Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 62 (1970)
Heft: 7-8

Artikel: Kraftwerkbau am Vorderrhein
Autor: Weber, Eugen / Grossmann, Heinrich / Leuenberger, Jakob
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-921067

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 02.10.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

DK 621.221:627.8 (494.262.6)

1. Geologische Verhältnisse der Staumauern und Stollen

Eugen Weber

Bei der Betrachtung der geologischen Karte mit den eingetragenen Werkanlagen (siehe Faltblatt bei S. 198) fällt als erstes auf, dass sämtliche Bauten der KVR im Bereiche des Tavetscher Zwischenmassives und des Gotthardmassives liegen. Da es sich beim Vorderrheintal um ein Längstal in den Alpen handelt, kamen mindestens die Hauptstrecken der Stollenanlagen ins Streichen der Schichten zu liegen. Diese für den Stollenbau allgemein ungünstige Voraussetzung erforderte oft eine Verlegung der Trassen in günstigere, benachbarte Gesteinsschichten. So ergab sich die Stollenführung Medels-Somvix-Tavanasa aus dem Bestreben, durch ein südliches Ausweichen in die Gesteine des Gotthardmassivs das in diesem Abschnitt stark gestörte Tavetscher Zwischenmassiv zu meiden.

Ein weiteres Erschwernis beim Stollenbau bestand in der Durchquerung von Sedimentmulden mit ihren Triasgesteinen, Gips, Rauhwacken und allgemein verscherten Gesteinszonen. Wie aus der Linienführung des Stollens Sedrun-Medels im Abschnitt Curaglia zu ersehen ist, wurde diese komplexe Muldenzone möglichst querschlägig auf kürzester Strecke durchstossen.

Erwähnt sei auch noch der Stollenabschnitt Somvix-Tavanasa mit dem Wasserschloss und dem Druckschacht. Hier befinden wir uns in der eigentlichen Presszone zwischen den penninischen Schubmassen und dem aarmassivischen Prellbock (Tödiaufwölbung). Die Häufung von klastischem bis schiefrigem Verrukano, die mit dem Stollen durchfahren werden musste, war dieser Pressung voll ausgesetzt, was sich im Vortrieb durch Verscherungen, Zerklüftung und Gefügeauflösung bemerkbar machte.

Wenden wir uns nun den grösseren Einzelobjekten der Kraftwerke Vorderrhein AG/KVR zu:

Die Staumauern Nalps und Curnera haben als anstehendes Fundationsgestein einen Paraschiefer des Gotthardmassivs. Im allgemeinen ein bankiger, standfester, eher feinkörniger Biotitgneis mit lokalen Einlagerungen von Kalksilikatfels und, seltener auftretend, Pegmatiten. Vereinzelte steilstehende Mylonitzüge, wenn auch nur geringmächtig, verlangten bei dem Fundamentaushub in den Talflanken besondere Aufmerksamkeit. Die freigelegten phantastischen Gletschermühlen im Fundamentaushub der Staumauer Curnera erfreuten mehr des Geologen Herz als dasjenige des Ingenieurs!

Die Staumauer Sta. Maria steht in massigem Medelsergranit. Es ist ein grobkörniger Orthogneis mit Intrusionen von Granodiorit. Eine ausgezeichnete, harte Fundamentunterlage, jedoch mit einer ausgesprochenen Zerklüftung.

Wasserschloss, Druckschacht und Zentrale Sedrun liegen in der Kernschuppenzone des Tavetscher Zwischenmassivs. Trotz gelegentlichem starkem Wasserzufluss, besonders im Druckschacht, und kleineren Felsablösungen waren die Ausbruchverhältnisse in Anbetracht der verworrenen Gesteinsverhältnisse annehmbar, wenn auch besonders die grossräumige Kavernenzentrale teilweise massive Absicherungen verlangte.

Die Abschlussmauer des Ausgleichbeckens Runcahez im Somvixertal konnte in standfestem Paragneis des Gotthardmassivs fundiert werden. Auf der linken Talflanke wurden beim Aushub für die Mauer eiszeitliche Schottertaschen im Fels freigelegt, die vollständig ausgeräumt werden mussten.

Der Druckstollen Runcahez-Hanschenhaus ob Tavanasa zeigte im Abschnitt der gotthardmassivischen Paragneise viel Ueberprofil als Folge der schichtparallelen Felsauffahrung. Mit dem Eintritt des Stollens in den Ilanzerverrukano nahmen die Schwierigkeiten im Ausbruch zu, da dessen Gefüge weitgehend gestört ist, aber auch der Verdacht einer leichten Hangbewegung in früherer Zeit nicht von der Hand gewiesen werden kann.

Wasserschloss und Druckschacht Tavanasa liegen in demselben Ilanzerverrukano. Die Querung dieser hellen, grauen, flachliegenden, oft Kupfererz führenden Schichten erforderten grosse Mühe und Vorsicht, da sich hier die Zusammenstauchung des Gebirges besonders bemerkbar machte.

Die Zentrale Tavanasa ist im groben Alluvialschutt des Vorderrheins fundiert und brachte keine Ueberraschungen im Aushub.

Adresse des Verfassers:
E. Weber, Ing.-Geologe S.I.A, 7304 Maienfeld

2. Wasserfassungen

Heinrich Grossmann

2.1 EINLEITUNG

Die Kraftwerke Vorderrhein AG fassen das Wasser von insgesamt 38 Einzugsgebieten. Ihrer drei sind die direkten Zuläufe der Speicherbecken Curnera, Nalps und Sta. Maria. Bei Sedrun wird der Vorderrhein durch ein Wehr mit zwei Segmentschützen gestaut und das Betriebswasser zur Zentrale abgeleitet; bei Curaglia wird dem Medelserrhein das Wasser durch eine Umlenkfassung entnommen. Der Somvixerrhein schliesslich fliesst in das Ausgleichbecken Runcahez. Die übrigen 32 Wasserfassungen sind sogenannte Grundrechenfassungen sehr unterschiedlicher Ausbaugrösse, mit einem Schluckvermögen zwischen 0,05 und 4 m^3/s; sie sind in der Tabelle mit charakteristischen Daten zusammengestellt.

2.2 GRUNDRECHENFASSUNGEN

Die Fassungen der Stufe Sedrun, deren Erträge in den Stauseen gespeichert werden, sind entsprechend der

Eine Uebersicht über die Projekte der NOK für die Kraftwerke Vorderrhein erschien bereits in WEW 1956, Nr. 4, S. 72/86, nach einem Vortrag von dipl. Ing. H. Hürzeler/NOK. Es handelte sich damals um das Studium einer umfassenden Wasserkraftnutzung des gesamten Einzugsgebietes; aus verschiedenen Gründen musste inzwischen auf einige Staustufen und Kraftwerke verzichtet werden.

Höhenlage und Vergletscherung der Einzugsgebiete auf 300 bis 425 l/s ·km² ausgebaut; dies entspricht einer im Durchschnittsjahr an 15 Tagen überschrittenen Abflussmenge.

Die Niederschläge und die Vergletscherung sind im Medels und im Val Cristallina am grössten. Für die Einzugsgebiete der Wasserfassungen im Val Uffiern, in Casatscha, Vatgira, davos Glatschers und Gannaretsch wurde mit einem Ausbau bis zu 400 l/s · km² gerechnet. Die Fassungen der Einzugsgebiete im obersten Vorderrheintal, das geringere Niederschläge aufweist, wurden für einen Abfluss von 300 bis 325 l/s · km² ausgebaut. Die Wasserfassung Oberalp wurde für 425 l/s · km² ausgebaut, die Fassungen der Seitenbäche im oberen Val Gierm für 375 l/s · km², weil dieses Gebiet noch stark vergletschert ist.

Die Fassungen der Stufe Tavanasa, deren Erträge nicht in die Jahresspeicher gelangen und deren Einzugsgebiete tiefer liegen, sind für einen Zufluss von 125 bis 200 l/s · km² ausgebaut. Der grössere Ausbau gilt für jene Fassungen, deren Einzugsgebiet noch Gletscher aufweist (Somvix und Val Plattas).

Im Jahre 1959, bei Beginn der Projektierungsarbeiten, hatten die NOK keine eigenen Erfahrungen im Bau von Grundrechenfassungen.

Vorerst musste man sich im klaren sein, wie stark das Wasser zu entsanden ist. Man entschied sich dahin, die Körnungen über ⌀ 0,4 mm, mit einer Sinkgeschwindigkeit von 5,5 cm/s, und mehr auszuscheiden. In den ersten Baujahren wurden noch zwei Absetzbecken — eines für den Grobkies und eines für den Sand — angeordnet, die durch eine feste Schwelle getrennt waren und unabhängig voneinander gespült werden konnten. Die kleineren Fassungen mit einer Ausbauwassermenge unter 0,6 m³/s und ab 1965 auch die grossen Grundrechenfassungen wie Uffiern, Casatscha, Val und Nadéls wurden nur noch mit einem einzigen Absetzbecken gebaut, um Bauwerk und Wartung zu vereinfachen. Bei einem Sohlengefälle im Kies/Sandfang grösser als 5 % lässt sich auch grober Kies gut fortspülen.

Ein anderes Problem bildete die bauliche Gestaltung des Grundrechens. Bildet man diese breit, flach (5 %) und engmaschig aus, so bedürfen sie bei Geschiebetrieb einer ständigen Wartung, da sie sonst schnell verlanden. Sehr grobe Rechen dagegen, die nur Geschiebe grösser als Kopfgrösse abhalten, sind weniger oft zu reinigen; doch ist die mechanische Zerstörungswirkung der Geschiebe auf die Betonbauteile stärker. Die ersten schweren Rechen wurden mit nach oben gekehrten Eisenbahnschienen ausgebildet. In betrieblicher Hinsicht war diese Lösung nicht befriedigend, weil wegen der breiten, obenliegenden Flanschen die Rechen nicht zu stark geneigt werden durften (max. 35 %), um bei grossem Zufluss Wasserverluste zu vermeiden. Dies hatte zur Folge, dass Steine auf den Rechen liegen blieben und schwer zu entfernen waren, wenn sie sich zwischen den Schienen verklemmten.

Für die kleinen Fassungen, mit einem Ausbau unter 0,6 m³/s, wurden Grundrechen entwickelt, bestehend aus 0,40 m breiten und 2,50 m langen Rechentafeln (Gewicht 140 kg), mit Rechenstab-Profil Von Roll Fig. 922, Lichtweite 28 mm.

Für die mittleren und grossen Grundrechenfassungen, mit einem Ausbau zwischen 0,6 und 4,0 m³/s, war Profil Von Roll Fig. 922 zu leicht. Der hydraulisch, statisch und finanziell vorteilhafteste Querschnitt ergibt sich, wenn ein Rundeisen ⌀ 45 mm auf ein hochgestelltes Flacheisen 130/12 mm geschweisst wird. Als Achsabstand der Rechenstäbe wurde 80 mm gewählt, damit die lichte Weite 35 mm betrage. Das Profil besitzt eine grosse Tragfähigkeit, ist aber in horizontaler Richtung derart elastisch, dass sich eingeklemmte Steine durch Auseinanderdrücken der Rechenstäbe mit einem Stemmeisen leicht entfernen lassen. Mit der Entwicklung dieses Rechenprofils (Typ NOK) erhielten die Grundrechen eine Neigung von 40 %. Die Profile bewährten sich dermassen gut, dass bei sechs Wasserfassungen, die schon mit Rechenstäben aus Eisenbahnschienen versehen waren, die Stäbe ausgewechselt wurden, mit Beibehaltung der Neigung von 35 %.

Als weiteres stellte sich die Frage, ob alle Fassungen mit einer Regulierschütze, zwischen Grundrechen und Sandfang angeordnet, versehen werden sollten. Man entschloss sich, nur die grössten Fassungen damit auszurüsten, um bei Hochwasser mit grossem Geschiebetrieb eine mangelhafte Entsandung zu vermeiden. So wurden nur die Fassungen Uffiern, Casatscha, Sedrun, Nalps, Medels, Plattas, Vallesa und Nadéls mit einer automatischen Regulierschütze System E. Lutz & Co., Zürich, versehen, die sich bisher bestens bewährt hat.

Sie sorgt dafür, dass nicht mehr Wasser in den Sandfang fliesst, als entsandet werden oder durch eine Hangleitung fliessen kann. Steuerung und Betrieb erfolgen hydraulisch-mechanisch, d. h. die Schütze steht im Gleichgewicht mit einem Schwimmer, dessen Stellung vom Wasserspiegel im Sandfang resp. im Schwimmerschacht abhängig ist.

Während der Bauzeit tauchte die Frage auf, ob es nicht zweckmässig sei, die grösseren Fassungen, insbesondere diejenigen, deren Wasserläufe viel Geschiebe führen, mit einer automatischen Entsandungsanlage auszurüsten. Die Sandfänge der Wasserfassungen Sedrun und Medels erhielten Entsandungsanlagen System Bieri AG, Bern. Deren Antrieb erfolgt auf elektrischem Wege. Weil im Val Casatscha an der Fassungsstelle elektrische Energie nicht zur Verfügung steht, konnte hier das System Bieri nur bedingt angewendet werden. Das Ingenieurbüro E. Lutz & Co., Zürich, wurde daher beauftragt, ein Sandabtast- und Spülsystem zu entwickeln, das keinen elektrischen Strom braucht und nicht zu teuer ist.

Eine hydraulisch-mechanisch angetriebene Spülschütze konnte noch in der dannzumal im Bau befindlichen Wasserfassung Val Val montiert und geprüft werden. Der Antrieb bewährte sich zwar nicht, konnte aber anhand der gemachten Erfahrungen so verbessert werden, dass er nun in den Fassungen Uffiern und Casatscha einwandfrei funktioniert. Der Prototyp der Sandabtastvorrichtung System E. Lutz & Co., Zürich, konnte im Sandfang der Wasserfassung Val Plattas erprobt werden, die in jenem Zeitpunkt im Umbau begriffen war. Sowohl im Val Plattas wie auch im Val Casatscha bewähren sich die Sandabtastvorrichtungen, die in diesen beiden Fassungen sehr notwendig sind, bestens.

Dank des Umstandes, dass der Bau der einzelnen Fassungen zeitlich gestaffelt war, konnten schrittweise die eigenen Erfahrungen ausgewertet werden. Dies ist der Grund, weshalb sie sich zum Teil ganz wesentlich unterscheiden. Als erste wurden die Fassungen der Stufe Tavanasa im Val Nalps und im Val Gierm gebaut, als letzte jene im Val Casatscha.

2.3 WASSERFASSUNG SEDRUN

Die Fassung besteht aus einem Flusswehr mit zwei Durchflussöffnungen von je 9,0 m Breite und 3,90 m Höhe von Schwelle bis Stauspiegel, die bei 90 cm Ueberstau einen Hochwasserdurchfluss von 300 m³/s gewährleisten. Die beweglichen Wehre bestehen aus je einer Segmentschütze mit Klappe und ölhydraulischem Antrieb. (Pläne siehe Bild 12 auf Faltblatt bei S. 215).

Tabelle der charakteristischen Daten der Wasserfassungen

Wasserfassung: HF = Hauptfassung NF = Nebenfassung		Einzugsgebiet km²	Ausbau l/s · km²	Ausbau m³/s	Grösstes Hochwasser m³/s	Rechen Typ*	Rechen Neigung %	Ausrüstung: KF = Kiesfang SF = Sandfang KSF = Kiessandfang AR = Autom. Regulierung SA = Sandabtast-Vorricht. ASp = Autom. Spülung
Kraftwerk Sedrun								
Val Val	HF	5.0	300	1.5	25	NOK	40	KSF
Val Val / Puoza	NF	0.3	300	0.1	1	922	10	—
Val Val	2 NF à	0.2	300	0.1	1	922	10	—
Val Val / Tiarms	NF	0.2	300	0.1	1	922	50	KF
Oberalp	HF	1.4	425	0.6	8	922	50	KSF
Oberalp	NF	0.1	425	0.1	1	922	50	—
Nurschalas	HF	0.6	325	0.2	3	922	50	KSF
Tgatlems	HF	1.2	325	0.4	6	922	50	KSF
Tuma	HF	4.7	325	1.5	25	S	35	KF+SF
Nalps/Alpetta	NF	0.3	325	0.1	2	922	50	KF
Nalps/Fops	NF	0.3	325	0.1	2	S	35	KF
Ob. Val Gierm	HF	3.2	375	1.2	12	NOK	35	KF+SF
Ob. Val Gierm	2 NF	0,1	400	0.1	1	922	50	KF
Gannaretsch	HF	1.9	400	0.8	10	NOK	35	KF+SF
davos Glatschers	HF	1.4	400	0.6	6	NOK	35	KF+SF
davos Glatschers	Umleitung	0.9	—	2.0	5	—	—	
davos Glatschers	NF	0.2	400	0.1	1	922	50	KF
Vatgira	HF	2.5	400	1.0	12	NOK	40	KF+SF
Vatgira	NF	0.2	400	0.1	1	S	40	KF
Val Casatscha		5.1	400	2.0	25	NOK	40	KSF, AR, SA, ASp
Val Uffiern		9.7	400	4.0	50	NOK	40	KSF, AR
Kraftwerk Tavanasa								
Sedrun	HF	39.9	125	8.0	220	Flusswehr	—	SF, ASp
Val Strem	NF	13.8	200	3.0	50	S	35	KF
Unt. Val Nalps		8.3	200	2.0	80	S	26.8	KF+SF, AR
Unt. Val Gierm		4.4	160	0.7	30	S	20	KF+SF
Val de Crusch		2.4	160	0.4	15	922	50	KSF
Medels		48.6	160	8.0	300	Umlenkfassung		KF+SF, AR, ASp
Val Plattas		23.0	175	4.0	100	NOK	20	KSF, AR, SA, ASp
Val Vallesa	HF	12.4	200	2.5	50	NOK	35	KF+SF, AR
Val Cahò	NF	0.1	Quelle	0.1	1	922	50	KF
Val Rentiert	NF	2.1	200	0.4	10	922	50	KF
Runcahez		54.8	—	30	200	Becken	—	KF, AR
Val Nadéls		4.1	200	0.8	20	NOK	50	KSF, AR

* Rechen-Typen: NOK = Rundeisen ⌀ 45 mm auf Flacheisen 12/130 mm aufgeschweisst
922 = Rechentafeln aus Profil Von Roll Fig. 922
S = RhB- oder Rollbahnschienen

Vom Zufluss werden durch die beiden Einläufe am rechten Ufer maximal 8 m³/s gefasst und dem Laufwerk der Zentrale Sedrun zugeleitet. Die beiden Einläufe sind mit Rechen und Gleitschütze ausgerüstet. Die zwei anschliessenden begehbaren unterirdischen Sandfänge verfügen über je eine Entsandungsanlage System Bieri. Die Abflüsse der Entsander, welche durch ölhydraulisch betriebene Segmentschützen reguliert werden, gelangen alsdann zusammengefasst über einen gedeckten Kanal und Zulaufstollen zur Zentrale Sedrun.

2.4 WASSERFASSUNG MEDELS

Die Fassung Medels wurde nach Modellversuchen an der Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH als Umlenkfassung für 8 m³/s ausgebaut. Das Fassungsbauwerk ist aus topographischen und geologischen Gründen am rechten Ufer, auf der Innenseite einer Flussschleife angeordnet. Eine vom linken Ufer ausgehende, bis auf die Höhe des Fassungsbauwerkes in den Fluss reichende grosse Betonbuhne gibt dem Wasser den notwendigen Drall, so dass bei grossen Wasserführungen ein Minimum an Geschiebe in die Fassung eindringt. Für den bei kleinem Zufluss anfallenden Kies ist hinter dem Einlauf zur Wasserfassung ein geräumiger Kiesfang angeordnet.

Der Einlauf zur Fassung ist mit einer Gleitschütze ausgerüstet, die im Winter als Tauchwand verwendet wird, um die Zufuhr von Kaltluft und damit verbundene Vereisungen zu verhindern. Die Schütze ist auch als Notabschluss verwendbar. Der Kiesfang kann bei Wasserführungen unter 16 m³/s durch Oeffnen einer ölhydraulisch angetriebenen Gleitschütze gespült werden.

Vor den beiden Einläufen zu den Sandabsetzbecken ist je ein Rechen montiert, der von Hand gereinigt wird.

Die Regulierung des Zuflusses zu den beiden Sandfängen erfolgt durch automatische Regulierschützen System E. Lutz & Co., Zürich. Diese Schützen haben vier verschiedene Funktionen:

a) Automatische Drosselung des Zuflusses, sobald die Wasserführung im Medelserrhein die Ausbauwassermenge der Fassung überschreitet;

b) Automatische Drosselung des Zuflusses auf die zulässige Restwassermenge, wenn im Freispiegelstollen Sedrun-Runcahez die Ausbauwassermenge fast erreicht ist;

c) Vollständige automatische Drosselung des Zuflusses bei Hochwasser im Medelserrhein, zur Verhinderung eines zu grossen Sandanfalles;

d) Vollständiger Abschluss des Einlaufes bei Revisionen und Arbeiten im Sandfang;

Die Regulierschützen werden hydraulisch-mechanisch gesteuert über Schwimmer im Falle a) durch den Wasserspiegel im Sandfang, im Falle b) durch jenen im Freispiegelstollen und im Falle c) durch denjenigen im Kiesfang. Sie können auch von der Zentrale Sedrun aus ferngesteuert werden.

Die beiden begehbaren unterirdischen Sandfangbecken werden durch je eine Bieri-Entsandungsanlage gespült. Ueber den Messüberfall gelangt das Wasser in den Zuleitungsstollen zum Freispiegelstollen Sedrun-Runcahez.

2.5 FASSUNG RUNCAHEZ

Das Wasser des Somvixerrheins fliesst über ein festes Wehr mit Messüberfall in das Ausgleichbecken. Bei geschiebeführendem Hochwasser können der ganze Zufluss oder nur die geschiebeführende untere Schicht oberhalb des festen Wehres seitlich in den Umleitstollen abgeleitet werden. (siehe auch Bild 5 sowie Plan in Bild 13 auf Faltblatt bei S. 215). Wenn die anderen Fassungen kein Wasser bringen und die Zentrale Sedrun ausser Betrieb ist, können in Runcahez 48 m³/s gefasst werden.

Im allgemeinen wurde beim Bau der Wasserfassungen darauf geachtet, dass sie sich gut in die Landschaft einfügen. Durch Eindecken der grösseren Bauteile (Sandfänge) oder durch Unterbringung in Kavernen, sind die Fassungen der Sicht weitgehend entzogen.

Adresse des Verfassers:
Dipl.-Ing. H. Grossmann, NOK, 5400 Baden

3. Staumauern

Jakob Leuenberger, Bruno Bretscher und Christian Venzin

3.1 ALLGEMEINES

Es dürfte nicht häufig sein, dass für die gleiche Kraftwerkgruppe drei in ihrer Art, Abmessung und in ihren topographischen und geologischen Gegebenheiten ähnliche Staumauern errichtet werden müssen. (Lageplan, Ansicht und Querschnitt der drei Talsperren siehe Bilder 8, 9 und 10 auf Faltblatt bei S. 214).

Die drei als doppeltgekrümmte Bogenmauern ausgebildeten Sperren weisen Unterschiede vor allem im Verhältnis der Mauerhöhe zur Kronenlänge auf. Während die Staumauer Curnera in einer eher engen Schlucht erstellt werden konnte, sind die beiden andern Sperren, vor allem die Staumauer Sta. Maria, in erheblich breiteren Talquerschnitten gelegen.
Nachstehend die Hauptdaten:

		STAUMAUER		
		Curnera	Nalps	Sta. Maria
Erstellungsjahre		1962/1966	1958/1962	1964/1968
Nutzinhalt des Beckens	Mio m³	40,8	44,5	67,0
Seeoberfläche bei Maximalstau	ha	81,2	91,1	177,4
Max. Staukote	m ü. M.	1 956	1 908	1 908
Max. Absenkung	m ü. M.	1 848	1 820	1 829
Max. Mauerhöhe über Fundament	m	153	127	117
Mauerstärke an der Krone	m	7	7	8
Mauerstärke am Fuss	m	24	23	21
Kronenlänge	m	350	480	560
Max. Mauerhöhe zu Kronenlänge		1:2,3	1:3,8	1:4,8
Betonkubatur	m³	562 000	593 000	654 000

3.2 STATISCHE BERECHNUNG, DIMENSIONIERUNG UND MODELLVERSUCHE

Die statische Berechnung und die Projektierung der drei Staumauern erfolgte durch das bekannte Ingenieurbüro Prof. Dr. A. Stucky in Lausanne.

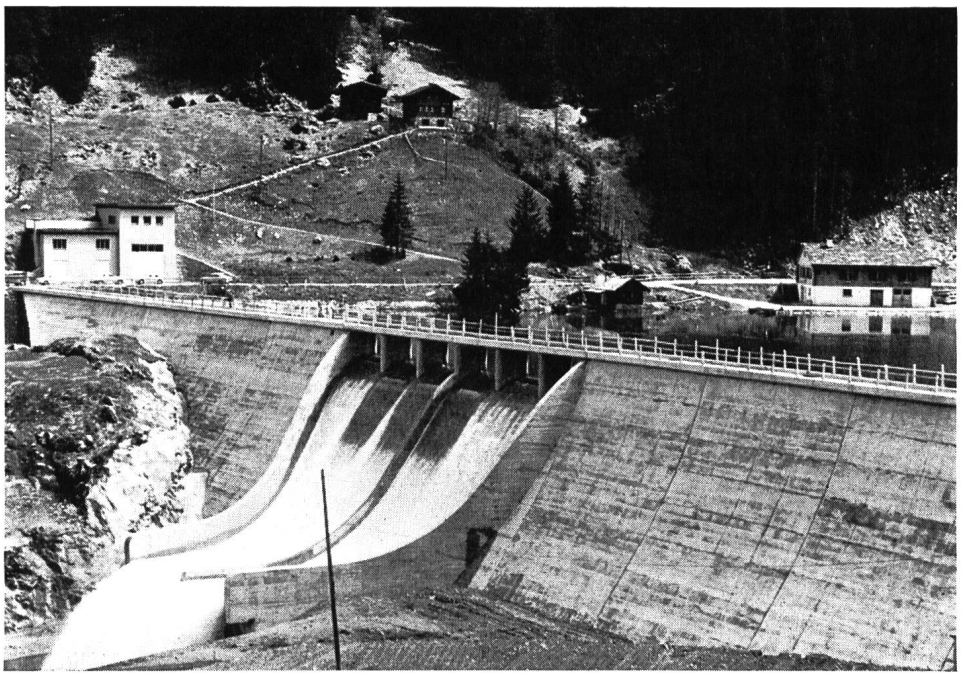
Alle drei Staumauern wurden weitgehend nach den gleichen Prinzipien dimensioniert. Zur Berechnung der Betonspannungen infolge Wasserlast wird die Mauer nach der klassischen Methode in zwei statische Tragsysteme, nämlich in vertikale, konsolartige Elemente und horizontale, parabelförmige Bogen aufgelöst gedacht. Aus der Bedingung, dass die elastischen Verformungen der beiden Systeme an den Kreuzungspunkten übereinstimmen müssen (üblicherweise werden nur die radialen, tangentialen und Drehverformungen berücksichtigt), erhält man die Verteilung der Belastung auf die Tragsysteme. Infolge der in den vorliegenden Fällen aus der Talform sich ergebenden Symmetrie der Bogenmauern ist eine starke Reduktion der Anzahl Bedingungsgleichungen möglich.

Im Gegensatz zur Wasserlast wird beim Betoneigengewicht angenommen, dass dieses nur auf die vertikalen Mauerkonsolen wirke; diese Annahme ist begründet durch die Tatsache, dass die Mauer in fugengetrennten Blöcken hochgeführt wird, welche erst später durch Ausinjizieren der Fugen mit Zement einen homogenen Tragkörper ergeben.

Ausser Wasserdruck und Eigengewicht sind auch noch die Einflüsse der jährlichen Temperaturschwankungen — herrührend von Luft- und Wassertemperaturänderungen und Besonnung — im Mauerbeton zu berücksichtigen. Einfachheitshalber wird in der Berechnung die Temperaturänderung nur in den Bogenelementen eingeführt.

Ein weiterer zu berücksichtigender Einfluss ist derjenige von Erdbeben. Nach der Theorie von Westergaard werden nur horizontale quer und längs zur Mauer wirkende Trägheitskräfte infolge Mauereigengewicht und Wasserlast in Rechnung gesetzt. Als Beschleunigung wurden bei den Staumauern Nalps und Curnera 10 % und bei der Staumauer Sta. Maria 12 % der Erdbeschleunigung angenommen (entspr. dem 8. Grad der Skala nach Mercalli).

Bild 5
Talsperre und Ausgleichbecken
Runcahez
(Photo Bargähr)



ZUSAMMENSTELLUNG DER BERECHNETEN MAX. SPANNUNGEN AN DER STAUMAUEROBERFLÄCHE

Staumauern Curnera und Sta. Maria $n = 0{,}5$
Staumauer Nalps $n = 1$

	Wasserseitige Maueroberfläche kg/cm²	Luftseitige Maueroberfläche kg/cm²
a) Mauereigengewicht		
Staumauer Curnera	—55,2+ 8,8	—42,0+ 9,4
Staumauer Nalps	—68,0+ 4,1	—29,9+22,5
Staumauer Sta. Maria	—75,1+ 3,5	—28,5+31,5
b) Mauereigengewicht und Wasserdruck		
Staumauer Curnera	—55,7+ 2,5	—56,7+11,3
Staumauer Nalps	—49,5+ 4,0	—49,3+12,4
Staumauer Sta. Maria	—55,9+ 7,4	—68,6+10,1
c) Mauereigengewicht, Wasserdruck und Temperatur		
Staumauer Curnera	—64,2+ 3,1	—57,4+11,8
Staumauer Nalps	—60,3+ 4,0	—48,6+14,1
Staumauer Sta. Maria	—63,0+ 8,1	—69,3+12,4
d) Mauereigengewicht, Wasserdruck und Erdbeben		
Staumauer Curnera	—74,2+ 4,2	—45,8+23,2
Staumauer Nalps	—71,0+ 4,2	—61,5+11,9
Staumauer Sta. Maria	—69,9+21,5	—87,7+27,6

\+ Zugspannungen
— Druckspannungen

Bei der Berechnung der Spannungen und Deformationen der Staumauer spielen auch die Einspannverhältnisse im Felsuntergrund eine wichtige Rolle. Normalerweise sind jedoch die Verformungswerte der Felswiderlager nicht genügend genau bekannt. Diese sind ausser von der Festigkeit auch von der Schichtung und der Klüftigkeit des Felsens abhängig. In der Berechnung wird daher das Verhältnis des Verformungsmoduls des Felsens zum Elastizitätsmodul des Betons eingeführt ($n = E_F : E_B$). Bei der Staumauer Nalps wurde dieses Verhältnis zu $n = 1$, bei der Staumauer Curnera zu $n = 0{,}5$ bzw. 0,2 bzw. 0,1 bzw. 0,05 und bei der Staumauer Sta. Maria zu $n = 0{,}5$ angenommen. Mit Hilfe der heute verwendeten elektronischen Berechnungsmethode ist es ohne grossen Arbeitsaufwand möglich, die getroffenen Annahmen zu variieren.

Wie die durchgeführten Berechnungen ergeben, entspricht einer Verkleinerung des Verformungsmoduls des Felsens und der damit verbundenen Abschwächung der Einspannung des Mauergewölbes:

— eine Erhöhung der Druckspannungen und eine Abminderung der Zugspannungen auf der wasserseitigen Maueroberfläche,
— eine Reduktion der Druckspannungen und eine leichte Erhöhung der Zugspannungen auf der luftseitigen Maueroberfläche.

Parallel zu den statischen Untersuchungen wurden jeweils im Laboratorium des Projektverfassers für alle drei Mauern noch Modellversuche durchgeführt, um die auf theoretischem Wege ermittelten Formen und Dimensionen der Bauwerke zu überprüfen. Als Material für die im Massstab 1:250 bzw. 1:300 ausgeführten Modelle wurde Gips und in einem Fall Kunstharz (Polyester) verwendet. Die Belastung durch Wasserdruck wurde mit Hilfe von Quecksilber realisiert. Die Bestimmung der Durchbiegungen und Spannungen am Modell erfolgte unter Beizug von Fleximetern und elektrischen Tensometern.

Aus den Modellversuchen ergibt sich, dass die gemessenen Druckspannungen normalerweise etwas grösser sind als die anhand von Berechnungen ermittelten; anderseits sind die Zugspannungen am Modell stets kleiner.

3.3 KONSTRUKTIVE GEGEBENHEITEN

Die geometrische Form der Staumauern ist — bezogen auf horizontale Schnitte — gekennzeichnet durch Parabeln zweiter Ordnung; oberwasserseits durch eine einfache Parabel, unterwasserseits durch drei zusammengesetzte Parabeln, deren Axen in oder parallel zur Staumaueraxe liegen. Auch der zentrale vertikale Querschnitt der Mauern ist aus Parabeln zweiter und dritter Ordnung zusammengefügt.

Das Fundament der Staumauern ist durchgehend mindestens 3 m tief im gesunden Fels eingebunden. Die Fundamentfläche weist normalerweise zwei stufenförmige Streifen auf, deren Oberflächen ungefähr normal zu den Hauptdruckkräften der Mauer liegen.

Alle drei Staumauern sind aufgeteilt in einzelne vertikale Blöcke von rd. 16 m Breite. Die Fugen zwischen den Blökken sind als leicht verdrehte Regelflächen ausgebildet, und

zwar derart, dass die Drucklinien der Mauerbogen überall ungefähr normal zu ihnen stehen. Gleichzeitig wird dadurch eine angemessene Verkeilung der Mauerblöcke in Richtung talauswärts erreicht.

Zur Ausführung von Kontrollen und Kontrollmessungen besitzen die Mauern eine grössere Anzahl horizontaler Gänge und vertikaler Schächte. Während des Baues wurde von diesen Kontrollgängen aus auch das weitverzweigte Rohrsystem für die Kühlung des Betons bedient und die Ausinjektion der Blockfugen vorgenommen. Entsprechend der in Lamellen von 3 m Höhe erfolgten Betonierung der Mauer beträgt die vertikale Distanz zwischen den einzelnen Kontrollgängen ein Mehrfaches von 3 m; normalerweise sind es 21 m oder 24 m.

In einem Abstand von wenigen Metern über der Fundamentsohle verläuft der Fuss- oder Injektionsgang. Wie sein Name sagt, wurden von diesem Gange aus ein grösserer Teil des Hauptinjektionsschirmes und die Kontakt- und Konsolidationsinjektionen ausgeführt. Gleichzeitig werden in diesem Gange alle Sickerverluste der Mauer gesammelt und dem Drainagestollen zugeleitet.

3.4 BETONZUSCHLAGSTOFFE UND BETONPRÜFUNGEN

Ueber die Herkunft und Beschaffenheit der für die Herstellung des Betons verwendeten Zuschlagsstoffe gibt folgende Tabelle Auskunft:

Staumauer	Gewinnungsstelle	Geologisch, petrographische Beschaffenheit
Curnera	Steinbruch auf linker Talseite, rd. 800 m taleinwärts der Sperrstelle	Brechmaterial, vorwiegend Augen-, Misch- und Streifengneise
Nalps	Schuttkegel am rechten Talhang, 3 km südlich des Stausees	Hangschuttmaterial, vorwiegend Zweiglimmergneise
Sta. Maria	Talebene ca. 2 km südlich der Sperrstelle	Fluviatile Ablagerungen, vorwiegend Streifen- und Zweiglimmergneise

Vor Inangriffnahme der Bauarbeiten bei den einzelnen Stauanlagen wurden umfangreiche Vorversuche mit den in Betracht gezogenen Zuschlagsmaterialien im werkeigenen Labor in Disentis, wie auch in der Eidg. Materialprüfungsanstalt in Dübendorf, durchgeführt. Mit den Vorversuchen sollten vor allem die günstigsten Sand-Kies-Abstufungen für die Festigkeit und Verarbeitbarkeit des Betons ermittelt werden. Gleichzeitig war auch die Frostbeständigkeit und Wasserundurchlässigkeit in Verbindung mit verschiedenen Betonzusatzmitteln zu überprüfen.

Während der ganzen Betonierzeit der Staumauern wurden in sehr grosser Zahl systematische Kontrollen über die einzelnen Komponenten und die Qualität des eingebrachten Betons vorgenommen. Nachstehend wird in zusammengefasster Form eine Uebersicht über die wichtigsten Kontrollen und die dabei erhaltenen Resultate gegeben:

3.4.1 Kontrolle der Zuschlagstoffe

Es wurden halbwöchentlich bzw. wöchentlich die einzelnen Komponenten bei den Silos und das Gesamtgemisch beim Betonturm auf ihre Zusammensetzung und den Feuchtigkeitsgehalt kontrolliert.

Maschenweite des Quadratlochsiebes in mm	Siebdurchgang in % des Gesamtgemisches Mittelwerte über die ganze Betonierzeit					
	Curnera		Nalps		Sta. Maria	
	VB	KB	VB	KB	VB	KB
0,1	1,4	1,3	1,8	1,8	0,7	0,9
0,8	11,8	12,6	12,0	13,3	16,7	14,4
3	20,7	20,9	19,8	21,1	28,3	25,5
10	41,5	37,1	35,2	31,8	48,4	44,5
35	67,9	58,4	71,8	57,0	78,7	67,1
80 bzw. 60*	99,1	82,3	94,3	82,7	96,6	82,1
120 bzw. 100*	—	98,0	99,6	98,1	—	98,2

VB = Vorsatzbeton
KB = Kernbeton
* Herabsetzung der max. Korngrösse bei der Staumauer Sta. Maria infolge Mangel an groben Kornfraktionen.

3.4.2 Kontrolle des Zementes

Das Labor in Disentis führte periodische Kurzuntersuchungen an aus dem Betonturm entnommenen Zementproben durch. Parallel dazu wurden auch von der Eidg. Materialprüfungsanstalt Proben bei den die Staumauer im Vorderrhein beliefernden Zementfabriken entnommen und geprüft. Alle untersuchten Proben ergaben mit den Normen konforme Resultate.

3.4.3 Betonfestigkeiten

Die Betondruckfestigkeiten wurden ermittelt an Betonzylindern von 30 cm Durchmesser und 45 cm Höhe, von denen pro Tag- und Nachtschicht je sechs Stück hergestellt worden sind (zur Prüfung von je zwei Körpern nach 7, 28 und 90 Tagen). Jede Woche erfolgte zudem noch eine Probeentnahme zur Herstellung von zwei Körpern mit Prüfziel 365 Tage. Ferner wurden jede Woche noch vier Würfel von 30 x 30 x 30 cm und vier Prismen von 20 x 20 x 60 cm angefertigt zur Bestimmung der Druck- bzw. Biegefestigkeit nach 28 und 90 Tagen.

Die Fabrikation der Probekörper wurde mit aus dem Betonturm entnommenem Material in einem speziellen Baustellenlabor durchgeführt; nach einigen Tagen erfolgte der Weitertransport der Körper in das Werklabor nach Disentis zur Aufbewahrung im Feuchtlagerraum (18° C, 90 % relative Luftfeuchtigkeit).

PC Dosierung kg/m³	Mittlere Zylinderdruckfestigkeiten in kg/cm²					
	Curnera		Nalps		Sta. Maria	
	nach 28 Tg.	90 Tg.	28 Tg.	90 Tg.	28 Tg.	90 Tg.
180	185	212	148	179		
200	198	221	178	209	179	222
220	208	238	199	229	192	235
240					210	256
250	236	265			226	273
250*	224	254	199	229	215	259
260					232	277
270*					234	275
280	250	284				
280*	249	281				
300*			286	315		
Erhöhung der Festigkeiten zwischen 28 und 90 Tagen im Mittel aller Proben		13 %		15 %		21 %

* Vorsatzbeton mit Zusatzmittel für Luftporenbildung.

Zwischen 90 und 365 Tagen erfuhr die Zylinderdruckfestigkeit eine weitere Steigerung von im Mittel aller Proben für

Curnera	um 8 %
Nalps	um 12 %
Sta. Maria	um 11 %

Werden die Druckfestigkeiten von Zylinderproben (⌀ 30, h = 45 cm) und Würfeln (30 x 30 x 30 cm) im Alter von 90 Tagen miteinander verglichen, so erhält man im Mittel aller Dosierungen die folgenden Verhältniswerte:

Curnera	0,83
Nalps	0,80
Sta. Maria	0,75

PC Dosierung in kg/m³	Mittlere Prismenbiegefestigkeiten in kg/cm² im Alter von 90 Tagen Curnera	Nalps	Sta. Maria
180	44	34	
200	48	39	41
220	46	49	43
240			46
250	47		
250*	47	42	44
260			45
270*			43
280	57		
280*	53		
300*		47	

* Vorsatzbeton mit Zusatzmittel

Je nach Streuung der Zylinderdruckfestigkeiten wird der Sicherheitskoeffizient für eine bestimmte Betonqualität gewählt.

	Streuungswerte im Alter von 90 Tagen in % der mittleren Druckfestigkeiten	Sicherheitskoeffizienten
Curnera	9,6 bis 17,0	3,05 bis 3,90
Nalps	11,2 bis 15,4	3,22 bis 3,72
Sta. Maria	10,4 bis 14,7	3,15 bis 3,64

Werden die einer bestimmten Mauerzone zugehörigen Festigkeitswerte (Zylinderdruckfestigkeiten nach 90 Tagen) durch den entsprechenden Sicherheitskoeffizienten dividiert, so erhält man die zulässigen Spannungswerte, welche grösser sein sollten, als die nach den statischen Berechnungen für diese Zone ermittelten max. Beanspruchungen.

Um die effektiven Festigkeiten des Staumauerbetons zu kontrollieren, wurden jeweils an verschiedenen Stellen der drei Mauern Kernbohrungen von 30 cm Durchmesser ausgeführt. Die herausgebohrten Kerne wurden hierauf in Stükke von 45 cm Höhe zugeschnitten und Druckversuchen unterzogen. Die so erhaltenen Festigkeitswerte können nun mit den Resultaten der mit dem gleichen Beton hergestellten Zylinderproben verglichen werden.

Curnera	Druckfestigkeiten der Kerne von der gleichen Grössenordnung wie diejenigen der entsprechenden Zylinderproben.
Nalps	Druckfestigkeiten der Kerne im Mittel etwas höher als diejenigen der Zylinderproben.
Sta. Maria	Druckfestigkeiten der Kerne fast durchwegs kleiner als diejenigen der Zylinderproben.

3.4.4 Wasserdurchlässigkeitsversuche

Die an Würfeln aus Vorsatzbeton von 30 cm Kantenlänge während 8 Tagen mit steigendem Druck von 0 bis 30 kg/cm² im Amsler-Drucktopf vorgenommenen Durchlässigkeitsversuche ergaben folgendes Bild:

Curnera	29 Würfel mit Verlusten über 1000 cm³
	7 Würfel mit Verlusten zwischen 500 und 1000 cm³
	55 Würfel mit Verlusten unter 500 cm³
Nalps	6 Würfel mit Verlusten über 1000 cm³
	5 Würfel mit Verlusten zwischen 500 und 1000 cm³
	40 Würfel mit Verlusten unter 500 cm³
Sta. Maria	11 Würfel mit Verlusten über 1000 cm³
	13 Würfel mit Verlusten zwischen 500 und 1000 cm³
	48 Würfel mit Verlusten unter 500 cm³

(Alter der Proben bei Prüfbeginn zwischen 60 und 120 Tagen).

3.4.5 Frostversuche

Die Frostbeständigkeit wurde kontrolliert an Prismen von 20 x 20 x 60 cm, hergestellt aus Vorsatzbeton. Dieser enthält als Porenbildner folgende Zusätze:

Curnera	Fro-Be	(0,05 bzw. 0,08 % des Zementgewichtes)
Nalps	Aquarex	(0,1 bzw. 0,15 bzw. 0,2 % des Zementgewichtes)
Sta. Maria	Barra 55	(0,07 % des Zementgewichtes)

Die Frostbeständigkeit wird festgestellt anhand der Veränderung der Festigkeitswerte (dynamischer E-Modul und Druck- und Biegefestigkeit) von gefrosteten gegenüber ungefrosteten, im Wasser gelagerten Vergleichsprismen. Mit den Frostversuchen wird im Alter von rd. 60 Tagen der Probekörper begonnen; sie erstrecken sich normalerweise über 200 Frostwechsel.

	Anzahl Serien	Festigkeiten der gefrosteten im Verhältnis zu denjenigen der ungefrosteten Prismen, Mittelwerte in % E-Modul	Druckfestigkeit	Biegefestigkeit
Curnera	30	80	95	85
Nalps	26	65	87	69
Sta. Maria	25	86	96	92

Von den geprüften Serien haben bei Curnera zwei, bei Nalps fünf und bei Sta. Maria eine die vorgesehene Anzahl von 200 Frostwechseln nicht erreicht.

Abgesehen von der Staumauer Nalps, wo die gemessenen Festigkeitswerte einen leicht über das übliche Mass hinausgehenden Abfall aufweisen, sind die Resultate der Frostversuche in Ordnung.

3.5 BAUERFAHRUNGEN

3,5.1 Staumauer Curnera (siehe auch Bild 1)

Die Baustelle Curnera — topographisch die schwierigste der drei Sperrenbaustellen — erforderte ausserordentliche Anstrengungen. Der steil aufgerichtete, geschieferte und mit Klüften durchsetzte Fels, der keine erkennbare Schichtung aufweist, führte schon bei den Aushubarbeiten zu Felsablösungen, denen mit Felsankerungen begegnet wurde. Trotzdem ereignete sich kurz vor dem Abschluss der Sprengarbeiten für den Aushub ein Felssturz auf der rechten Talseite. Rund 24 000 m³ Felsmaterial stürzten in die Baugrube. Oberflächlich nicht sichtbare Klüfte hatten, zusammen mit ausgiebigen Niederschlägen, zum Abgleiten einer Felsrippe geführt.

Ein zweiter Felssturz im Mai 1967 ereignete sich nach Inbetriebnahme der Anlage und zerstörte das Einlaufbauwerk des Druckstollens Curnera-Nalps. Der Stauspiegel hatte die Kote 1882 erreicht, als sich eine Felspartie von ca. 3000 m³ wenig über dem Spiegel löste und in der steilen Flanke in den See abstürzte. Die sofortige Seeabsenkung durch Ueberleitung des gestauten Wassers in den Stausee Nalps und die Restabsenkung durch den Grundablass erlaubten die Feststellung der Schäden und die Einleitung der ersten Sicherungsmassnahmen. Nach der Säuberung der Flanke und dem Sprengen exponierter Felspartien wurde mit Vorspannankern die Felsrippe gesichert. Anfangs Juli konnte mit dem Wiederaufstau begonnen werden. Die In-

standstellung des Einlaufbauwerkes fand im Frühjahr 1968 statt. Neben der Instandstellung des Einlaufes, einschliesslich der Neuerstellung des Grobrechens, musste der Einlauf des Grundablasses überdeckt, eine Stützmauer ergänzt, sowie der mit mehreren Metern Felsschutt überdeckte Einlauf der Restentleerung freigelegt und neu erstellt werden. Sämtliche Arbeiten wurden nach Massgabe des kleinsten Zeitaufwandes ausgeführt, auch wenn dies erhöhte Kosten erforderte. Dass sie in der kurzen Zeit von 11 Wochen, bei hochwinterlichen Verhältnissen sowie erschwertem und beschränktem Baustellenzugang, bewältigt werden konnten, zeugt vom Einsatz aller Beteiligten. Der zur Verkürzung der Bauzeit notwendige grössere Aufwand ist mit dem kürzeren Betriebsunterbruch der betroffenen Anlagen mehr als aufgewogen worden.

3.5.2 Staumauer Nalps (siehe auch Bild 4)

Beim Bau der Staumauer Nalps sind keine ausserordentlichen Schwierigkeiten aufgetreten. Hingegen hat sich gezeigt, dass trotz sorgfältig mit modernsten Anlagen aufbereiteten Betonzuschlagstoffen sowie fachgemässem Einbringen des Betons verschiedene feuchte Stellen an der luftseitigen Mauerfläche nach dem Einstau auftraten. Diese Durchsickerungen, ohne messbare Wasserquantitäten zu ergeben, konnten mit Injektionen und durch gezielte Entlastungsbohrungen nicht zum Verschwinden gebracht werden. Die Entstehung der kapillaren Sickerwege fand bis heute keine Erklärung; es ist nur feststellbar, dass durch Versinterungen die Zahl der feuchten Stellen an der Oberfläche der Mauer langsam zurückgeht.

3.5.3 Staumauer Sta. Maria (siehe auch Bild 15)

Die umfangreichen Sondierungen im Talboden von Sta. Maria zur Abklärung der Gewinnung der Betonzuschlagstoffe liessen durch ihre Kornverteilungen erwarten, dass Sandmühlen nicht benötigt und auch Nachkörnungen in kleinerem Umfange als bei andern Staumauern erforderlich sein würden. Die Vorkommen in Sta. Maria ergaben einen erheblichen Sandüberschuss, und das Verhältnis zwischen gebaggertem Volumen und der damit hergestellten Betonkubatur war anfänglich grösser als zwei. Durch die Verwertung des Felsausbruches der Staumauer konnte das Verhältnis wesentlich verbessert werden. Zusätzliche Sondierungen und Ausdehnung des Baggerfeldes in den Bereich einer ursprünglich als ungeeignet beurteilten Zone ergaben gute Ausbeutungsverhältnisse. Auch qualitativ waren Zuschlagstoffe und der daraus hergestellte Beton sehr gut und als Schlussfolgerung darf festgehalten werden, dass auch ausgedehnte Sondierungen und Vorversuche keine endgültigen Schlüsse bei grossen Baggerfeldern zulassen. Mit Ueberraschungen muss innerhalb gewisser Grenzen immer gerechnet werden, wobei diese Grenzen bei Schotterfeldern enger, bei Moränen oder Gehängeschuttablagerungen weiter gesteckt sind.

3.6 INJEKTIONSARBEITEN

Die Injektionsarbeiten bei den Staumauern umfassen

- die Felsinjektionen für die Erstellung des eigentlichen Abdichtungsschirmes bei der Sperrstelle;
- die Felsinjektionen für die Abdichtung und Konsolidierung der Felsfundamente und der Fundamentkontaktzone;
- Die Fugeninjektionen für die Füllung und Verpressung der vertikalen Blockfugen der Staumauern, um die Blökke zu einem möglichst monolithischen Bauwerk zu vereinen.

3.6.1 Felsinjektionen

Die für die Projektierung der Staumauern vor Baubeginn ausgeführten Sondierbohrungen mit Kerngewinnung und Wasserabpressversuchen ergaben die Grundlagen für die Wahl der Form und Abmessungen der Abdichtungsschirme. Als Kriterium für die Dichtigkeit des Felsens wurden die Ergebnisse der in Bohrlochabschnitten von 5 m Länge während 10 Minuten vorgenommenen Wasserabpressversuche verwendet. Der Prüfdruck wurde am Bohrlochanfang in Abhängigkeit von der Höhe der Abschnitte zum Stauziel vorgeschrieben:

Tiefe der Bohrlochabschnitte unter dem Stauziel	Wasserdruck am Bohrlochanfang
0 bis 100 m	10 kg/cm²
100 bis 200 m	15 kg/cm²
über 200 m	20 kg/cm²

Ein Felsuntergrund mit einem Wasserverlust von weniger als 1 l/min · m wurde als genügend dicht angenommen.

3.6.2 Hauptabdichtungsschirm

Auf Grund obiger Sondierungen wurde die minimale Tiefe des Hauptschirmes und weiterer, systematischer Aufklärungsbohrungen in einer ersten Injektionsphase wie folgt im Verhältnis zur entsprechenden Höhe der Staumauer bestimmt:

	Minimale Tiefe in % der Höhe der Staumauer		
	Curnera	Nalps	Sta. Maria
Abdichtungsschirme	70 %	50 %	50 %
Aufklärungsbohrungen	100 %	75 %	75 %

Mit Rücksicht auf die Schichtung und Klüftung des Felsuntergrundes wurden die fächerförmig ausgedehnten Abdichtungsschirme bei allen drei Staumauern in vertikalen Flächen entlang dem Staumauerfundament angeordnet. Die Ausführung der Schirme erfolgte in drei Injektionsphasen.

In der ersten Phase wurden Bohrlöcher im Abstand von 12 m erstellt. Die einzelnen Bohrlöcher wurden abschnittsweise in Längen von 5 m abgeteuft und nach den gleichen Vorschriften wie bei den Sondierbohrungen mit Wasser abgepresst. Sie mussten mindestens die vorgesehene minimale Tiefe der Schirme erreichen und zudem sukzessive weiter bis in genügend dichte Felszonen verlängert werden, wenn sich Wasserverluste über dem zulässigen Wert von 1 l/min · m ergaben. Bei den Staumauern Curnera und Nalps wurde jede vierte und bei der Staumauer Sta. Maria jede fünfte Bohrung der ersten Injektionsphase für die oben erwähnte weitere Aufklärung der Felsverhältnisse als Kernbohrung ausgeführt. Auch diese Bohrungen mussten je nach Wasserverlust über die vorgesehenen Mindesttiefen hinaus bis in dichte Felszonen vorgetrieben werden.

Die Injektionen erfolgten, vom Bohrlochende ausgehend, ebenfalls in Abschnitten von 5 m. Der Injektionsdruck wurde in Abhängigkeit von der Entfernung der Bohrlochabschnitte ab Fundamentoberfläche wie folgt bemessen:

Entfernung ab Fundamentoberfläche	Druck am Anfang des Bohrloches
0 bis 10 m	10 kg/cm²
10 bis 15 m	15 kg/cm²
15 bis 20 m	20 kg/cm²
usw.	usw.

Injiziert wurde eine Mischung von normalem Portlandzement mit Wasser und teilweiser Beigabe von Bentonit.

In der zweiten Phase wurden Bohrlöcher in der Mitte zwischen den Bohrungen der ersten Phase angeordnet, wodurch sich der Abstand der Bohrungen beider Phasen auf 6 m reduzierte. Die Wasserabpressversuche und Injektionen in der zweiten Phase erfolgten in gleicher Weise wie in der ersten. Die Tiefe der Bohrungen ergab sich aus dem Dichtigkeitskriterium. Zusätzliche Tiefen wurden in Zonen mit grösseren Zementaufnahmen in der vorangegangenen Injektionsphase gebohrt.

Die dritte Injektionsphase erfolgte als Kontrolle in systematisch über den ganzen Schirm verteilten Bohrungen. Zonen mit aussergewöhnlichen Wasserverlusten oder Zementaufnahmen in den früheren Arbeitsphasen (Klüfte und dergl.) wurden zusätzlich mittels konzentrierten Bohrungen abgedichtet. Die Bohrlöcher für die Kontrollphase sind in der Schirmfläche geneigt angeordnet und durchschneiden somit die parallelen Bohrungen der beiden früheren Phasen.

Die obersten 5 m langen Bohrlochabschnitte des Abdichtungsschirmes wurden erst später, gemeinsam mit den Kontaktinjektionen verpresst. Jedes Bohrloch wurde hiefür an eine in den Injektionsgang der Staumauer mündende Rohrleitung angeschlossen.

3.6.3 Kontakt- und Konsolidationsinjektionen

Mit Kontakt- und Konsolidationsinjektionen wurde einerseits ein kompakter Uebergang zwischen Fundamentbeton und Felsuntergrund, anderseits eine dichte Verbindung zwischen Sperrenkörper und Abdichtungsschirm hergestellt.

Die Bohrungen für die Kontaktinjektionen wurden vor dem Einbringen des Fundamentbetons ausgeführt: am seeseitigen und luftseitigen Rand des Fundamentes je eine Reihe von 10 m tiefen Bohrungen im Abstand von 10 m, dazwischen beidseitig des Abdichtungsschirmes gleichmässig verteilt je eine 5 m tiefe Bohrung auf rund 50 m² Kontaktfläche. Beim Betonieren wurden sämtliche Bohrlöcher und zudem allfällige Klüfte und dergl. mittels Rohrleitungen an den Injektionsgang angeschlossen. Vor Ausführung der Kontaktinjektionen mussten die Staumauerblöcke im betreffenden Bereich eine Höhe von mindestens 40 m aufweisen, damit sie beim vorgeschriebenen Injektionsdruck von 10 kg/cm² nicht abgehoben werden konnten. Bei Blöcken mit kleineren Fertighöhen wurde der Druck entsprechend reduziert. Gleichzeitig mit den Kontaktinjektionen wurden auch die obersten 5 m langen Bohrlochabschnitte des Abdichtungsschirmes injiziert.

In einer abschliessenden Injektionsetappe wurden nochmals die mit Kontaktinjektionen behandelte Fundamentzone und zudem eine bis 20 m tiefe, erweiterte Felszone konsolidiert und abgedichtet. Hiefür wurden nach der Ausführung der Kontaktinjektionen vom Injektionsgang sowie von den see- und luftseitigen Fundamenträndern ausgehend, weitere Bohrungen abgeteuft. Sie bilden zwei bis vier von der Seeseite zur Luftseite gestaffelte Schürzen in schiefen Flächen längs des Abdichtungsschirmes. Die Bohrlochtiefe ab Fundamentfläche betrug, je nach Ergebnis der Wasserabpressversuche, mindestens 10 m und maximal 20 m. Wegen des vorgeschriebenen Injektionsdruckes von 15 kg/cm² mussten die Blöcke vor Beginn der Injektionen eine minimale Höhe von 60 m erreicht haben. Im oberen Teil der Widerlager wurde der Druck den geringeren Fertighöhen der Blöcke angepasst.

Bild 6 Zentrale und Freiluftschaltanlage Tavanasa; im Hintergrund die Werksiedlung bei Danis (Flugaufnahme Comet/Zürich)

Bei den Kontakt- und Konsolidationsinjektionen wurde gleiches Injektionsgut wie beim Abdichtungsschirm verwendet.

In der folgenden Tabelle sind die im Fels ausgeführten Injektionsleistungen zusammengefasst:

		STAUMAUER		
		Curnera	Nalps	Sta. Maria
Hauptabdichtungsschirm				
Injizierte Fläche des Schirmes	m²	57 000	49 000	40 000
Maximale Tiefe beim Staumauerfuss	m	155	105	90
Bohrungen				
— Totale Länge im Fels	m	9 957	7 045	5 293
— Mittlere Länge	m	80	52	40
— pro Flächeneinheit	m/m²	0,17	0,14	0,13
Zementaufnahme				
— Total	to	949	412	401
— pro m Bohrung	kg/m'	95	58	76
— pro Flächeneinheit	kg/m²	16,6	8,4	10,0
Kontaktinjektionen				
Fundamentkontaktfläche (schief)	m²	9 030	11 530	11 160
Injektionsanschlüsse				
(5 und 10 m lange Bohrungen)		273	282	326
Mittlere Kontaktfläche pro Anschluss	m²/A	33	41	34
Zementaufnahme				
— Total	to	88,7	105,8	58,5
— pro Anschluss	kg/A	325	375	179
— pro Kontaktflächeneinheit	kg/m²	9,8	9,2	5,2
Konsolidationsinjektionen				
Anzahl Bohrungen bzw. Anschlüsse		175	199	288
Mittlere Kontaktfläche pro Bohrung	m²/B	52	58	39
Bohrungen				
— Totale Länge im Fels	m	2 147	3 523	4 453
— Mittlere Länge	m	12,3	17,7	15,5
Zementaufnahme				
— Total	to	54,4	189,0	87,9
— pro Anschluss	kg/A	311	950	305
— pro m Bohrung	kg/m	25	54	20
— pro Kontaktflächeneinheit	kg/m²	6,0	16,4	7,9
Kontakt- und Konsolidationsinjektionen				
Total Anschlüsse		448	481	614
Zementaufnahme				
— Total	to	143,1	294,8	146,4
— pro Anschluss	kg/A	319	613	238
— pro Kontaktflächeneinheit	kg/m²	15,8	25,6	13,1

3.6.4 Vergleich der Wasserverluste (Abpressversuche) und Zementaufnahmen

Zwischen den Wasserverlusten aus den Abpressversuchen in den Injektionslöchern und den Zementaufnahmen ist nur eine beschränkte Beziehung festzustellen. In oberflächennahen Felszonen können die registrierten Zementaufnahmen unkontrollierte Austritte ins Freie enthalten. Bei der Staumauer Nalps ist der Felsuntergrund mit mehreren Mylonitzonen durchsetzt, die eine gewisse Separierung der Wasser- und Zementaufnahmen verursachen können.

Die bis heute während mehreren Stauperioden beobachteten, geringen Durchsickerungen bei den Abdichtungsschirmen zeigen eine gute Wirkung der Felsinjektionen.

		STAUMAUER		
		Curnera	Nalps	Sta. Maria
Abdichtungsschirm				
Mittlerer Wasserverlust in den Bohrlöchern				
vor den Injektionen	l/min . m	2.2	3.0	0.8
nach den Injektionen	l/min . m	1.2	1.9	0.1
Zementaufnahme	kg/m²	16.6	8.4	10.0
Kontakt- und Konsolidationsinjektionen				
Mittlerer Wasserverlust in den Bohrlöchern				
vor den Injektionen	l/min . m	0.5	1.5	0.3
Zementaufnahme	kg/m²	15.8	25.6	13.1

3.6.5 Fugeninjektionen

Die Blockfugen der Staumauern wurden auf der Höhe der Kontrollgänge in 21 und 24 m hohe Felder unterteilt und nach genügender Abkühlung des Betons im üblichen Verfahren mit Füllinjektionen und anschliessenden Ueberdruckinjektionen in mehreren Etappen verpresst.

		STAUMAUER		
Injektionsleistungen		Curnera	Nalps	Sta. Maria
Totale Fugenfläche	m²	33 720	36 030	39 980
Zementaufnahme				
total	to	410,2	305,6	274,6
pro m² Fugenfläche	kg/m²	12,2	8,5	6,9

3.7 VERBINDUNGSSTOLLEN ZWISCHEN DEN STAUSEEN

Die beiden Stauseen Nalps und Sta. Maria weisen die gleiche max. Staukote von 1908 m ü. M. auf; im Normalfall bilden sie kommunizierende Becken, deren Spiegelhöhen sich nach den jeweiligen Zu- und Abflussverhältnissen richten. Der 8,6 km lange und mit Durchmesser 2,60 m ausgeführte Verbindungsstollen besitzt als Abschlüsse auf der Seite Sta. Maria zwei, auf der Seite Nalps eine Drosselklappe.

Damit im Bedarfsfalle die beiden Seen von einander getrennt bzw. miteinander verbunden werden können, ist die eine der beiden Drosselklappen auf Seite Sta. Maria verstärkt ausgebildet zur Betätigung bei durchströmter Oeffnung (max. zulässige Spiegeldifferenz 50 m bei $Q = 25\ m^3/s$.)

Beim Stausee Curnera liegt die Staukote mit 1956 m ü. M. um 48 m höher als diejenige von Nalps. Berechnungen haben ergeben, dass sich die Ausnützung dieses Zwischengefälles nicht lohnen würde. Vielmehr erweist es sich als zweckmässig, im Herbst zuerst den Stausee Curnera abzusenken und den Stausee Nalps möglichst lange gefüllt zu halten, um in der Zentrale Sedrun nicht Gefälle zu verlieren.

Zur Steuerung bzw. Dotierung der aus dem Stausee Curnera zu entnehmenden Wassermengen mussten im 3,7 km langen und einen Durchmesser von 2,20 m aufweisenden Verbindungsstollen spezielle Regulierorgane, die gleichzeitig der Energievernichtung dienen, eingebaut werden. Es handelt sich um zwei unter einem Winkel von 20° zueinander angeordnete Nadelschieber (vergleichbar mit Peltonturbinendüsen, jedoch mit einem Mundstück von 90 cm Durchmesser), deren austretende Wasserstrahlen in eine unter Gegendruck stehende gepanzerte Kammer von 25 m Länge und 5 m Durchmesser schiessen. Die frei werdende Energie wird in der Kammer durch Wirbelbildung vernichtet. Die ganze Anlage ist für eine max. Druckdifferenz von 110 m und einen Durchfluss von 25 m^3/s bemessen.

3.8 GRUNDABLÄSSE

Zur allfälligen Entleerung der Stauseen sind bei allen drei Anlagen ungefähr auf Höhe des Staumauerfusses Grundablässe vorhanden, deren Ablaufstollen, in der rechten oder linken Felsflanke verlaufend, einige hundert Meter unterhalb der Mauer in das Bachbett ausmünden. Während der Bauzeit wurden durch diese Stollen die Bachumleitungen vorgenommen. Als Abschluss bzw. zur Steuerung der im Bedarfsfall mit dem Grundablass abzuführenden Wassermengen dienen zwei hintereinander gesetzte, in einer Felskammer eingebaute, ölhydraulisch gesteuerte Gleitschützen. Die Grundablassstollen sind über ihre ganze Länge mit Beton verkleidet und im Bereich der Abschlussorgane noch zusätzlich mit einer Panzerung versehen.

Bei vollem Stausee vermag der Grundablass bei Curnera 96 m^3/s, bei Nalps 84 m^3/s und bei Sta. Maria 120 m^3/s abzuführen. Allerdings dürften diese Wassermengen nur kurzfristig zum Abfluss kommen, wenn nicht grössere Schäden im unterhalb liegenden Gerinne entstehen sollen.

3.9 HOCHWASSERENTLASTUNGEN

Zur Ableitung von Hochwasser bei gefülltem See ist bei allen drei Staumauern auf Höhe der max. Staukote ein freier Ueberlauf — in Form einer Art Streichwehr — angeordnet. Dieser befindet sich bei den Staumauern Nalps und Sta. Maria angelehnt an den rechten Talhang, bei der Staumauer Curnera direkt im linken Kronenwiderlager eingebaut. Die an die Ueberläufe anschliessenden Stollen leiten das Wasser einige hundert Meter talseits der Mauer in das alte Bachbett zurück.

Eine feste Ueberfallschwelle hat gegenüber beweglichen Schützen den Vorteil, dass sie keiner Bedienung bedarf, d. h. dass bei ihr ein allfälliges menschliches oder betriebliches Versagen ausgeschlossen ist.

Bei einem Ueberstau von rd. 100 cm können in Curnera 100 m^3/s, in Nalps 90 m^3/s und in Sta. Maria 110 m^3/s abgeführt werden, entsprechend einer spezifischen Hochwassermenge von 4,0 m^3/s pro km^2 des natürlichen Einzugsgebietes. Mit Berücksichtigung des zwischen Normalstau und Ueberstau vorhandenen Retentionsraumes könnten allerdings noch erheblich grössere Hochwasserspitzen aufgefangen werden.

Adresse der Verfasser:
Dipl. Ing. J. Leuenberger, dipl. Ing. B. Bretscher, Ing. Ch. Venzin, NOK, 5400 Baden

Bild 7
Innenansicht der Kavernenzentrale Sedrun
(Photo K. u. M. Gygax/Zürich)

4. Ueberwachung der Stauanlagen

Christian Venzin

Das allgemeine Erfordernis der Sicherheit bedingt eine zuverlässige Ueberwachung der Stauanlagen. Durch Inspektionen und Messungen wird der Zustand und das Verhalten sämtlicher Anlageteile laufend überprüft. Die Kontrollen umfassen nicht nur die Staumauern mit ihren Fundationen und Widerlagern, sondern auch die Talhänge im Bereich der Stauseen. Weitverzweigte Gänge, Schächte und Stollen durchziehen die Staumauern und Felswiderlager; sie ermöglichen Kontrollen und Messungen im Innern der Anlagen.

4.1 ÜBERWACHUNG DER STAUMAUERN UND FELSWIDERLAGER

Die Messeinrichtungen der Staumauern der Kraftwerke Vorderrhein entsprechen den üblichen Einrichtungen bei neueren Staumauern ähnlicher Art und Grösse. Die einzelnen Messysteme ergänzen sich gegenseitig und erfassen die zu kontrollierenden Zonen wie ein Netz. Zahlreiche Knotenpunkte des Netzes werden mit Hilfe verschiedener, voneinander unabhängiger Messmethoden erfasst, wodurch auch die Zuverlässigkeit der Resultate überprüft werden kann. In der folgenden Tabelle sind die vorhandenen Messeinrichtungen zusammengefasst.

Die Abbildungen 16 (Seiten 212/213) zeigen einen Teil der Anlagen für die Deformationsmessungen der drei Bogenstaumauern. Rechts sind die radialen Verformungen des mittleren Blocks der Staumauern dargestellt.

MESSEINRICHTUNG / MESSWERT	ANZAHL DER MESSSTELLEN			
	Curnera	Nalps	Sta. Maria	Runcahez Somvixertal
Pendel: Lageänderungen, Verformungen der Staumauer und Felswiderlager	21	18	28	4
Klinometer: Neigungsänderungen, vertikale Rotationen	38	36	56	—
Deformeter, Mikrometer: Fugen- und Betondehnungen	70	84	80	—
Telerocmeter: Felsdehnungen	2	—	—	—
Manometer: Auftrieb, Wasserdruck im Fels	30	15	30	—
Abflussmessstationen: Sickerwasser, Drainagewasser	11	8	21	2
Thermometer: Beton-, Wasser- und Lufttemperaturen	37	6	49	1
Thermographen: Lufttemperaturen	1	1	1	—
Fernregistrierung: Seestände, Ueberlauf	2	2	2	2
Triangulationsnetze, Polygon- und Nivellementszüge:				
Lage- und Höhenänderungen von Staumauer und Felswiderlager, im Freien	25	24	43	12
im Inneren	48	70	75	—
bei den Talhängen, im Freien	23	—	20	—

Die Aehnlichkeit der horizontal und vertikal parabolisch gekrümmten Staumauern Curnera, Nalps und Sta. Maria zeigt sich auch im Verformungsbild und im Verlauf der Verformungen der Sperrenkörper und Felsfundamente. In der Grösse der Verformungen machen sich die verschiedenen Belastungen und Dimensionen der Bauwerke und teilweise auch die Unterschiede der Materialeigenschaften von Beton und Fels geltend.

Die bisherigen Messungen ergaben folgende maximale Verformungen beim mittleren Block der Staumauern (Radiale Verformung talwärts)

		Curnera	Nalps	Sta. Maria	Runcahez
Max. Verformung der Staumauer inkl. Felsfundament	mm	64	52	147	4
Max. Verformung des Felsfundamentes	mm	14	9	32	—
Max. Verformung beim Lotbezugspunkt	mm	4	4	7	—
Tiefe des Lotbezugspunktes unter Fundamentfläche	m	28	21	33	0
Max. Bereich von temperaturbedingten Verformungen während normalen Stauperioden nach dem Ausgleich der Hydrationswärme	mm	18	20	40	2
Max. vertikale Rotation in der Staumauer	mm/m	0,68	0,65	1,56	—
im Fundament	mm/m	0,58	0,46	1,22	—

Die Verschiebungen der Lotbezugspunkte wurden aus der Superposition von geodätischen Messungen und Lotmessungen ermittelt.

Alle drei Staumauern haben sich auffallend gleichmässig verformt. Anfänglich, bis zum ersten Vollstau, ergaben sich geringe plastische Deformationen im Beton und Fels und unter dem Einfluss der Temperaturen bis zum Ausgleich der Hydrationswärme des Betons weitere bleibende Verformungen. Seitdem verlaufen die Verformungen fast vollkommen reversibel im Rhythmus der Stau- und Temperaturverhältnisse.

Die grössten Verformungen erfährt die weitgespannte, relativ schlanke Staumauer Sta. Maria, auch in Bezug auf ihre Fundamentfläche, welche am Mauerfuss einen über 100 m langen, annähernd horizontalen Bogen bildet. Bei der Staumauer Sta. Maria können auch einige Teileffekte eindeutig festgestellt werden, die bei den Staumauern Curnera und Nalps noch innerhalb der Messgenauigkeit bleiben oder nicht genügend sicher bestimmbar sind, weil sie von anderen Effekten überlagert werden, wie dem räumlichen Verlauf und der Ausdehnung der Felsverformungen, der Vertikalkomponente der Fundamentverformungen, den Verformungen der Staumauer infolge kurzzeitiger Aenderungen der Lufttemperaturen.

Die von den Auflagerkräften bewirkten Felsverformungen erfassen einen beträchtlichen Gebirgskomplex, sind aber grösstenteils reversibel. Bei der Staumauer Sta. Maria erfahren Felszonen in über 30 m Tiefe unter dem Fundament (Lotbezugspunkte) noch Verschiebungen von 7 mm, und 80 m von den Widerlagern entfernte Punkte in Stollen und

Bild 15 Talsperre und Stausee Sta. Maria am Lukmanierpass; links Piz Scopí (3199 m ü. M.), im Hintergrund Tessiner Alpen
(Photo A. Müller/Danis)

an den Talhängen im Vorgelände der Staumauer bewegen sich bis 5 mm. Die Felsverformungen pflanzen sich tief ins Gebirge fort, stetig und nur langsam abklingend. In den erwähnten Entfernungen erreichen sie immer noch Grössen von einem Fünftel der maximalen Fundamentflächenverschiebung.

Bild 17 zeigt den Verformungszustand des mittleren Teils der Staumauer Sta. Maria nach zweimaligem Aufstau. Während des Aufstaues wurde das Felsfundament um 30 mm talwärts verschoben und gleichzeitig im Mittel um rund 20 mm gehoben. Infolge der vertikalen Verdrehung ist die Hebung auf der Seeseite bedeutend grösser als auf der Luftseite (30 bzw. 10 mm). Messungen während des Betonierens der Staumauer haben ergeben, dass den staubedingten Fundamenthebungen ungefähr gleich grosse und entsprechend verteilte Setzungen infolge Eigengewicht der Staumauer vorangegangen sind. Demnach befindet sich das Felsfundament bei vollem See im mittleren Teil der Staumauer hinsichtlich der vertikalen Verformungen in ungefähr gleicher Lage wie ursprünglich vor Beginn der Bauarbeiten.

Die Verformungen der Staumauer Sta. Maria werden auch von kurzfristigen, nur oberflächlich wirkenden Aenderungen der Lufttemperatur beeinflusst. Im Bereich, wo die maximalen Verformungen stattfinden, im Scheitel der Staumauerkrone, folgen die täglichen Verformungen dem Tagesmittel der Lufttemperaturen mit ungefähr 0,5 mm pro °C.

Bei allen drei Staumauern erfahren Bauwerk und Fundamente grössere Verformungen auf der rechten Talseite als auf der linken. Dies ist darauf zurückzuführen, dass alle drei Bauwerke in Bezug auf die Staumaueraxe im rechten Teil etwas längere Bogenlamellen und höhere Blöcke aufweisen, aber vermutlich auch auf den Umstand, dass die im reversiblen Bereich verlaufende Verformbarkeit der rechten Felswiderlager der drei Sperrstellen durch entsprechende Verformungsmoduli begünstigt wird. Die leicht asymmetrische Form des Taleinschnittes bei den Sperrstellen kommt somit auch in den Verformungen der Staumauern zum Ausdruck.

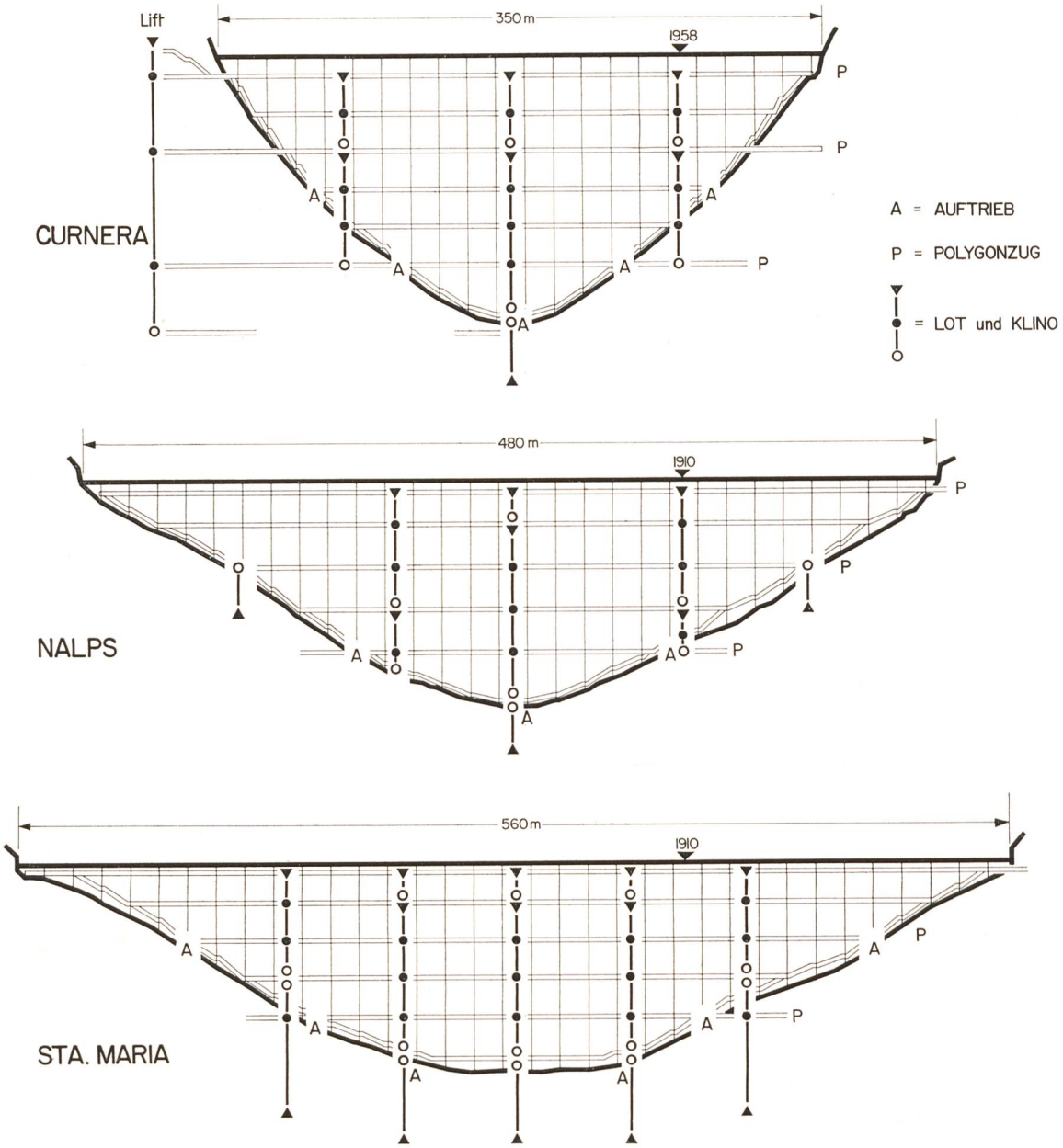
Eigenartig verhält sich das linke Felswiderlager der Staumauer Curnera längs des Liftschachtes. Unabhängig von den Stauverhältnissen verformt sich die Felsflanke auf Höhe des oberen Teils der Staumauer in kurzer Zeit während der Schneeschmelze bis zu 5 mm vom Hang weg, senkrecht gegen die Staumaueraxe. Die Verformungen erfassen eine Felszone von über 100 m Höhe mit einer minimalen Ueberdeckung von 40 bis über 100 m. Sie wiederholen sich jährlich mit grosser Gleichmässigkeit in Verlauf und Grösse und haben sich als vollkommen reversibel erwiesen. Die Rückbildung der Verformungen beginnt erst kurz vor dem Vollstau und endet im Winter bei noch hohen Seeständen.

Die Wasserverluste bei den Sperrstellen blieben bisher in sehr bescheidenen Grenzen:

Staubedingte Wasserdurchsickerungen bei Vollstau l/s	Curnera	Nalps	Sta. Maria
in der Staumauer (Kontrollgänge, Schächte, Injektionsgang)	4,5	0,2	1,1
Total bei der Sperrstelle (Staumauer und Felsflanken)	nicht messbar	$\leq$ 6	$\leq$ 7

Bild 16 Deformationsmessungen der drei Staumauern

16a Messeinrichtungen der Staumauern



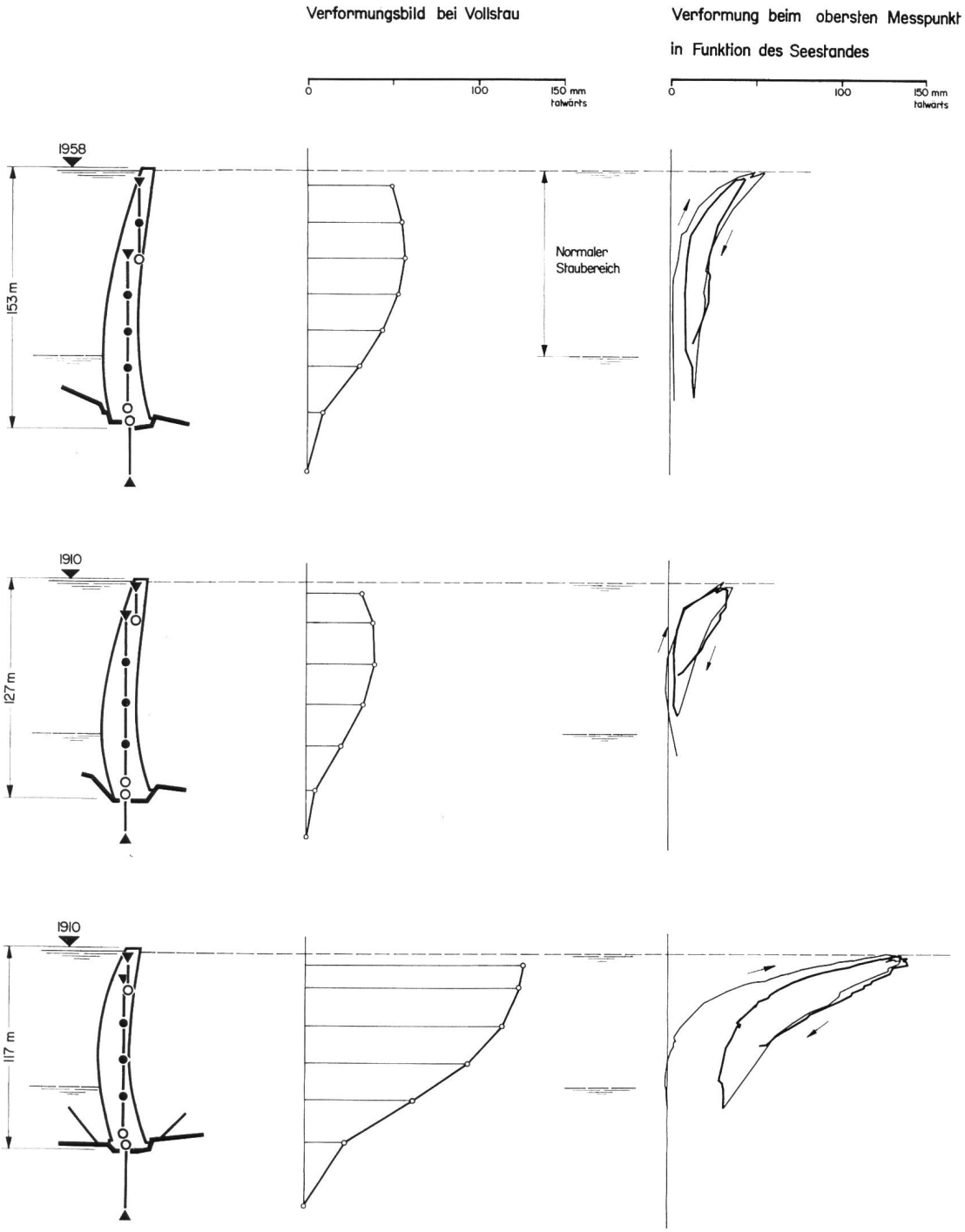
Die totalen Wasserverluste bei den Sperrstellen konnten bei günstiger Witterung aus dem Abfluss über Felsschwellen im Bachbett unterhalb der Staumauern ermittelt werden. Sie enthalten jedoch auch vom Stau unabhängiges Quellwasser aus Zonen über dem Niveau des Seespiegels und Drainagewasser aus Stollen, welche vom See überdeckte Felspartien wasserseitig des Injektionsschirmes durchfahren.

Bei der Stauanlage Curnera konnten die Gesamtverluste wegen Schuttablagerungen im Bachbett und an den Felsflanken nicht bestimmt werden. In der rechten Talflanke unterhalb der Sperrstelle bestehen mehrere ergiebige Quellen, die schon vor Beginn der Bauarbeiten vorhanden waren. Sie werden sehr wahrscheinlich aus einem Gebiet oberhalb des maximalen Stauspiegels gespiesen.

Ein System von Drainagebohrungen entlang der Luftseite des Injektionsschirmes bei der Staumauer Sta. Maria soll verhindern, dass infolge Durchsickerungen ein zu grosser Wasserdruck im Felsen der Widerlager entstehen kann. Messungen bei hohen Seeständen in kurzfristig abgeschlossenen Bohrungen ergaben eine sehr hohe Entlastungswirkung des Drainagesystems. Trotzdem beträgt der maximale Abfluss aus dem Fächer der 62, in Abständen von 8 m angeordneten Drainagebohrungen mit einer Gesamtlänge von 1326 m, weniger als 0,2 l/s. Die Drainageabflüsse konzentrieren sich hauptsächlich im mittleren Teil der Staumauer, wo auch die grössten Hebungen und Verdrehungen der Fundamentfläche zu beobachten sind.

Der geringe Abfluss lässt auf eine hohe Dichtigkeit der Kontaktzone des Fundamentes schliessen.

16 b Radiale Verformungen im mittleren Block der Staumauern



Die kleinere Gewichtsmauer Runcahez im Somvixertal zeigt ähnliche Verformungscharakteristiken wie die drei Bogenstaumauern. Die Verformungen sind sehr klein und stark von der Temperatur abhängig. Die Wasserdurchsickerungen beim Beton und in der Kontaktzone übersteigen nicht 0,1 l/s.

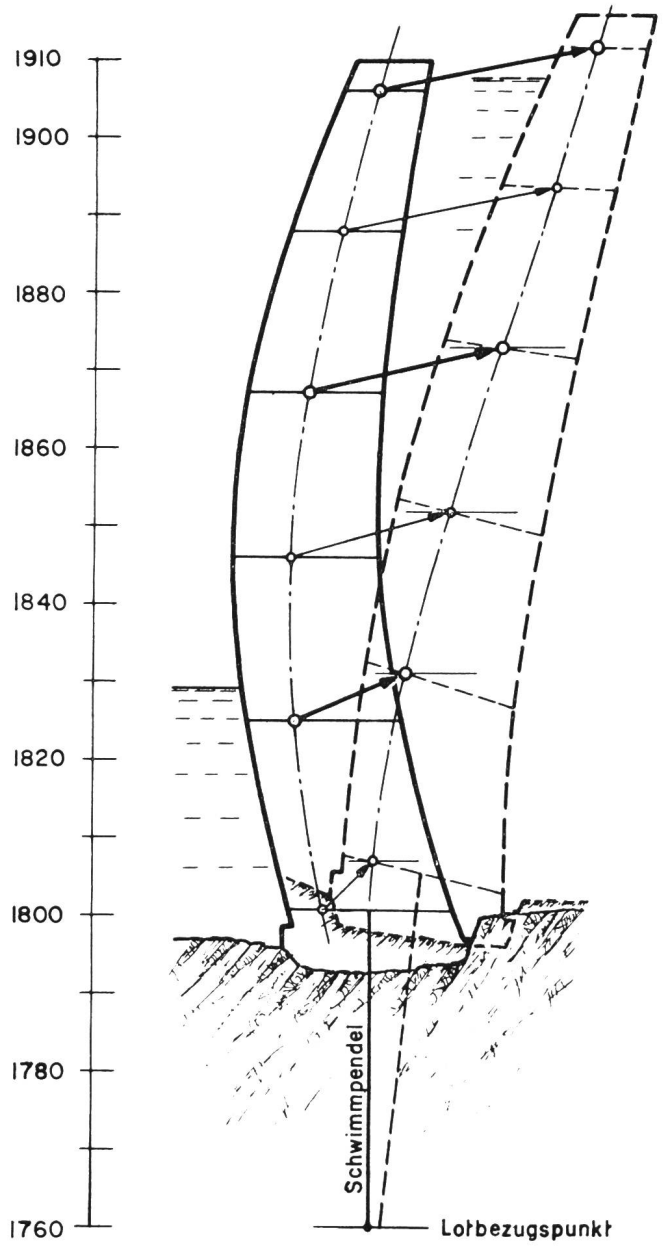
4.2 ÜBERWACHUNG DER TALHÄNGE IM BEREICHE DER STAUSEEN

Die gesamten Talhänge im Bereich der Stauseen werden periodisch durch das Werkpersonal und einen geologischen Experten kontrolliert. Direkte Messungen (Triangulationen, Polygonzüge, Nivellemente) beschränken sich auf folgende Zonen:

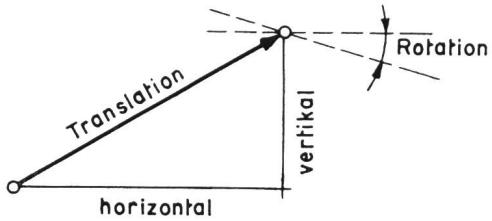
Am linken Talhang, über dem Stausee Curnera stützt sich eine alte Felssackungsmasse von rund 150 000 m³ auf ein intaktes, anstehendes Felsband, dessen Zustand und Verhalten mit einem Triangulationsnetz überprüft wird. Auf der rechten Talseite, unmittelbar wasserseits der Staumauer Curnera werden kleinere, aus einer stark zerklüfteten Felsrippe gelöste Blockmassen im Bereich der Stauspiegelschwankungen beobachtet. Die Beobachtungspunkte dieser Felsrippe sind mit dem genannten Triangulationsnetz der linken Felsflanke kombiniert.

Hinten im rechten Talhang der Stauanlage Sta. Maria durchquert die Galerie der neuen Lukmanierpassstrasse eine alte Felsrutschmasse und eine Gehängeschuttablagerung. Beide Hangpartien werden im unteren Teil von den Stauspiegelschwankungen erfasst. Wegen günstiger Neigungen besteht aber keine Rutschgefahr. Hingegen könnten allfällige vom Stau ausgelöste Kriechbewegungen im Hang zu

Bild 17 Staumauer Sta. Maria: Radiale Verformung in Staumauermitte bei Vollstau



Messpunkt	Translation		Rotation
Kote	horizontal	vertikal	vertikal
1906	138 mm	+29 mm	0,04 ‰
1888	135 mm	—	0,36 ‰
1867	125 mm	+30mm	0,67 ‰
1846	105 mm	—	1,22 ‰
1825	73 mm	+32 mm	1,52 ‰
1801	31 mm	—	1,18 ‰
1760	7 mm	—	—



Staumauer 1 : 1000 0 10 20 30 m

Verformungen 1 : 5 0 50 100 150 mm

Schäden an der Galerie führen. Mit einem Polygon- und Nivellementszug durch die Galerie und einem Triangulationsnetz wird das Verhalten des Talhanges kontrolliert.

Die bis anhin durchgeführten Beobachtungen und Messungen der Talhänge haben keinerlei Anzeichen von Rutschungs- oder Felssturztendenzen ergeben, die eine Gefährdung der Stauanlagen zur Folge haben könnten. Einzig bei der Stauanlage Curnera sind im Mai 1967 einige Felsblöcke aus der obenerwähnten, rechtsufrigen Felsrippe in den Stausee gestürzt und haben einen Teil des Druckstollen-Einlaufbauwerkes weggerissen. (Siehe Bauerfahrungen bei den Staumauern).

Adresse des Verfassers:
Ing. Ch. Venzin, NOK, 5400 Baden

Bild 8 STAUMAUER CURNERA

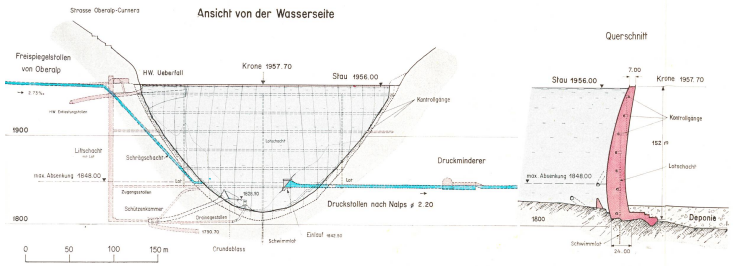


Bild 9 STAUMAUER NALPS

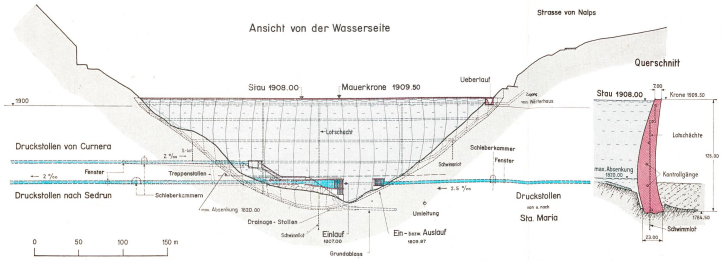
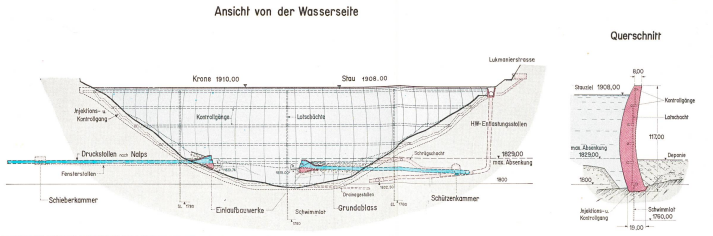
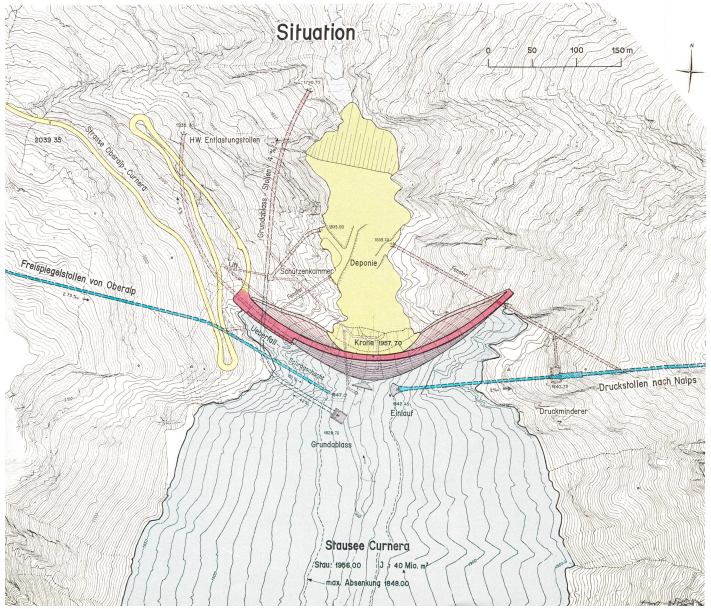
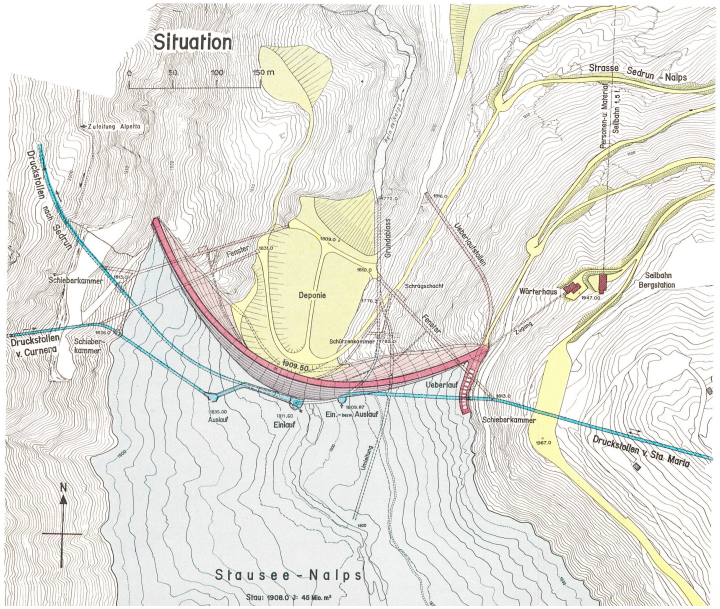


Bild 10 STAUMAUER STA. MARIA







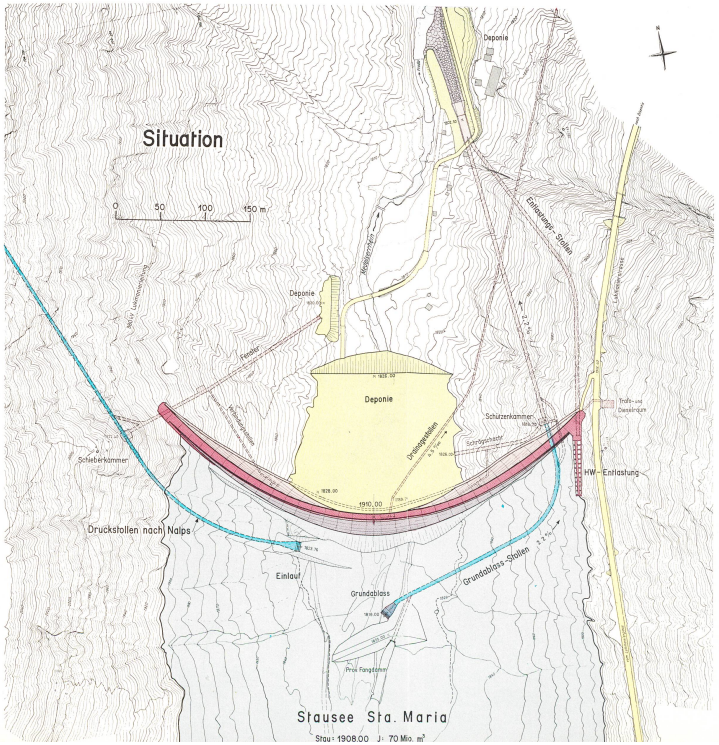


Bild 11

DRUCKSCHACHT SEDRUN

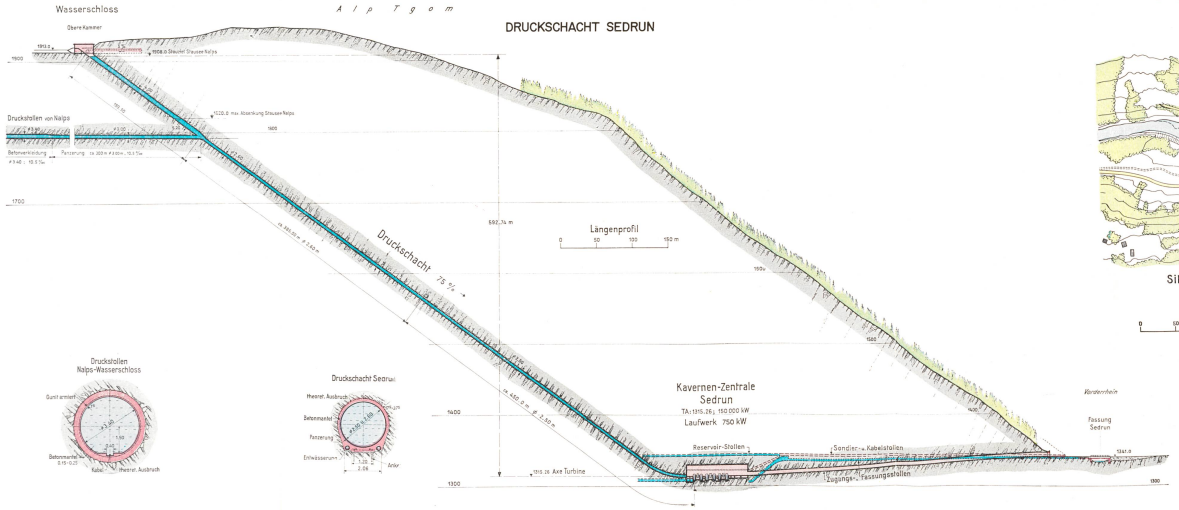
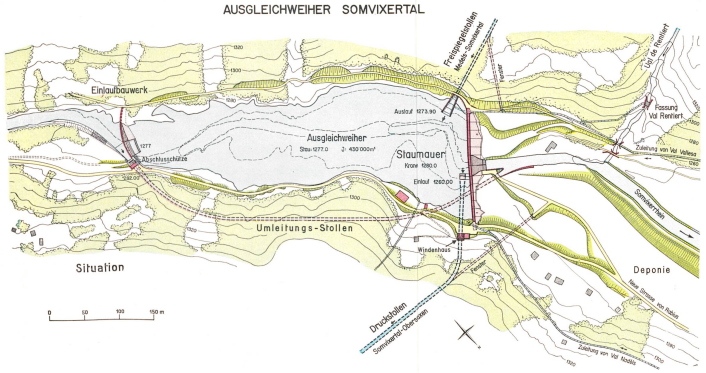
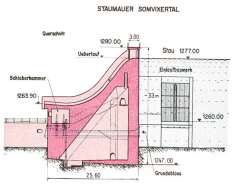


Bild 13

AUSGLEICHWEIHER SOMVIXERTAL





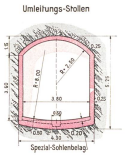


Bild 12

STAUWEHR u. FASSUNG SEDRUN

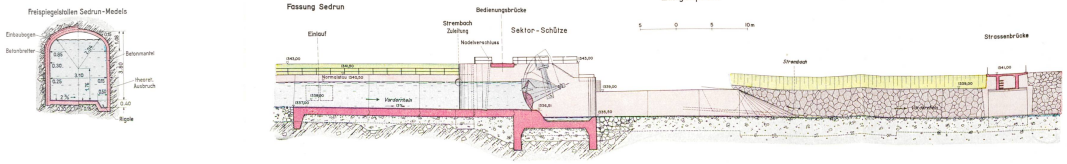
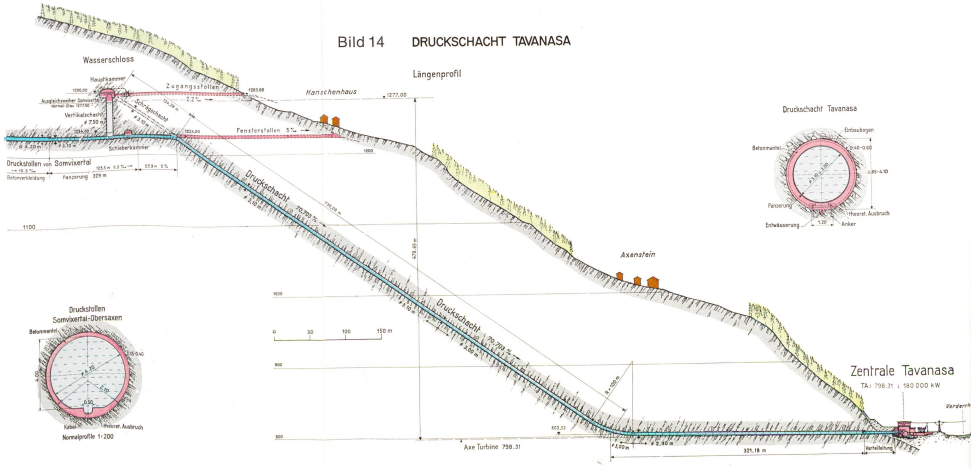


Bild 14 DRUCKSCHACHT TAVANASA



5. Erfahrungen beim Bau der Druckschächte

Bruno Bretscher

5.1 DRUCKSCHACHT SEDRUN

(Längsschnitt und Querschnitte siehe Bild 11 auf nebenstehendem Faltblatt)

Bedingt durch die oberflächlich schlechte Felsqualität wie den vorhandenen Hakenwurf musste der Druckschacht möglichst tief im Berginnern vorgesehen werden. Seine Länge beträgt 752 m bei einer Neigung von 75 %. Dank der sorgfältig gewählten Lage ergaben sich beim Ausbruch keine Schwierigkeiten. Mit Ausnahme einer Mylonitzone, die Stahleinbau erforderte, erwies sich der Druckschacht als standfest. Der Schrägschacht des Wasserschlosses, der in der Verlängerung des Druckschachtes bis an die Oberfläche reicht, musste hingegen mit zum Teil schwerem Einbau versehen werden. Der gegen die Oberfläche zu immer stärker zerrissene und zerklüftete Fels entsprach den aufgrund der Voruntersuchungen erwarteten Verhältnissen. Während des Vortriebes mussten verschiedene Wassereinbrüche, wovon der grösste 120 l/s erreichte, bewältigt werden. Obwohl die eigentlichen Wassereinbrüche normalerweise rasch abgeklungen sind, musste auf der Hälfte der Länge des Schachtes, infolge von Wassereintritten im Bereiche des Vortriebes, unter erschwerten Bedingungen gearbeitet werden. Die oft flächenhaften, zum Teil auch konzentrierten Wassereintritte erforderten ausserordentliche Abdichtungsmassnahmen. Zur Ableitung des anfallenden Wassers wurden mit der Vorabdichtung zwei Entwässerungsrohre mit nach oben abnehmendem Durchmesser in die Betonsohle verlegt. Alle erfassbaren Wassereintritte wurden den Entwässerungsleitungen zugeführt und zusätzlich die flächenhaften Quellen durch ein maschinelles Abdichtungsverfahren verdrängt oder zusammengefasst und ebenfalls den Entwässerungen zugeführt. Diese Massnahmen ergaben für die Montage und Hinterbetonierung der Panzerungen des Schachtes die bestmöglichen Verhältnisse.

Die Panzerung des Schachtes ist in Rohrschüsse von 5,60 m Länge im untersten Bereich, zunehmend bis 10,0 m Länge im obersten Abschnitt, im Gewicht von ca. 7 bis 8 Tonnen, unterteilt. Jeder Rohrschuss wurde nach der erfolgten Montage und der Schweissverbindung mit dem vorgängig montierten Rohrstück hinterbetoniert, wobei der Beton als Trockengemisch durch den Schacht herangeführt wurde. Ein Schneckenmischer an der Betonierstelle erlaubte unter ständiger Kontrolle des Frischbetons die Beigabe der optimalen Wassermenge. Die Verwendung von Tauchvibratoren war notwendig, um den Hohlraum zwischen Fels und Panzerung homogen verdichten und vollständig füllen zu können. Die der Betonierung folgenden Injektionen bezweckten die Füllung eventuell vorhandener Hohlräume und des eingelegten Entwässerungssystems, mit Verdrängung der eingeleiteten Wasservorkommen. Für die Injektionen standen im Scheitel der Panzerung Injektionslöcher im Abstand von rund 2,5 m, in der Sohle im Abstand von rund 5 m zur Verfügung. Bei Injektionsdrücken bis zu 50 % des statischen Betriebsdruckes wurden Fels und Beton im Bereiche der Panzerung verpresst und zusätzliche Bohrungen durch die Panzerungen und den Beton ausgeführt, wenn festgestellte Hohlräume nicht mit den vorhandenen Injektionslöchern erfasst werden konnten. Die Druckprobe und Abnahme mit anschliessender Inbetriebnahme des Schachtes bestätigte das erwartete einwandfreie Verhalten, wobei auch eine Schnellentleerung im Abnahmeprogramm enthalten war. Seit der Inbetriebnahme im Jahre 1962 hat sich der Schacht einschliesslich des Rostschutzes, wie anlässlich verschiedener Kontrollen festgestellt wurde, einwandfrei bewährt.

5.2 DRUCKSCHACHT TAVANASA

(Längsschnitt und Querschnitte siehe Bild 14 auf nebenstehendem Faltblatt)

Beim Bau des Druckschachtes Tavanasa, der zwischen Verteilleitung und Wasserschloss eine Horizontalstrecke von 321 m und eine mit 70 % geneigte Strecke von 730 m aufweist, mussten ausserordentliche Schwierigkeiten bewältigt werden. Zur Abklärung der Felsverhältnisse im Bereich der Flachstrecke des Druckschachtes diente ein 385 m langer Sondierstollen, der später zur Flachstrecke des Druckschachtes ausgeweitet wurde. Die Felsverhältnisse erwiesen sich als sehr schlecht. Die am Stollenende vorherrschende Qualität des anstehenden Verrukano gestattete, unter Erstellung eines äusseren Betonmantels die erweiterte Uebergangsstrecke auszubrechen, wie sie für den Angriff der Steilstrecke notwendig war. Der Ausweitung des Sondierstollens folgte laufend die Betonierung, und die ungünstigen Verhältnisse verursachten bereits eine Anfangsverspätung von vier Monaten für den Angriff des eigentlichen Druckschachtes. Der Vortrieb des Druckschachtes im Vollprofil erforderte von Anfang an schweren Einbau, da der Fels, zerrissen und klüftig, zudem tektonisch stark beansprucht, zu Einbrüchen neigte und eine sehr kurze Standzeit aufwies. Rund 50 m vom Ende der Flachstrecke an musste der Vollausbruch aufgegeben und ein minimales Profil mit schwerem Einbau vorgetrieben werden. Nach weiteren 15 m Vortrieb ereignete sich während des Arbeitsunterbruches über den Jahreswechsel 1959/60 ein Einbruch, wobei der Schacht mit Felsbrocken und zerfallenem mylonitischen Gesteinsmaterial gefüllt wurde. Die Räumung, Ausweitung und Ueberwindung der Einbruchsstrecke erforderte zwei Monate und liess den Rückstand auf das Terminprogramm auf sieben Monate ansteigen. Die Einbruchzone konnte nur durch einen äusseren Betonmantel stabilisiert werden, und Erschwernisse durch massiven Brusteinbau verursachten Monatsleistungen unter 10 m. Rund 82 m oberhalb der Flachstrecke musste endgültig auf ein minimales Vortriebsprofil übergegangen werden, und die Ausweitung war von oben her vorzunehmen. Trotz Minimalprofil war sehr viel Einbau erforderlich. Um den Rückstand auf das Bauprogramm aufzuholen, wurde der Vortrieb auch von der Wasserschlosskammer her mit vollem Profil aufgenommen und dazu die Rohrtransportwinde als Transportmittel verwendet. Nach der Verstärkung einzelner Einbaustrecken im Vortriebsschacht wurde auf die ganze Länge eine 4"-Entwässerungsleitung verlegt und nach der Abdichtung des Felsens im Bereich der Sohle eine untere Betonsohle eingebracht. Anschliessend wurde mit der Ausweitung des Schachtes, die erneut schweren Einbau erforderte, begonnen, auf der Betonsohle das Geleise verlegt und ein äusserer Betonmantel eingebracht. Mitte Februar 1960 erfolgte im Vortriebsschacht bei rund halber Länge ein Einbruch von rund 800 m³ Material. Um den Schacht für die Schotterung des Materials der sich im Gang befindlichen Ausweitung weiterhin verwenden zu können, wurde ein geschlossener Stahlblechkanal in den Bereich des Niederbruches von oben her eingefahren und hinterbetoniert. Damit war die Einbruchstelle gesichert

und der Schacht für die Schotterung des Materials der Schachtausweitung wieder frei. Durch die Schneeschmelze bedingt verursachten im unteren Schachtbereich zusätzliche Wassereintritte erneut erhebliche Niederbrüche, die den Vortriebsschacht als Ganzes gefährdeten. Ein Betonmantel im Vortriebsschacht auf 310 m Länge eingebracht, bewirkte eine Stabilisierung der Verhältnisse. Bei Monatsleistungen von 70 bis 130 m konnte nun, unter Anwendung von schwerem Einbau, die Ausweitung des Schachtes samt äusserem Betonring zu Ende geführt werden. Die Abdichtungsarbeiten und Wasserableitungen im Schacht ergaben dank der vorhandenen äusseren Betonverkleidung und der Entwässerungsleitung keine Schwierigkeiten und der Schacht war Ende September für die Panzermontage bereit. Aufgrund von Vorversuchen gelangte für die Hinterbetonierung der Panzerung ein giessbarer Feinbeton P 450, max. Korn 8 mm, zur Anwendung. Diese Lösung ergab sich aus folgenden Gründen:

1. Durch die Vorlagerung der Rohre im Schacht wäre eine Zufuhr des Betons durch den Schacht nur mühsam möglich gewesen.
2. Durch den Einbau eines äusseren Betonmantels und durch den durchgehenden, zum Teil deformierten Stahleinbau war die Zugänglichkeit für die Hinterbetonierung beschränkt.
3. Durch die ausserordentlichen Niederbrüche bedingt, waren grosse Hohlräume ausserhalb des äusseren Betonmantels durch Zement- und Sandinjektionen zu füllen. Eine vollständige Füllung des Hohlraumes zwischen Panzerung und Betonring war deshalb anzustreben, um die Beulgefahr möglichst zu reduzieren.

Der Arbeitsvorgang der Hinterbetonierung bestand im Ausgiessen des Hohlraumes zwischen äusserem Beton und Panzerung. Der Mörtel wurde durch Giessrohre zugeführt und die Panzerung in Stössen bis 10 m Länge in einem Arbeitsgang hinterfüllt. 15 Kontrollprüfungen während der Betonierung, in gleicher Weise ohne Vibrieren eingebracht, ergaben eine mittlere Druckfestigkeit nach 90 Tagen von 328 kg/cm², eine mittlere Biegezugfestigkeit von 56 kg/cm², ein mittleres Raumgewicht von 2,30 t/m³. Diese Werte entsprachen den Erwartungen aus den Vorversuchen und erfüllten die gestellten Bedingungen.

Während der Montage und Hinterfüllung der Panzerung in der Steilstrecke des Schachtes wurden auch in der Flachstrecke die Panzerungen einschliesslich Verteilleitungen montiert und auf übliche Art mit Normalbeton hinterfüllt. Die gleichzeitige Montage und Hinterbetonierung der Rohre im Schacht wie auch in der Flachstrecke wirkte sich terminmässig günstig aus.

Die Injektionen der hinterbetonierten Rohre in der hinteren Flachstrecke wurden noch während der Montagearbeiten im vorderen Bereich aufgenommen, in der Steilstrecke konnten sie jedoch erst nach Abschluss der Montagen beginnen.

Die Füllung der grossen Hohlräume ausserhalb des Betonmantels, bedingt durch Niederbrüche, wurde in zwei Stufen vorgenommen. In einer ersten Stufe wurden vorerst mittels Mörtelinjektionen mit variablem Sandgehalt und Drücken von 5 atü bis 25 atü alle Hohlräume und Entwässerungssysteme gefüllt, in einer zweiten Stufe reine Zementinjektionen ausgeführt. Für die Injektionen standen je nach Länge der Einzelrohre der Panzerung rund alle 2,5 m im Scheitel und alle 5 m in der Sohle Löcher in der Panzerung zur Verfügung. Die Löcher für die Injektionen wurden bis 9 m Tiefe, sofern nicht durch den Stahleinbau verunmöglicht, gebohrt, um die bekannten oder vermuteten Hohlräume zu erreichen. Obwohl die Injektionen mit möglichster Sorgfalt ausgeführt wurden, konnte nicht vermieden werden, dass die Panzerung an sieben Stellen, verteilt von der Flachstrecke bis zum oberen Bereich des Schachtes, einbeulte. Die Behebung des Schadens durch Ausschneiden der eingebeulten Bereiche der Panzerbleche, Ausspitzen des Betons, Ersetzen der Panzerung und Verpressen der entstandenen Hohlräume mit Mörtel- und Zementinjektionen konnte kurz nach Beendigung der Injektionsarbeiten im Schacht ebenfalls abgeschlossen werden.

Die Druckprobe des Schachtes ergab ausgezeichnete Resultate. Seit der Betriebsaufnahme durchgeführte Kontrollen bei verschiedenen Schachtentleerungen bestätigten das einwandfreie Verhalten des Schachtes. Der Druckschacht Tavanasa kann als Beispiel eines unter äusserst schwierigen Verhältnissen erstellten Schachtes angeführt werden, der zudem aussergewöhnliche bauliche Arbeitsmethoden und aussergewöhnliche Lösungen für die Bewältigung der aufgetretenen Probleme notwendig machte.

Adresse des Verfassers:
Dipl. Ing. B. Bretscher, NOK, 5400 Baden

6. Kraftwerkgesellschaft, Ausbaugrösse und Energieerzeugung, Ausrüstung der Zentralen, Abtransport der Energie

Werner Schneider

6.1 KRAFTWERKGESELLSCHAFT

Die Kraftwerke Vorderrhein AG (KVR) ist eine Partnergesellschaft mit Sitz in Disentis; sie wurde am 7. Juli 1956 gegründet. Das Aktienkapital der Gesellschaft beträgt 80 Millionen Franken und entfällt zu 81,5% auf die Nordostschweizerische Kraftwerke AG (NOK), zu 10 % auf den Kanton Graubünden, zu 8,375 % auf die sechs Konzessionsgemeinden und zu 0,125 % auf die Gemeinde Schlans, die jedoch keine Wasserrechte zu verleihen hatte.

Jeder Aktionär ist verpflichtet, den seiner Beteiligung am Aktienkapital entsprechenden Anteil der Jahreskosten der Gesellschaft zu bezahlen. Er hat dafür das Recht, den seiner Beteiligung entsprechenden Anteil der Leistung und Energieproduktion zu beziehen. Solange Kanton und Gemeinden ihr Bezugsrecht noch nicht ausüben, sind die NOK als Partner der KVR verpflichtet, den nicht beanspruchten Anteil der Energieerzeugung zu übernehmen und für die entsprechenden Jahreskosten aufzukommen.

6.2 AUSBAUGRÖSSE UND ENERGIEERZEUGUNG

Die Kraftwerke Vorderrhein nutzen die Wasserkräfte des Vorderrheins und seiner Hauptzuflüsse eines Einzugsgebie-

tes von 315,8 km² von den Quellen des Vorderrheins bis Tavanasa. Das Wasser wird in zwei Stufen in den Zentralen Sedrun und Tavanasa ausgenützt, wobei im Mitteljahr in Sedrun durchschnittlich 201 und in Tavanasa rund 495 Millionen m³ Wasser verarbeitet werden. Ein Teil des aus dem Zwischeneinzugsgebiet in Sedrun gefassten Wassers wird bei rund 30 m Gefälle in der Kavernen-Zentrale Sedrun in einem kleinen Laufwerk von 750 kW Leistung ausgenützt, der andere Teil fliesst direkt in den Stollen Sedrun-Medels.

Ueber die Ausbaugrösse und mögliche Energieerzeugung orientieren die Angaben in der Tabelle rechts:

Werke	Ausbau-Wassermenge m³/s	Installierte Leistung kW	Mittlere jährliche Energieproduktion in Mio kWh		
			Winter	Sommer	Jahr
Sedrun	30	150 000	220	33	253
Laufwerk Sedrun	3	750	1	2	3
Tavanasa	46	180 000	239	266	505
Total		330 750	460	301	761

6.3 AUSRÜSTUNG DER ZENTRALEN

Die hydraulische und elektromechanische Ausrüstung der Zentralen ist in folgender Tabelle angegeben:

	KRAFTWERK SEDRUN	LAUFWERK SEDRUN	KRAFTWERK TAVANASA
Bruttogefälle	593 m	30 m	479 m
Hydraulische Ausrüstung	3 horizontalachsige Peltonturbinen mit je 2 Laufrädern und je 2 Düsen pro Rad von je 50 000 kW, 428,6 U/min 1 Eigenbedarfs-Peltonturbine 870 kW, 1500 U/min	1 Kaplanturbine von 750 kW, 750 U/min	4 horizontalachsige Peltonturbinen mit je 2 Laufrädern und je 2 Düsen pro Rad von je 45 000 kW, 375 U/min 2 Eigenbedarfs-Peltonturbinen 755 kW, 1500 U/min
Elektrische Ausrüstung	3 Drehstrom-Generatoren von je 60 000 kVA 1 Eigenbedarfs-Generator 900 kVA 3 Transformatorengruppen von je 60 000 kVA 13,5/220 kV 1 Eigenbedarfs-Transformator 2 500 kVA 50/16 kV 1 Eigenbedarfs-Transformator 1 000 kVA 0,4/16 kV	1 Drehstrom-Generator von 850 kVA	4 Drehstrom-Generatoren von je 60 000 kVA 2 Eigenbedarfs-Generatoren von je 900 kVA 2 Transformatorengruppen von je 2 x 60 000 / 280 000 / 400 000 kVA 13,5/220/380 kV 1 Eigenbedarfs-Transformator 1 000 kVA, 50/0,4 kV
Krane	Maschinensaal: 2 Krane für je 60+10 t Kugelschieberraum: 1 Kran für 25 t		Maschinensaal: 2 Krane für je 60+10 t Kugelschieberraum: 1 Kran für 25 t

6.4 ABTRANSPORT DER ENERGIE

Die im Kraftwerk Sedrun mit der Generatorenspannung von 13,5 kV erzeugte Energie wird in den in der Kaverne untergebrachten Transformatorengruppen auf 220 kV übersetzt und von der Freiluftschaltanlage über eine doppelsträngige 220 kV Leitung nach Tavanasa geleitet. Hier wird die in den Kraftwerken Sedrun und Tavanasa anfallende Energie über eine Transformierungsanlage 13,5/220/380 kV mit zugehöriger Schaltanlage für 220 und 380 kV auf die Uebertragungsspannung von 380 kV auftransformiert. Der Stützpunkt Tavanasa ist auf dieser Höchstspannungsebene über die beiden leistungsfähigen Süd-Nord-Verbindungsleitungen über den Vorab-Glarnerland und Bonaduz-Kunkelspass mit dem Unterwerk Breite bei Winterthur verbunden. Die mit einem Strang von Tavanasa bis zur Kreuzungsstelle mit der Lukmanierleitung oberhalb Disentis für 380 kV ausgelegte Verbindungsleitung Sedrun-Tavanasa ermöglicht zudem einen Reserveanschluss an die 380 kV Lukmanierleitung nach dem Unterwerk Mettlen.

Die Kraftwerke Vorderrhein sind damit ein wichtiger Stützpunkt im schweizerischen Höchstspannungsnetz, welches mit den Netzen unserer Nachbarstaaten Frankreich, Deutschland und Italien parallel geschaltet ist.

Adresse des Verfassers:
Dipl. Ing. W. Schneider/NOK, 5400 Baden

7. Auswirkungen auf die bündnerische Volkswirtschaft

Werner Schneider

7.1 ALLGEMEINES

Am 13. Februar 1955 erteilten die sechs Gemeinden Tavetsch, Medel/Lucmagn, Disentis/Mustèr, Somvix/Sumvitg, Trun und Breil/Brigels der Nordostschweizerischen Kraftwerke AG (NOK) zuhanden der zu gründenden Kraftwerke Vorderrhein AG (KVR) die Konzessionen für die Ausnützung der Wasserkräfte des Vorderrheins und seiner Hauptzuflüsse; sie wurden am 28. April 1955 vom Kleinen Rat des Kantons Graubünden genehmigt.

Mit den Wasserrechtsverleihungen war die Auflage verbunden, für Arbeiten, Lieferungen und Transporte nach Möglichkeit einheimische Unternehmer und bei der Einstellung von Arbeitern und Angestellten in erster Linie Bewerber aus den Konzessionsgemeinden zu berücksichtigen. Auf die loyale Einhaltung dieser Bestimmung wurde stets grosser Wert gelegt. Es kann rückblickend mit Genugtuung festgestellt werden, dass das Bündner Oberland in den letzten 15 Jahren einen bedeutenden wirtschaftlichen Aufschwung erlebt hat. Zu einem grossen Teil ist diese erfreuliche Entwicklung dem Bau der Kraftwerke Vorderrhein zu verdanken, sind doch mit der Verwirklichung dieses bedeutenden Bauvorhabens namhafte Mittel ins Tal geflossen.

Mit den Bauarbeiten wurde im Jahre 1956 begonnen; die erste Ausbauetappe kam mit der Inbetriebsetzung sämtlicher Maschineneinheiten in den Zentralen Sedrun und Tavanasa bereits in den Jahren 1962/63 zum Abschluss. Der Vollausbau der gesamten Werkgruppe wurde Ende 1968 erreicht.

Die vielschichtigen volkswirtschaftlichen Auswirkungen des Kraftwerkbaues am Vorderrhein basieren im wesentlichen auf den folgenden, vom Kraftwerkunternehmen während der Bauzeit direkt oder indirekt erbrachten und seit der Betriebsaufnahme laufend zu erbringenden Leistungen:

Bild 18
Die der örtlichen Bauweise gut angepasste Wohnsiedlung der KVR oberhalb des Weilers Camischolas bei Sedrun

7.2 VERLEIHUNGSGEBÜHREN

Die KVR hatten an einmaligen Verleihungsgebühren total ca. 1,7 Millionen Franken aufzuwenden, die je zur Hälfte an den Kanton Graubünden und an die Konzessionsgemeinden zu entrichten waren.

7.3 BAUARBEITEN IN DEN JAHREN 1956 BIS 1968

7.3.1 Strassenbauten

Die zur Erschliessung der Baustellen in Nalps und Curnera, am Lukmanier, im Somvixertal und in Obersaxen von den KVR gebauten Werkstrassen und die massgebliche Beteiligung der KVR an den durch den Kanton erfolgten Strassenausbauten führten zu bemerkenswerten Verbesserungen für Touristik, Alp- und Waldwirtschaft.

7.3.2 Arbeiten, Lieferungen und Transporte

Die gesamten Anlagekosten der Kraftwerkanlagen beliefen sich auf rund 573 Millionen Franken; davon entfällt ein ansehnlicher Anteil an das ortsansässige Gewerbe für Arbeiten, Lieferungen und Transporte.

Für die Erstellung der Werkanlagen wurden in den Jahren 1956 bis 1968 rund 24 Millionen Arbeitsstunden geleistet, wobei im Maximum bis 1900 Arbeitskräfte im Einsatz standen. Die Steuerabgaben der Unternehmungen (die auswärtigen Firmen waren konzessionsgemäss verpflichtet, im Kanton Graubünden ein Steuerdomizil zu errichten) und deren Personal, sowie der persönliche Aufwand der am Bau Beschäftigten haben sich während Jahren befruchtend nicht nur auf die öffentliche Hand, sondern auch auf Handel und Gewerbe des gesamten Oberlandes ausgewirkt.

Die Werktransporte, vor allem Installationsmaterial und Baustoffe, unter anderen über 600 000 t Zement und rund 7000 t Armierungseisen, brachten der Rhätischen Bahn und der Furka—Oberalp-Bahn während Jahren zusätzliche Einnahmen.

7.4 WERKBETRIEB

Seit der erstmaligen Energieabgabe in der Zentrale Tavanasa am 24. Mai 1962 leisten die KVR die gesetzlichen und konzessionsgemässen Steuern und Wasserzinsen an Kanton und Gemeinden. Die Konzessionsgemeinden haben darüber hinaus Anspruch auf den Bezug von Gratis- und Vorzugsenergie nach Massgabe der Konzessionsbestimmungen.

Mit dem auf Ende 1968 erreichten Vollausbau der Kraftwerkanlagen ergaben sich im Geschäftsjahr 1968/69 folgende Leistungen der KVR an die öffentliche Hand:

a) Steuern		
Kantonssteuern	Fr. 1 483 000.—	
Kreissteuern	Fr. 2 000.—	
Gemeindesteuern	Fr. 1 345 000.—	
Kultussteuern	Fr. 134 000.—	Fr. 2 964 000.—
b) Wasserzinsen		
Kant. Wasserwerksteuern	Fr. 752 000.—	
Wasserzinsen an die Gemeinden	Fr. 752 000.—	Fr. 1 504 000.—
c) Gratis- und Vorzugsenergie		
Die durchschnittliche Besserstellung der Konzessionsgemeinden aus dem Bezugsrecht von 1,6 Mio kWh Gratisenergie und 8,4 Mio kWh Vorzugsenergie beläuft sich auf		ca. Fr. 168 000.—
Die Leistungen der KVR an die öffentliche Hand betrugen im Geschäftsjahr 1968/69		ca. Fr. 4 636 000.—

Bezogen auf die im Berichtsjahr leicht überdurchschnittliche Energieerzeugung von 813,6 Mio kWh (gegenüber dem Mittelwert von 761 Mio kWh) ergibt sich hieraus eine spezifische Belastung der KVR für Leistungen an die öffentliche Hand von annähernd 0,6 Rp/kWh der erzeugten Energie.

Der Personalbestand der KVR für den Betrieb der Werkanlagen beträgt gegenwärtig 57 Angestellte. Aus den gesetzlichen Steuerabgaben des Personals resultieren weitere zusätzliche Einnahmen der öffentlichen Hand.

Adresse des Verfassers:
Dipl. Ing. W. Schneider, NOK, 5400 Baden