

SZU - Bauwerk im Sihfluss

Autor(en): **Temperli, Alex / Zschaber, Wolfgang**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **109 (1991)**

Heft 26

PDF erstellt am: **01.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-85969>

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.

Sihltal-Zürich-Uetliberg-Bahn (SZU)

SZU-Bauwerk im Sihlfluss

Von der ungefähr 1500 m langen Neubaustrecke liegen 900 m unter dem Sihlfluss. Für die Realisierung der Baugrubenabschlüsse und des im Tagbau erstellten Tunnelbauwerkes mussten Fragen zum Hochwasserisiko behandelt, ausführliche Abklärungen zum Grundwasser und den Auswirkungen einer grossflächigen Feldabsenkung getroffen, die Einflüsse auf benachbarte und zu kreuzende Bauten festgestellt sowie Entscheidungsunterlagen für die Ausführung des Tunnels in Sperrbetonbauweise ausgearbeitet werden.

Das Projekt

Zwischen der neuen Endstation «Hauptbahnhof» der SZU-Bahnverlängerung unter dem Shopville im Norden

VON ALEX TEMPERLI UND
WOLFGANG ZSCHABER,
ZÜRICH

und der 50 Promille steilen Rampe mit dem Anschluss an die bestehende Bahnlinie Richtung Zürich-Giesshübel im Süden liegt das 900 m lange, unter dem Flussbett der Sihl ausgeführte zweigleisige Tunnelbauwerk mit der neuen Station «Selnau» (Bild 1). Der Bahntunnel liegt nahe dem rechten Flussufer; dadurch bleibt der notwendige Raum frei für die ebenfalls unter dem Sihlbett projektierte städtische Nationalstrasse SN 3.4.1. Je ein Brückenpfeiler der Gessner- und Militärbrücke sind auf der Tunneldecke abgestellt.

Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Das vom Bahntunnel beanspruchte Gebiet gehört geologisch gesehen zur Randzone des grundwasserführenden, sogenannten Limmattalschotters. Die Lagerungsdichte ist bis auf das Niveau der Baugrubensohle in rund 9 m Tiefe als locker, darunter als mitteldicht zu bezeichnen. Mit einzelnen grösseren Findlingen war zu rechnen.

In hydrogeologischer Hinsicht verläuft die Bahnlinie entlang dem östlichen, oberen Rand des ausgedehnten Limmattal-Grundwasserstromes. Die Durchlässigkeit beträgt in horizontaler Richtung rund $1-3 \times 10^{-3}$ m/s, in vertikaler ist sie um Faktor 10 geringer. Der freie Grundwasserspiegel liegt tiefer als die Sohle des Sihlbettes. Seine Höhenlage schwankt langfristig je nach Niederschlagsmengen um rund 3,50 m (Bild 2). Die geotechnischen Voraussagen wurden bei der Ausführung im wesentlichen bestätigt.

Baugrube und Wasserhaltung

Die Berücksichtigung des Grundwassers und die Wiederherstellung der Sihlsohle nach den Tunnelbauarbeiten waren neben dem Hochwasser in der Sihl während der Bauausführung wichtige Randbedingungen bei der Ausarbeitung der Projekte. Das Amt für Gewässerschutz und Wasserbau (AGW) des Kantons Zürich formulierte hierzu folgende für das Projekt relevante Bedingungen:

- Die Absenkung des Grundwassers ist auf das Notwendigste zu beschränken. Das abgepumpte Grundwasser ist nach Klärung wieder in den gleichen Grundwasserträger zurückzuführen.
- Im Falle einer grossflächigen Feldabsenkung des Grundwasserspiegels darf diese bis auf Kote 397,50 m ü.M. erfolgen. Durch Wiederversickerung

Dieser Beitrag bezieht sich auf die im Heft 18/91 (Seiten 399-407) erschienenen Artikel.

eines Teiles des gepumpten Wassers ist jedoch dafür zu sorgen, dass der Niederwasserspiegel des Grundwassers, mit Ausnahme des Baugrubennahbereiches, nie unterschritten wird.

- Die Baugrubenabschlüsse wie auch das fertiggestellte Tunnelbauwerk dürfen den Grundwasserträger nur minimal beeinträchtigen.
- Um den Niederwasserabfluss der Sihl zu verbessern, ist die Sohle nur auf $\frac{2}{3}$ der Flussbreite auf ursprünglicher Höhe wiederherzustellen. Der verbleibende $\frac{1}{3}$ im Bereich des Tunnels ist 0,30 m höher auszuführen. Der Tunnel selbst ist mit einer mindestens 0,60 m starken Kies-Geröllschicht zu überdecken.

Von Bedeutung war, dass die Aushubsohle zwischen 2-7 m unter dem mittleren Grundwasserspiegel lag. Es zeigte sich, dass bei den untersuchten Vorschlägen mit Unterwasser-Betonsohle, Sohlendichtung (Jetting, Rütteldruckverfahren), Ausführungen mit und ohne Auftriebsankern die Bedingungen des AGW teilweise stark tangiert wurden. Auch war mit hohen Baukosten und verhältnismässig langen Ausführungszeiten zu rechnen.

Berechnungen ergaben, dass mit einem im unmittelbaren Bereich der Baugrube um rund 1-2 m unter dem langjährigen Niedrigwasserstand abgesenkten Grundwasserspiegel bei minimalen Eingriffen in das Grundwasserregime im Endzustand grosse finanzielle und terminliche Vorteile für die Bauausführung erreicht werden konnten. Das übliche Abpumpen des Grundwassers innerhalb des Baugrubenabschlusses mit Wiederversickern im näheren Baustellenbereich konnte wegen der vorliegenden Baugrunddurchlässigkeit nicht realisiert werden, da das Grundwasser zu einem grossen Teil von der Versickerungsstelle direkt wieder der Baugrube zugeflossen wäre; für einen rund 100 m langen Bauabschnitt war mit mindestens 12 m^3 Pumpwassermenge pro Minute zu rechnen.

Im Stadtquartier Aussersihl, etwa ein Kilometer grundwasserstromabwärts der Tunnel-Baustellen, liegt die von Stadt und Kanton Zürich geplante

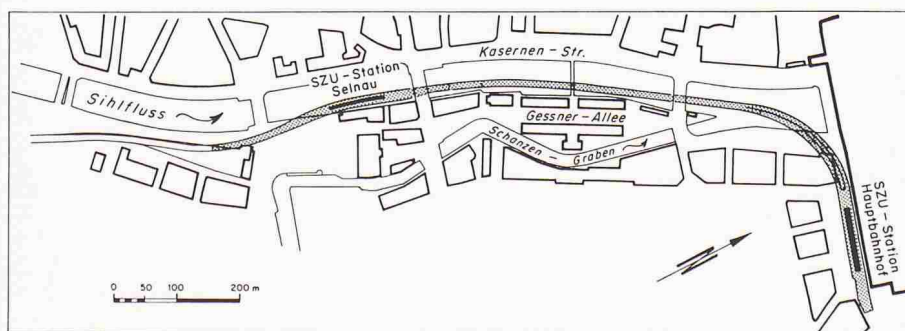


Bild 1. Situation Bahnverlängerung SZU

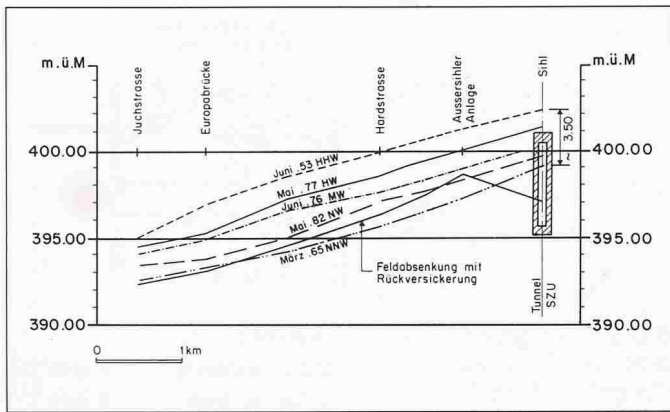


Bild 2. Hydrologische Längenprofile Sihl-Werdhölzli

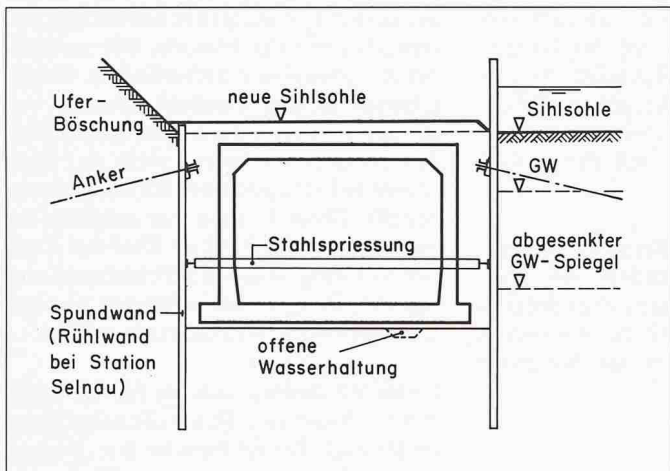


Bild 3. Baugrube, Normalquerschnitt

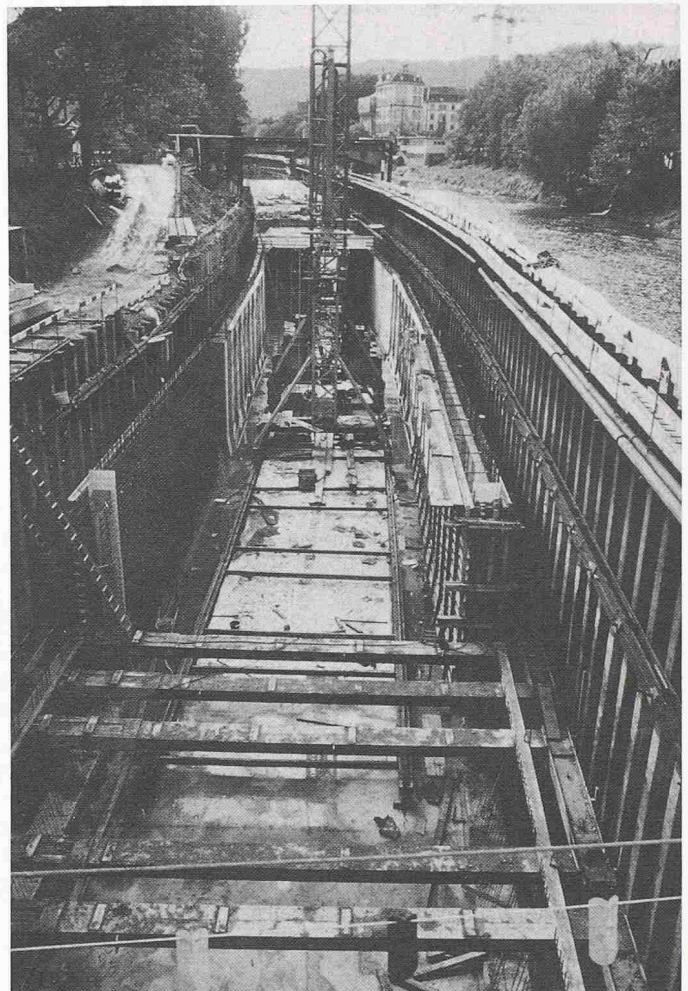


Bild 4. Baugrubenausbildung im Streckenbereich

künstliche Grundwasseranreicherungsanlage. Mit Hilfe eines mathematischen Modells des Limmat-Grundwasserstromes konnten die verschiedensten Eingriffe ins Grundwasser vorgängig simuliert werden. Mit guter Sicherheit konnte also vorausgesagt werden, dass bei entsprechender Überwachung und Bewirtschaftung des Grundwassers für den Trinkwasserträger im Limmat keine nachteiligen Auswirkungen zu erwarten waren (Bild 2). Im Bereich der Baugruben tangierte die Feldabsenkung allerdings einige private Industrierwasserfassungen. Für diese mussten vorgängig Ersatzmassnahmen getroffen werden.

Die Setzungen im anstehenden Baugrund wurden mit 1‰ der Absenktiefe unter den Niedrigwasserspiegel vorausgesagt. Da die Absenkfläche zudem flächenhaft erfolgte, konnte die Gefährdung benachbarter Bausubstanz praktisch ausgeschlossen werden. Diese Aussage bestätigte sich bei der späteren Ausführung.

Die Lösung mit einer grossflächigen Feldabsenkung eröffnete für den Tunnelbau im Sihlbereich neue bautechnische Möglichkeiten.

Wahl der Ausführungsvariante

Nach der Evaluation der untersuchten Lösungen verblieben schliesslich zwei Varianten sowie eine Untervariante, welche auf Bauprojektstufe bearbeitet und submittiert wurden. Die Ausführungsvariante A sah provisorische Baugrubenabschlüsse (beispielsweise Spundwände oder in speziellen Fällen Trägerrühlwände) vor. Mit Hilfe einer sekundären Wasserhaltung innerhalb der Baugrubenumschliessung wurde der Wasserspiegel weiter bis unter die Aushubsohle abgesenkt, was eine Erstellung des Tunnelquerschnittes in trockener Baugrube ermöglichte. Dadurch reduzierte sich der Eingriff in das Grundwasser für den Endzustand auf ein Minimum. Konstruktiv wurde die Baugrubenumschliessung wegen der erforderlichen sekundären Grundwasserabsenkung im Bereich der maximalen Absenkhöhe bis rund 5 m unter die Baugrubensohle geführt. Bei der Ausführungsvariante B waren als Baugrubenabschlüsse Schlitz- oder Pfahlwände, welche als Seitenwände in das fertige Bauwerk integriert werden konnten, vorgesehen. Es war geplant, auf eine Se-

kundärabsenkung zu verzichten und die Sohlenplatte teilweise in Unterwasserbeton auszuführen. Bei der Lösung B1 war eine offene Baugrube und im Fall B2 eine Bauausführung mittels Wand-Decke-Methode vorgesehen.

Für alle drei Varianten gingen ernsthafte und konkurrenzfähige Offerten ein. Neue Vorschläge wurden durch die Unternehmen nicht eingereicht. Dies bestätigte, dass die Vorabklärungen durch die Projektierenden genügend umfangreich und eingehend waren. Sie führten für die Bauherrschaft zu Angeboten unter Konkurrenzdruck und damit zu günstigen Preisen. Schliesslich wurde auf Grund der Globalofferte einer Unternehmergruppe [ARGE SZU] der grösste Teil in offener Baugrube gemäss Variante A ausgeführt (Bild 3).

Ausführung der Baugrubenabschlüsse

Die Baugruben wurden generell mittels Spundwänden umschlossen. Aus rammtechnischen Gründen wurden die massiven Profile Larsson 23 bzw. III n

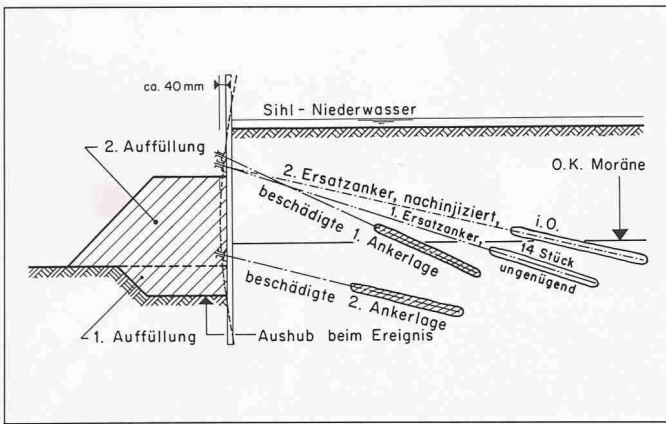


Bild 5. Wiederinstandstellung der 1. Ankerlage

gewählt, die praktisch ohne Probleme einvibriert wurden. Die Setzungsmulde, die sich durch das Einbringen und Rückziehen der bis zu 14 m langen Spundwandprofile auf Terrainhöhe einstellte, war in der Grössenordnung von 5 m Breite und 0,10 m Tiefe, wobei das Einbringen und Ziehen etwa einen gleichgrossen Setzungsanteil beisteuerten. Die Setzungsmulde auf Höhe der Baugrubensohle wurde mit $B = 2$ m und $T = 0,03$ m extrapoliert; dies bedeutete für die Bemessung des Tunnelquerschnittes, dass die unmittelbar vor der Spundwand liegenden Fundament-

sporne wegen der möglichen Setzungsmulde aus dem Ziehen der Spundwandprofile nicht dauernd auf der Baugrubensohle aufliegen. Einzelne Spundwandprofile, die direkt neben Gebäudefundamenten einzubringen waren, wurden in Absprache mit dem AGW im Baugrund belassen.

Im Bereich mit normalem Doppelspur-Tunnelquerschnitt wurden auf Vorschlag des Unternehmers zwei Stützlagen, die obere mit Ankern, die untere mit Stahlsprössung, in der Baugrube ausgeführt (Bild 4).

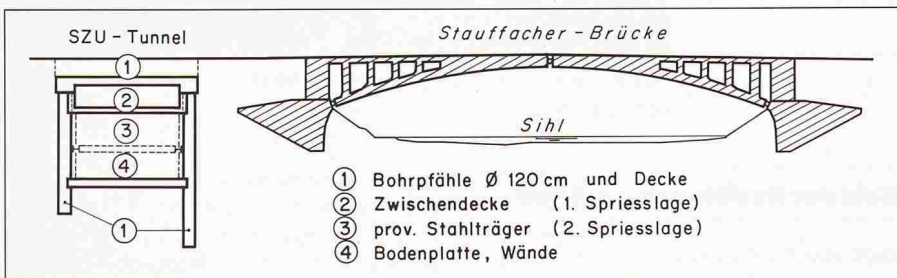


Bild 7. Hinterfahren Widerlager Stauffacherbrücke

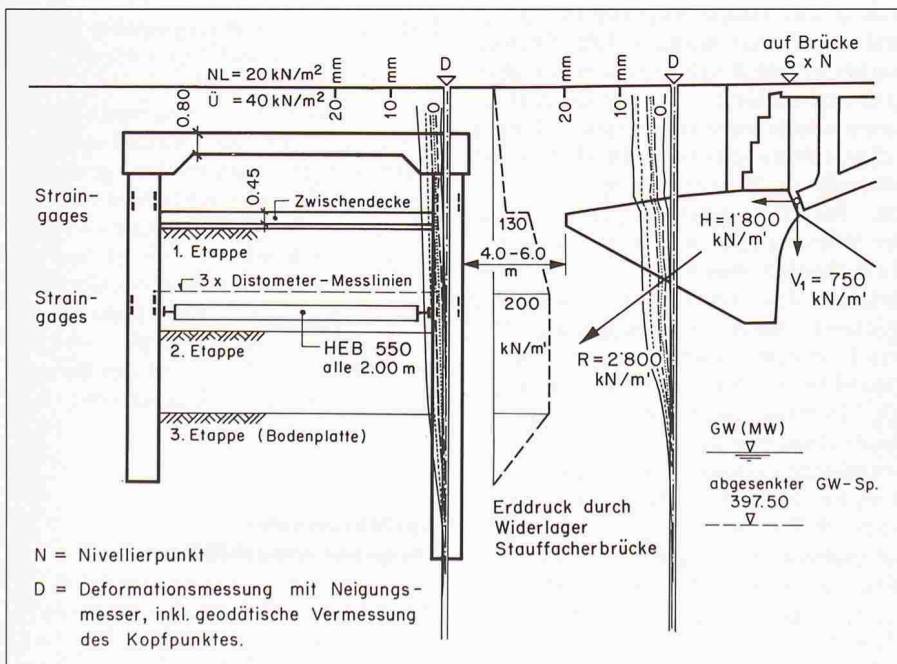


Bild 8. Kontrollmessungen

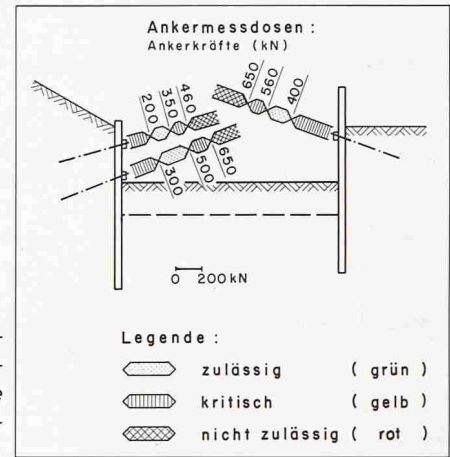


Bild 6. Vor Baubeginn postulierte zulässige / kritische Werte für Ankerkräfte

Im Bereich Unterwerk Selnau verlief der uferseitige Baugrubenabschluss unmittelbar vor der Fassade. Die vorhandenen, teilweise empfindlichen Installationen liessen Erschütterungen, wie sie beim Einvibrieren von Spundwänden entstehen können, nicht zu. Hier wurde auf eine gebohrte Rühlwand umgestellt. Diese Lösung war möglich, da die Baugrubensohle hier über der Kote der bauseitig erstellten Feldabsenkung lag. Als Baugrubenabstützung wurden generell zwei Ankerlagen ausgeführt.

Probleme stellten sich im Herbst 1986 beim sihlseitigen Baugrubenabschluss im Bereich der Sihlbrücke ein, wo auf rund 100 m Länge in einer Tiefe von 3-5 m ab Sihlsohle wie vorausgesagt dicht gelagertes Moränenmaterial anstand. Nachdem die Baugrube auf rund 30 m Länge bis zur Sohle ausgehoben war, wurde örtlich auf der Höhe der 2. Ankerlage eine Spundwandbauchung von 4 cm gemessen sowie vermehrter Wassereintritt durch die Spundwand und auf der Baugrubensohle festgestellt. Sofort wurde bis auf Höhe der 2. Ankerlage wieder aufgefüllt. Die Prüfung dieser Ankerlage ergab, dass mehrere Anker ihre Tragfähigkeit praktisch eingebüsst und auch nicht mehr auf die Soll-Vorspannkraft V_0 gespannt werden konnten. Das gleiche wurde bei der 1. Ankerlage festgestellt. Aufgrund der Ankerprotokolle wiesen jedoch alle Anker bei der Erstellung ein ausreichendes Tragverhalten auf, wobei sich die Prüfungen auf einfache Spannproben von 5 Minuten Dauer beschränkten. Bei der Wiederinstandstellung der 1. Ankerlage bestand aber keiner der 14 Ersatzanker die normgemässen Prüfkriterien ($V_p = 800 \text{ kN}$). Erst mit dem Einbau nachinjizierbarer Anker wurden die geforderten Prüfwerte erreicht (Bild 5). Trotz Bauverzögerung von gut einem halben Jahr konnte der Unternehmer den Endtermin einhalten. Über die Ursache des Tragfähigkeitsverlustes der Anker stehen verschiedene Aussagen zur Diskussion.

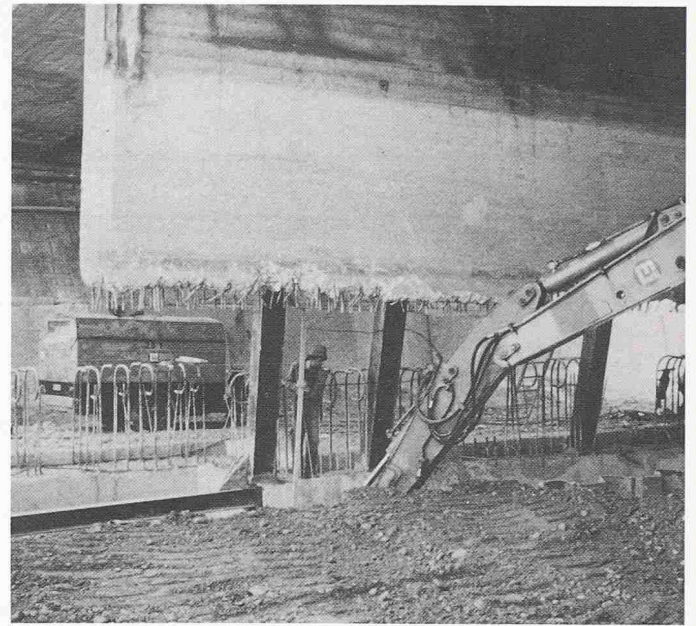
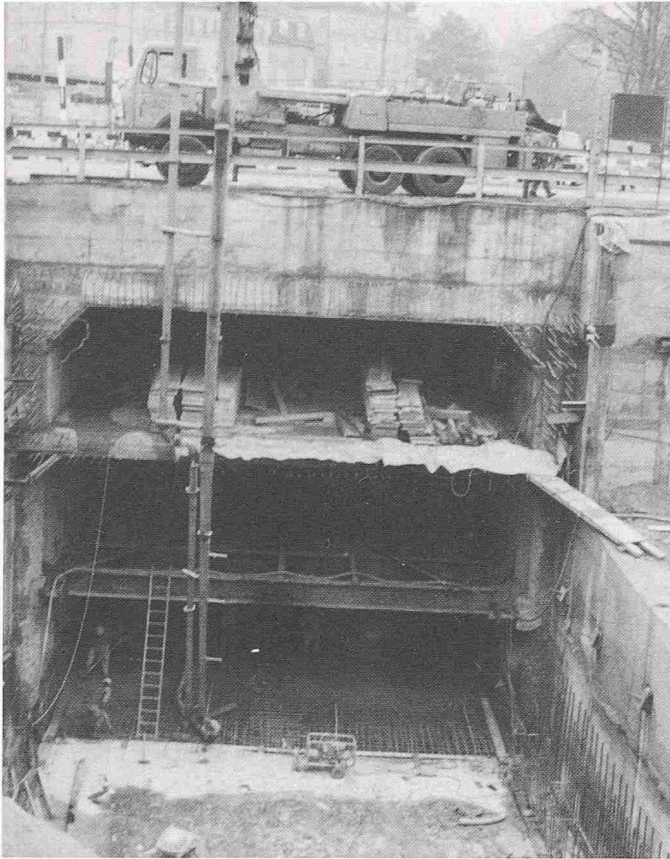


Bild 10. Pfeilerwand Gessnerbrücke teilweise abgebrochen

Bild 9. Stahlspriessung eingebaut

Kontroll- und Sicherheitsplan

Die vorgängig festgelegten Berechnungsannahmen mussten bei der Grösse dieses Bauvorhabens laufend überprüft werden. In einem separaten Kontroll- und Sicherheitsplan wurden für die verschiedenen Bauzustände die zulässigen Werte von Deformationen, Setzungen, Wasserspiegelhöhen und Ankerkräften vorgängig angegeben. Dabei wurde unter Berücksichtigung des Berechnungsaufwandes in der ersten Phase die Systemsicherheit noch nicht restlos ausgeschöpft.

In Anlehnung an die Verkehrsregelung wurden die zulässigen Werte mit «grün», die kritischen Werte mit «gelb» und die unzulässigen Werte mit «rot» bezeichnet, was in der praktischen Arbeit die Kontrolle und die Verständigung erleichterte.

Eine nächste Bauetappe durfte jeweils erst in Angriff genommen werden, wenn die zulässigen Werte nicht überschritten waren oder bei Abweichungen detailliertere Berechnungen dies erlaubte bzw. die Ursache der Abweichung genau eruiert und allfällige Gegenmassnahmen ausgeführt worden waren.

Das Bild 6 zeigt als Beispiel einen Auszug aus dem Kontroll- und Sicherheitsplan mit den geforderten Werten der Ankerkräfte für den Querschnitt vor dem Modehaus Ober.

Hinterfahren der Stauffacherbrücke

Projekt

Die Tunnelkonstruktion hinterfährt das rechte Brückenwiderlager der Stauffacherbrücke in einem Abstand zwischen 4–6 m (Bild 7). Das Hauptproblem bestand darin, die Bauausführung so zu planen, dass das Kämpferfundament der Dreigelenk-Bogenbrücke möglichst keine Verschiebungen erfuhr, da sich aus einer horizontalen Fundamentbewegung eine gut fünfmal so grosse vertikale Brückeneinsenkung im Scheitelpunkt ergäbe.

Variantenstudium

In der Vorprojektphase wurden zuerst Lösungen mit direkten Massnahmen beim Kämpferfundament untersucht (Bodenkonsolidierung, Jettingsäulen), um eine Beanspruchung des Baugrubenabschlusses durch die Brücke möglichst zu vermeiden. Das anstehende relativ heterogene Moränenmaterial hinterliess jedoch Zweifel hinsichtlich einer sicheren Wirkungsweise des konsolidierten Erdkörpers. Auch hätte beim Auftreten grösserer Deformationen (Setzung der Jettingsäulen, Verschiebung des Kämpferfundamentes) keine Reguliermöglichkeit bestanden. Schliesslich wurde die Ausführung nach der sogenannten Wand-Deckel-Methode gewählt.

Messprogramm

Zur Höhenkontrolle der Stauffacherbrücke wurden sechs Messbolzen gesetzt. Da sich die Einsenkung infolge Verschiebung mit jenen aus der jahreszeitlichen Temperaturänderung überlagerten, wurden an der benachbarten, genau gleich ausgeführten Sihlbrücke Vergleichsmessungen ausgeführt. Zur Kontrolle der Widerlager- und Pfahlverschiebungen wurden in zwei Pfählen je zwei Messrohre bis 4,00 m unter die tiefste Pfahlkote geführt. Mittels Präzisionsneigungsmessungen (Slope Indicators) konnten die relativen Verschiebungen und Verdrehungen zum untersten unverschieblichen Messpunkt festgestellt werden. In den gleichen Pfählen wurden auf Höhe der beiden Stützlagen zur Kontrolle der Spannungsänderungen während der einzelnen Ausführungsetappen Strain-gages an der Pfahlarmierung fixiert. Vertikale Verschiebungen wurden mit der SE-Sonde gemessen. Die einzelnen Spriessträger wurden mit einer umsetzbaren Presseinrichtung auf 800 kN vorgepresst, die Spriesskräfte auf drei Distometerlinien laufend überprüft (Bild 8).

Bauausführung

Die verrohrten Bohrpfähle und die darauf abgestützte Decke wurden in 3 Phasen so erstellt, dass der Tramverkehr nur während drei Wochen durch einen

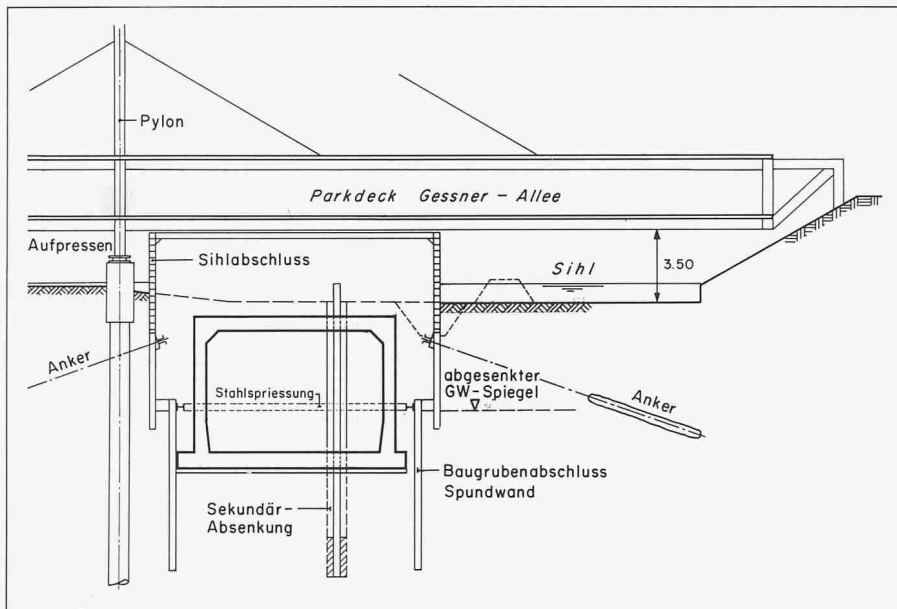


Bild 11. Baugrube unter dem Parkdeck, Querschnitt

Busbetrieb ersetzt werden musste. Sämtliche weiteren Arbeiten erfolgten bergmännisch von einem seitlichen Angriffspunkt aus.

Wie im Bild 7 dargestellt, wurde eine erste Aushubetappe bis UK Zwischendecke ausgeführt. Die anschliessend direkt auf eine Magerbetonschicht eingebrachte Zwischendecke ergab eine starre Abstützung der beiden Pfahlwände gegeneinander. Nach einer zweiten Aushubetappe wurden die Stahlspriessen eingebaut und aufgedrückt, nach der dritten konnte die Bodenplatte betoniert werden (Bild 9). Jede der drei Bauetappen wurde aus Sicherheitsgründen in Längsrichtung dreimal unterteilt.

Ergebnis

Ein halbes Jahr nach Fertigstellung dieses Tunnelabschnittes betrug die Gesamtverschiebung des Brückenwiderlagers rund 7 mm, als bleibende vertikale Einsenkung des Scheitelgelenkes stellten sich 25 mm ein, dies ist weniger als der theoretisch ermittelte Wert.

Unterquerung Gessnerbrücke

Die Gessnerbrücke wurde 1933 als über drei Öffnungen durchlaufende Plattenbalken in Stahlbeton ausgeführt. Von der Eigentümerin wurde eine Fundamentsenkung von 10 mm toleriert. Der Verkehr auf der Brücke musste während der gesamten Bauzeit ohne jede Einschränkung gewährleistet bleiben.

Da sich der Bauabschnitt mit der Gessnerbrücke in einer kritischen Sihlabflusszone (Übergang zur Inselbaustelle unter dem Parkdeck Gessnerallee) befand, mussten die Bauarbeiten in der

Sihl im abflussgünstigeren Winterhalbjahr ausgeführt werden. Das bedeutete auch, dass das eingespielte Taktverfahren umgestellt werden musste. Von der Sihlsole bis zur Unterkante Brücke betrug die freie Höhe nur rund 4 m. Diese Randbedingungen führten zu einem speziellen Baugrubenabschluss: Im Schutz eines separaten Sihlabchlusses wurde mittels Schlitzwänden ein in das Bauwerk integrierter Baugrubenabschluss ausgeführt. Weil ein Brückenpfeiler auf die Tunneldecke abgestellt werden musste, wurde eine provisorische Stahlkonstruktion auf der Schlitzwand zur Abfangung der Brücke erstellt, das alte Stützenfundament abgebrochen (Bild 10), die Tunneldecke ausgeführt und das neue Brückenfundament mit 6 Pressnischen zum Ausgleich allfälliger Setzungen darauf betoniert. Sämtliche weiteren Tunnelbauarbeiten (Aushub, sekundäre Grundwasserabsenkung, Betonieren der Bodenplatte) erfolgten unter Tage ohne Beeinträchtigung der darüberfliessenden Sihl. Vorgängige Abschätzungen der möglichen Pfeilersetzung ergaben je nach Berechnungsansatz Werte zwischen 3 und 20 mm. Während der Ausführung wurden dann die folgenden Setzungen gemessen: 8 mm beim Umspriessen auf die Stahlabfangung, +3 mm beim Abstellen der Brücke auf die Decke und nochmals +3 mm nach Abschluss der Aushubarbeiten für die Bodenplatte. Da die Installationen für den Setzungsausgleich vorhanden waren, ordnete man gleichwohl den Ausgleich der geringen Setzungen an. Um die Pfeilerlast von total 8000 kN anzuheben, wurden Flachpressen für eine Last von 13 400 kN installiert. Die Kräfte aus ungewolltem Verbund des neuen Pfeilerfundamentes mit der Tunneldecke konnten so sicher überdrückt werden.

Unterquerung Parkdeck Gessnerallee

Das Parkdeck über der Sihl ist ein Provisorium und sollte nach Ablauf der Betriebsbewilligung im Jahre 1986 abgebrochen werden. Der Bauherr durfte darum davon ausgehen, dass bei Ausführung der Tunnelbauarbeiten das Parkdeck demontiert war. Der Betreiberin wurde aber in der Zwischenzeit für eine weitere Periode die Betriebsbewilligung erteilt; ihr stand es nun frei, das Parkdeck nach Ablauf der Bewilligung abzubauen oder aber für die in diesem Abschnitt ausgewiesenen Mehrkosten – gut 2 Mio. Franken – für die Unterquerung des Parkdecks aufzukommen. Die Betreiberin übernahm diese Kosten und bestätigte mit diesem Beispiel, dass es im innerstädtischen Bereich aus wirtschaftlichen Überlegungen je länger, je mehr sinnvoll ist, bautechnisch aufwendigere Lösungen zu realisieren, wenn dabei andere Nutzungen erhalten bleiben können.

Wegen der begrenzten Höhe von lediglich 3,50 m zwischen Sihlsole und Unterkante Parkdeck musste der Baugrubenabschluss abgestuft ausgeführt werden (Bilder 11 und 12). Der Einsatz leistungsfähiger Krane war nicht möglich. Man benötigte darum fast dreimal mehr Bauzeit als für einen vergleichbaren Abschnitt ausserhalb des Parkdecks.

Wegen des geringen Abstandes des Baugrubenabschlusses zu einem der auf Pfählen fundierten fünf Parkhaus-Pylone wurde der bisher aufgebaute Widerstand aus Mantelreibung reduziert. Bis Bauende mussten total 35 mm Pfahlsetzung für eine Last von 3500 kN ausgeglichen werden.

Tunnelkonstruktion in Sperrbeton

Nach Prüfung verschiedener Varianten mit elastischer und starrer Abdichtung entschied sich die Bauherrschaft für die Ausführung eines wasserdichten Stahlbetonbauwerkes ohne eigentliche Abdichtungsschicht. Die Wasserdichtigkeit war damit allein dem Konstruktionsbeton (Sperrbeton) übertragen. Zum gewählten Konzept gehörte damit auch, dass auftretende Feuchtstellen auf Kosten der Bauherrschaft mittels Nachinjektion abzudichten waren.

Problematik des Sperrbetons

Um in die Problematik des Sperrbetons einzutreten, müssen drei Einflüsse, der Baustoff Beton, die Risse im Stahlbeton und die Wasserdurchlässigkeit durch die Risse, untersucht werden. Beim

Baustoff Beton sind die Eigenschaften kleine Porosität, kleine Hydratationswärme, kleines Schwindmass und hohe mechanische Festigkeit zur Erhöhung des Verbundes Stahl/Beton wichtig. Die Parameter, worauf man Einfluss nehmen kann, sind die Art des Zementes (z.B. grobgemahlener PC), die Zuschlagstoffe, die Zusatzmittel (Verflüssiger, Silikastaub usw.), der W/Z-Faktor und die Nachbehandlung.

Wie entstehen die Risse im Stahlbeton? Betrachten wir ein Zugband (Bild 13), bei dem durch eine Normalkraft N die aufgezwungene Verformung (Schwinden, Temperaturunterschiede, Setzungen) hervorgerufen wird. Wird die Betonzugfestigkeit f_{ct} erreicht, bildet sich ein Riss. Diese Risslast beträgt:

$$N_r = f_{ct} \cdot A_{ct}$$

Im Riss wird die Risslast durch die Armierung aufgenommen, so dass ebenfalls gilt: $N_r = \sigma_{s2} \cdot A_s$.

Die Bedingung, dass der Stahl nicht fließen darf, schreibt sich:

$$\sigma_{s2} \leq f_y, \text{ so dass } f_{ct} \cdot A_{ct} \leq f_y \cdot A_s$$

$$\text{oder } A_{s,min} \geq \frac{f_{ct}}{f_y} \cdot A_{ct} \text{ bzw. } \rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{A_{ct}} \geq \frac{f_{ct}}{f_y}$$

Wird diese Bedingung nicht erfüllt, dann wird der erste Riss im Zugband, der im Schnitt erscheint, wo zufällig f_{ct} am kleinsten ist, sich mehr und mehr öffnen. Es entsteht ein grober Riss, evtl. sogar ein Spalt (Bild 14).

Die geschilderte Bedingung gibt aber noch keine Gewähr, dass die Rissbreiten den gestellten Anforderungen genügen [1]. In den europäischen Normen wird diese Anforderung separat behandelt, in den neuen SIA 162-Normen dagegen in den geforderten Werten für die Minimalarmierung direkt einbezogen. Zudem wird in 3.33.32 bei hohen Anforderungen eine um mindestens 30% erhöhte Minimalarmierung vorgeschrieben.

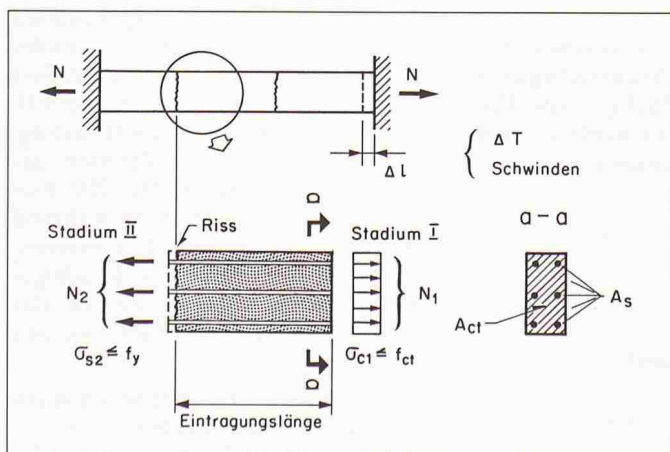


Bild 13. Gleichgewichtsbedingung unter der Risslast in einem Stahlbetonzugband

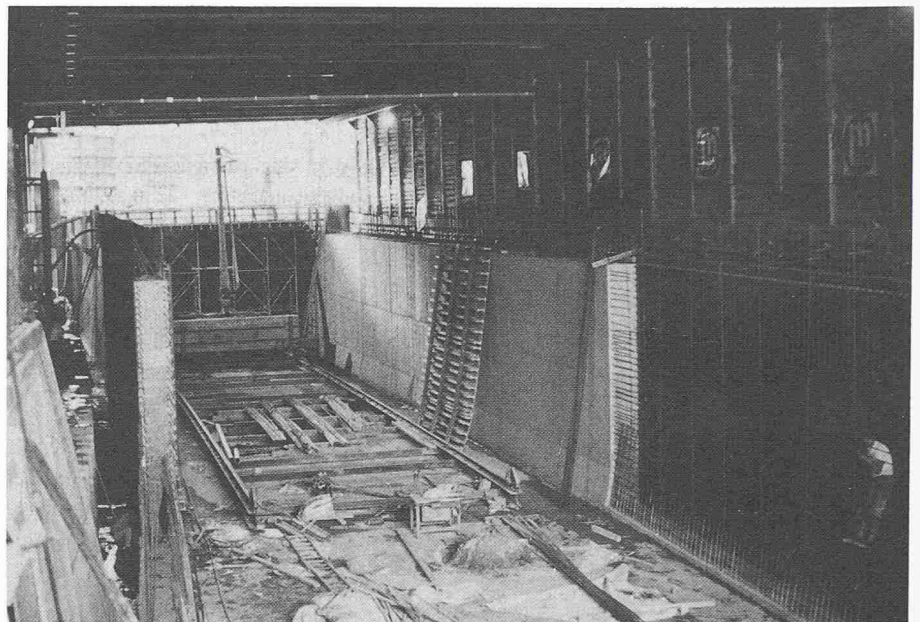


Bild 12. Baugrube unter dem Parkdeck

Die Wasserdurchlässigkeit durch die Risse kann man nach folgender Formel abschätzen:

$$Q = \frac{w^3 \cdot \Delta P}{12 \mu h}$$

- Q: Wasserdurchtritt [m³/s] pro m¹ Risslänge
- w: Rissbreite [m]
- ΔP : Druckunterschied über die Betonstärke [N/m²]
- μ : Viskosität [N · s/m²] (= 0,001 N · s/m² für destilliertes Wasser von 20 °C)
- h: Betonstärke [m]

Da in Wirklichkeit die Rissufer nicht glatt, sondern rauh sind, scheint man der Wirklichkeit am ehesten gerecht zu werden, wenn in obiger Formel für w nur die Hälfte der am Bauwerk auftretenden Rissbreite eingesetzt wird, wie mehrere ausländische Forschungsarbeiten gezeigt haben.

Bauausführung

Bei dem von der Unternehmung ausgeführten Taktverfahren im Bereich mit normalem Doppelspur-Tunnelquerschnitt wurde auf die vorgezogene Bodenplatte ein 18 m langer Wand- und Deckenabschnitt in jeweils 2x2 Wochen ausgeführt. Im Bereich der Station Selnau mussten wegen der komplizierten Aufbauten bei den Stationsaufgängen zwischen benachbarten Bauteilen aber Altersunterschiede bis 7 Wochen in Kauf genommen werden. Weitergehende Bemühungen, wie beispielsweise das fugenlose Betonieren des ganzen Tunnelprofils in einem Guss oder mindestens das gleichzeitige Erstellen von Wänden und Decke, scheiterten an den äusseren Gegebenheiten (wechselnde Tunnelbreiten, Baugrubenabschlüsse mit und ohne Arbeitsraum, Perroneinbauten, vorgängig ausgeführte Werkleitungsblöcke auf Deckenhöhe usw.) bzw. den sich daraus ergebenden hohen Mehrkosten.

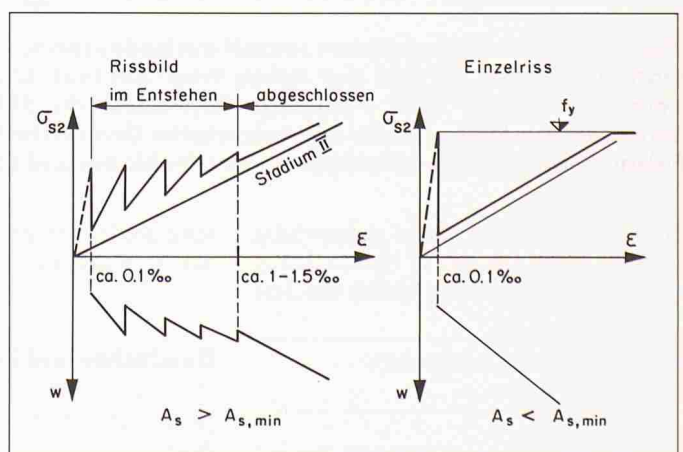


Bild 14. Typische Entwicklung der Spannungen σ_{s2} und Risse W mit zunehmend aufgezwungenen Verformungen

Im Submissionsprojekt war ein Konzept mit Dilatationsfugen (ringsum laufendes Fugenband in Querschnittsmitteln) alle 18 m vorgeschlagen worden. Nach intensiven Abklärungen gemeinsam mit dem Unternehmer wurden schliesslich an ihrer Stelle Arbeitsfugen mit durchlaufender Armierung ausgeführt, so dass sich ein etwa 1000 m langes zusammenhängendes Bauwerk ergab. Auf die Arbeitsfugen wurde zur Abdichtung ein Dichtungsmörtel (Vandex-Betonbauschlämme) aufgetragen. Eine allfällig notwendige Nachdichtung erfolgt auf Kosten des Unternehmers.

Einerseits die Erkenntnis, dass sich bei einer Abschnittslänge grösser als die 1,5fache Wandhöhe mit oder ohne Dilatationsfugen an den Zwangsspannungen und damit an der Rissentwicklung fast nichts ändert und andererseits die Erfahrung, dass gerade Dilatationsfugen trotz sorgfältiger Planung und Ausführung grosse Schwachstellen sind, führte zur gewählten Lösung.

Der Sperrbeton wurde aufgrund von Vorversuchen in folgender Zusammensetzung ausgeführt: Zuschlagmaterial bis $d = 50$ mm, Zementgehalt 250

kg/m³, EFA-Füller 50 kg/m³, Sikament 320, W/Z-Faktor 0,44–0,46. Wegen der Körnung bis 50 mm mussten grosskalibrige Pumpleitungen verwendet werden.

Zum Schutz vor zu raschem Austrocknen, unerwünschten Temperatureinwirkungen und zu frühen Schwindeinflüssen wurde folgendes Nachbehandlungskonzept ausgeführt: Die Oberfläche der Bodenplatte und Decke wurde 6 Stunden nach dem Betonieren, die Wandflächen beidseitig sofort nach dem Ausschalen mit Isoliermatten abgedeckt; ungefähr 10 Tage nach Erstellung des Bauteils wurden die Isoliermatten durch Plastikabdeckungen ersetzt. Um Durchzug zu verhindern, wurde der Tunnelquerschnitt abgeschottet.

Ergebnis

Die Verteilung der Risse und die Anzahl der Feuchtstellen in den einzelnen, ungefähr 18 m langen Ausführungsabschnitten trat sehr ungleichmässig auf. Abhängigkeiten zu jahreszeitlichen Temperaturschwankungen, Regenperioden bzw. langer Sonnenscheindauer liessen sich nicht eindeutig erkennen. Besonders unregelmässige Rissbilder mit teilweise stark wasserführenden Einzelrissen entstanden in Bereichen mit teilweise abruptem Querschnittswechsel (Öffnungen für Treppenaufgänge und Schwallentlastungen).

Die im Nachdichtungsprogramm berücksichtigte Phase der Selbstheilung

der Risse musste fallengelassen werden, da für den inzwischen wesentlich erhöhten Ausbaustandard viel mehr Ausführungszeit als im voraus geplant benötigt wurde. So wurden gleich nach dem Rohbauabschluss im Jahre 1989 in einem ersten Durchgang sämtliche, auch die nicht wasserführenden Risse – gesamtthaft rund 1 lfm Riss pro 5 m² – im Wissen eines erhöhten Kostenaufwandes abgedichtet. Im laufenden Jahr wird ein weiterer Nachdichtungsdurchgang notwendig, da nach den kalten Wintermonaten vor allem im Stationsbereich Selnau mehrere neue Risse entstanden sind. Obwohl die Rissezahl wesentlich zurückgegangen ist, schätzungsweise auf rund 10% der im 1. Durchgang sanierten, ist der Zeit- und Kostenaufwand höher, da im Gleisbereich nur während der betriebsfreien Nachtstunden gearbeitet werden kann.

Die flexible und rasche Bauausführung nach dem Sperrbetonkonzept wirkte sich günstig auf die Kosten und Termine aus und reduzierte das latent vorhandene Überflutungsrisiko im Flussbett der Sihl auf ein Minimum. Unter Berücksichtigung der mittels Kunstharzinjektion durchgeführten Nachdichtungsmassnahmen beträgt die Kostenersparnis – je nach Vergleichsannahme für eine elastische Abdichtung – mindestens Fr. 2,5–3,5 Mio.

Adresse der Verfasser: *Alex Temperli*, Baug. SIA, Heierli Ingenieurbüro AG, Culmannstrasse 56, 8033 Zürich, und *Wolfgang Zschaber*, Ingenieurbüro Wolf, Kropf & Zschaber, Witikonstrasse 295, 8053 Zürich.

Literatur

- [1] *Favre, R., Jaccoud, J.-P., Koprna, M., Radojicic, A.*: Dimensionnement des structures en béton (dalles, murs, colonnes et fondations), volume 8 du traité de Génie Civil de l'EPFL. Presses Polytechniques romandes, Lausanne 1990.

Baustelle Nationalstrasse N3 Bözberg- und Habsburgtunnel

Der Kanton Aargau realisiert zurzeit ein bedeutendes Bauvorhaben der Nationalstrasse N3 auf der Achse Frick-Birrfeld. Eine Studientagung vom 23./24. Mai 1991 – durchgeführt durch die SIA-Fachgruppe für Untertagebau FGU und die Schweizerische Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik SGBF – informierte über Probleme und Lösungen.

Im Kanton Aargau gilt es gegenwärtig, eine wichtige Lücke im Nationalstrassennetz zu schliessen, nämlich das Teil-

lung des letzten grossen Abschnitts seiner Nationalstrassen.

VON UELI PFLEGHARD,
ZÜRICH

Geschichte und Projekt

(Referent: *Kantonsingenieur Alfred Erne*)

Der Kanton Aargau wird im Endausbau rund 100 km Nationalstrassen zu

betreiben haben. Davon sind etwa 80 km bereits gebaut, Die erwähnte Lücke bedeutet das grösste Bauvorhaben des Kantons, weil es etwa gleichviel kostet wie die in der Vergangenheit schon erstellten Abschnitte. Seit zwanzig Jahren wird projektiert, diskutiert und geändert, so dass von einer eigentlichen «vorgezogenen» Umweltverträglichkeitsprüfung mit acht Varianten gesprochen werden kann. Mit 200 Einsprachen musste der Kanton während dieser Zeit fertig werden; 35 Unverbesserliche wurden dann vor Bundesgericht abgewiesen. Dabei konnte das Projekt laufend verbessert werden (Bild 1).

Wichtige Qualitätsgewinne sollen stichwortartig angedeutet werden:

□ Oberes Fricktal: Bündelung des Lärms von Nationalstrasse, SBB und Schiessplatz im Raum Effingen

stück von Frick nach Birrfeld der N3 zwischen Basel und Zürich. Für den Kanton Aargau bedeutet dies die Erstel-