

Felsanker zur Sicherung des Tosbeckens Nr. 3 in Tarbela (Pakistan)

Autor(en): **Sommer, Peter / Graber, Ferdinand**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **96 (1978)**

Heft 17

PDF erstellt am: **23.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73685>

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.

Felsanker zur Sicherung des Tosbeckens Nr. 3 in Tarbela (Pakistan)

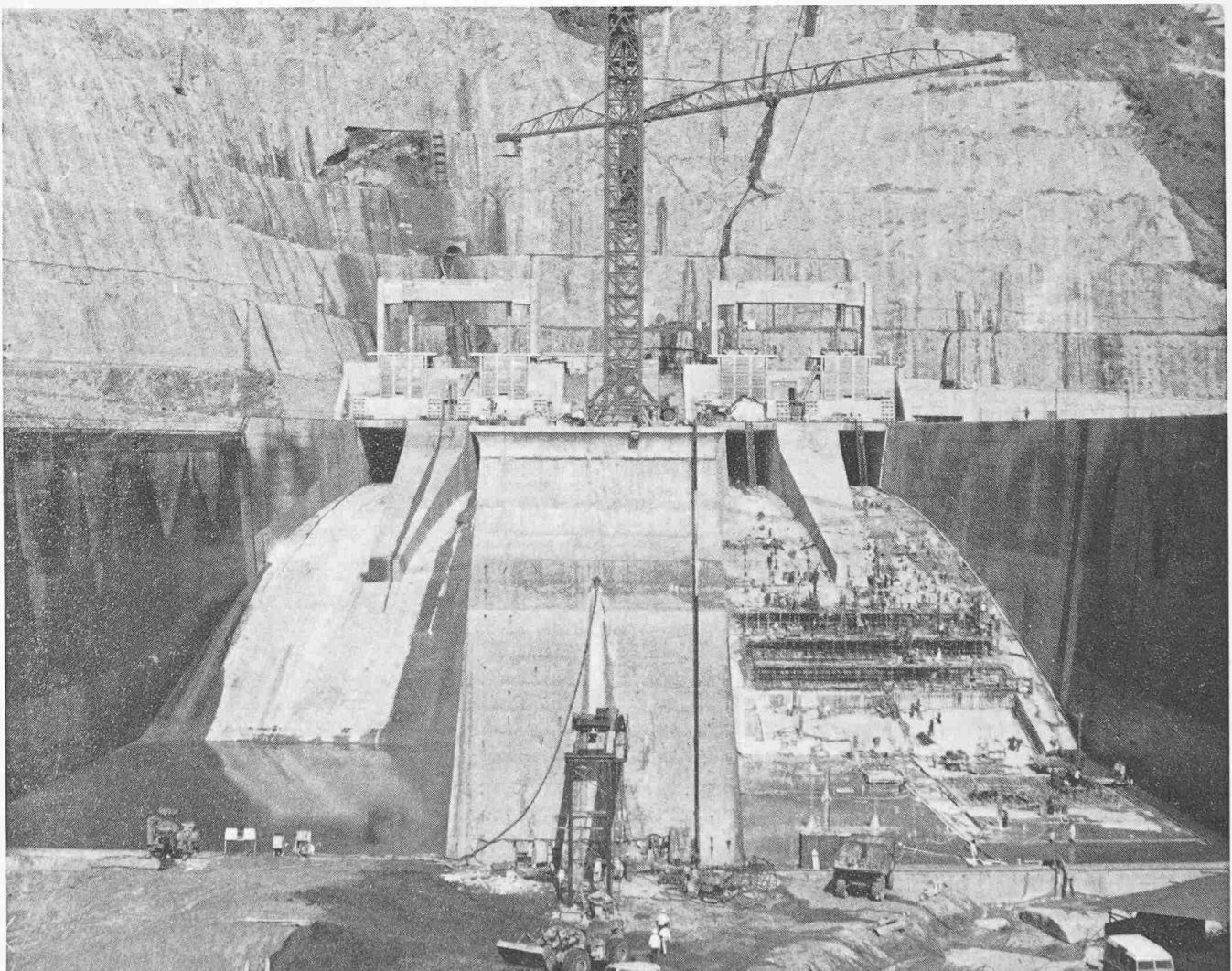
Von Peter Sommer und Ferdinand Graber, Bern

Tarbela hat die Aufmerksamkeit der Fachwelt aus verschiedenen Gründen auf sich gezogen. Vorerst wegen des Erddammes gigantischen Ausmasses und der damit verbundenen eindrucksvollen Baustelle. Und später wegen der Schäden, die seit dem ersten Aufstau im Jahre 1974 an verschiedenen Bauteilen entstanden sind und noch heute hervorragende Fachleute in der ganzen Welt beschäftigen.

Im folgenden konzentrieren wir uns auf die 1976 eingeleitete Sanierung des *Auslaufbauwerkes von Tunnel Nr. 3*,

und dabei insbesondere auf die *Sicherung der Bodenplatte* des Tosbeckens mit grossen Felsankern.

Merkmale dieser Verankerung sind der *schwierige, heterogene Baugrund* und die *kurze Zeit, die zwischen zwei Hochwasserperioden* für die Arbeit zur Verfügung stand. Um die Sanierungsmassnahmen besser zu verstehen, wird zuerst auf die vorangegangenen Schäden an den Auslaufbauwerken und ihre Behebung vor 1976 kurz eingegangen.



Blick auf die beiden Tosbecken Nr. 3 (rechts) und Nr. 4 (links) während der Sanierungsarbeiten im Oktober 1976

Das Tarbela-Projekt in Stichworten

Der Tarbela-Staudamm, etwa 100 km nordwestlich von Rawalpindi gelegen, dient der *Regulierung des Indus*. Er ist Bestandteil des von der Weltbank finanzierten «Indus-Bekken-Projekts».

Die Anlage Tarbela besteht im wesentlichen aus folgenden Teilen (Bild 1):

- **Hauptdamm.** Mit 148 m Höhe, 600 m Basisbreite, 2740 m Kronenlänge und 122 Mio m³ Inhalt ist er *bezüglich Volumen der grösste Schüttdamm der Erde*.
- **Zwei Nebendämme** links von zusammen 15,3 Mio m³ Inhalt.
- **Zwei Hochwasserentlastungen.** Die «Betriebs-» und die «Hilfshochwasserentlastung» können zusammen 42 200 m³/s abführen.
- **Vier Umleitungstunnel** in der rechten Talflanke. Tunnel Nr. 1 bis Nr. 3 mit je 13,30 m, Tunnel Nr. 4 mit 11,00 m Durchmesser. Tunnel Nr. 4 wird auch im Endausbau ausschliesslich der Bewässerung dienen.
- Ein **Maschinenhaus** mit vier Turbinen zu je 175 Megawatt Leistung. Sie werden mit dem Wasser aus Tunnel Nr. 1 gespiesen.
- Ein 2. **Maschinenhaus** gleicher Grösse wird noch 1977 in Angriff genommen. Es wird mit Tunnel Nr. 2 gekoppelt werden.
- Ein 3. **Maschinenhaus** zu Tunnel Nr. 3 ist für Mitte der 80er Jahre vorgesehen, aber noch nicht beschlossen. Bis dahin wird auch Tunnel Nr. 3 ausschliesslich zu Bewässerungszwecken verwendet.
- Ein 5. **Tunnel** auf der linken Talseite mit 11,00 m Durchmesser. Er wurde erst während der Bauarbeiten beschlossen und ging 1975 in Betrieb. Er dient der Bewässerung.

Die grosse *ungenutzte Energie*, die beim Betrieb der Bewässerungsorgane bei hohem Seeniveau entsteht, wird bei

Tunnel Nr. 5 über eine *Sprungschanze* und zur Zeit bei Tunnel Nr. 3 und 4 in je einem *Tosbecken* vernichtet.

Vorgeschichte der beiden Tosbecken

Der See musste kurz nach dem ersten Aufstau im August 1974 *notfallmässig abgelassen werden*. Grund dazu war der *Einbruch von Tunnel Nr. 2* kurz nach seinem Einlauf. Da auch Tunnel Nr. 1 in Mitleidenschaft gezogen worden war, musste die Seeabsenkung weitgehend durch Tunnel Nr. 3 und 4 erfolgen.

Die Erosionsschäden aus dem Jahre 1975

Die Tunnel Nr. 3 und 4 münden beim Auslauf in je zwei Abschnitte mit Rechteckprofil und werden durch Sektorschützen reguliert. Anschliessend an die Schützen folgt eine Schussrinne 1:3 geneigt bis in das 24,00 m tiefer gelegene, 36,60 m breite Tosbecken. Die Entfernung von den Schützen bis zum Tosbeckenende beträgt 186 m. Bei höchster Staukote und voll geöffneten Schützen beträgt die Wassermenge durch Tunnel Nr. 3 etwa 3100 m³/s und die Geschwindigkeit in der Schussrinne etwa 30 m/s.

Infolge von *Schäden an der Schussrinne der linken Ausläufe* beider Tunnel wurde die Seeabsenkung 1974 vor allem durch die rechten Abschnitte vollzogen. Durch solch unsymmetrischen Abfluss wurden Bollensteine, Fels- und Betonbrocken von unterstrom in die Tosbecken befördert. Es entstanden *Erosionsschäden* und auch noch *Kavitationsschäden an den Bodenplatten beider Tosbecken*. Der Abtrag mass über grosse Flächen 60–80 cm mit einzelnen Vertiefungen bis gegen 3 m.

Die Reparatur der Tunnel Nr. 2 und 1, für die bis zum nächsten Hochwasser nur sechs Monate zur Verfügung standen, beanspruchten Unternehmer und Ingenieur aufs äusserste. So wurde aus diesen und anderen Gründen darauf verzichtet, die Tosbecken von den mächtigen Sand- und Silt-

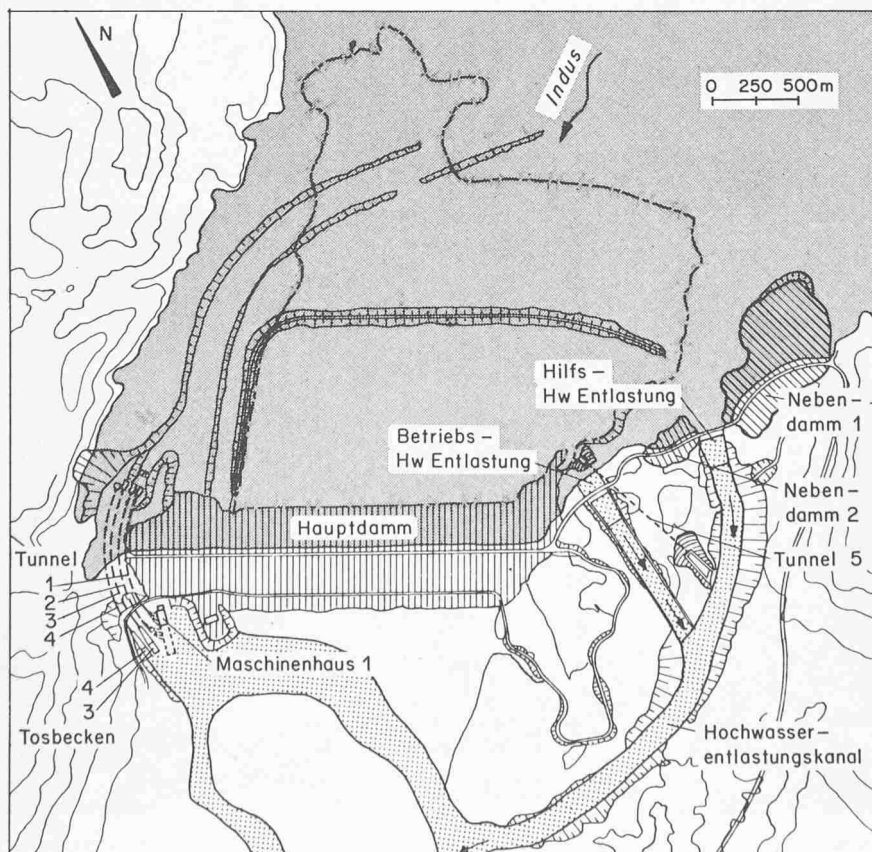


Bild 1. Der Tarbela-Staudamm mit seinen Anlagen

ablagerungen zu befreien, so dass eine Detailinspektion damals nicht stattfinden konnte.

Infolgedessen wurden die oben beschriebenen Schäden an den Tosbecken erst bei deren Wiederinbetriebnahme im Frühjahr 1975 in ihrem ganzen Ausmass entdeckt. Zur dringend benötigten Bewässerung blieben die Tunnel Nr. 3 und Nr. 4 jedoch weiterhin in Betrieb bis zum 15. August 1975, als sich die Abflussform im Tosbecken 3 plötzlich veränderte, Wellen über die Seitenwände schlugen, und ganze Betonstücke herausgeschleudert wurden.

Die Erosion hatte höchst gefährliche Formen angenommen (Bild 2). Die 3 m starke Bodenplatte aus armiertem Beton im Becken 3 fehlte auf eine Länge von rund 90 m. Der darunterliegende Fels war bis in eine Tiefe von 18 m abgetragen worden. Die linke Seitenwand war unterhöhlt und die 18 m starke Trennwand zum Becken 4 durchbrochen.

Unverzüglich wurden auch diese Schäden repariert. Der fehlende Fels wurde durch Unterwasserbeton ersetzt. Mit 43 000 m³ war dies die grösste bisher bekannte Unterwasserbetonarbeit. Die Wiederherstellung der restlichen Bauteile erfolgte über Wasser (Bild 3).

Die Schäden an der Bodenplatte aus dem Jahre 1976

Im April 1976 nahm man Tunnel Nr. 3 und Nr. 4 mit ihren reparierten Tosbecken wieder in Betrieb. Nach insgesamt 17 Stunden Probelauf, der zu Kontrollzwecken mehrmals unterbrochen worden war, musste das Tosbecken 3 neuerdings ausser Betrieb genommen werden. Etwa 2000 m³ Beton der Bodenplatte wurden weggetragen, wobei sich diesmal die obere Hälfte der 3 m starken Bodenplatte in der zur Oberfläche parallel verlaufenden Betonierfuge abgelöst hatte. Das Ausmass dieses Schadens ist aus den Bildern 4 und 7 ersichtlich.

Sanierungsmassnahmen für das Tosbecken Nr. 3

Der erneute Rückschlag zwang zu einer umfassenden Sanierung. Im Sommer 1976 wurde beschlossen, anlässlich der Reparatur folgende *zusätzliche Massnahmen* zu treffen:

- Sicherung der Bodenplatte mit vorgespannten Ankern,
- Belüftung des Wasserstrahls beim Tunnelausgang,
- Drainage der Betonierfugen in der Bodenplatte,
- Verstärkung der Bodenplatte durch Aufbringen eines 50 cm starken, stahlfaserverstärkten Überbetons.

In Anbetracht solch umfangreicher Arbeiten entschied man sich, vorerst nur das Tosbecken 3 auf diese Weise zu sanieren und den Auslauf von Tunnel Nr. 4 grundsätzlich neu zu überlegen und mit hydraulischen Modellversuchen noch andere Formen der Energievernichtung zu studieren. Bedingung war, dass die Tunnel Nr. 3 und Nr. 4 am 1. Mai 1977 der Bewässerung wieder zur Verfügung standen. Man musste sich damit begnügen, die geringfügigen Schäden an der Bodenplatte des Tosbeckens 4 vorläufig nur auszubessern. Das Becken 4 hat infolge des kleineren Tunnelquerschnitts eine geringere Wassermenge zu bewältigen als das Becken 3.

Auf die eine Sanierungsmassnahme, die Verankerung der Bodenplatte, wird im folgenden näher eingegangen.

Die Verankerung der Bodenplatte

Anforderungen an die Anker

Der Hauptzweck der Verankerung war,

- die Bodenplatte gegen statische und dynamische Auftriebskräfte (Vibrationen) zu sichern. Obwohl diese Kräfte senkrecht zur Platte wirken, wurden die Anker aus praktischen Gründen durchwegs, also auch im Bereich der geeigneten

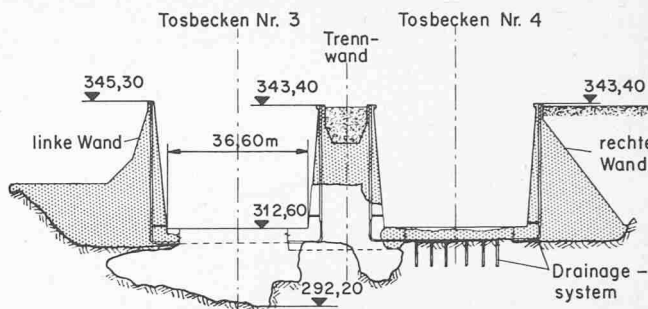


Bild 2. Querschnitt durch die beiden Tosbecken. Ausmass der Erosionsschäden von 1975

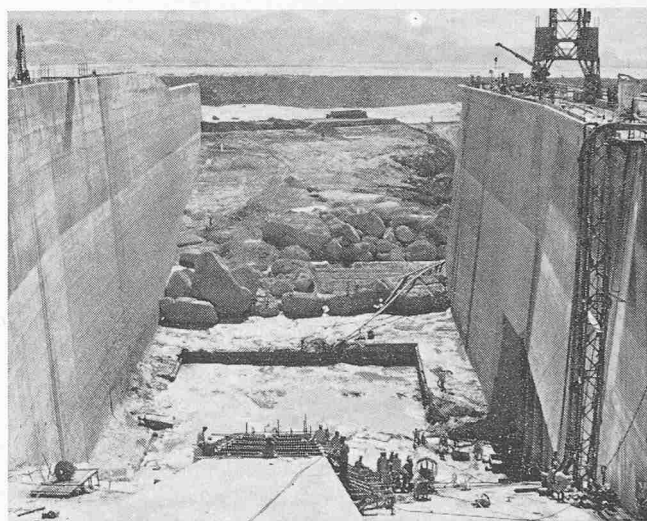


Bild 3. Blick in das teilweise reparierte Tosbecken Nr. 3 1975: Der fehlende Fels unter der Bodenplatte ist durch 43 000 m³ Unterwasserbeton ersetzt worden. Rechts erkennt man den Durchbruch durch die 18 m starke Betonmauer zum benachbarten Tosbecken. Die Mauer musste wegen Einsturzgefahr vor dem Trockenlegen des Beckens unterfangen werden. Man beachte die Betontrümmer am Ende des Beckens



Bild 4. Nach 17 Stunden Probetrieb wurden 1976 erneut 2000 m³ Beton weggetragen und weiter unten (vorne im Bild) abgelagert

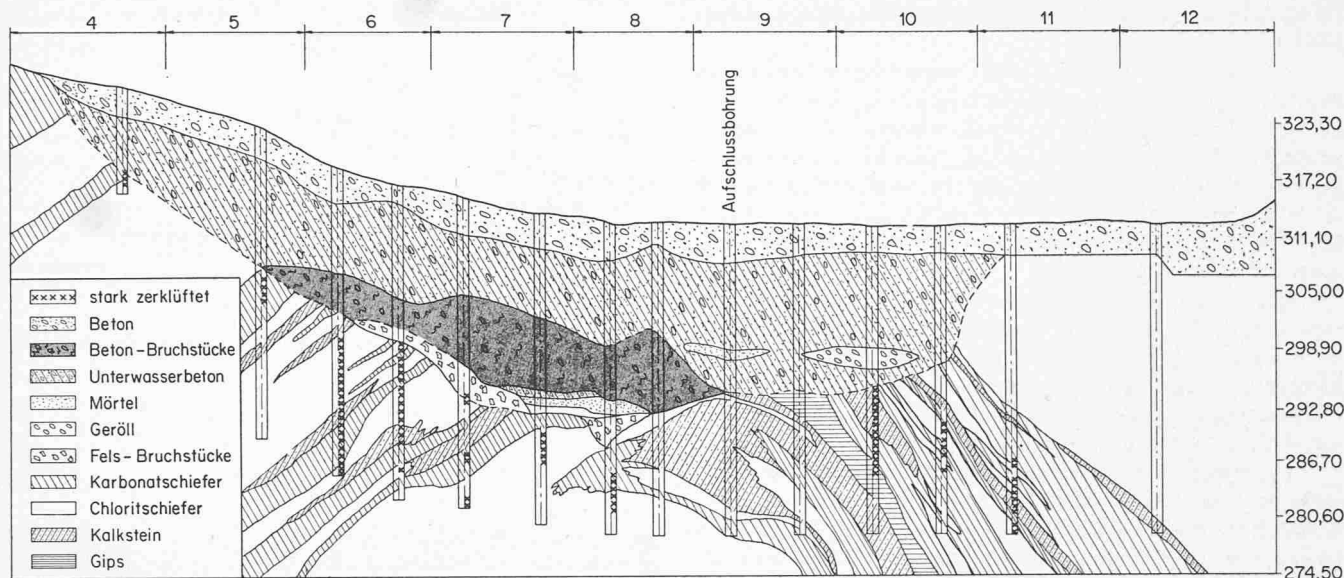


Bild 5. Geologisches Längsprofil durch das Tosbecken Nr. 3, 6 m von der Trennwand entfernt

Platte, lotrecht angeordnet. Näheres zur Bemessung siehe im diesbezüglichen Kapitel;

- den Untergrund mitwirken zu lassen. Der infolge Vorspannung vorgedrückte Fels wirkt bei der Aufnahme der Auftriebskräfte durch Veränderung der Druckkräfte mit. Dadurch verringern sich die Deformationen der verankerten Bodenplatte unter den äusseren Lasten, was sich besonders bei dynamischer Beanspruchung vorteilhaft auswirkt.

Im übrigen wurden folgende Bedingungen erhoben:

- Bestmögliche Rücksichtnahme bei der Anordnung und beim Einbauen der Anker auf das bestehende Drainagesystem unterhalb der Bodenplatte.
- Schutz des Ankers gegen das stark sulfathaltige Grundwasser.
- Schonung der Fugenverzahnung zwischen den einzelnen Bodenplatten durch geeignet gewählte Spannreihenfolge.

Untergrund

In Anbetracht des sehr heterogenen Untergrundes und der bewegten Vorgeschichte liess der Ingenieur 80 Aufschlussbohrungen mit Kernentnahme bis in eine Tiefe von 35 m ausführen. Die beinahe lückenlose Erkundung des Baugrundes gestattete das Aufzeichnen präziser geologischer Profile, wovon eines in Bild 5 etwas vereinfacht wiedergegeben ist.

Der Fels besteht im wesentlichen aus folgenden Gesteinschichten: Chloritschiefer, Karbonatschiefer, Kalkstein, Gips. Der Fels ist teilweise stark zerklüftet bis mylonitisiert, abwechselnd mit Zonen blockiger Struktur. Auch die Schichtdicken der verschiedenen Felsarten ändern durchwegs.

Die Zone unterhalb des Unterwasserbetons ist teilweise mit Betonbruchstücken besetzt und enthielt zu Beginn der Arbeit einige Hohlräume und loses Material. Der Unterwasserbeton an sich erwies sich als gut homogen.

Die Anker

Aufbau

Es wurden vorgespannte, mit einem zusätzlichen Korrosionsschutz versehene Felsanker des Typs VSL eingebaut. Sie bestehen im wesentlichen aus einem Bündel hochfester Spannstahlitzen, einer VSL Spannverankerung und einer bergseitigen festen Verankerung, bei der der Spannstahl mit dem Untergrund durch Haftung verbunden ist (Bild 6).

Es wurden 7drätige Litzen mit einem Aussendurchmesser von 15,2 mm verwendet, die im Herstellerwerk mit Korrosionsschutzfett und Polyäthylenumhüllung versehen worden waren. Aus Zeitgründen mussten die Litzen von mehreren Produzenten bezogen werden und wiesen daher leicht voneinander abweichende Eigenschaften auf. Die wichtigsten Kennwerte des Hauptkontingents der verwendeten Litzen sind in Tabelle 1 enthalten

Tabelle 1. Kennwerte der verwendeten Litzen

Stahlquerschnitt	140 mm ²
Garantierte Bruchlast	26,6 t
Streckgrenze	23,8 t
Gewicht einschliesslich Umhüllung	1,2 kg/m'
Aussendurchmesser der umhüllten Litze	18,2 mm

Die luftseitige Spannverankerung VSL Typ E 6-19 besteht aus einer Ankerbüchse, in der jede Spannstahlitze mittels eines Klemmenpaares in einer konischen Bohrung einzeln verankert ist. Die Ankerbüchse stützt sich auf eine 360 mm × 360 mm grosse Ankerplatte aus Sphäroguss GGG 42 ab. Um die notwendige Spreizarmierung unter der Ankerplatte einbringen zu können, mussten in der Bodenplatte des Tosbeckens Aussparungen von 70 cm Durchmesser und 64 cm Tiefe ausgebrochen werden. Die Spirale aus Armierungsstahl \varnothing 20 mm wurde auf der Baustelle geformt. Der Hinterfüllbeton musste nach einer Woche, d.h. zum Zeitpunkt des Spannens eine Würfeldruckfestigkeit von 280 kg/cm² aufweisen.

In der bergseitigen festen Verankerung, dem Haftteil, werden die Litzen, vom Fett und der Polyäthylenumhüllung befreit, mehrmals gespreizt und wieder zusammengefasst angeordnet. Ein gewelltes Polyäthylen-Hüllrohr \varnothing 115/125 mm, Wandstärke 1 mm, über die ganze Haftlänge dient als zusätzlicher Korrosionsschutz für den Anker. Am unteren Ende ist das Hüllrohr mit einer Kappe wasserdicht verschlossen. Die Kraftübertragung auf den Untergrund erfolgt über den die Litzen umgebenden Zementmörtel, die Verzahnung des Wellhüllrohres und den Zementmörtel zwischen Bohrlochwand und Hüllrohr.

Die Länge des Haftteils richtete sich nach der Tragfähigkeit bzw. Scherfestigkeit des Untergrundes. Aufgrund

der Resultate der vorgängig eingebauten Versuchsanker wurde die Haftlänge vom Ingenieur auf 6 m festgelegt.

In der freien Länge oder der sog. Spannstrecke, d.h. der Strecke zwischen fester Verankerung und Spannverankerung sind die gefetteten und plastikumhüllten Spannstahlilitzen in einem glatten Polyäthylen-Hüllrohr $\varnothing 115/125$ mm untergebracht. Das glatte Hüllrohr ist mit dem Wellhüllrohr des Haftteils wasserdicht verbunden und gibt einen mechanischen Schutz der plastikumhüllten Litzten während der Fabrikation und dem Einbau des Ankers. Im weiteren wirkt es als zusätzlicher Korrosionsschutz des Ankers. Der freie Raum zwischen den Litzten innerhalb des Hüllrohres und der Raum zwischen Hüllrohr und Bohrloch sind über die ganze Länge des Ankers mit Zementmörtel verfüllt.

Der eingangs erwähnte zusätzliche Korrosionsschutz des Ankers besteht aus dem gewellten Hüllrohr des Haftteils und der Polyäthylen- und Fettumhüllung jeder einzelnen Litze in der Spannstrecke. Dadurch soll verhindert werden, dass das Bergwasser Zugang zum Ankerstahl erhält und zwar auch dann, wenn im Mörtel grössere Risse entstehen sollten. Die Fett- und Polyäthylenumhüllung verhindert ausserdem die Haftung zwischen Stahl und Mörtel über die ganze Spannstrecke und garantiert die erwünschte Freispielwirkung des Ankers zwischen Haftteil und Spannverankerung.

Bemessung

Folgende *Auftriebskräfte* wurden vom Ingenieur auf die *Bodenplatte* wirkend angenommen und der Bemessung des Ankersystems zugrunde gelegt:

- Der *hydrostatische Druck* a_1 aus der Differenz von mittlerem Unterwasserspiegel (Kote 342,80) und Oberkante Bodenplatte (Kote 312,60 im Bereich des Beckenbodens). Das ergibt $30,2 \text{ t/m}^2$ für die Plattenabschnitte 8 bis 11, plus
- ein *hydrodynamischer Auftrieb* a_2 von $10,4 \text{ t/m}^2$ auf die Platten 3 bis 9 wirkend.

Die Wirksamkeit des vorhandenen Drainagesystems musste im Blick auf die unter Zeitdruck auszuführenden Bohr- und Ankerarbeiten in Frage gestellt werden, und es wurde infolgedessen auf eine Abminderung des Wertes a_1 verzichtet. Der Ingenieur bestimmte Ankerkraft und Ankerlänge nach folgenden Beziehungen:

$$V_G = A$$

wobei V_G : rechnerische Gebrauchslast des Ankers
 A : dem Anker zugeordnete Auftriebskraft, berechnet aus $a = a_1 + a_2$

$$G' = V_G \cdot S_1$$

wobei G' : dem Anker im Mittel zugeordnetes Gewicht des mittragenden Untergrundes

$$S_1: 1,25 = \text{Sicherheitsfaktor}$$

Aus G' wurde die freie Ankerlänge bestimmt. Dabei wurde der mittragende Fels pyramidenförmig ab Mitte des Haftteils der Anker gerechnet und mit einem Gewicht unter Wasser von $1,6 \text{ t/m}^3$ eingesetzt.

V_G ist die nach allen Verlusten im Anker verbleibende Vorspannkraft. Sie wurde angenommen zu

$$V_G = 0,6 \cdot V_B, \quad V_B: \text{Bruchlast des Ankerstahles}$$

Die initiale Vorspannkraft V_0 des Ankers spezifizierte der Ingenieur zu

$$V_0 = 0,7 \cdot V_B$$

Bei der Wahl der Grösse der Anker war die mögliche Anordnung zwischen den bestehenden Drainagen mitbestimmend, sowie der obere Grenzwert für V_G von 250 t je Anker,

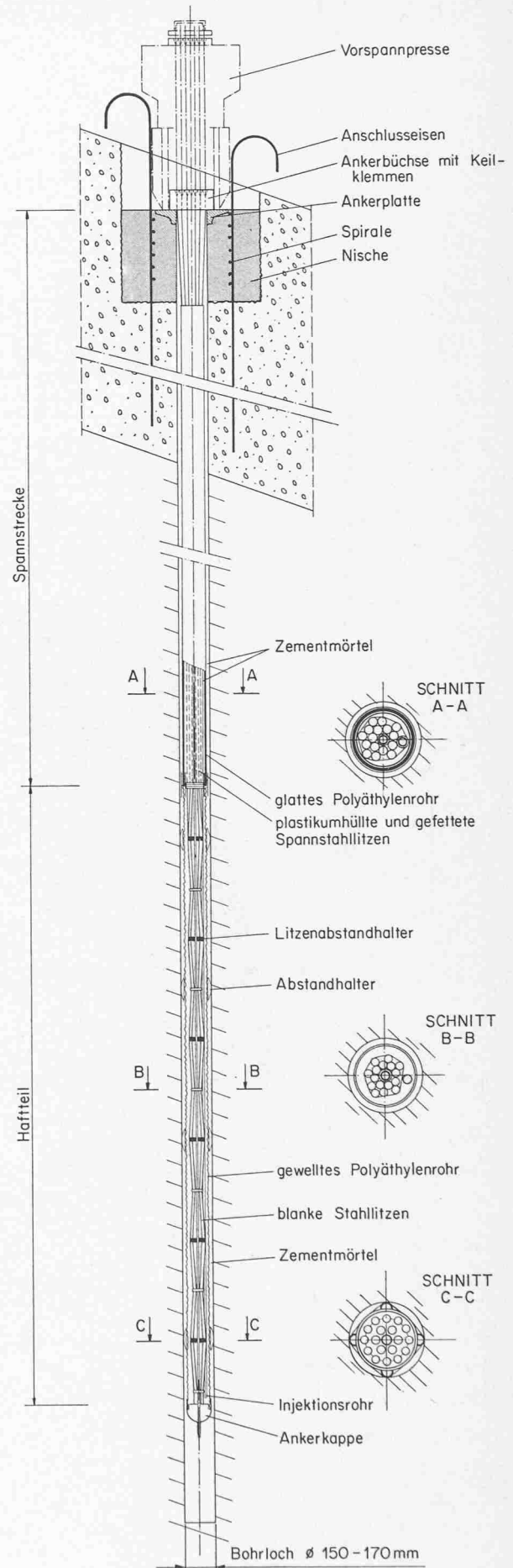
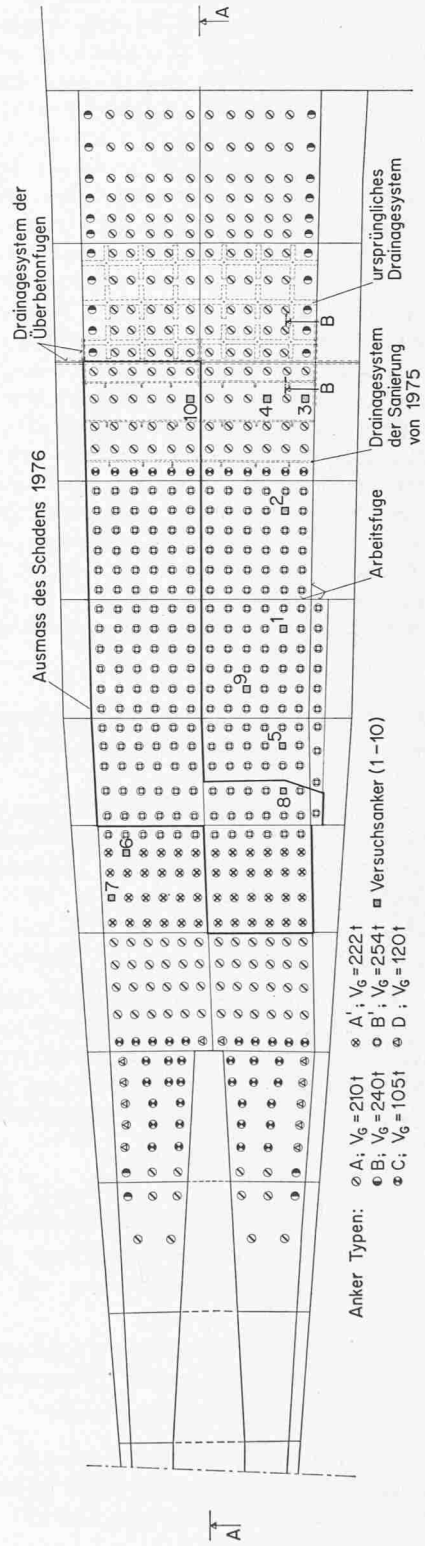
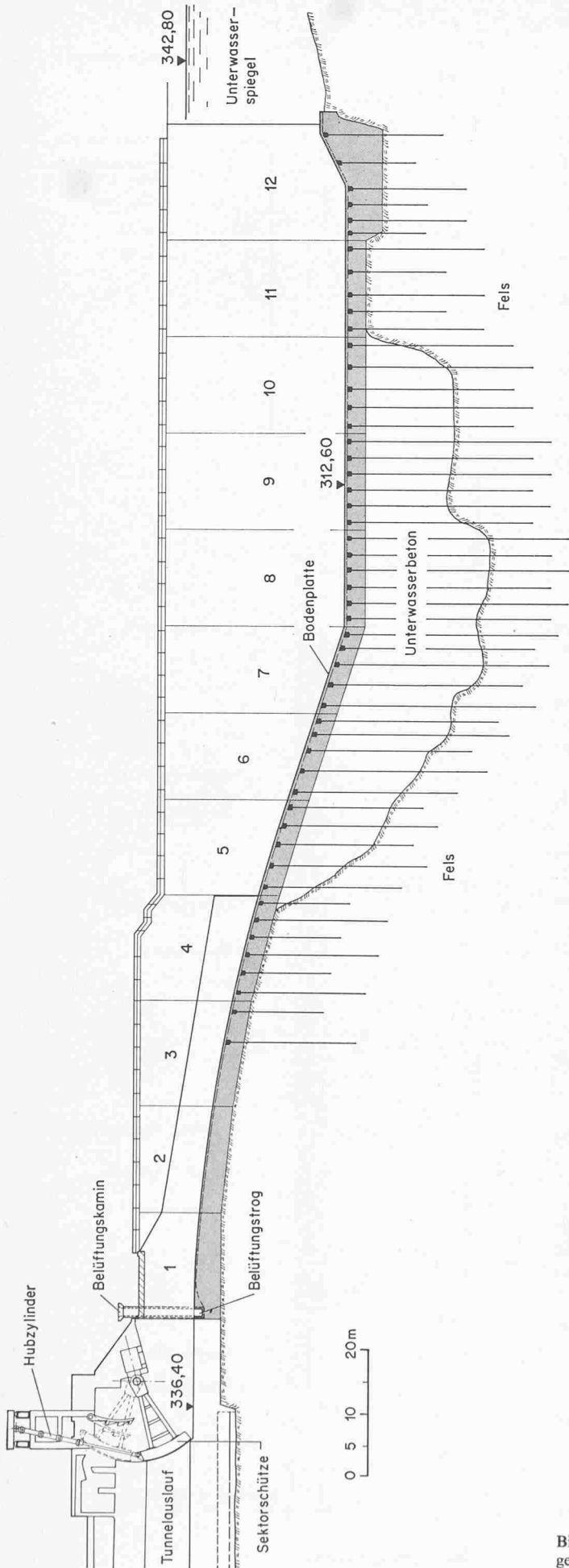


Bild 6. VSL Felsanker



Anker Typen: \odot A; $V_G = 2101$ \otimes A'; $V_G = 2221$
 \bullet B; $V_G = 2401$ \circ B; $V_G = 2541$
 \oplus C; $V_G = 1051$ $\opl�$ D; $V_G = 1201$
 \square Versuchsanker (1-10)

Bild 7. Tosbecken Nr. 3. Anordnung der Anker. Schnitt B-B siehe gegenüberliegende Seite unten

Tabelle 2. Verwendete Anker

	Anzahl Litzen	V_B	spezifiziert V_0	rechnerisch V_G
Typ A	14	372 t	245 t	210 t
A'	14	372 t	260 t	222 t
Typ B	16	426 t	280 t	240 t
B'	16	426 t	296 t	254 t
Typ C	7	186 t	122 t	105 t
Typ D	8	213 t	140 t	120 t

Tabelle 3. Daten der Versuchsanker

Versuchsanker Nr.	Ankerlänge * m	Haftlänge m	Fels im Bereich der Haftstrecke
1. Gruppe			
SR 8/29 T	32	6	Karbonatschiefer, Kalk, Chloritschiefer
SR 9/29 T	32	6	Karbonatschiefer, Chloritschiefer, Gips
SR 10/29 T	24,4	6	Chloritschiefer, Karbonatschiefer
SR 10/19 T	27,4	9	Chloritschiefer, Karbonatschiefer
SR 7/24 T	32	9	Karbonatschiefer, Kalk, Chloritschiefer
2. Gruppe			
SR 6/24 T	29	9	Chloritschiefer
SL 6/27 T	29	6	Chloritschiefer
SR 7/22 T	29	6	Gips, Kalk, Karbonatschiefer
SR 8/14 T	32	9	Unterwasserbeton, Chloritschiefer
SL 10/4 T	27,4	6	Karbonatschiefer

* Die Ankerlänge umfasst den Haftteil und die Spannstrecke

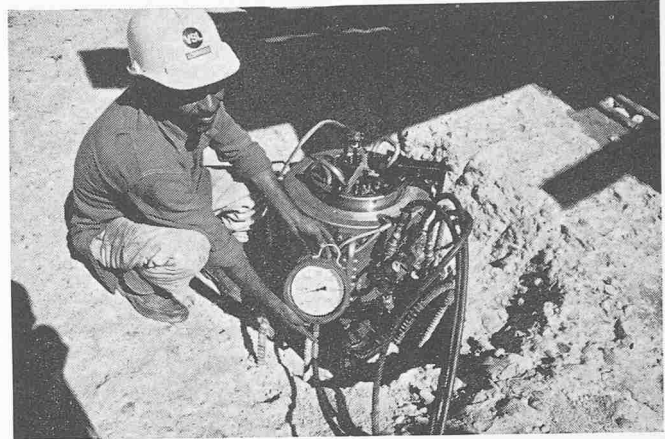


Bild 8. Spannen eines Serienankers. Vor dem Verkeilen wurde jeder Anker auf eine Prüflast, 33 Prozent höher als die Gebrauchslast, gespannt

den man im vorliegenden schwierigen Baugrund nicht überschreiten wollte.

Zusätzlich zu den VSL Felsankern wurden in den Bodenplatten 1, 2 und 3 und den Seitenwandfundamenten 4 bis 10 vorgespannte *Stabanker* \varnothing 35 mm aus Armierungsstahl eingebaut und auf 5,3 t vorgespannt.

Anordnung

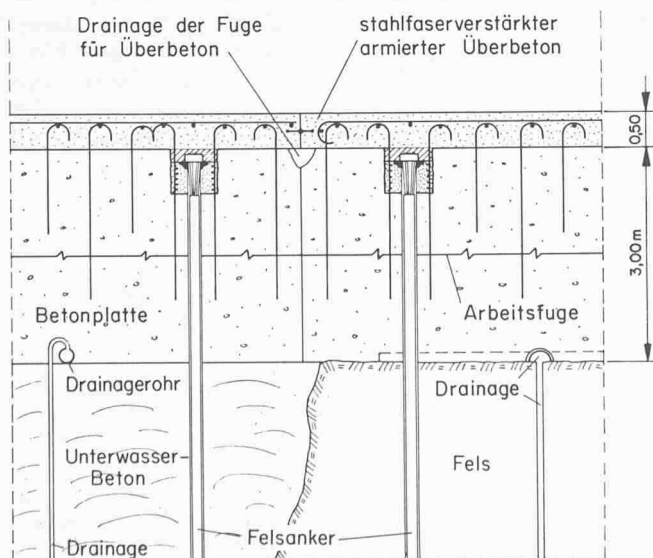
Die Anordnung der Anker im Tosbecken 3 ist aus Bild 7 ersichtlich. Im Bereich des Unterwasserbetons wurde darauf geachtet, dass die Haftstrecke in jedem Fall in den Fels und nicht in den Unterwasserbeton zu liegen kam. Die Haftteile benachbarter Anker wurden in der Tiefe um 3 m gegeneinander versetzt angeordnet, um die Krafteinleitung in den Baugrund etwas zu staffeln. Die Spannverankerungen kamen in die bestehenden Betonplatten zu liegen. Der stahlfaserverstärkte Überbeton wurde erst nachträglich aufgebracht und durch schlaffe Anschlussseisen mit den Betonplatten verbunden (Bild 7, Schnitt B-B).

Spannprogramm

Sobald der injizierte Zementmörtel eine Würfeldruckfestigkeit von 210 kg/cm² erreicht hatte, was normalerweise sieben Tage nach dem Injizieren der Fall war, konnte der Felsanker vorgespannt werden. Dafür wurde ein Spannautomat VSL Typ ZPE-460/SA 619 mit einer Kapazität von 460 t verwendet (Bild 8).

Die Anker wurden zuerst in vier Stufen auf die Vorspannkraft V_0 gespannt und verkeilt. Darauf wurde auf die Prüflast $V_P = 0,8 V_B$ überspannt und diese während 10 Minuten gehalten, um eventuelles Kriechen des Ankers feststellen zu können. Falls das Kriechen nicht mehr als 1 mm betrug, wurde der Anker wieder auf V_0 abgelassen, um 6 mm zur Kompensation des Klemmeneinzuges überspannt und verankert (Bild 9). Wenn jedoch das Kriechen innerhalb 10 Minuten mehr als 1 mm betrug, wurde der Anker weitere 20 Minuten auf Prüflast gehalten. Kam die Verlängerung innerhalb dieser Zeit unter konstanter Kraft zur Ruhe, wurde der Anker als gut befunden und auf V_0 abgelassen und verankert.

Ungefähr jeder zehnte Anker wurde einer ausführlichen Prüfung unterzogen (Bild 10). Gespannt wurde in der gleichen Weise wie oben beschrieben bis auf Prüflast, diese während 10 bzw. 30 Minuten gehalten, und die Kraft in Stufen auf Null abgelassen. Mit diesem Vorgang konnte die sog. *bleibende Verschiebung* des Ankers gemessen werden, was einen Hinweis auf das Verhalten des Haftteiles und auf Setzungen des Untergrundes gab. Anschliessend wurde der Anker auf die



initiale Vorspannkraft V_0 gespannt und verankert. Bei jeder Stufe wurde die Verlängerung der Spannstahtlitzten gemessen und in einem Spannprotokoll festgehalten. Die Vorspannkraft wurde über ein geeichtes Druckmanometer an der Vorspannpresse kontrolliert. Die gemessenen Verlängerungen mussten innerhalb von 10 Prozent der gerechneten Dehnung des Ankerstahls der Spannstrecke liegen. Lagen sie höher, wurden die beeinflussenden Größen (Art des Untergrundes, Zusammendrückbarkeit, Ausführung der Injektionsarbeiten, usw.) in Zusammenarbeit mit dem Ingenieur näher untersucht.

Nach ungefähr zwei bis fünf Tagen wurde ein sog. *Abhebetest* ausgeführt. Dabei wird an den Spannstahtlitzten gezogen, bis sich die Ankerbüchse von der Ankerplatte abhebt. Anhand des Hydraulikdruckes in der Presse kann auf die vorhandene Ankerkraft geschlossen werden. Falls dieser Wert innerhalb von 2,5 Prozent der ursprünglichen Verankerungskraft lag, wurde der Anker als gut befunden. Andernfalls wurde er auf initiale Vorspannkraft nachgespannt, und nach zwei Tagen wurde erneut ein Abhebetest durchgeführt.

Die Spannreihenfolge wurde so bestimmt, dass die Differenz zwischen zwei benachbarten Ankerreihen nie mehr als 50 Prozent betrug, d.h. es wurde in einer Reihe jeder zweite Anker voll vorgespannt, dann jeder zweite Anker in der darauffolgenden Reihe. Bevor die Anker in der dritten Reihe gespannt wurden, ging man zur ersten Reihe zurück, um die restlichen Anker zu spannen. Darauf spannte man 50 Prozent der Anker in der dritten Reihe, ging zurück zur zweiten Reihe, usw. Um eine gleichmässige Beanspruchung des Untergrundes zu erreichen, wurden die entsprechenden Anker in den linken gleichzeitig mit jenen in den rechten Bodenplatten gespannt.

Waren die Resultate des Spannens und der Abhebetests zufriedenstellend, wurde jeder einzelne Anker vom Ingenieur schriftlich genehmigt. Falls die Verankerungs- oder Prüflast nicht erreicht werden konnte oder der Haftteil zum Kriechen neigte, musste der Anker durch einen neuen ersetzt werden, der normalerweise etwa 70 cm neben dem ungenügenden Anker eingebaut wurde.

Versuchsanker

Bemessung

Der Ingenieur verlangte den Einbau von 10 Versuchsankern. Das sind 1,7 Prozent aller vorgesehenen Anker. Damit sollten der Anker an sich, die Einbaumethoden sowie die Kraftübertragung auf den Untergrund geprüft und damit die Grundlagen für die Bemessung des Ankers und seiner Teile überprüft werden. Dabei musste mit den gleichen Bohrloch- und Haftteilabmessungen die doppelte Gebrauchslast übertragen werden können. Um den Spannstaht jedoch nicht über die Streckgrenze zu beanspruchen, wurden die Versuchsanker mit 22 Litzen versehen, was eine Streckgrenzenlast von 513 t und eine Bruchlast von 578 t ergab. Die Länge des Haftteils wurde anhand der Resultate der Aufschlussbohrungen, die in der Nähe der Versuchsankerstellen vorhanden

waren, und aufgrund von Erfahrung auf 6 m für besseren Fels und auf 9 m für schlechteren Fels festgelegt.

Der konstruktive Aufbau der Versuchsanker entsprach dem der vorgesehenen Serienanker. Um Zeit zu gewinnen, wurden die Spannverankerungen nicht in Aussparungen eingesetzt, sondern auf eine Abstützkonstruktion aus Stahl gesetzt, deren Grundplatte die Ankerkraft gleichmässig über ein Mörtelbett auf die Bodenplatte übertrug.

Anordnung

Die Anordnung ist aus Bild 7 ersichtlich. Die einzelnen Versuchsankerstellen liegen in Zonen guten, mittleren und schlechten Untergrundes.

Die zehn Versuchsanker wurden in zwei Gruppen zu je fünf Ankern eingebaut und gespannt. Vor dem Einbau der zweiten Gruppe wurden zur Bestimmung der Anker- und Haftlängen die Resultate der 1. Gruppe berücksichtigt.

Der Durchmesser der Bohrlöcher betrug 158 mm.

Die wichtigsten Daten der Versuchsanker sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Die Anker wurden in der dargestellten Reihenfolge geprüft.

Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm sah folgende Messungen während des stufenweisen Spannens der Anker vor:

- Messen der Ankerkraft durch ein Präzisionsmanometer, das direkt an der Vorspannpresse angeschlossen war. Gleichzeitig wurde die Ankerkraft mit einer elektrischen Messdose Typ VSL ELD 500 gemessen, die zwischen Ankerkopf und Abstützkonstruktion montiert war.
- Messen des Spannweges mit einem Messstab.
- Messen der Deformation im Bereich des Haftteils mittels Extensometer.
- Messen der Spannungen im Injektionsgut mittels Dehnungsmessstreifen.
- Messen der Setzungen der Ankerplatte, bzw. Abstützkonstruktion mittels Nivellement.

Die *5fach Extensometer* Typ Terrexpert und die Dehnungsmessstreifen (die letzten nur bei den ersten drei Ankern) wurden während des Einbaus an den Hüllrohren des Ankers befestigt. Ein Messpunkt der Extensometer war am Übergang vom glatten zum gewellten Hüllrohr angebracht, während je zwei weitere 1,5 m bzw. 4,5 m je oberhalb und unterhalb dieser Stelle direkt aussen am Hüllrohr im Zementmörtel verankert waren (Bild 12). Die Bewegungen dieser Messpunkte wurden über gespannte Messdrähte, die sich in teflonbeschichteten Plastikröhrchen frei bewegen konnten, zur Messstelle an die Oberfläche übertragen. Zu diesem Zweck wurde seitlich der Spannverankerung eine Haltekonstruktion für die Messstation der Extensometer angebaut. Die Bewegungen der durch Blattfedern gespannten Messdrähte wurden mit Messuhren abgetastet (Bilder 11 und 13). Mit Hilfe der Extensometer wollte man die relative Verschiebung der Messstellen ermitteln, um

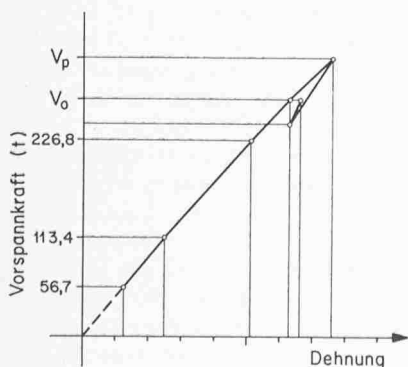
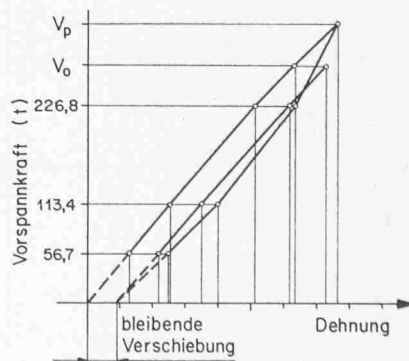


Bild 9 (links). Typisches Kraft/Dehnungsdiagramm der Serienanker

Bild 10 (rechts). Typisches Kraft/Dehnungsdiagramm von der ausführlicheren Prüfung der Serienanker (an jedem zehnten Anker durchgeführt)



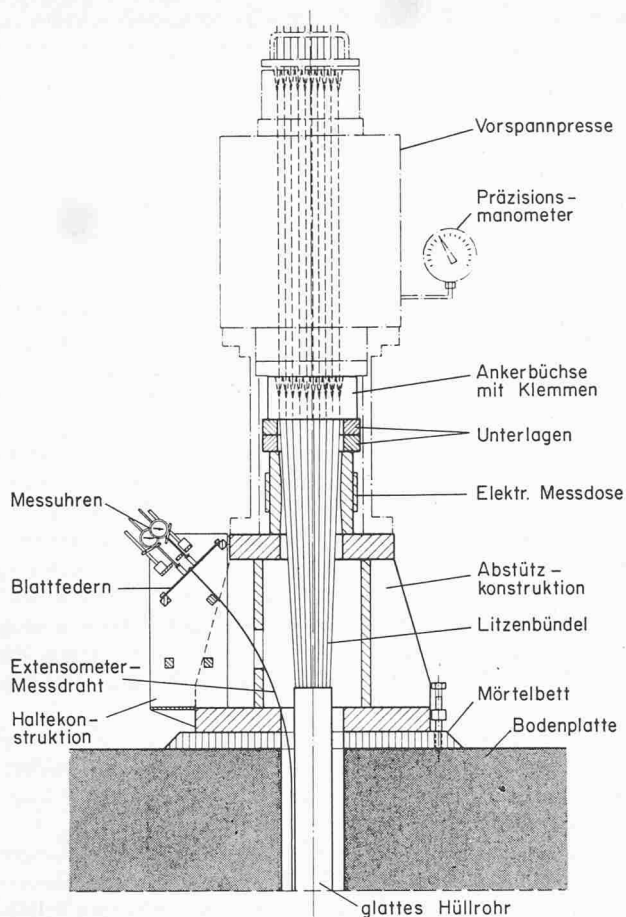


Bild 11. Einrichtung zum Prüfen der Versuchsanker

daraus Hinweise auf die Form der Krafteinleitung zwischen Anker und Fels zu erhalten.

Einer der Dehnungsmessstreifen war ebenfalls am oberen Ende des Haftteils im Zementmörtel eingebettet, während der zweite 3 m weiter oben angebracht war. Mit den Dehnungsmessstreifen sollte herausgefunden werden, wie stark die Zementinjektionssäule unmittelbar oberhalb des Haftteils beansprucht war.

Die *elektrischen Messdosen* VSL Typ ELD 500 arbeiten mit Dehnungsmessstreifen, die am Umfang des Stahlhohlzylinders angebracht sind. Auf dem Digital-Anzeigergerät kann die aufgebrachte Last direkt in Tonnen abgelesen werden. Die Messdose hat eine Kapazität von 500 t und eine Genauigkeit von 1,5 Prozent (Bilder 11 und 13).

Die Versuchsanker wurden mit einer Spannpressen VSL Typ ZPE-500/SA 631 von 500 t Kapazität gespannt. Die einzelnen Laststufen und die Reihenfolge, in der sie aufgebracht wurden, sind aus Bild 15 ersichtlich. Auf jeder Stufe wurde die Kraft solange gehalten, bis die Extensometer (Messgenauigkeit 0,02 mm) keine Bewegungen in der Haftverankerung mehr zeigten, was bei den niederen Lasten rund 10 bis 20 Minuten, bei der Prüflast bis zu zwei Stunden dauern konnte. Der Pressendruck, d.h. die Vorspannkraft wurde alle fünf Minuten angepasst, bevor jeweils die nächste Messrunde begann.

Nachdem der Anker die Prüflast gehalten hatte, wurden zwei der 50 mm starken Unterlagen zwischen Ankerkopf und elektrischer Messdose entfernt und die Ankerbüchse um 100 mm zurückgefahren. Die verbleibende Kraft wurde mittels Abhebetest ermittelt und der Anker auf die erforderliche initiale Vorspannkraft der Serienanker V_0 hochgespannt und

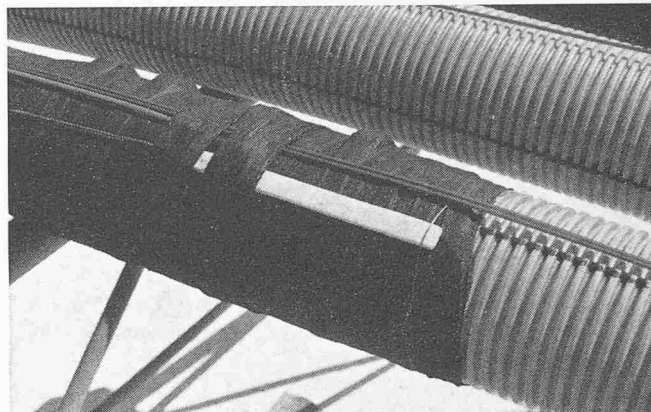


Bild 12. Anordnung eines Dehnungsmessstreifens und der Extensometerdrähte am Übergang Haftteil/Spannstrecke eines Versuchsankers

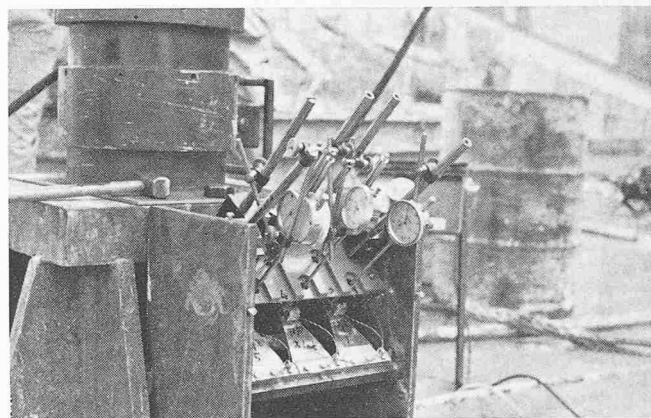


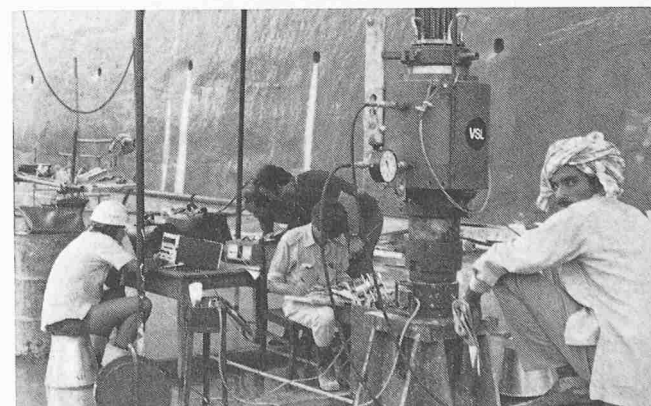
Bild 13. Messkopf zu Fünffach-Extensometer an einem Versuchsanker. Damit wurden Verschiebungen am Haftteil gemessen. Oben links die elektrische Kraftmessdose

verankert. Die Kraftmessdose und die Extensometer-Messstation wurden am Anker belassen.

Das Prüfen eines Versuchsankers (Bild 14) mitsamt dem Umrüsten nahm zwei volle Arbeitstage in Anspruch. Wegen Zeitdruckes mussten jedoch die Anker der ersten Serie durch Überzeit jeweils in einem einzigen Tag durchgeprüft werden (07.00 bis 23.00 Uhr).

Bis die die Versuchsanker umgebenden Serienanker eingebaut und gespannt waren, wurde das *Langzeitverhalten* der Versuchsanker überwacht. Jeden Morgen wurde die Kraft bei den elektrischen Messdosen abgelesen. Jeden Monat einmal

Bild 14. Messungen an einem Versuchsanker. Links wird das digitale Anzeigergerät der elektrischen Kraftmessdose abgelesen. Der Versuchsanker wird bis auf 508 t, d. h. die doppelte Gebrauchslast der Serienanker gespannt



wurde zudem ein *Abhebetest* mit der Vorspannpressen durchgeführt, um die Resultate der Messdosen zu überprüfen. Auch die Extensometer wurden periodisch abgetastet, wobei die Messgenauigkeit mit den jeweils neu angebrachten Messuhren nur noch bei 0,5 mm lag.

Sobald die umgebenden Serienanker in einer Bodenplatte eingebaut waren, wurden die Versuchsanker entspannt, die Abstützkonstruktion entfernt, eine Aussparung in der Bodenplatte ausgebrochen, eine Ankerplatte mit Spirale einbetoniert und der Anker auf die initiale Vorspannkraft der umgebenden Serienanker gespannt und verankert. Damit war das Messprogramm beendet und der Versuchsanker in einen Serienanker umgewandelt worden.

Die *Überwachungszeit* dauerte bei den Ankern in Platte Nr. 6 und 7 etwa zweieinhalb Monate, bei den Ankern in den Platten Nr. 8, 9 und 10 etwa dreieinhalb Monate.

Versuchsergebnisse

Ein typisches Kraft-Dehnungsdiagramm vom Spannen eines Ankers ist aus Bild 15 ersichtlich. Man beachte den *nicht linearen Anstieg der Kurve*, die zeigt, dass mit steigender Kraft die Haftung der Stahllitze im Zementmörtel am oberen Ende des Haftteils in Gleiten übergeht, und dass die Kraft weiter in die Haftstrecke vordringt, was wiederum eine Vergrößerung der freien Länge (Spannstrecke) zur Folge hat. Die bleibenden Verschiebungen nach dem Spannen auf Prüflast bei der Spannverankerung lagen zwischen 17 und 26 mm.

Bild 16 zeigt den Verlauf einer Extensometermessung im Bereich der Kraftübertragung zwischen Haftteil und Fels. Es zeigt sich hier deutlich, dass auch im *Injektionsmörtel* unmittelbar oberhalb der Haftstrecke Deformationen auftreten, und dass der grösste Teil der Kraft im ersten Drittel der Haftstrecke übertragen wird. Die Extensometermessungen zeigten Verschiebungen zwischen 2 und 8 mm.

Die *eingebauten Dehnmessstreifen* lieferten *keine brauchbaren Resultate*. Wahrscheinlich wurden sie beim Einbau beschädigt. Die *Nivellemente der Abstützkonstruktionen* zeigten nur *sehr geringe, vernachlässigbare Setzungen*.

Die Prüflast wurde mit acht Ankern ohne weiteres erreicht. Der Anker Nr. SR 10/19 T versagte bei 97 Prozent der Prüflast, indem die Kraft bei etwa 440 t plötzlich auf 150 t zurückfiel und eine bleibende Verschiebung von 130 mm festzustellen war. Anker SR 7/22 T versagte unmittelbar bei Erreichen der Prüflast auf ähnliche Weise. Während der erste Anker auch bei einem zweiten Versuch die Prüflast nicht halten konnte, wurde beim andern die Prüflast erreicht und über

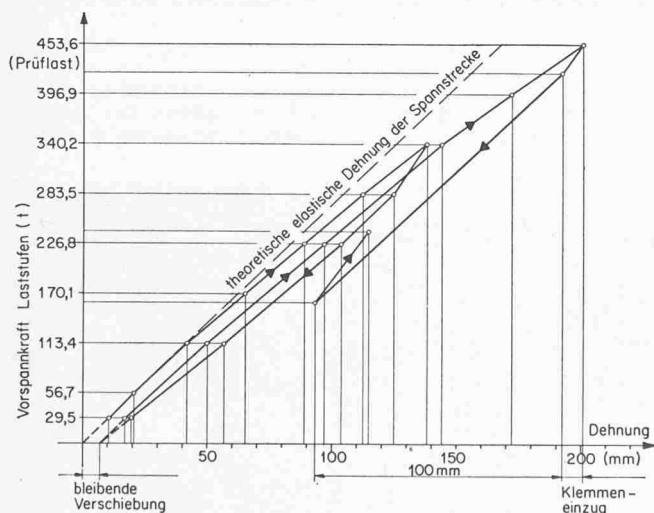


Bild 15. Kraft/Dehnungsdiagramm vom Spannen des Versuchsankers Nr. SL 6/27 T

Tabelle 4. Schubfestigkeiten zwischen Zementmörtel und Fels

	τ_{max}	τ_{Rest} (Gleiten)
Karbonatschiefer	26,6 kg/cm ²	20,9 kg/cm ²
Kalk	33,6 kg/cm ²	26,7 kg/cm ²
Chloritschiefer	30,1 kg/cm ²	20,7 kg/cm ²
Gips	58,6 kg/cm ²	56,8 kg/cm ²

(Bohrkern aussen rauh)

einen Tag lang gehalten. Schwierigkeiten beim Injizieren wegen zu altem Zement mögen die Ursache für das Versagen dieser beiden Anker gewesen sein. Trotzdem wurden die Anker beibehalten und auf initialer Vorspannkraft des Serienankers verankert.

Im weiteren zeigten die Versuche keinen nennenswerten Unterschied im Verhalten zwischen den Ankern mit 6 m Haftstrecke und jenen mit 9 m. Deshalb wurde die Haftstrecke der Serienanker durchwegs auf 6 m festgesetzt. Das Langzeitverhalten aller Versuchsanker unter Gebrauchslast zeigte kein weiteres Nachlassen der Ankerkräfte über die normale Spannstahlrelaxation hinaus (etwa 2,5 Prozent nach 1000 Stunden). Auch wurde kein nennenswerter Einfluss vom Spannen der benachbarten Serienanker auf die Vorspannkraft der Versuchsanker beobachtet.

Ecken und Mitten der Bodenplatten Nr. 5, 6 und 7 wurden vor und nach dem Spannen der Serienanker ausnivelliert. Dabei konnten nur vernachlässigbare Setzungen unter 1 mm gemessen werden.

Kernentnahmen von verschiedenen Aufschlussbohrungen wurden im Labor der Terrexpert in Bern einem *Durchstossversuch* unterworfen, wobei die in Tabelle 4 aufgeführten Schubfestigkeiten zwischen Zementmörtel und Fels gemessen wurden.

Bei diesem Versuch wird die Felsprobe durch Mörtel durchgestossen, der durch einen Stahrling gehalten ist und so keine Querverschiebungen zulässt. Dadurch fallen die Werte höher aus als in Wirklichkeit.

Bauausführung

Baublauf

Der zeitliche Ablauf der Arbeiten ist aus Bild 17 ersichtlich. Ein Merkmal ist die kurze Zeit von nur *sechseinhalb Monaten*, die von der Auftragserteilung bis zum Ende der Ankerarbeiten für Materialbeschaffung, Transporte, Versuchsankerprogramm und Einbau der 568 Serienanker einschliesslich Bohren zur Verfügung standen.

Im Blick auf den Wettlauf mit der Zeit entschied sich der Ingenieur als Vertreter des Bauherrn, einen ihm geeignet erscheinenden Unternehmer direkt zu ernennen und die Arbeiten im sog. «*Nominated Subcontract*», einer im englischsprachigen Raum geläufigen Vertragsform, im *Unterakkord* zum Hauptunternehmer «*Tarbela Joint Venture*» ausführen zu lassen. Die Wahl fiel auf die Firma Losinger AG, Abteilung VSL International, Bern, die 1973/74 in Tarbela bereits eine umfangreiche Ankerarbeit ausgeführt hatte und daher mit den örtlichen Gegebenheiten, den Import- und Transportproblemen vertraut war, und deren Ankersystem und Arbeitsweise den Beteiligten bekannt war.

Losinger wurde Anfang August 1976 mit der Ausarbeitung eines ausführlichen Vorschlags beauftragt. Bis zum 19. August 1976 waren in enger Zusammenarbeit mit Ingenieur und Hauptunternehmer alle technischen Einzelheiten genügend weit entwickelt und die vertraglichen Details definiert, so dass der Auftrag erteilt werden konnte.

Bereits am 26. August verliessen das Material und die Geräte für die Versuchsanker den Flughafen Zürich an Bord eines Frachtflugzeuges Richtung Pakistan. Die Löcher für die

Versuchsanker wurden ab Mitte August durch die bereits auf der Baustelle tätige Bohrunternehmung Rodio SpA, Mailand, im Unterakkord zu Losinger, gebohrt. Die ersten Versuchsanker konnten am 11. September versetzt werden. Ende September wurde mit dem Bohren der Löcher für die Serienanker begonnen.

Anfang Oktober trafen dann die ersten Lastwagentransporte aus Europa mit Geräten, Baustelleneinrichtungen, Spannstahl, Plastikrohren und anderen Ankermaterialien ein. Insgesamt transportierten zwölf Lastenzüge 200 t Fracht, darunter 70 t Spannstahl, auf dem rund 10000 km langen Landweg über Jugoslawien, Bulgarien, Türkei, Iran, Afghanistan nach Pakistan. Der restliche Spannstahl (200 t) wurde mit dem Schiff in zwei Sendungen nach *Karachi* geliefert.

Zu Verzögerungen im geplanten Ablauf kam es gleich zu Beginn. Der Verlust einiger Colis des Lufttransports infolge der damals in Südpakistan herrschenden verheerenden Überschwemmungen und das zeitliche Zusammentreffen der ersten eigentlichen Ankerarbeiten mit dem Ramadan, der 25tägigen Fastenzeit der Moslems, erschwerten den Beginn. Es gelang zwar, den Rückstand auf das Programm verhältnismässig rasch wieder aufzuholen.

Eine ernsthafte Gefährdung des Fertigstellungstermins entstand Ende Jahr, als die zweite Stahllieferung, um ganze fünf Wochen verspätet, die Ankerfabrikation während zweieinhalb Wochen lahmlegte. Die Gründe waren ein Taifun bei Japan und ein Bummelstreik im Hafen *Karachi*.

Ursprünglich war vorgesehen, die Ankerarbeiten auf Mitte Februar 1977 abzuschliessen, um dem Hauptunternehmer genügend Zeit für die Überbetonarbeiten zu lassen, die am 31. März 1977 beendet sein mussten, wollte man den Tunnel Nr. 3 auf den 1. Mai 1977 in Betrieb nehmen.

Die verspätete Stahllieferung, sowie die zunehmenden Schwierigkeiten beim Bohren und die Tatsache, dass ausgerechnet eine Anzahl der letzten Anker die Prüflast nicht hielten und ersetzt werden mussten, verursachten insgesamt eine Verspätung von drei Wochen gegenüber der Planung. Trotzdem konnte der Hauptunternehmer die Überbetonarbeiten zum vorgesehenen Zeitpunkt abschliessen.

Die Bohrarbeiten

Die Bohr- und Ankerarbeiten wurden von der Bodenplatte 3 Richtung Unterwasser vorangetrieben. Im Bereich der

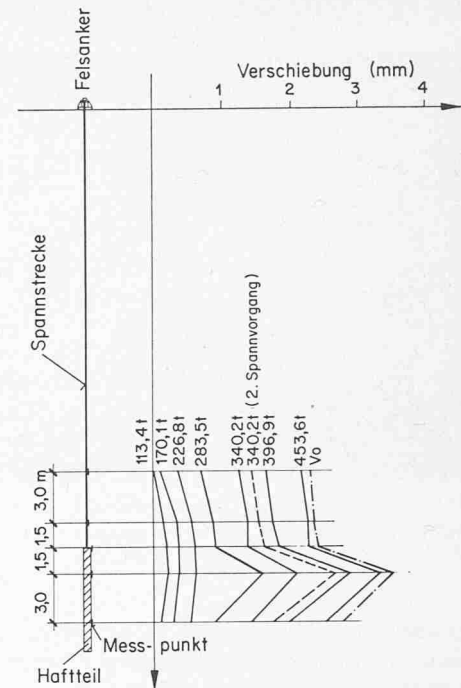


Bild 16. Typische Extensometer-Messresultate (Versuchsanker Nr. SR 9/29 T)

Schussrinne der Platten 3 bis 7 und im schrägen Teil der Platte 12 war es nötig, für die Bohrarbeiten ein abgetreptes Gerüst zu erstellen. Gebohrt wurde in Reihen über die ganze Breite des Beckens. War eine Reihe von Löchern fertig gebohrt, gab man sie für die Ankerarbeiten frei, während die Bohrgeräte zur nächsten Reihe stromabwärts vorrückten.

Die Bohrungen erfolgten mit elektrohydraulisch angetriebenen Bohrmaschinen Typ Wirth B0. Die Löcher \varnothing 152 bis 170 mm wurden zum Teil drehend, zum grössten Teil aber schlagend mit Imloch-Hämmern (Niederdruck) ausgeführt. Die Bohrgestänge waren 3 m lang.

Nach Erreichen der Endtiefe wurden alle Löcher mit *sulfatbeständigem Zement* ausinjiziert, um den Untergrund zu konsolidieren und das Loch zu stabilisieren. Der *W/Z* Faktor betrug zwischen 1 und 0,6. Um das bestehende Drainsystem unter den Bodenplatten nicht mit Injektionsgut

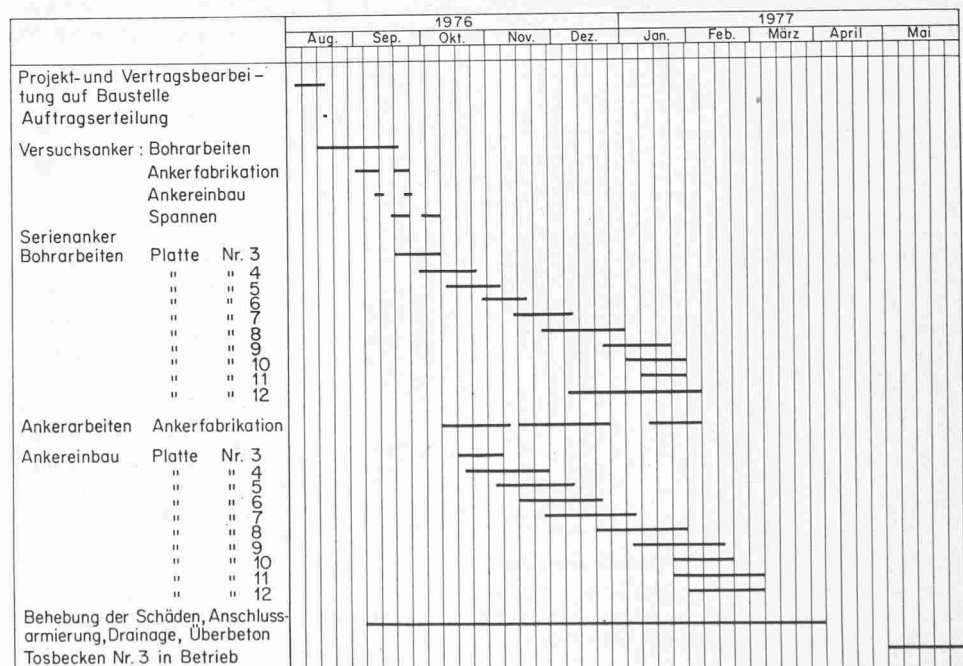


Bild 17. Zeitlicher Ablauf der Arbeiten

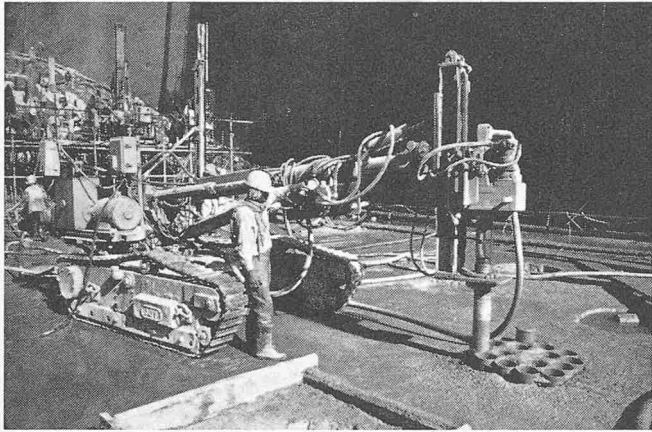


Bild 18. Leistungsfähiges Spezialbohrgerät zum Ausschneiden der Aussparungen für die Spannverankerungen, das die Bohrfirma für diesen Zweck auf der Baustelle selbst zusammengebaut hatte

zu verfüllen, setzte man den Packer auf 12 m Tiefe. Der Ingenieur schrieb einen Injektionsdruck von 0,2 bar je Meter Bohrlochtiefe beim Anschluss oben am Loch vor.

Frühestens nach einem Tag wurde das Loch wieder aufgebohrt, danach ein Wasserabpressversuch durchgeführt, um die Durchlässigkeit des Bohrloches zu messen. Zugelassen war ein Wasserverlust von 3 Lugeon, d.h. 3 Liter je m³ Bohrloch und Minute bei einem mittleren Druck von 10 bar. Wurde dieser Wert überschritten, musste das Loch nochmals ausinjiziert und wieder aufgebohrt werden, was jedoch selten notwendig war.

Nach dem Erstellen des Bohrloches erfolgte das Ausbohren der Aussparung für die Spannverankerung in der stark armierten Bodenplatte. Das dazu speziell entwickelte Bohrgerät auf Raupen war mit einem allseitig beweglichen Arm versehen und an seinem Ende war eine Bohrlafette mit einem Wirth-B0-Kopf montiert (Bild 18). Mit einem Imloch-Hammer schnitt man die Aussenform der Aussparung aus, deren exakte Form durch eine Bohrlehre gegeben war, die im Bohrloch zentriert war. Der Restausbruch erfolgte von Hand mit Druckluft-hämmern.

Es war vorgesehen, die Bohrarbeiten mit neun Stück Wirth-B0 Geräten zu bewältigen. Schon bald tauchte aber ein sehr grosses Problem auf. Zwischen Fertigstellung des Bohrloches und Einbau des Ankers fielen die Löcher oft wieder ein. Auch wurden viele Löcher mit Sand und Silt teil-

weise angefüllt, die durch umläufige Wasserströme von einem Bohrloch zum benachbarten transportiert worden waren. Die nötige Reinigung der Bohrlöcher beanspruchte im Durchschnitt ständig zwei Bohrgeräte, was sich sofort hemmend auf den Fortgang der Bohrarbeiten auswirkte. Um das Problem zu meistern, verfüllte man zuerst das Bohrloch auch auf den obersten 12 m mit Zementmörtel, allerdings drucklos, um ein stabiles, «zementiertes» Loch auch im oberen Bereich zu erhalten. Als auch dies keine wesentliche Verbesserung brachte, brach man die Aussparungen für die Spannverankerungen zuerst aus und versetzte die Ankerplatten vor dem Bohren, um die Zeitspanne zwischen Fertigstellung des Bohrloches und dem Einbau des Ankers möglichst kurz zu halten. Wegen der Verzögerung bei der Spannstahlanlieferung, und wegen der Erschwernis durch die verschiedenen, sich gegenseitig beeinflussenden Arbeiten, konnte auch damit keine nennenswerte Verbesserung erzielt werden. Im Dezember 76 beschaffte man deshalb zwei zusätzliche Bohrgeräte aus Europa und zwei weitere Geräte von einem anderen Ort auf die Baustelle. Mit diesem Zusatzaufwand konnten die Bohrarbeiten einigermaßen nach Programm abgeschlossen werden.

In Spitzenzeiten waren für die Bohrarbeiten folgendes Gerät und Personal (Tag- und Nachtschicht) eingesetzt:

Geräte:	Bohrgeräte Wirth-B0	11 Stück
	Bohrgeräte Wirth B 50	2 Stück
	Spezialbohrgerät für Aussparungen	2 Stück
Personal:	Bohrspezialisten (Ausländer)	26 Mann
	Lokale Hilfsarbeiter	300 Mann

Die Ankerarbeiten

Die verschiedenen Arbeitsphasen für den Einbau der Felsanker sind aus Bild 19 ersichtlich. Die Anker wurden auf der rechten Seite des Tosbeckens 4 hergestellt (Bild 20), von dort mit einem der zwei Turmdrehkrane aufgezogen, die auf der Zwischenwand zwischen Tosbecken 3 und Tosbecken 4 standen, und direkt in die Bohrlöcher eingeführt. Vor der Injektion erfolgte eine Ausspülung der Anker mit klarem Wasser, um eventuellen Schlamm zu entfernen. Die Räume innerhalb und ausserhalb der Hüllrohre wurden gleichzeitig von unten her ausinjiziert. Die Injektionsleitungen für die beiden voneinander abgetrennten Räume konnten einzeln mit einem Ventil abgeschlossen werden. Die Injektion wurde so lange fortgesetzt, bis oben innerhalb und ausserhalb des glatten Hüllrohres Injektionsgut von guter Konsistenz erschien. Um ein ungehindertes Spreizen der Litzen zu ermöglichen, wusch

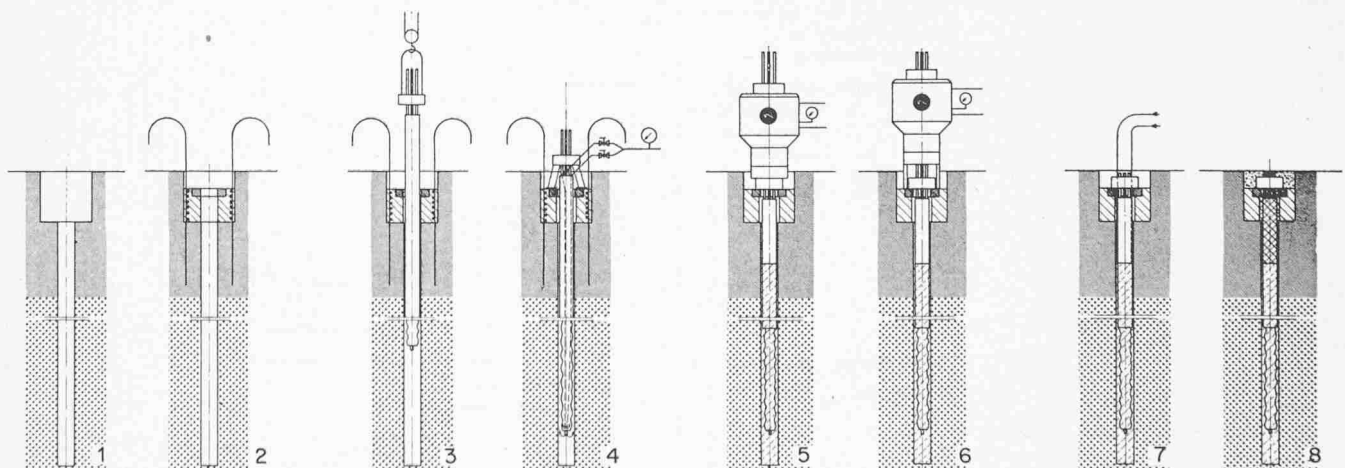


Bild 19. Arbeitsphasen für den Einbau eines Felsankers

- 1 Erstellen eines stabilen, wasserdichten Bohrlochs
- 2 Setzen der Spreizarmierung und der Ankerplatte. Hinterfüllen mit Beton
- 3 Versetzen des Ankers mit Hilfe eines Krans
- 4 Injektion des Ankers

- 5 Spannen des Ankers
- 6 Abhebetest
- 7 Restverfüllung mit Injektionsgut
- 8 Verfüllen der Verankerungsnische mit Beton

man den obersten Meter Injektionsgut aus. Das sulfathaltige Wasser verlangte Zement vom Typ V und einen W/Z Faktor von 0,42. Als Zusatzmittel gab man 1 Prozent Intrakret bei.

Nach sieben Tagen erfolgte das Spannen der Anker, zwei bis fünf Tage darauf wurde eine Spannprobe durch Abheben durchgeführt. Nach der Genehmigung des Ankers durch den Ingenieur wurden die vorstehenden Litzen abgeschnitten und der Raum unmittelbar unterhalb des Ankerkopfes mit Injektionsgut verfüllt. Vor dem Zubetonieren der Spannverankerungsnische wurde diese gereinigt und auf die Oberfläche ein Epoxy-Bindemittel aufgetragen.

Von den insgesamt 576 eingebauten Felsankern mussten 23 Stück wegen Nichterreichens der Prüflast ersetzt werden. Die meisten dieser Anker waren im Karbonatschiefer verankert. Es wurde darauf geachtet, die Ersatzanker in eine andere Felsart zu verankern, entweder höher oder tiefer. Wo dies nicht möglich war, wurde die Haftstrecke auf 9 m verlängert oder die Löcher im Bereich der Haftstrecke hintergeschnitten, um die Schubspannung auf den Fels zu verkleinern.

Personalaufwand für die Ankerarbeiten: Spezialisten (Ausländer) 5 Mann, Hilfsarbeiter (Einheimische) 40 Mann.

Erfahrungen mit dem Tosbecken 3

Beide Tosbecken standen von Anfang Mai bis Ende August 1977 in Betrieb (Bild 21). Der Stauseespiegel stieg in dieser Zeit bis auf 470 m ü.M. und wurde während einiger Zeit auf dieser Kote gehalten. Gegen Ende August liess man ihn noch auf die Kote 473 m (höchster Normalstau) ansteigen.

Zur Zeit, da dieser Artikel geschrieben wird (September 1977), ist man daran, die Becken mit einem Fangdamm wieder abzuschliessen und trocken zu legen, um die geplanten Arbeiten am Tosbecken 4 aufnehmen zu können und das sanierte Becken 3 aus der Nähe zu inspizieren. Inzwischen ist man zur Beurteilung auf *Taucherberichte* angewiesen. Danach soll sich das sanierte Tosbecken 3, nach allerdings verhältnismässig kurzer Betriebsdauer unter Vollast, gut gehalten haben.

Anlässlich der Sanierungsarbeiten wurden durch den Ingenieur *Messinstrumente mit Fernablesung*, bzw. Fernaufzeichnung in die Tosbecken eingebaut:

- Druckmessdosen zur Messung des *Porenwasserdrucks* in einigen Betonierfugen der Bodenplatte, auch unmittelbar unter der Bodenplatte und im Fels unterhalb des Unterwasserbetons;
- *Beschleunigungsmessgeräte* an der Oberfläche der Bodenplatte in der Nähe von vertikalen Querfugen.

Die Messresultate sind zur Zeit noch nicht erhältlich.

Tosbecken 4

Unabhängig von den Erfahrungen mit dem sanierten Tosbecken 3 wurde im Juni 1977 der Entschluss gefasst, Tosbecken 4 in eine *Sprungschanze* umzubauen und die Energie durch Ablenken des Strahles in die Luft zu vernichten. Zu diesem Zweck wird das Becken mit Beton weitgehend aufgefüllt werden. Die Sprungschanze wird am unterwasserseitigen Ende des heutigen Beckens angeordnet.

Das Ausmass der zu erwartenden Erosion, erzeugt durch das herunterstürzende Wasser im Flussbett, ist in mehreren Labors an Modellversuchen studiert worden. Sie könnte das zukünftige Maschinenhaus Nr. 3, aber auch die rechte Talflanke gefährden. Aufgrund der sehr umfangreichen Studien wurde die Lösung mit der Sprungschanze unter den gegebenen Bedingungen als die geeignetste beurteilt. Sie bietet noch den Vorteil, die Schussrinne und die Sprungschanze nach dem Abschliessen des Tunnels jederzeit und ohne grossen Aufwand zur Inspektion und für eventuelle Reparaturarbeiten zugänglich zu machen. Tunnel Nr. 4 wird auch im Endausbau der Bewässerung und nicht der Kraftnutzung dienen.

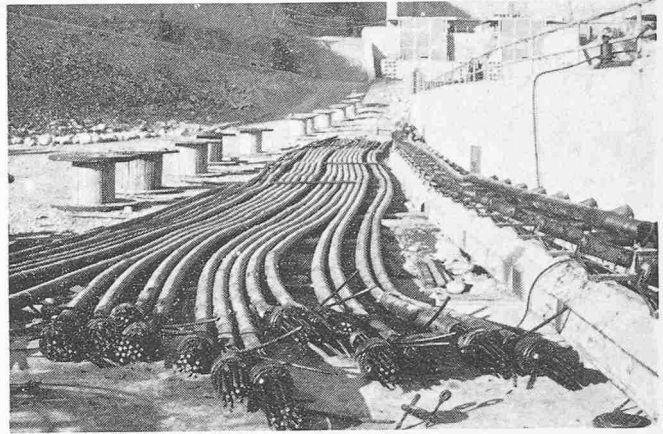


Bild 20. 35 m lange, fertig fabrizierte VSL-Felsanker für je 254 t Gebrauchslast, bereit zum Einbau

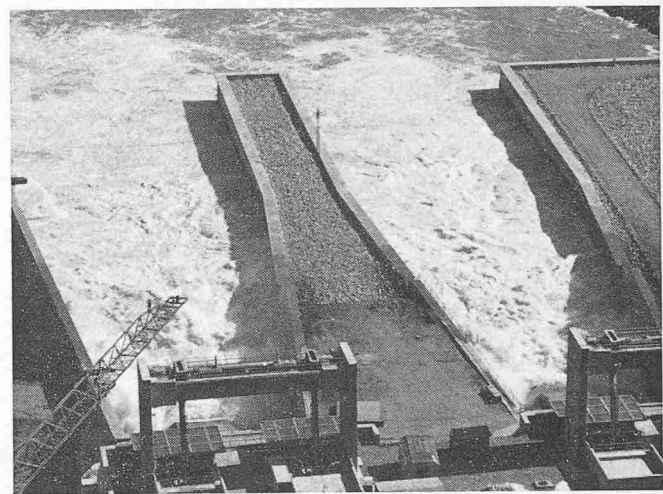


Bild 21. Tosbecken Nr. 3 und 4 in Betrieb. Das Tosbecken Nr. 3, 186 m lang, 36,60 m breit und 32,60 m tief, erhält eine Wassermenge von etwa 3100 m³/s unter maximaler Wasserspiegeldifferenz von 130 m und voll geöffneten Organen

Schlussbemerkung

Die Verfasser möchten an dieser Stelle allen Beteiligten, insbesondere dem Bauherrn, dem Ingenieur und dem Hauptunternehmer für die ausgezeichnete Unterstützung bei der Ausführung der Ankerarbeiten danken. Sie sind auch dankbar für Unterlagen, die ihnen der Ingenieur bereitwillig zur Verfügung gestellt hat.

Am Bau Beteiligte:

Bauherr:	Water and Power Development Authority, Lahore, Pakistan
Ingenieur: (Projekt u. Bauleitung)	Tippetts-Abbott-McCarthy-Stratton, International Corp., New York
Hauptunternehmer:	Tarbela Joint Venture. Federführung durch Impreglio S.p.A., Mailand
Bohrarbeiten:	Rodio S.p.A., Mailand (im Unterakkord zu Losinger)
Ankerarbeiten:	Losinger AG, VSL International, Bern

Literaturverzeichnis

- «Tarbela». Verlag A. F. Koska, Wien.
- «Repair and Reconstruction of the Tunnels at Tarbela.» Water Power & Dam Construction, June/July 1975.
- «Tremie Concrete Techniques used at Tarbela.» Water Power & Dam Construction, January 1976.

Adresse der Verfasser: P. Sommer, dipl. Ing. ETH, und F. Graber, Ing. HTL, Losinger AG, Könizstrasse 74, 3001 Bern.