei verschiedene Staukoten dargestellt. Bei Teilstau sind die gemessenen Dehnungen gering. Es zeichnen sich jedoch schon diskrete Zonen ab, in welchen die Deformationen hauptsächlich auftreten. Bei Vollstau nehmen die Dehnungen stark zu. Auffallend ist, dass die Deformationen an einigen wenigen Stellen auftreten. Diese Zonen korrelieren mit Brüchen und Kakiritzonen im Fels. Deutlich zu erkennen ist, dass eine einzige Hauptkluft für das Verformungsverhalten massgebend ist. Diese Hauptkluft liegt an der Grenze zwischen den beiden Gesteinstypen, welche, wie schon erwähnt, eine Schwächezone im Gebirge darstellt. Unterhalb dieser Trennfläche sind die Deformationen auch bei Vollstau sehr gering. Die gemessenen Deformationen in Abhängigkeit der Stauhöhe zeigen ein ähnliches Verhalten wie die Kluftwasserdrücke. Bis zu einer Kote von ca. 1890 m ü. M. sind die Deformationen gering. Übersteigt der Seewasserspiegel diese Kote, nehmen die Deformationen stark zu.

Postulierter Mechanismus

In den Bildern 10 und 11 sind die postulierten geomechanischen und geohydraulischen Modelle für hohe (Vollstau) und niedere bis mittlere (Teilstau) Staukoten dargestellt. Für Staukoten bis ca. 1885 m ü. M. beschränkt sich die Auflockerung der Felsfundation auf einen kleinen Bereich auf der Wasserseite des Mauerfundamentes. Hier ist die Durchlässigkeit relativ gross, und der gesamte Bereich steht unter einem Potential, welches dem Seestand entspricht. Der Gradient ist somit sehr klein.

Unter der Mauer selbst sind die Verformungen im Fels gering, und die Durchlässigkeit wird in diesem Felsbereich gleichmässig und geringfügig verändert. Der Druckabbau kann im ganzen Felsbereich stattfinden, und der Druckgradient ist somit relativ gering.

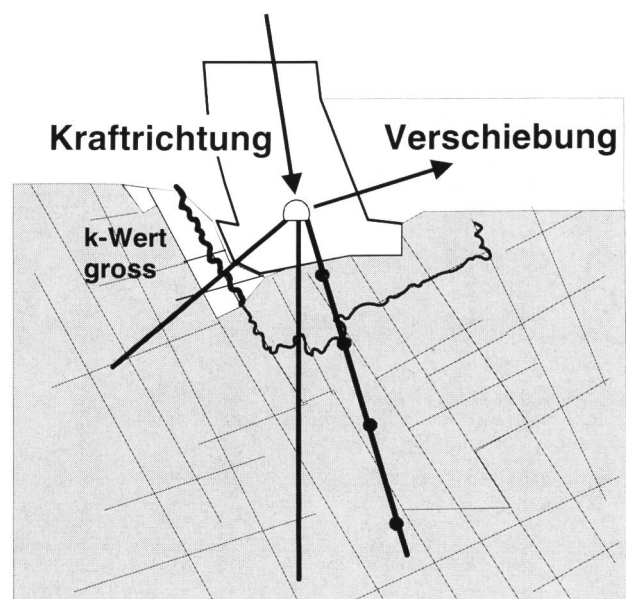


Bild 10. Postulierter Mechanismus bei Teilstau.

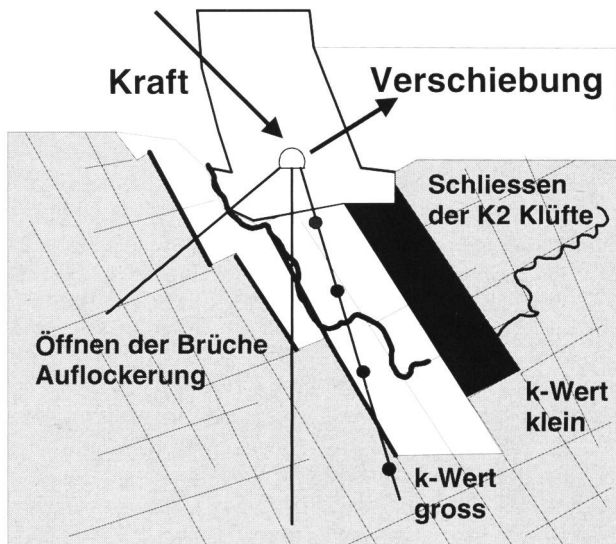


Bild 11. Postulierter Mechanismus bei Vollstau.

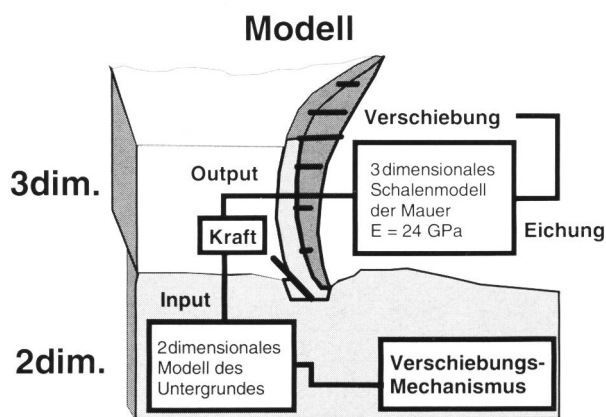


Bild 12. Schematische Darstellung der numerischen Berechnungen.

Bei hohen Staulagen ist ein grosser Felsbereich, welcher sich vom oberwasserseitigen Fundamentbereich der Schichtung und den Brüchen folgend bis weit unter das Fundament erstreckt, aufgelockert. Sowohl die Brüche wie auch die normal dazu stehenden K2-Klüfte sind geöffnet. Die Transmissivität dieses Bereiches ist gross und der Druckgradient klein. Der gesamte Bereich steht praktisch unter dem vollen Seepotential. Der luftseitige Mauerfuss komprimiert die Felsmasse auf der Luftseite der Mauer und schliesst die für die Druckentlastung massgebenden K2-Klüfte. Es entsteht ein natürlicher «Dichtungsschleier». In diesem Schleier sind die Druckgradienten sehr hoch.

Modell für die numerische Berechnung

Das dreidimensionale Traggebilde der Bogenmauer Santa Maria bildet mit der abwechslungsreichen Geologie eine äusserst komplexe Tragstruktur. Um das Verhalten der Fundation mit vernünftigem Aufwand abklären zu können, war es unmöglich, die gesamte Staumauer einschliesslich Fundation in einem numerischen Modell nachzubilden.

Beim untersuchten Problem handelt es sich um ein Grenzproblem zwischen Mauer und Felsfundation. Numerische Modelle, die Mauer und Fels optimal nachbilden, sind nicht vorhanden. Da der Schwerpunkt der Untersuchung und der Verhaltensproblematik im felsmechanischen Verhalten der Fundation liegt, wurde bei der numerischen Behandlung des Problems ein Computermodell gewählt, das dem postulierten Felsverhalten am besten Rechnung trägt.

Die Anforderungen an das Modell waren, dass der Fels als heterogener Bereich aus Matrix und Diskontinuitäten behandelt werden und das Kluftwasser explizit eingeführt werden kann. Grosse Klüftungen der Trennflächen sollten ebenfalls berücksichtigt werden können. Aus den genannten Bedingungen ergab sich, dass für den Fels ein Distinct Element Code eingesetzt wurde. Die Widerlagerkräfte der Mauer wurden mit einem Finite-Elemente-Schalenmodell ermittelt (Bild 12).

Die Berechnung des Fundationsverhaltens der Staumauer Santa Maria wurde mit dem Computerprogramm «UDEc» (Universal Distinct Element Code) durchgeführt. Dieses Programm ermöglicht die Analyse eines zweidimensionalen diskontinuierlichen Systems und eignet sich deshalb speziell für felsmechanische Berechnungen. Die Bezeichnung der verschiedenen Modellelemente erfolgte daher in Anlehnung an die Felsmechanik. Das System besteht aus einzelnen Blöcken (Gesteinsmatrix), die durch Klüfte (Trennflächen) voneinander abgegrenzt sind. Blöcke und Klüfte können verschiedenen Stoffgesetzen folgen. Während die Blöcke als undurchlässig angesehen werden, kann in den Klüften eine Flüssigkeit (Kluftwasser) zirkulieren. Die Berechnung der Gleichgewichtslage erfolgt iterativ, d.h. in Zeitschritten, wobei die Zeit für die quasi-statische Untersuchung bedeutungslos ist.

Im numerischen Modell wurde der Mauerfuss und ein Felspaket von 120 m Breite und 80 m Tiefe nachgebildet (Bild 13). Die Hauptdiskontinuitäten bestanden aus den Brüchen und anderen Schwächezonen (Kakiritzonen), welche in der rechten Talflanke einen Abstand von ca. 5 m aufweisen und mehrheitlich durchgehend sind.

Die in ähnlicher Richtung liegenden Klüftflächen K1 wurden diskret nicht berücksichtigt, da ihr Abstand im Vergleich mit den Brüchen zu klein ist (cm/dm-Bereich). Praktisch senkrecht zu den Brüchen wurde eine zweite Kluftschär eingeführt, welche der Klüftung K2 Rechnung trägt, da in jener Richtung keine grossräumige Strukturierung vorhanden ist (Schaffung kinematischer und hydraulischer Freiheitsgrade). Der Kluftabstand (cm/dm-Bereich) wurde auf ähnliche Werte wie bei den Brüchen erhöht, um den Rechenvorgang zu stabilisieren (möglichst quadratische Blöcke). Im Gegensatz zu den Brüchen sind diese Klüfte nicht durchgehend.

Berechnung des Lastfalles mit undurchlässiger Staubeckensohle

Als erster Lastfall wurde angenommen, dass die Sohle des Beckens undurchlässig ist, d.h. eine Durchströmung des

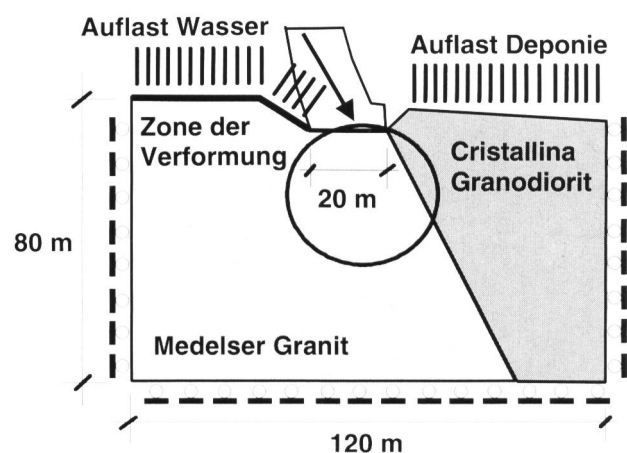


Bild 13. Lasten und Lagerungen für die Berechnung.

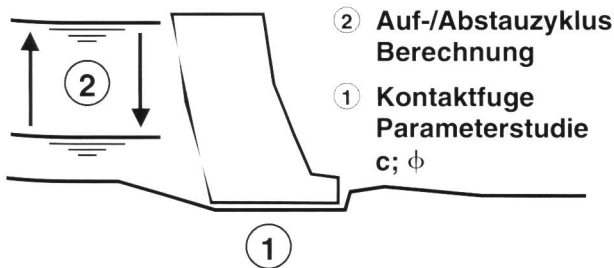


Bild 14. Schematische Darstellung der vorgestellten Berechnungen.

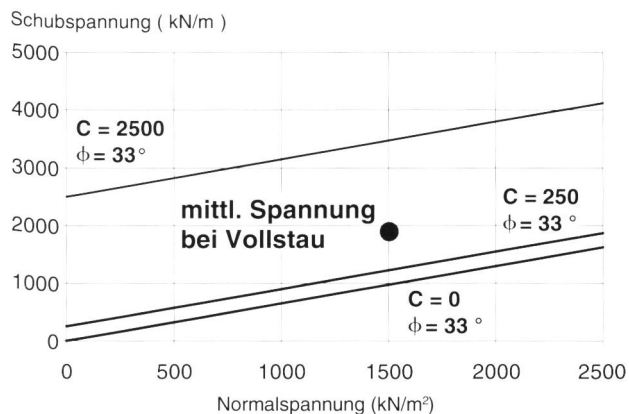


Bild 15. Wahl der Scherparameter für die Kontaktfuge und mittlere Spannungen in der Kontaktfuge beim Lastfall Vollstau.

Kluftgefüges des Wassers wurde nicht berücksichtigt. Dadurch musste das Programm UDEC nicht mechanisch-hydraulisch gekoppelt rechnen, was einer erheblichen Steigerung der Rechengeschwindigkeit gleichkommt. In einem weiteren Schritt wurde anschliessend ein Durchströmen der Klüfte zugelassen. Da die Untersuchungen und Berechnungen zurzeit immer noch im Gange sind, wird im folgenden lediglich der Lastfall ohne Durchströmung vorgestellt. Grundsätzlich kann der Verformungsmechanismus jedoch auch mit dieser vereinfachten Annahme rechnerisch nachvollzogen werden.

Zwei Berechnungen sollen im weiteren behandelt werden (Bild 14). Als erstes soll gezeigt werden, welches der Einfluss der Scherparameter der Kontaktfuge Beton-Fels auf den Verformungsmechanismus des Gebirges ist. Als zweiter Berechnungsfall werden die Gebirgsverformungen als Funktion der Stauspiegellage vorgestellt.

Durch die Verzahnung erhält die Kontaktfuge eine grosse Kohäsion. Um deren Wert abschätzen zu können, wurde eine Parameterstudie durchgeführt und mit den Mess-

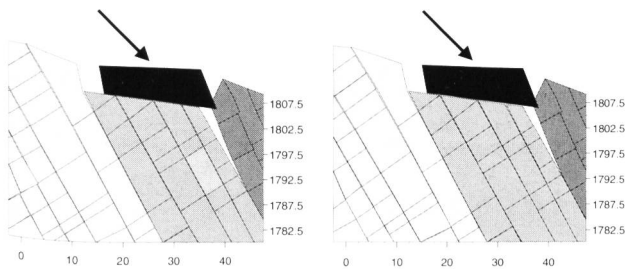


Bild 16 (links). Verschiebung der Blöcke (200fach vergrössert), Kohäsion der Kontaktfuge = 0,0 (kN/m²).

Bild 17 (rechts). Verschiebung der Blöcke (200fach vergrössert), Kohäsion der Kontaktfuge = 25,0 (kN/m²).

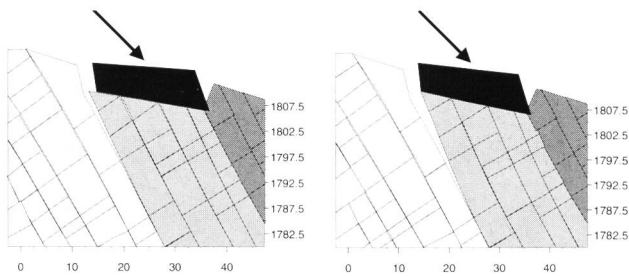


Bild 18 (links). Verschiebung der Blöcke (200fach vergrössert), Kohäsion der Kontaktfuge = 250,0 (kN/m²).

Bild 19 (rechts). Verschiebung der Blöcke (200fach vergrössert), Kohäsion der Kontaktfuge = 2500,0 (kN/m²).

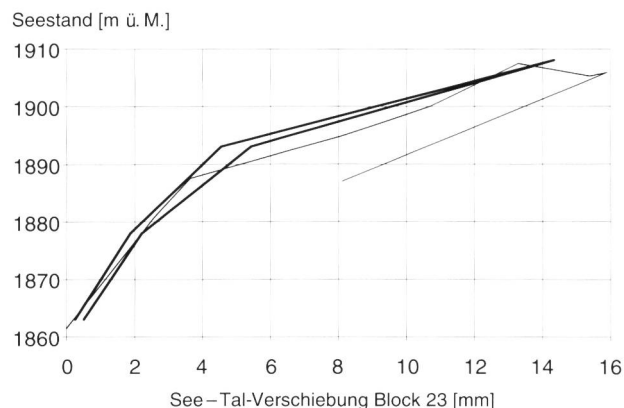


Bild 20. Vergleich der berechneten (starke Linien) und der in situ gemessenen (dünne Linien) See-Tal-Verschiebung in Block 23.

ergebnissen verglichen (Bild 15). Der Reibungswinkel wurde in allen Fällen gleich belassen ($\varphi = 33^\circ$). Die Kohäsion wurde folgendermassen variiert:

- $c = 0$:
vollkommen abgescherte Kontaktfuge (Restscherfestigkeit)
- $c = 25 \text{ kN/m}^2$
- $c = 250 \text{ kN/m}^2$
- $c = 2500 \text{ kN/m}^2$
Hohe Kohäsion (intakte Verzahnung)

Bis zu einer Kohäsion von 250 kN/m^2 kann der Horizontalschub von der Kontaktfuge allein nicht aufgenommen werden. Der Mauerfuss gleitet auf dem Fels ab (Bilder 16, 17 und 18). Im Modell verhindert einzig der Felssporn auf der Luftseite ein Versagen. In Wirklichkeit kommt die räumliche Tragwirkung der Mauer ins Spiel, da der ebene Verformungszustand nur für den Fels eine gute Näherung darstellt.

Bei $c = 2500 \text{ kN/m}^2$ reicht der Schubwiderstand aus (Bild 19), um die Schubverformung der Kontaktfuge sehr gering zu halten. Der Fels wird bis in eine Tiefe von etwa 20 m mitbewegt, was sehr gut mit den Messresultaten übereinstimmt. Anhand der Messungen kann eindeutig belegt werden, dass die Mauer nicht auf der Kontaktfuge gleitet. Diese einfache Parameterstudie zeigt, dass sich bei einer Haftung der Mauer auf dem Fels diejenigen Brüche öffnen, welche am wasserseitigen Mauerfuss an die Oberfläche ausbeissen. Dies entspricht dem postulierten Mechanismus. Nimmt die Scherfestigkeit ab, oder nehmen die effektiven Normalspannungen auf der Kontaktfuge ab (zum Bei-

spiel Zunahme der Wasserdrücke in der Kontaktfuge), so beginnt die Mauer zu gleiten und stützt sich auf dem Fels auf der Luftseite der Mauer ab. Dabei öffnen sich die Brüche auf der Luftseite der Mauer. Der Mechanismus kann sich also ändern, je nach Haftung der Mauer auf dem Fels. Solche Phänomene hätten, sollten sie auftreten, eindeutig mit den bisherigen Messungen erfasst werden müssen.

In Bild 20 sind gemessene und gerechnete Horizontalverschiebungen des Mauerfusses in See-Tal-Richtung dargestellt. Auf die Magnituden der Verschiebungen soll hier nicht eingegangen werden. Wichtig für die Beschreibung des Verformungsmechanismus ist, dass sich bei der Berechnung ebenfalls eine starke Zunahme der Verformungen ab einer Staukote von rund 1890 m ü.M. manifestiert.

Dies kann folgendermassen erklärt werden: Bis zu dieser Staukote ist die resultierende Reaktionskraft der Mauer auf den Fels steiler geneigt als der Fallwinkel der Brüche. Übersteigt der Seestand die Kote von 1890 m ü.M., so ist die Neigung der Reaktionskraft der Mauer flacher geneigt als die Brüche im Gebirge. Das Gebirge kann sich nun in einer Art «Toppling»-Mechanismus verformen, und die Deformationen nehmen stark zu.

Adresse der Verfasser: *Patrick Eyer*, dipl. Ing ETH; *Christian Moor*, dipl. Ing ETH, M.S.C.E.; *Dr. Bastian Otto*, dipl. Ing. ETH, PhD, Nordostschweizerische Kraftwerke AG, Abteilung Projektierung Hydraulische Anlagen, Parkstrasse 23, CH-5401 Baden.

Überarbeitete Fassung eines Vortrages, der an der jährlichen Tagung des Schweizerischen Nationalkomitees für grosse Talsperren im September 1994 in Disentis gehalten wurde.

Zuverlässige, wirtschaftliche Stromproduktion für über eine Million Menschen

Leo Erne

Das leistungsstärkste Kraftwerk der Schweiz (1030 Megawatt) produziert seit zehn Jahren Strom. Am 15. Dezember 1984 nahm das Kernkraftwerk Leibstadt (KKL) den Dauerbetrieb auf. Bezüglich Verfügbarkeit, Produktivität und Umweltbelastung präsentiert sich die Bilanz des ersten KKL-Jahrzehnts erfreulich.

Die den zwölf an Leibstadt beteiligten Partner-Aktionären zur Verfügung gestellte Nettoproduktion betrug im Mittel pro Jahr bis heute 7,40 Milliarden Kilowattstunden (kWh). Dies entspricht rund $\frac{1}{6}$ des jährlichen Verbrauchs der Schweiz; Strom für über eine Million Menschen kommt aus Leibstadt. Die bislang produzierten 74 Milliarden kWh hätten gereicht, um den Jahresbedarf des Aargauischen Elektrizitätswerks (AEW) zwanzigmal zu decken.

Hohe Verfügbarkeit

Pro Jahr gab die Anlage im Schnitt während 7670 Stunden Strom ans Netz ab, somit während 87,5% der möglichen Zeit. Die Arbeitsverfügbarkeit (Verhältnis der effektiv verfügbaren zur theoretisch möglichen Produktion) betrug 86,2%.

Der grösste Teil der «nicht geleisteten Arbeit» geht mit 11,9% zu Lasten der Jahresrevision mit Brennelementwechsel, die aus energiewirtschaftlichen Gründen stets auf den Sommer angesetzt wird. Nur 1,18% sind eigentlichen Störungen zuzuschreiben. Als Störungen werden ungeplante, automatische Abschaltungen und kurzfristig geplante Betriebsunterbrüche für Reparaturen bezeichnet. Die noch fehlenden 0,72% sind auf geplante Leistungsreduktionen und die Verschlechterung des Wirkungsgrades zur warmen Jahreszeit zurückzuführen.

Betriebssicherheit gewährleistet

Reaktor und Turbine sind im KKL wie bei anderen Kernkraftwerken mehrfach abgesichert. Bei geringsten Störungen, oft auch nur bei Störfehlsignalen, reagiert das Schutzsystem auf die «sichere Seite» durch Abschalten der

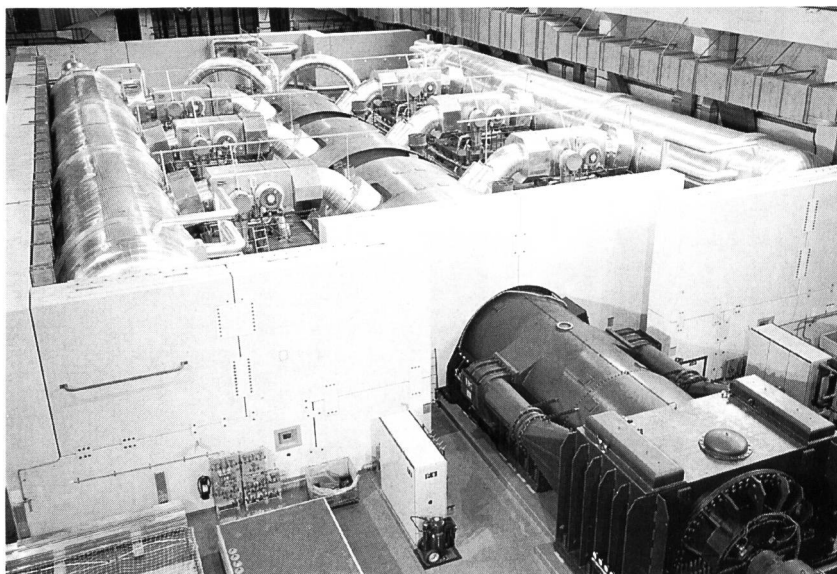


Bild 1. Kernkraftwerk Leibstadt. Blick ins Maschinenhaus, im Vordergrund der Generator, hinter der Abschirmmauer die Turbine mit Niederdruck- und Hochdruckteil.

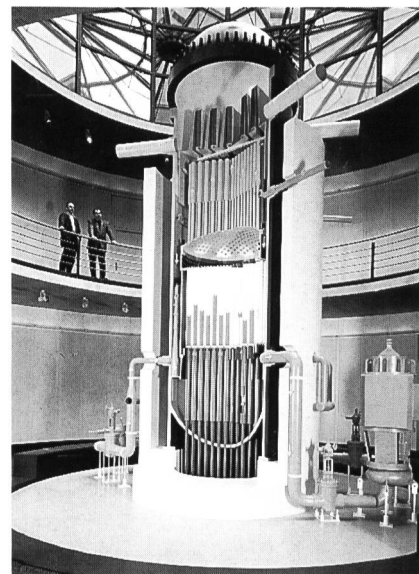


Bild 2. Informationszentrum: Modell des Reaktors Leibstadt, der in Wirklichkeit dreimal grösser ist (6 m im Durchmesser und 22 m hoch).