

# Rückverankerte Baugrubenumschliessung im Grundwasser als bleibender Bestandteil des Bauwerkes mit permanenter Drainage

Autor(en): **Schäfer, U.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **93 (1975)**

Heft 7: **SIA-Heft, 1/1975**

PDF erstellt am: **23.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-72669>

## **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.

## SIA-Heft 1, 1975

# Rückverankerte Baugrubenumschliessung im Grundwasser als bleibender Bestandteil des Bauwerkes mit permanenter Drainage

Von U. Schäfer, Riehen

DK624.134

### 1. Einführung

Die Firma F. Hoffmann-La Roche & Co. AG in Basel erstellt auf ihrem Industrieareal ein Verwaltungsgebäude von nicht ganz alltäglichen Abmessungen. Zum Raumprogramm gehören neben dem Erdgeschoss fünf Ober- und sechs Untergeschosse. Daraus ergibt sich eine Gründungskote von rund 22 m unter Terrain und, je nach Grundwasserstand, von 10 bis 12 m unterhalb des Grundwasserspiegels. Die Grundfläche beträgt rund 142 × 74 m. Das Gebäude grenzt unmittelbar an befahrene Strassen und an mehrgeschossige Fabrikations- und Bürogebäude (Bild 1).

### 2. Geologie

Der Basler «Felshorizont» besteht aus der unteren Süsswasser- (Elsässermolasse, Cyrenenmergel) oder Meeresmolasse (blaue Letten, Septarienton). Darüber liegen die Alluvionen des Rheins, der Wiese und der Birs mit den dazugehörigen Grundwasserströmen. Auf unserem Gelände wurde die Süsswassermolasse auf Tiefen von 17 bis 22 m ab Terrain mehrheitlich in der Fazies «Cyrenenmergel» (OC-Ton), in der Südostecke aber auch in der Fazies «Elsässermolasse» angetroffen (Bilder 2 und 3).

Die Elsässermolasse (= Glimmersande, evtl. Sandsteine) ist bis 14 m mächtig, 10 m davon liegen unterhalb der Baugrubensohle. Darunter erscheint wiederum der Cyrenenmergel, der nach einer oberflächlichen, wasserführenden Verwitterungsschicht, die im allgemeinen 1 m Mächtigkeit nicht übersteigt, hart und trocken ansteht.

### 3. Gewählte Lösung

Entscheidend bei der Evaluation möglicher Lösungen war die Tatsache, dass die vorgegebene Tiefe der Baugrube zwangsläufig das Einbinden der Umschliessungswand in die sehr harte Molasse erforderte (Meisselarbeit!). Es war zu erwarten, dass der eingemeisselte Wandfuss wegen des sehr kleinen  $k$ -Wertes in der Molasse praktisch keine Sickerströmung zulassen werde. Allfällige eindringende Sickerwassermengen konnten somit nur noch von Undichtigkeiten in der Umschliessungswand oder aus wasserführenden Adern im Mergel herrühren; sie mussten im Verhältnis zum benetzten Umfang sehr klein sein. Führt man diese Sickerwassermengen in einer permanenten Drainage ab, so ergeben sich daraus Vorteile, die erhebliche Einsparungen zur Folge haben:

- Verzicht auf eine Grundwasserisolation mit doppelter Wanne
- Wegfall des Lastfalles «Auftrieb»
- beschleunigte Bauabwicklung, da keine Rücksicht auf heikle und zeitraubende Isolationsarbeiten genommen werden muss
- Gründung auf Einzelfundamenten möglich, unter Ausnutzung der guten Baugrundeigenschaften.

Unter den vorgegebenen Randbedingungen kamen als mögliche Lösungen für eine Umschliessungswand nur eine geschlossene Pfahlwand oder eine Schlitzwand in Frage, wo-

bei sich letztere wegen der wesentlich geringeren Anzahl von Fugen und wegen der grösseren Entfaltungsfreiheit beim Meisseln aufdrängte. Die Abstützung der Wand erfolgt während der Bauzeit mit Lockergesteinsankern in 4 bis 5 Ankerlagen; nach dem Einbau der Zwischendecken können diese wieder entspannt werden (Bilder 2 und 3). Rund  $\frac{2}{3}$  aller Anker mussten unterhalb des Grundwasserspiegels gebohrt werden, was besondere Abdichtungsmassnahmen am Ankerkopf notwendig machte, von denen noch die Rede sein wird.

### 4. Bauausführung; Erkenntnisse und Erfahrungen

#### 4.1 Schlitzwand

##### Herstellung

Die Schlitzwand mit einer nominellen Wandstärke von 80 cm wurde in Elementbreiten von 2,50 m und 5,00 m mit freien und geführten Greifern ausgehoben (Bild 4). Die Schlitztiefe betrug normal 25 m, stieg aber im Bereich des erwähnten Molassesandes der Elsässermolasse bis auf 35 m an, um die Einbindung im Cyrenenmergel zu gewährleisten. Die minimale Einbindetiefe im Mergel beträgt 2,50 m. Die Armierungskörbe mit einer Breite von 2,50 m wurden in zwei Schüssen mit Überlappungsstoss versetzt, um die Einbauhöhe nicht über 17 m anwachsen zu lassen.

##### Meisselarbeit

Nagelfluhbänke im Kies, eine 60 cm starke Sandsteinbank in der Elsässermolasse und der Vortrieb im Cyrenenmergel erforderten grosse Meisselarbeit mit einem 5-t-Freifallmeissel. Versuche mit einem Rotations-Bohrgerät vom Typ

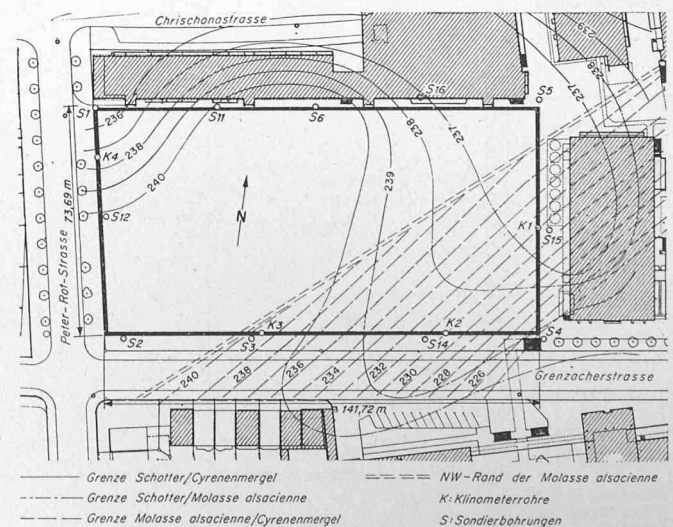


Bild 1. Grundriss der Baugrube mit Höhenschichtlinien der Süsswassermolasse, unterteilt in Cyrenenmergel und Molasse alsacienne. Lage der Sondierbohrungen S1 bis S15 und der Klinometerrohre K1 bis K4

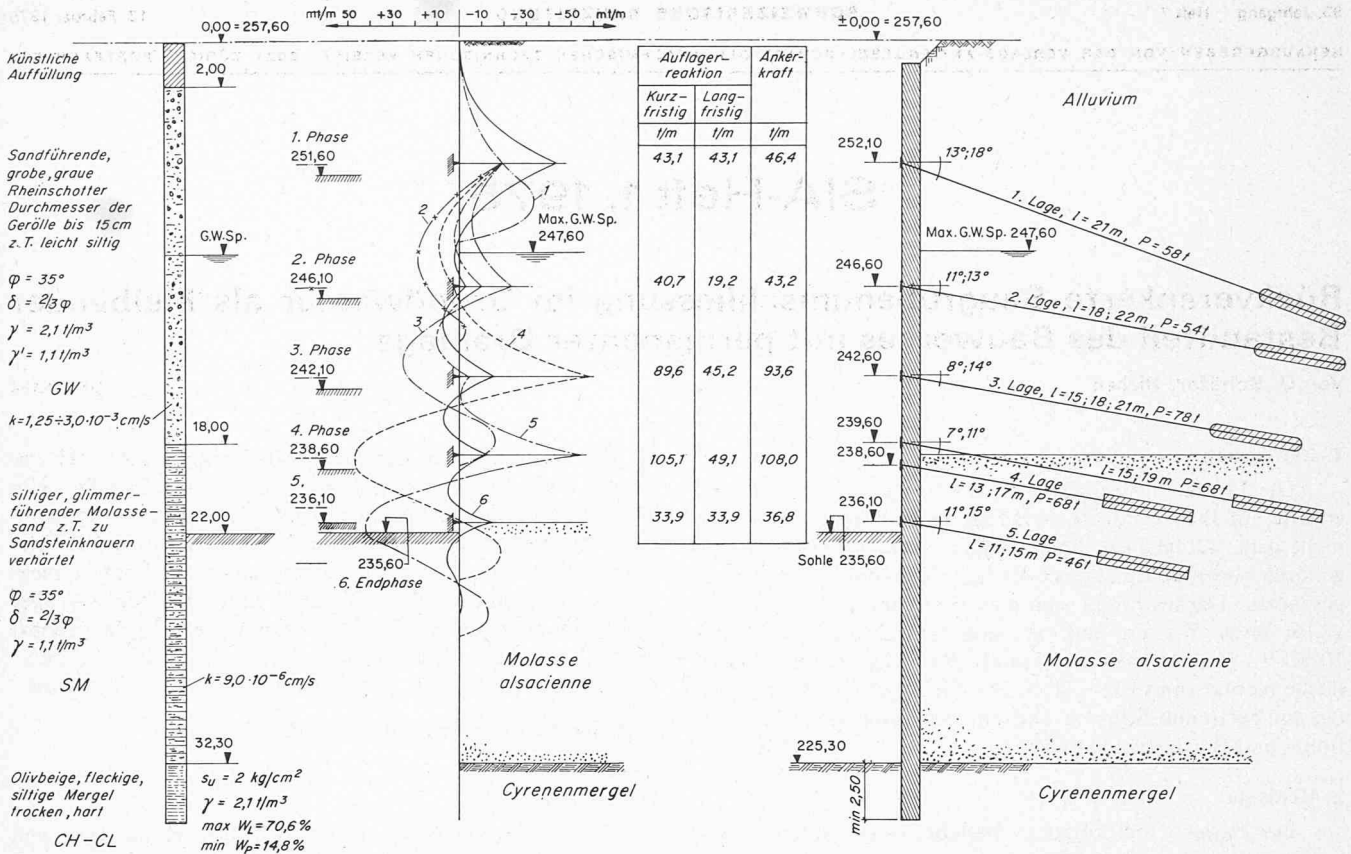


Bild 2. Typisches geologisches Profil (S 4) im Bereich der Molasse alsacienne mit den zugehörigen Momentenlinien in Funktion der Aushubphasen und dem entsprechenden Wandschnitt

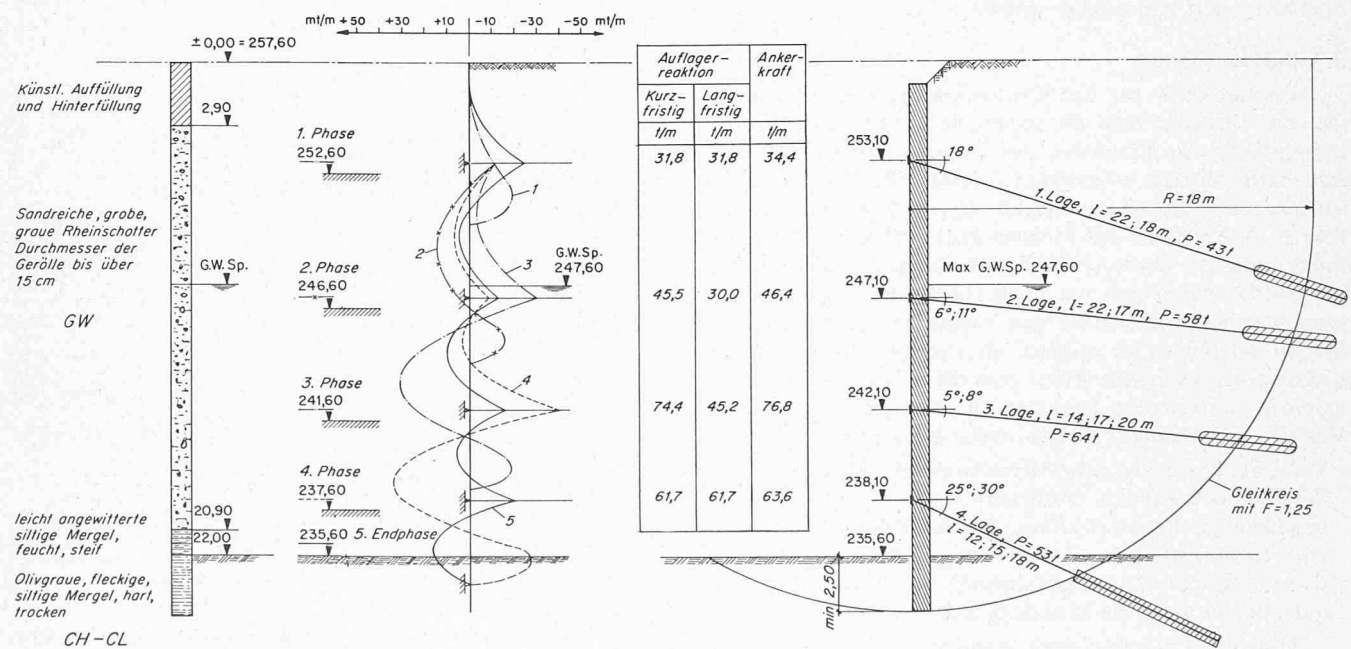
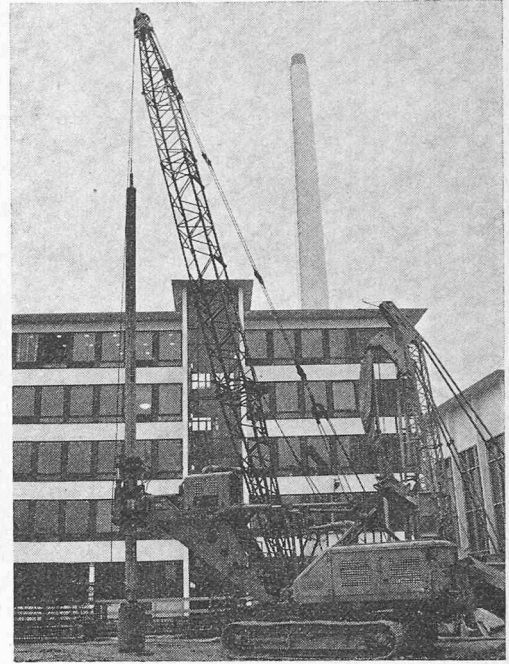


Bild 3. Typisches geologisches Profil (S 5) mit Momentenlinien und Wandschnitt. Übergang Kies-Cyrenenmergel hier identisch mit Baugrubensohle



Links:

Bild 4. Links: Geführter 5-t-Greifer im Einsatz. Der Greifer mit dem Führungsgestänge ist an einem Landsverk-Raupenchassis montiert. Rechts: Betonieren eines Wandelementes mit Fertigbeton



Rechts:

Bild 5. Rotationsbohrgerät Soil-Mec mit einem als Drill-Schraper ausgebildeten Bohrkopf

Soil-Mec (Bild 5) in der Molasse und mit einem umgebauten hydraulischen Krupp-Hammer im Sandstein führten zu keinen befriedigenden Ergebnissen (Verklebungen!). Solche Verklebungen gab es auch beim Greifern in der Nagelfluh und im Molassesand. Dreimal konnte der Greifer nur durch das Graben eines Parallel-Schlitzes wieder befreit werden; ein Greifer wurde aufgegeben und einbetoniert.

#### Bentonitverluste

Alarmierend waren anfänglich die Bentonitverluste in einzelnen Elementen im Zusammenhang mit nachträglich nachgewiesenen Rollkiesschichten und ungenügender Bentonit-aufbereitung; bezogen auf die gesamte Wandfläche normalisierte sich der Bentonitverbrauch dann aber bald.

#### Wandtoleranzen

Die geforderten Wandtoleranzen von höchstens 1% Abweichung aus der theoretischen Vertikalebene, bezogen auf die jeweilige Wandhöhe, konnten überall eingehalten werden. Überprofile, bedingt durch lokale Einbrüche im Kies, beschränkten sich auf die obersten 5 bis 8 m der Wand und blieben, gesamthaft betrachtet, in einem bescheidenen Rahmen (Bild 7).

#### Wichtigste Daten

Gesamte Wandfläche (davon im Mergel)	10 250 m <sup>2</sup> (240 m <sup>2</sup> )
Wandtiefe	25 m bis 35 m
Betonkubatur theoretisch mit $d = 80$ cm abgerechnet	8 154 m <sup>3</sup> (100%)
abgespitzte Überprofile ausserhalb der Toleranz	8 664 m <sup>3</sup> (106%)
	360 m <sup>3</sup> (4,4%)
Bentonitverbrauch, abgerechnet (einschl. Verluste)	110 kg/m <sup>2</sup>
Armierungsstahl III	758 t
Armierungsgehalt	92,5 kg/m <sup>3</sup> Beton
Bauzeit	2. Dezember 1970 bis 10. Mai 1972

Mittlere Leistung mit im Mittel 3,7 Aushubgeräten	690 m <sup>2</sup> /Monat
Spezifische Aushubleistungen (ohne Stillstandzeiten)	min. max. Gewichtetes Mittel h/m <sup>2</sup>
- im Kies	0,30 0,84 0,55
- im verkitteten Kies	0,37 1,90 0,86
- im Cyrenenmergel	0,61 1,91 1,14
Kosten der Fugensanierung	2,5% des Wandpreises

#### Betondruckfestigkeiten

An Bohrkernen aus Rotationskernbohrungen wurden die Betondruckfestigkeiten nachgewiesen. Wie es für einen im Kontraktorverfahren hergestellten Unterwasserbeton zu erwarten ist, nehmen diese von oben nach unten zu (Bild 6).

#### Fugensanierung

Im Zuge der Aushubarbeiten zeigten sich an einigen Elementen – bedingt durch die schwierigen geologischen Verhältnisse vor allem im Bereich der Elsässermolasse – klaffende Fugen, die im Grundwasserbereich stark wasserführend waren (Bild 8). Ihre Sanierung erfolgte mit fortschreitendem Aushub, indem das Wasser in Drains gefasst und eine armierte Schürze vorbetoniert wurde. War auf diese Art die Molasse einmal erreicht, konnte mit einer gezielten Injektion im Übergangsbereich Kies-Molasse der Wasserzutritt unter-

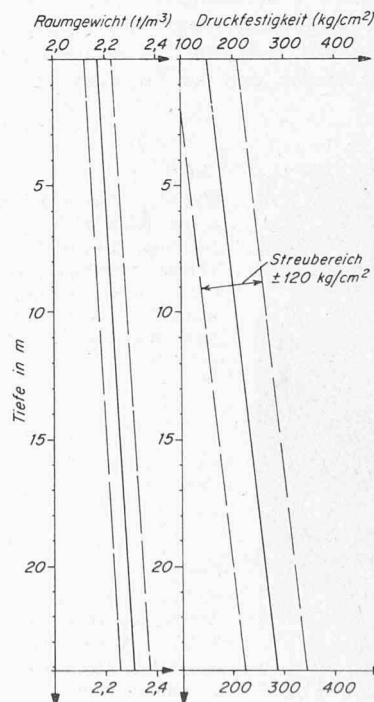


Bild 6. Darstellung von Betondruckfestigkeit und Raumgewicht in Funktion der Wandtiefe. Auswertung von 40 Proben aus einer Kernbohrung mit einem Durchmesser der Bohrkerns von 10 cm. Die Höhe der Proben variierte zwischen 12,40 und 13,50 cm. Zum Einbau kam ein plastischer Fertigbeton BH PC 350 mit dem Zusatzmittel Plastocrete N, 1,75 kg/m<sup>3</sup> Beton Dosierung der Zuschlagstoffe (sandreiche Mischung):

0 bis 3 mm	40%
3 bis 8 mm	22%
8 bis 30 mm	38%

Die Ergebnisse sind dem Bericht der BBL Baulaboratorium AG, 4132 Muttenz, entnommen



Bild 7. Überprofile, bedingt durch lokale Einstürze der Stützwand beim Schlitzaushub im Kies. Diese Überprofile wurden mit einem hydraulischen Krupp-Hammer abgespitzt

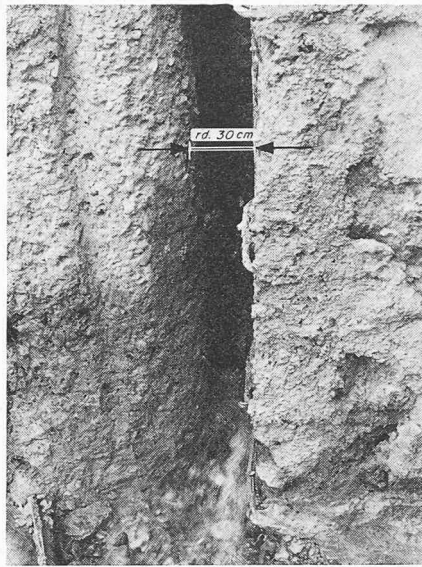


Bild 8. Klaffende Fuge zwischen zwei Wandelementen. Starker Wasseraustritt auf der Höhe des jeweiligen Aushubplanums

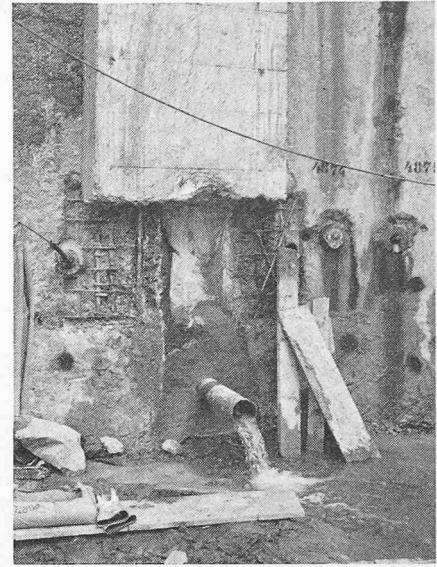


Bild 9. Sanierung von klaffenden Fugen. Oben: Abgeschlossene Sanierung mit vorbetonierter armierter Schürze. Unten: Lokalisieren des Wasseraustritts mit Drainrohr und gleichzeitige Applikation von Sika IVa. Später wird auch hier eine Schürze vorbetoniert

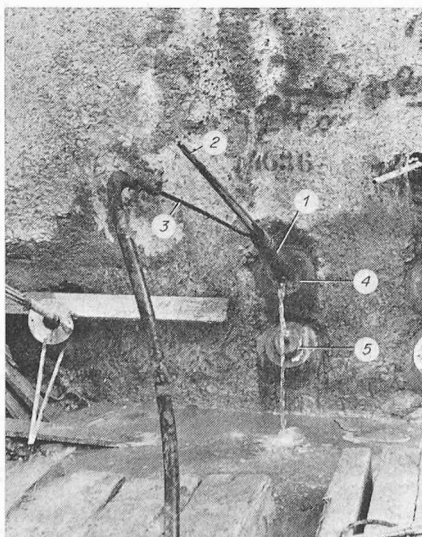
brochen und die Drains entfernt werden (Bild 9). Klaffende Fugen unterhalb der Baugrubensohle im Bereich der siltig-sandigen Elsässermolasse wurden im Vertrauen auf den sehr kleinen  $k$ -Wert nicht saniert, es wurde mit einer Betonaufkast lediglich dafür gesorgt, dass im Nahbereich der Fuge sich kein hydraulischer Grundbruch einstellen konnte.

Die Wandflächen an und für sich waren überall dicht und trocken. Die Wand wurde lediglich von ihren Bentonitrückständen gereinigt und von den Überprofilen befreit. Sie erfuhr sonst keine weitere Nachbehandlung.

#### 4.2 Verankerungsarbeiten Anforderungen

Die optimale Ausnützung des Schlitzwandquerschnittes führte, je nach den Einspannungsverhältnissen in der Molasse, zur Anordnung von 4 bis 5 Ankerlagen, wovon die obersten 2 Lagen über dem Grundwasserspiegel angeordnet werden konnten. Die horizontalen Erd- und Wasserdrücke unter Berücksichtigung der Auflasten und der Erddruckum-

lagerung am mehrfach verankerten System ergaben Ankerkräfte zwischen 46 und 78 t, wobei jede Ankerlage im entsprechenden Zwischenaushubstadium als unterste Ankerlage am meisten beansprucht ist. Das Analoge gilt für die Biegebeanspruchung der Schlitzwand (Bilder 2 und 3). Die Ankerlängen wurden aus einer Stabilitätsberechnung ermittelt; sie betragen von unten nach oben zunehmend 11 bis 23 m. Als minimale Sicherheit  $F$  gegen Gleiten des Systems Erde-Wand wurde  $F = 1,25$  gefordert. Die Anker hatten Sicherheiten  $S = 1,2$  gegen Fliessen des Ankerstahles und  $S = 1,5$  gegenüber Ausreißen der Verankerungszone aufzuweisen. Die Überprüfung der letztgenannten Forderung erfolgte an jedem 10. Anker, was bei den betreffenden Ankern den Einbau zusätzlicher Ankerstähle bedingte. Weiterhin wurde wegen der an sich kleinen Gleitsicherheit von  $F = 1,25$  gefordert, dass die theoretische freie Ankerlänge nur um höchstens 20% unterschritten werden durfte. Über jeden Anker wurde deshalb ein Spannprotokoll erstellt, das erlaubte, über die erzielten Dehnungen auf die freie Ankerlänge zu schliessen.



Links:

Bild 10. Nachinjektion an einem Bündelanker. Man beachte die Verwendung von gerippten Ankerstählen. 1 Bohrrohr, um die Verankerungslänge zurückgezogen; 2 Ankerstähle; 3 Nachinjektionsrohr, an Injektionsschlauch angeschlossen; 4 Stopfbüchse; 5 aufgegebener Anker (Ankerausfall), definitiv abgedichtet

Rechts:

Bild 11. Ankerbohrung im Kies unterhalb des Grundwasserspiegels mit dem beim Bohren üblichen Wasseraustritt. Da sich hier das Bohrrohr verklemmte, wurde die Bohrmaschine vorübergehend entfernt





Bild 12. Pumpensumpf mit Steigleitungen. Am Bildrand rechts unten einer der im Text erwähnten Grundwasserbrunnen für das vorzeitige Absenken des Grundwasserspiegels. Der Pumpensumpf liegt in der Formation «Molassesand». Am oberen Bildrand ist der Übergang Kies-Molassesand zu erkennen

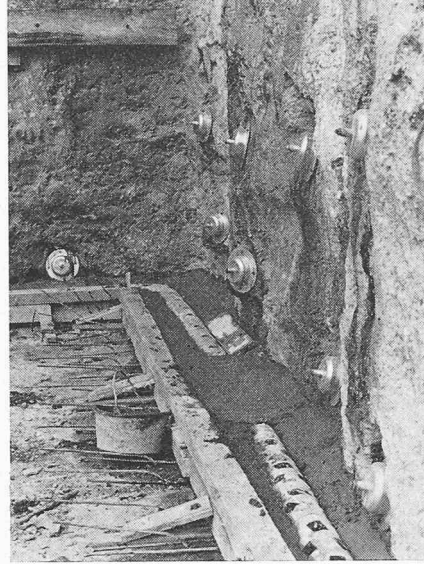


Bild 13. Einbau der horizontalen Ringdrainage Durchmesser 10 cm entlang der Schlitzwand. An der Wand definitiv abgedichtete Ankerbohrlöcher

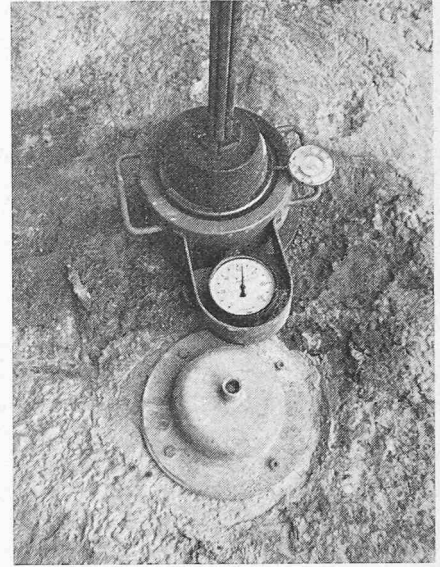


Bild 14. Bündelanker mit eingebauter Druckmessdose. Am Ankerkopf rechts ist ein Kontrollthermometer angebracht. Unter der Druckmessdose ein definitiv abgedichtetes Ankerbohrloch eines Ankers, der die Abnahmeprüfung nicht bestanden hatte

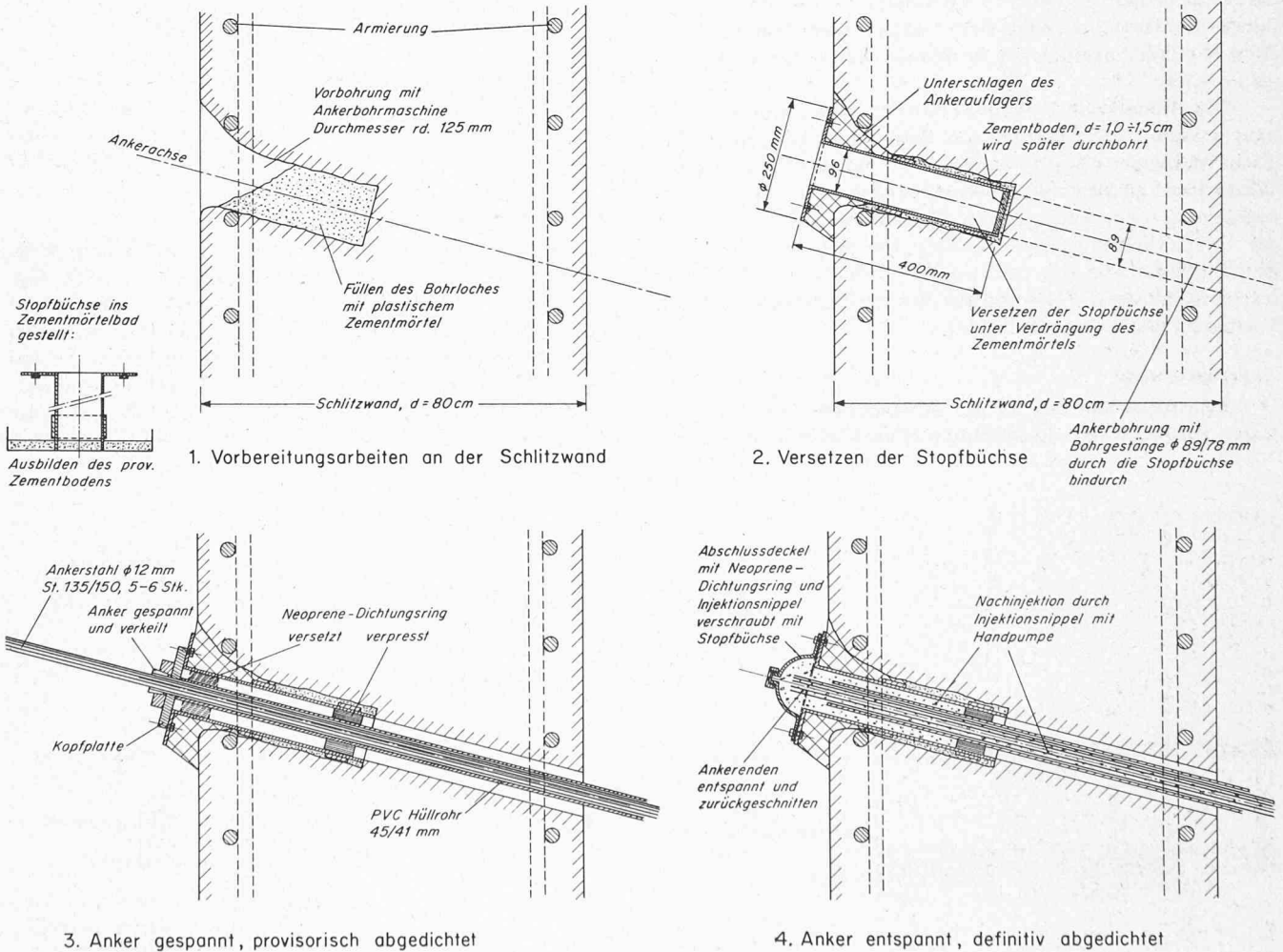


Bild 15. Ankerstopfbüchse für Ankerköpfe unterhalb des Grundwasserspiegels. Einbauvorgang und Funktion für Anker im gespannten und im entspannten Zustand

## Ankersystem

Anfänglich kamen zu Vergleichszwecken zwei Systeme zum Einbau: ein Rohrankersystem, das ohne verrohrte Bohrung im Drill-Schlagbohrverfahren direkt vorgetrieben werden konnte, und ein aus einem bekannten Vorspannsystem abgeleiteter Bündelanker, der in eine verrohrte Bohrung, als Überlagerungsbohrung erstellt, versetzt wurde. Unterhalb der ersten Ankerlage kamen nur noch Bündelanker zum Einbau. Der Vorspanngrad betrug durchwegs 100%, um die Wandbewegungen in möglichst engen Schranken zu halten.

## Ankerherstellung

Im Kies wurden anfänglich aus Lärmgründen Versuche mit einem Bohrlochhammer durchgeführt. Die Ergebnisse waren wegen des heterogenen Baugrundes unbefriedigend, so dass schliesslich durchgehend die erwähnte Überlagerungsbohrung zur Anwendung kam. Ankerbohrungen im standfesten Mergel konnten nur mit dem Innengestänge ausgeführt werden.

Anhand einer Testankerserie wurde überprüft, wie sich die hochbeanspruchten Anker mit Gebrauchslasten bis zu 78 t im Mergel verhielten. Unsere Befürchtungen bestätigten sich zunächst dahingehend, dass die Anker zum Teil schon bei der halben Gebrauchslast ins Fließen kamen. Die Vermutung war naheliegend, dass an diesem Ergebnis nicht der anstehende Mergel, sondern der durch die Nassbohrung an der Bohrlochwand entstandene tonige Schmierfilm, der auch durch eine intensive Druckwasserspülung nicht entfernt werden konnte, verantwortlich war. Eine geringfügige Änderung des Ankersystems erbrachte den Beweis: Der Einbau eines Nachinjektionsrohres in das Ankerdrahtbündel erlaubte es, 24 h nach der erfolgten Primärinjektion sekundär unter hohem Druck zu injizieren, womit das Problem behoben war (Bild 10). Die Ankerausfälle im Mergel waren danach kleiner als im Kies.

Das Bohren und Liefern sämtlicher Anker wurde unabhängig vom Baugrund und den darin angetroffenen geologisch bedingten «Bohrhindernissen» und unabhängig vom Wasserstand zu gleichbleibenden Einheitspreisen abgerechnet, nachdem den Unternehmern zur Offertstellung die Ergebnisse der Sondierbohrungen, der geologische Bericht, eine Baugrunduntersuchung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik an der ETHZ und die Schlitzwandaufschlüsse zur Verfügung gestellt worden waren.

## Ankerabdichtung

Jede Ankerbohrung im gut durchlässigen Grundwasserträger entsprach der Erschliessung eines Horizontalbrunnens

(Bild 11). Deshalb musste den Abdichtungsmassnahmen im Bauzustand und im definitiven Zustand (nach erfolgter Entspannung der Anker und Entfernung der Ankerköpfe) eine massgebende Rolle zugesprochen werden.

In Zusammenarbeit mit den Ankerunternehmern wurde eine Stopfbüchse entwickelt, wie sie Bild 15 zeigt, und die in der Lage war, beide Forderungen zu erfüllen. Sämtliche bis heute definitiv abgedichteten Ankerlöcher sind trocken (Bild 14).

## Wichtigste Daten und Erfahrungswerte

Ankeranzahl	1880 Stück
davon unterhalb Grundwasserspiegel	1130 Stück
davon im Mergel	550 Stück
Ankerlänge insgesamt	33 000 m
Max. Gebrauchslast (Kies und Molasse)	78 t (100%)
Max. Prüflast (Kies und Molasse)	117 t (150%)
Verankerungslänge im Kies	4 m
im Mergel	7 m

## Verbrauch an Injektionszement (einschl. Sekundärinjektion):

pro Anker im Mittel	740 kg	
davon im Kies	780 kg	{ min. 300 kg max. 1900 kg
davon im Mergel	640 kg	{ min. 450 kg max. 1400 kg

## Ankerausfälle bei der Abnahme<sup>1)</sup>

- im Kies	2,7%
- im Mergel ohne Sekundärinjektion	32%
- im Mergel mit Sekundärinjektion	1,9%

<sup>1)</sup> ungenügende Prüflast oder zu geringe freie Länge

Dauer d. Arbeiten (ohne Rampenbereich): 29. 5. 1972 bis 9. 10. 1973

Mittlere Bohrleistungen: 45 bis 55 m/Tag und Gerät

Geräteinsatz: 2 bis 3 Bohrgeräte für Anker  
1 Bohrgerät für Stopfbüchsen

## 4.3 Aushub und Wasserhaltung

Für die Ausschreibung der Aushubarbeiten und deren Koordination mit den Verankerungsarbeiten war eine tägliche Leistung von 1000 m<sup>3</sup> angenommen worden. Aushub und Abtransport erfolgten konventionell über eine Rampe, wobei über Monate hinaus alle 2 bis 3 Minuten ein Lastwagen abgefertigt wurde. Bevor der Grundwasserspiegel erreicht war, wurde mit Hilfe von zwei Grundwasserbrunnen das durch die Schlitzwand eingeschlossene Wasservolumen abgepumpt.

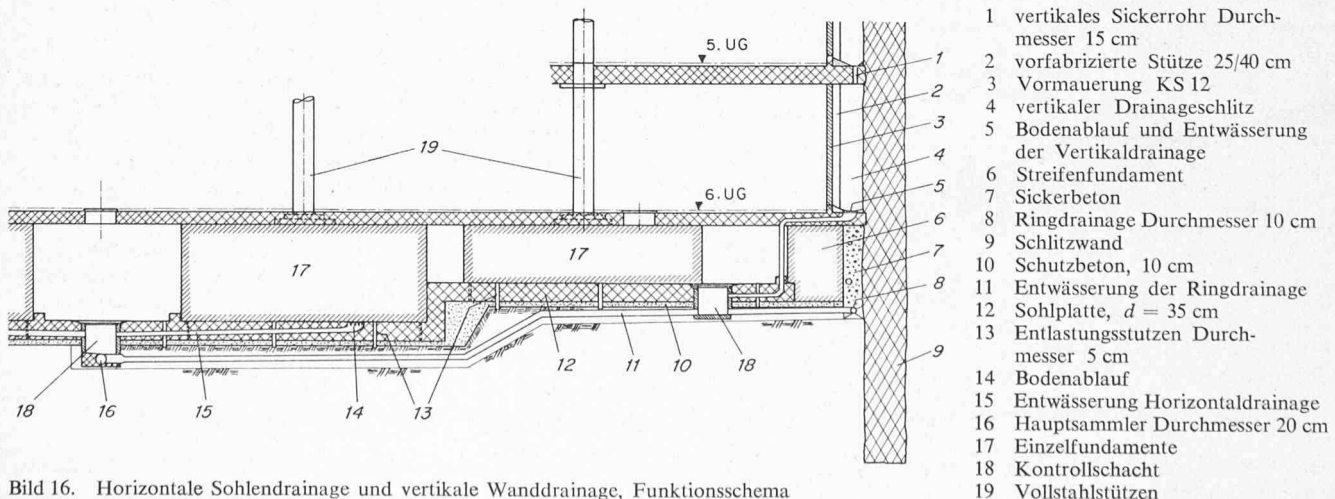


Bild 16. Horizontale Sohlendrainage und vertikale Wanddrainage, Funktionsschema

- 1 vertikales Sickerrohr Durchmesser 15 cm
- 2 vorfabrizierte Stütze 25/40 cm
- 3 Vormauerung KS 12
- 4 vertikaler Drainageschlitz
- 5 Bodenablauf und Entwässerung der Vertikaldrainage
- 6 Streifenfundament
- 7 Sickerbeton
- 8 Ringdrainage Durchmesser 10 cm
- 9 Schlitzwand
- 10 Schutzbeton, 10 cm
- 11 Entwässerung der Ringdrainage
- 12 Sohlplatte,  $d = 35$  cm
- 13 Entlastungsstützen Durchmesser 5 cm
- 14 Bodenablauf
- 15 Entwässerung Horizontaldrainage
- 16 Hauptsammler Durchmesser 20 cm
- 17 Einzelfundamente
- 18 Kontrollschacht
- 19 Vollstahlstützen

Damit erwirkte man eine Zunahme des Raumgewichtes des Bodens auf der passiven Seite von mindestens 60%, was für die Schlitzwand niedrigere Biegemomente in den folgenden Aushubphasen und somit rund 20% Einsparung an Armierung zur Folge hatte.

Sämtliches anfallendes Wasser (Bohr-, Sicker-, Oberflächenwasser) wurde in offenen Gräben, zum Teil aber auch in fliegenden Leitungen einem zentralen Pumpensumpf zugeführt und wurde von dort über einen Sandfang in die öffentliche Kanalisation abgepumpt. Zum Einsatz kamen bei einer grössten Förderhöhe von 28 m zwei Schmutzwasserpumpen NW 150 von je 3000 l/min Förderleistung, zuzüglich einer Reservepumpe vom gleichen Typ (Bild 12). Während der Bohrarbeiten im Grundwasser betrug der gesamte Wasseranfall im Mittel 50 l/s, ausnahmsweise stieg er einmal während 2 Tagen im Zusammenhang mit noch nicht sanierten klaffenden Fugen auf 150 l/s an, so dass auch die in Reserve gehaltene Pumpe eingesetzt werden musste.

#### Wichtigste Daten

Dauer der Arbeiten	Analog Ankerarbeiten
Maximale Aushubleistung	1 300 m <sup>3</sup> /Tag
Mittlere Aushubleistung	950 m <sup>3</sup> /Tag
Aushubvolumen	220 000 m <sup>3</sup>
Anteil Kies	132 000 m <sup>3</sup>
Anteil verkitteter Kies (Nagelfluh)	25 000 m <sup>3</sup>
Anteil Mergel	22 000 m <sup>3</sup>
Anteil Molassesand	17 000 m <sup>3</sup>

#### 4.4 Permanente Drainage

##### Vertikale Wanddrainage

Die vertikale Drainage besteht lediglich aus einem rund 50 cm weiten Zwischenraum zwischen Schlitzwand und Vormauerung, in welchem durch die Wand oder die Fugen eindringendes Sickerwasser frei bis zur Sohlendrainage gelangt. Diese Zwischenräume dienen gleichzeitig der Belüftungsanlage als horizontale Abluftammelkanäle, welche die Abluft den vertikalen Abluftschächten zuführen. Im Bereich der Luftschutzräume wurden die Zwischenräume mit Sickerbeton gefüllt. Im 6. Untergeschoss werden die Sickerwässer aus der vertikalen Wanddrainage gesammelt und in einen der Pumpensümpfe abgeführt (Bild 16).

##### Horizontale Sohlendrainage

Die horizontale Sohlendrainage besteht aus einer entlang der Schlitzwand verlaufenden Ringdrainage aus gelochten Betonrohren, Durchmesser 10 cm, die alle 20 bis 25 m mit Stichkanälen an die Sammelleitung zu den Pumpensümpfen angeschlossen ist (Bild 13). Die Sohlflächendrainage besteht lediglich aus Entlastungsstützen, Durchmesser 50 mm, welche in die zwischen den Einzelfundamenten liegende Sohlplatte (rund 0,5 Stk/m<sup>2</sup> Sohlplatte) einbetoniert wurden. Diese Entlastungsstützen hindern das in der Sohlfläche anfallende Sickerwasser daran, in der Sohlfuge wesentliche Drücke aufbauen zu können. Das entlastete Sickerwasser fliesst auf der Sohlplattenoberfläche wie bei einer Strassen- oder Platzentwässerung Oberflächensammlern zu, von wo es über die bereits erwähnte Sammelleitung zu den Pumpensümpfen gelangt. Sämtliche Filter-, Entwässerungs- und Sammelleitungen sind mit Spülschächten versehen, die es ermöglichen, das ganze Leitungssystem mit dem Atümat zu spülen.

Auf den Einbau einer eigentlichen Filterschicht unter der Sohlplatte oder gar unter den Einzelfundamenten wurde bewusst verzichtet, da zu erwarten war, dass im Mergel über weite Flächen kein Sickerwasser anfallen würde und somit

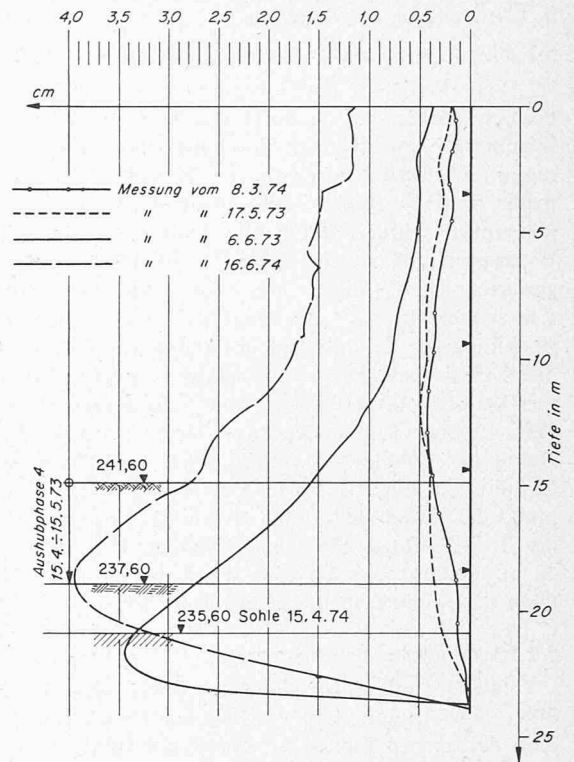


Bild 17. Ergebnisse der Klinometermessungen in Funktion der Aushubtiefe im Bereich des Klinometerrohres K 3. In der überbeanspruchten Wand bildet sich ein plastisches Gelenk aus

der Filterschicht eher eine bewässernde als eine entwässernde Funktion zugekommen wäre, was sich auf das Langzeitverhalten des Mergels ungünstig ausgewirkt hätte. Im weiteren wurde an den Einzelfundamenten ein elastisches Auflager für die Sohlplatte ausgebildet, damit letztere einem allfälligen Quelldruck des Mergels, hervorgerufen durch die Entfernung der Vorbelastung, nicht voll ausgesetzt sei.

##### Pumpenschächte

Die Hauptsammelleitung vom Durchmesser 200 mm ist ebenfalls als Ringleitung mit rechteckigem Grundriss ausgebildet. An den vier Eckpunkten sind Sammelschächte mit einem Nutzvolumen von 6 m<sup>3</sup> angeordnet. Bei dem geringen Wasseranfall genügt es, nur im Südostschacht und im Nordwestschacht niveaugesteuerte Pumpen einzusetzen.

##### Erfahrungen

Das Drainagesystem ist seit Juni 1974 auf der gesamten Sohlfläche eingebaut und funktioniert, soweit es überhaupt beansprucht wird, einwandfrei. Das System führt nur im Bereich der Elsässermolasse Wasser, und auch dies nur aus den weiter oben erwähnten Gründen. Sowohl Ringdrainage als auch Entlastungsstützen versehen ihren Dienst, wie man es sich erhofft hatte. Zur Zeit werden aus der gesamten Baugrube noch 2,5 l/s Wasser abgepumpt. Es ist anzunehmen, dass sich dieser Wert im Laufe der Zeit als Folge der Selbstkolmatierung eher noch verringert.

##### Wichtigste Daten

Drainierte Wandfläche, je nach Grundwasserstand	4 500 m <sup>2</sup>
Drainierte Grundfläche	10 500 m <sup>2</sup>
Zusammen	15 000 m <sup>2</sup>
Spezifischer Wasserandrang pro m <sup>2</sup> benetzte Fläche	1,67 · 10 <sup>-4</sup> l/s



## 5. Überwachung der Baugrube

### 5.1 Überwachung der Wandbewegungen

Das Verhalten der Schlitzwand bei zunehmender Aushubtiefe wurde optisch durch das Messen der Wandkopferschiebungen und elektrisch durch die Messung der Wandkrümmung und deren Auswertung zur Biegelinie mit einem Klinometer in 4 Vertikalschnitten kontrolliert. Die Klinometermessungen wurden durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik an der ETHZ (IGB) durchgeführt und ausgewertet. Dank diesen Messungen war es möglich, beim Klinometerrohr K3, nachdem das Aushubplanum für die Erstellung der 3. Ankerlage erreicht war, das Entstehen eines plastischen Gelenkes mitzuverfolgen, wobei die vorher im mm-Bereich stattfindenden Wandverformungen innert kurzer Zeit auf über 3 cm anwuchsen. Ursache der Überbeanspruchung der Schlitzwand waren lokal schlechtere Baugrundverhältnisse, die zur Folge hatten, dass sich der Einspannpunkt der Wand nach unten verlagerte. Nach dem Anbringen der 3. Ankerlage, die vorsichtshalber über eine Zone von 20 m verstärkt worden war, waren in der Folge keine weiteren Bewegungen mehr festzustellen (Bild 17).

### 5.2 Überwachung der Ankerkräfte

Die Veränderungen der Ankerkräfte werden anhand von unter den Ankerköpfen eingebauten Druckmessdosen während der ganzen Einsatzzeit überwacht (Bild 14). Anfänglich war man durch die in Funktion der Wandtemperatur stark variablen Ankerkräfte beunruhigt, wurden doch je  $\pm 10^\circ$  Temperaturänderung Abweichungen an der Ankerkraftanzeige zwischen  $\pm 2,0$  und  $\pm 2,5$  t abgelesen. Eine vom IGB getestete Druckmessdose desselben Typs zeigte unter starren Einspannbedingungen eine temperaturbedingte Zunahme der Ankerkraftanzeige von 9,3% je  $10^\circ$  Temperaturänderung, bedingt durch die volumetrische Ausdehnung des Hydrauliköls von 0,07%/°C. Temperaturbedingte Änderungen von Ankerkräften in Funktion der Wandtemperatur können deshalb mit diesen preisgünstigen hydraulischen Messdosen nicht gemessen werden, und es wäre falsch, daraus irgendwelche

Rückschlüsse auf das Temperaturverhalten der Schlitzwand und deren Auswirkungen auf die Ankerkräfte ziehen zu wollen. Es ist festzustellen, dass die Anker infolge des beschriebenen Verhaltens der Druckmessdosen noch zusätzlich belastet werden. Nach Abzug der Reibungskräfte im System Dose-Anker dürfte die Ankerkraftzunahme 0,5 t je  $+10^\circ\text{C}$  nicht übersteigen. Sie erlauben lediglich eine qualitative Aussage über das langfristige Verhalten der Anker, was aber für die Belange des Praktikers im allgemeinen auch genügt. Nicht voraussehen war, dass die Messdosen weniger zuverlässig sind als die Anker: Beobachtete «Spannungsabfälle» hatten zum Glück in der überwiegenden Mehrzahl aller Fälle Ölverluste durch Leckagen an den Messdosen zur Ursache. Immerhin gelang es dank den Messdosen, den Ausfall zweier Rohranker in der 1. Ankerlage nachzuweisen, was ein rechtzeitiges Eingreifen ermöglichte.

An den im Mergel verankerten Spannungsgliedern konnte bis heute kein Spannungsabfall infolge Kriechens der Verankerungszone nachgewiesen werden, obwohl diese schon über ein Jahr unter Spannung stehen. In diesem Zusammenhang ist es ausserordentlich wichtig, dass die Anker vorschriftsgemäss gespannt werden: stufenweises Aufbringen der Prüflast, wobei die nächsthöhere Laststufe erst dann aufgebracht werden darf, wenn die Setzungen der ersteren abgeklungen sind. Nach dem Erreichen der Prüflast muss die Ankerkraft mit der Presse bis zum Abklingen der Setzungen konstant gehalten werden, was in der Regel nach etwa 15 Minuten der Fall war (vergl. DIN 4125 Pt. 7. Grundsatz- und Eignungsprüfung und Pt. 8. Abnahmeprüfung). Es kamen 140 Druckmessdosen zum Einbau.

## 6. Zusammenfassung

Ausgehend von gegebenen äusseren Randbedingungen (Raumprogramm, Geologie), wurde versucht, den Bau einer grossen und tiefen Baugrubenumschliessung im Grundwasser zu beschreiben. Das gewählte Konzept erlaubte es, dank der permanenten Drainage auf eine Grundwasserwanne mit Druckwasserisolation zu verzichten.

Bild 18. Übersicht der Baugrube im letzten Aushubstadium. Die vierte Ankerlage ist bereits eingebracht. Rampenausfahrt in Richtung Peter-Rot-Strasse. Man beachte die provisorische, ausragende Fahrbahn entlang Bau 49 (Schattenwurf an der Schlitzwand)



### Am Bau beteiligte Firmen

Sondierbohrungen:	Diasond AG, Zürich
Geologischer Bericht:	Dr. H. Hauber, geologisch-paläontologisches Institut der Universität Basel
Projekt und Bauleitung:	Preiswerk & Cie AG, Ingenieure ETH, SIA, Basel
Technischer Experte:	Institut für Grundbau und Bodenmechanik der ETHZ (IGB)
Hauptunternehmer:	Preiswerk & Cie AG, Hoch- und Tiefbau, Basel
Schlitzwände:	Diasond AG, Zürich, und Impresa Ing. P. Germani, Rom
Lockergesteinsanker:	Diasond AG, Zürich, und Moll KG, Abt. Spezialtiefbau, München
Aushub:	F. Musfeld AG, Basel
Injektionen:	Diasond AG, Zürich, und Ing. Greuter AG, Zürich
Grundwasserbrunnen:	Rapp AG, Basel
Photographen:	Bild 18 Werkphoto Roche Übrige Th. Hartmann, Ing.-Techniker HTL, in Fa. Preiswerk & Cie AG

Adresse des Verfassers: U. Schäfer, dipl. Ing. ETH, SIA, in Fa. Preiswerk & Cie AG, Burgfelderstrasse 211, Postfach, 4025 Basel.