Geotechnische Probleme beim Neubau des Gymnasiums Biel

Autor(en): **Schär, Ulrich**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **97 (1979)**

Heft 4

PDF erstellt am: **19.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-85399

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Geotechnik/Grundbau

Geotechnische Probleme beim Neubau des Gymnasiums Biel

Von Ulrich Schär, Bern/Zürich

Auf dem Areal des sog. Strandbodens in der Bieler Seebucht entsteht gegenwärtig das neue Gymnasium, bestehend aus drei untereinander in Verbindung stehenden Baukörpern (Bild 2) sowie – auf der gegenüberliegenden Seite der Schüss – einer grossen Sporthalle. Die Bauten reichen im Maximum bis knapp 7 m unter die heutige Geländeoberfläche.

Der Lage des neuen Gymnasiums im ebenen Seevorland entsprechend waren keine idealen Baugrundverhältnisse zu erwarten. Die grundbaulichen Probleme bei der Bauausführung waren denn auch mannigfaltigster Art und es lässt sich an diesem Beispiel besonders eindrücklich zeigen, wie wichtig es für einen optimalen und wirtschaftlichen Bauablauf wäre, die zweckmässigsten Massnahmen zur richtigen Zeit am rechten Ort treffen zu können.

Baugrunduntersuchungen

In der langjährigen Planungszeit des neuen Gymnasiums Biel wurden die Baugrundverhältnisse wiederholt erkundet und zwar zunächst – im Jahre 1959 – in genereller Art und noch nicht objektbezogen. Aus dieser ersten Untersuchung folgte, dass im Bereich des Bieler Strandbodens bis in über 50 m Tiefe junge, feinkörnige Seeablagerungen geringer Tragfähigkeit vorliegen. Ferner wurde die westliche Begrenzung des aus dem Stadtgebiet von Biel bekannten, zwischen Verlandungsbildungen und Silt/Sand gelagerten Juraschotters in einer Karte gemäss der entsprechenden Linie in Bild 1 angegeben. Vier Jahre später folgte eine ungefähr auf das heutige Bauareal beschränkte und in genereller Art auf einen Gymnasiumsneubau ausgerichtete weitere Baugrunduntersuchuchung, wobei hier bereits eine Reihe von Bodenkennwerten und eine allgemeine Beurteilung der Gründungsmöglichkeiten gegeben wurde. Und schliesslich waren im Januar 1975 – einige Monate vor Baubeginn – nunmehr durch den Verfasser des vorliegenden Artikels, einige spezifische, vom projektierenden Ingenieur formulierte Fragen geotechnisch-grundbaulicher Art zu beantworten. Sie bezogen sich auf die zweckmässigste Pfählungsart und Wasserhaltung sowie auf die zulässige Böschungsneigung der Baugrube.

Für die letztgenannten Abklärungen standen nurmehr sehr beschränkte Mittel und eine knapp bemessene Untersuchungszeit zur Verfügung. In diesem Sinne ging es darum, mindestens alle beim vorgesehenen Bauablauf auftretenden grundbaulichen Probleme zum voraus sichtbar zu machen. Zur Erreichung dieses Ziels wurden *zwei Kernbohrungen* zur Abklärung der *Pfahltragfähigkeit*, der erforderlichen *Pfahllängen* und der *Grundwasserdruckverhältnisse, acht Baggerschlitze* zur Lokalisierung des *Grenzverlaufs zwischen Zivilisationsschutt und anstehender Seekreide* sowie zur Abklärung der *Wasserführung* in erstgenanntem und ferner ein *Wellpointversuch* zur Prüfung der *Entwässerungs- und Stabilisierungsmöglichkeit* der die Auffüllung unterlagernden feinkörnigen Schicht ausgeführt. Weitere Untersuchungen galten der *Mantelreibung* (mittels Versuchen entsprechend Bild 7), der *undrainierten Scherfestigkeit* und *Strukturempfindlichkeit der Seekreide* und des *Seebodenlehms*, der Zusammendrückbarkeit des Silt/Sand-Materials im Bereich der Pfahlspitzen, der Abklärung der Entwässerbarkeit der feinkörnigen Bodenschichten mittels Kleinpumpversuchen und der Böschungsstabilität unter Berücksichtigung dynamischer Einwirkungen durch das Baugeschehen.

Mit diesen Mitteln gelang es, mit *einer Ausnahme* alle auftretenden grundbaulichen Probleme aufzuzeigen. Offen blieb die Frage, ob und allenfalls wo innerhalb des Bauareals mit dem erwähnten Schotterfeld von Biel zusammenhängender, wasserführender Kiessand zu erwarten sei. Solcher war von uns aufgrund einiger Feststellungen beim Einspülen der Wellpointlanzen mindestens längs der Schüss vermutet worden und es wurde bei dieser Gelegenheit auch gefordert, ein derartiges Vorkommen von der Baugrube abzuriegeln, um keine grossräumige Grundwasserabsenkung vornehmen zu müssen. Leider war es jedoch im Zuge unserer Abklärungen vor Baubeginn nicht möglich, die entsprechenden Ergänzungsbohrungen durchzuführen, was sich in der Folge als Nachteil erwies.

Aus den durchgeführten Untersuchungen war zu erkennen, dass unter einer bis 3 m mächtigen Schicht von Zivilisationsschutt, einige Meter Seekreide und Seebodenlehm (Kornverteilungen s. Bild 5) und darunter ein mächtiger Silt/Sand-Komplex allgemein geringer Lagerungsdichte anstehen. Wie aus Bild 3 hervorgeht, resultierten dabei bis in die Tiefe von rund 20 m lediglich SPT-Werte von knapp 10 Schlägen je 30 cm Eindringung der Hohlsonde in den siltig-sandigen Untergrund. Wie im Verlaufe der ersten

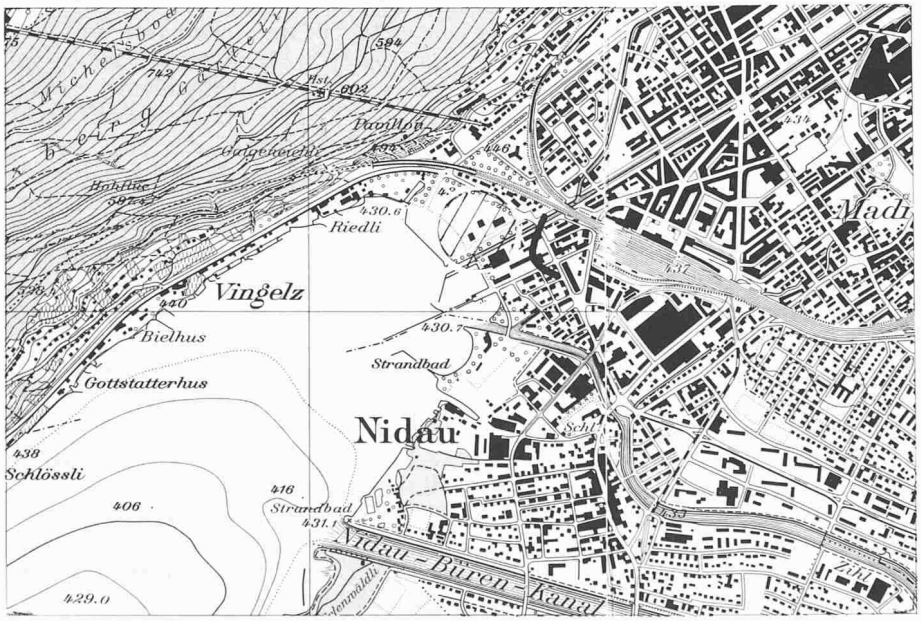


Bild 1. Lage des Bauareals auf dem Bieler Strandboden. Die eingezeichnete Linie markiert die im geologischen Gutachten von 1959 angegebene Grenze des von der Stadt Biel gegen den See hinziehenden Schotterhorizontes im Untergrund (Reproduziert mit Bewilligung der Eidg. Landestopographie Bern vom 13.11.1978)

Bauphase anhand der Aufnahme der Piezometerbohrungen, Brunnenbohrungen, Injektionsbohrungen und Spundwandrammungen erkennbar wurde, dringt von Osten her ein rund 4 m starker, wasserführender Schotterkörper bis ins Bauareal vor und keilt ungefähr an der in Bild 2 eingezeichneten Linie westwärts aus (s. dazu auch Bilder 3 und 4). Kornverteilungen des betreffenden Materials sind in Bild 5 aufgetragen. Die undrainierte Scherfestigkeit des unter der Aufschüttung anstehenden tonigen Silts (Seekreide, Seebodenlehm), in dem der Baugrubenaushub erfolgen sollte, war, wie auf Bild 3 dargestellt, mit durchschnittlich rund 2,5 t/m² gering, wobei sich bei den entsprechenden Scherflügelversuchen

Sand-Komplex und im Schotter – den eigentlichen Grundwasserleitern – Grundwasser vorhanden, dessen Druckniveau nahe der Terrainoberfläche lag und über die Piezometerabstiche in den beiden Bohrlöchern zu erkennen war. Da dieses, wie ein Baggerschlitz auf rund 5 m Tiefe zeigte, erst nach erfolgtem hydraulischem Grundbruch baulich aktiv in Erscheinung tritt, wurde für die betreffenden Verhältnisse auf der Baustelle im geotechnischen Bericht vom Februar 1975 der Begriff «baulich aktives Grundwasser» geprägt.

Anhand der rund fünf Monate vor Baubeginn abgeschlossenen Untersuchung waren folgende baulichen Folgerungen zu ziehen:

Sicherstellung der hydraulischen Stabilität der Baugrube mittels Filter- und/oder Vacuumbrunnen;
- Böschungsneigungen von 2:3 nur unter Anordnung einer Berme möglich, wobei die letztere mit der Sohle des Entwässerungsgrabens gemäss Bild 8 und 10 identisch sein sollte;
- Pfahlbelastungsversuche zur definitiven Abklärung der Pfahldimensionen erforderlich.

Wasserhaltung, Aushub

Als Massnahme zur Entwässerung der Zivilisationsschicht hat sich die erwähnte und in Bild 10 veranschaulichte

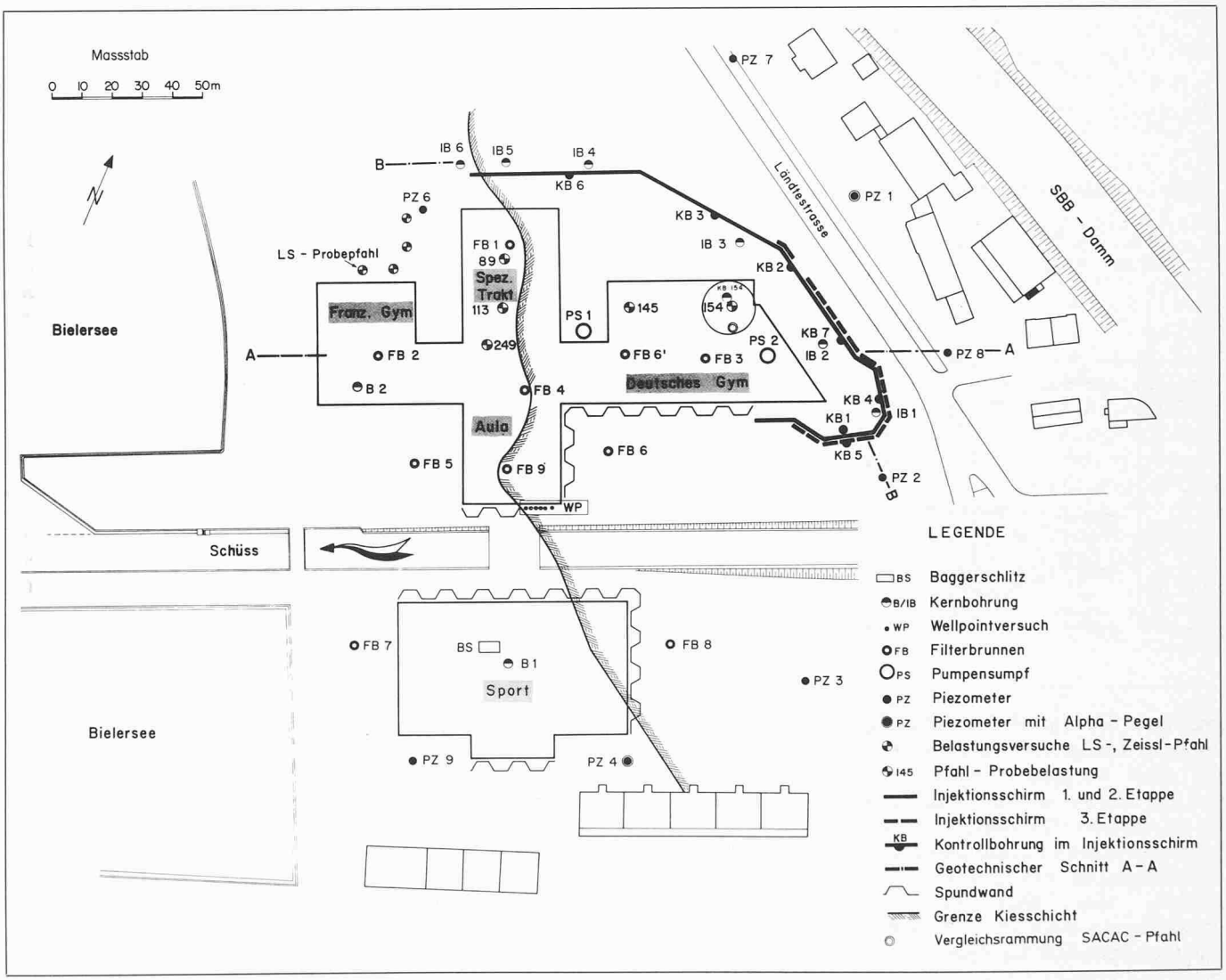


Bild 2. Situation vom neuen Gymnasium und Sporthalle

eine Sensitivität (Strukturempfindlichkeit) von maximal $S_t = \sim 8$ ergab.

Bezüglich des unterirdischen Wassers war zwischen zwei nicht miteinander im Zusammenhang stehenden Vorkommen zu unterscheiden. Einerseits enthielt das mit Zivilisationsschutt aufgefüllte und an der Sohle durch relativ undurchlässigen Seebodenlehm abgedichtete Becken direkt unter der Geländeoberfläche stark verschmutztes Wasser. Anderseits war im tiefer liegenden Silt/

- «schwimmende» Pfahlgründung ohne die Möglichkeit der Mobilisierung eines nennenswerten Spitzenwiderstandes;
- Leerpumpen des mit Zivilisationsschutt und Schmutzwasser gefüllten Beckens über dem Seebodenlehm vor dem eigentlichen Baugrubenaushub mittels einer vorgängig zu erstellenden Ringdrainage (Bild 10);
- Druckentlastung des Grundwassers vor dem vollständigen Aushub zur

Ringdrainage in einem Voraushub bewährt. Da die Durchlässigkeit des betreffenden Materials örtlich unterschiedlich war, standen zusätzlich an bestimmten Stellen auch lokale Pumpensümpfe kurzfristig in Betrieb. Zur Druckentlastung des Grundwassers wurden Filterbrunnen ausgeführt. Ihre Zahl und Lage ist aus Bild 2 ersichtlich. Ihre Tiefe betrug durchwegs 15 m. Gebohrt wurden sie mit einem Durchmesser von 700 mm. Filterrohre fanden sol-

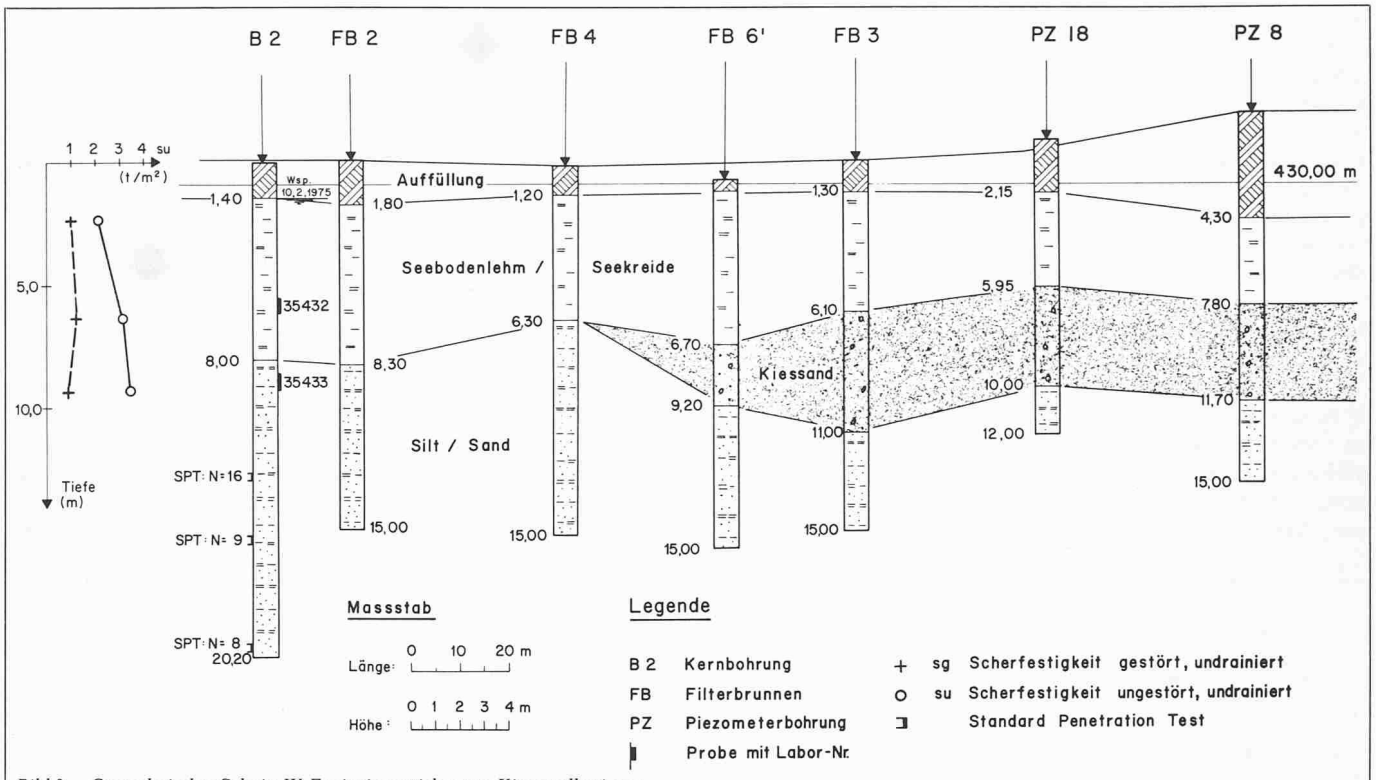


Bild 3. Geotechnischer Schnitt W-E mit eingezeichnetem Kiessandhorizont

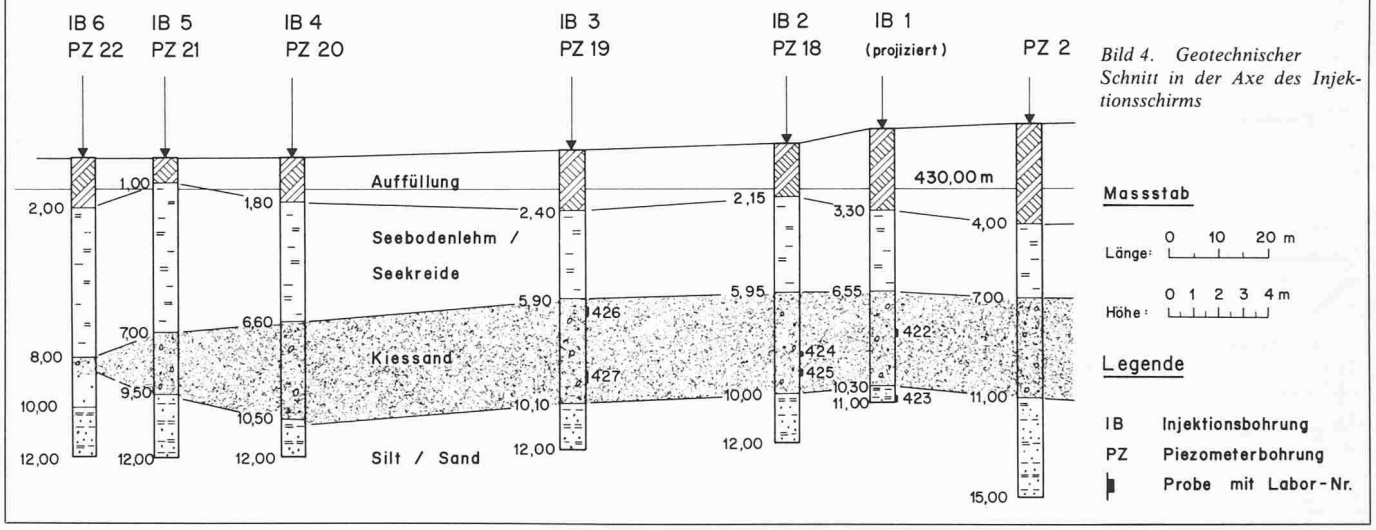


Bild 4. Geotechnischer Schnitt in der Axe des Injektionsschirms

che von ⌀ 350 mm mit 3 mm Wandstärke Verwendung. Als Filtermaterial wurde eine Mischung von Kiessand 1–3 mm und 3–6 mm im Verhältnis von 1:1 eingebaut. Da nach den Kleinpumpversuchen bzw. der beschränkten Durchlässigkeit des Silt/Sand-Untergrundes eine reine Schwerkraftentwässerung nicht ohne Risiken namentlich bezüglich der Brunnenversandung war, erfolgte zusätzlich eine Ummantelung der Schlitzbrückenfilterrohr-Abschnitte mit einem feinen Tressengewebe des Typs NY 425 HC. Erwartet wurde im Bereich des kiesfreien, siltig-sandigen Untergrundes eine maximale Brunnenfördermenge von rund 40 l/min, was in der Folge auch mehr oder weniger zutraf. Bereits aus unserer Baugrunduntersuchung wurde erkennbar, dass eine nennenswerte Grundwasserdruck-Entlastung, wie sie zur Gewährleistung der erforderlichen hydraulischen Stabilität der Baugrube erforderlich war, relativ viel Zeit in Anspruch nimmt und nicht kurzfristig erzwungen werden kann. In diesem Sinne wurde denn auch beantragt, den Beginn der Wasserhaltung dem eigentlichen Baubeginn mit den Aushubarbeiten zeitlich voranzustellen, um die letzten – einmal begonnen – nicht durch ein noch nicht erreichtes Absenkziel zu blockieren. Diese Forderung blieb unerfüllt. Zum Zwecke einer Beschleunigung der Druckentlastung während der ersten Bauphase wurden nun zwei Brunnen – entsprechend guten Erfahrungen auf andern Baustellen mit ähnlichem Untergrund – auf Vakuumhilfe umgerüstet (siehe Bild 11). Der Erfolg dieser Massnahme war hier unterschiedlich. Zeitigte der Vakuumeinsatz bei Filterbrunnen FB 2 lediglich eine Verdoppelung der Fördermenge, so schnellte bei Brunnen FB 4 die Entnahmemenge von bescheidenen 2,5 l/min auf das fast hundertfache an, wobei diese Ergiebigkeit erstaunlicherweise auch nach Ausserbetriebnahme der Vakuumanlage erhalten blieb. Die Massnahme hatte hier offensichtlich eine Art Schokkung des Brunnens zur Folge. Wie ursprünglich befürchtet, waren die Pumpen, insbesondere deren Laufräder, bei den Brunnen im siltig-sandigen Untergrund enormem Verschleiss ausgesetzt.

Um die Brunnenzahl auf das absolut nötige Minimum zu beschränken *und* die Brunnen auf dem Bauareal derart zu plazieren, dass sie den besten Wirkungsgrad erzielten, wurden sie jeweils sofort nach ihrer Erstellung in Betrieb genommen und ihr Regime über die zu diesem Zwecke abgeteuften Piezometer (z. T. mit automatischen Pegelschreibern des Typs ALPHA ausgerüstet) kontrolliert. Im Rahmen solcher Pumpversuche konnten beiläufig auch die Durchlässigkeitskoeffizienten einzelner Teilbereiche ermittelt werden, was im Blick auf die späteren Probleme im Zu-

sammenhang mit der Erstellung des Injektionsschirmes zur Abriegelung des wasserführenden Schotters von Bedeutung werden sollte. In diesem Zusammenhang ergab sich beispielsweise aus den Pumpversuchen in Filterbrunnen FB 1 (gemäss Bild 2 dem Schotterhorizont nahe gelegen) ein k-Wert von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s (berechnet nach der instationären Methode von Theis/Wiederhold). Bei Brunnen FB 3 (im Bereich des Schotters gelegen) resultierte ein solcher von $k = 3 \cdot 10^{-4}$ m/s, wobei hier bei einer Entnahmemenge von rund 600 l/min lediglich eine Absenkung des Wasserspiegels im Brunnen von 1,09 m zu verzeichnen war, was ferner vermuten liess, dass innerhalb des Schotters mit einem grossen Wasserandrang zur Erreichung des von der hydraulischen Stabilität der Baugrube her diktierten Absenkzieles gerechnet werden musste. Ausserdem wurde beim betreffenden Versuch Ende Juli 1975 auch klar, dass im Zuge einer derartigen Grundwasserentnahme ihr Einfluss bis weit über das Bauareal hinaus festzustellen sein werde, was jedenfalls im Blick auf mögliche Setzungsschäden unerwünscht war.

Durch den Nachweis eines in die Baugrube hineingreifenden, wasserführenden Schotterfeldes im Zuge der Brunnen- und Piezometerbohrarbeiten während der ersten Bauphase bekam die Wasserhaltung deshalb eine neue Dimension. Zwei Monate nach Beginn der Brunnenbauarbeiten - das für die Freigabe des Aushubs erforderliche Absenkziel des Grundwasserspiegels war noch nicht erreicht - wurde zwischen Deutschem Gymnasium und Spezialtrakt ein Probeaushub ausgeführt, der den Zweck verfolgte, die effektive Gefahr hydraulischen Grundbruchs bei Nichteinhalten des vorerwähnten Absenkzeils vor Augen zu führen und mittels Versetzen von Zementrohren im betreffenden Aushub einen die Brunnen «unterstützenden» Pumpensumpf (PS 1, siehe Bild 2) zu erstellen. Beide Teilziele wurden erreicht. Nach Erreichen der kritischen Tiefe stellte sich der hydraulische Grundbruch erwartungsgemäss ein. Innert Sekunden war die Grube mit Wasser gefüllt. Der Pumpbetrieb im betreffenden Pumpensumpf bewirkte in den folgenden Wochen im Baugelände des Schultraktes eine mittlere zusätzliche Grundwasserspiegelabsenkung von 50–80 cm, wobei allein aus PS 1 eine Wasserförderung von rund 2000 l/min erfolgte. Da auch mit dieser zusätzlichen Entnahme die Sollkote des Wasserdruckniveaus noch nicht zu erreichen war, wurden - nach einem weiteren Probeaushub anfangs Oktober 1975 in der Westecke des Französischen Gymnasiums, der ein stark durchnässtes Planum zeigte, jedoch kein eigentlicher Grundbruch zu bemerken war - anfangs November 1975 weitere drei Filterbrunnen und Ende April 1976 (nach Erstellung des Injektionsschirms, siehe weiter unten) ein zweiter Grosspumpensumpf (PS 2, siehe Bilder2 und 12) abgeteuft. Die maximale Grundwasserpumpmenge betrug nunmehr etwa 13 000 l/min.

Es hat sich im Verlaufe der skizzierten Entwicklung der Wasserhaltung gezeigt, dass im schotterführenden Ostabschnitt des Bauareals die erforderliche Grundwasserabsenkung erst durch die Inbetriebnahme der beiden grossen Pumpensümpfe mit ihren respektablen Entnahmemengen möglich wurde. Deren Erstellung war jedoch erst nach einer teilweisen vorgängigen Druckentlastung mittels der Filterbrunnen möglich. Im Westabschnitt, d. h. im Bereich ohne Schotter im Untergrund, erfolgte die Grundwasserdruckentlastung - trotz geringerer Durchlässigkeit des Silt/Sand-Komplexes - etwas schneller und ausgeprägter, indem hier bereits nach der ersten Absenkphase bis Mitte September 1975 eine Absenkung des Wasserniveaus von bis 2,5 m gegenüber dem Ruhewasserspiegel zu verzeichnen war. Deshalb konnte der Aushub im betreffenden Abschnitt bereits begonnen werden, als im Ostabschnitt die hydraulische Stabilität der Baugrube bei weitem noch nicht gewährleistet war. Dessen abschnittweise Freigabe hatte sich nach der jeweils vorhandenen errechneten Sicherheit F_{hydr} der betreffenden Aushubareale zu richten. Sie wurde anfänglich mit $F = 2$, später - nach detaillierter Kenntnis des Schichtenverlaufs im Untergrund - mit $F = 1{,}5$ festgesetzt.

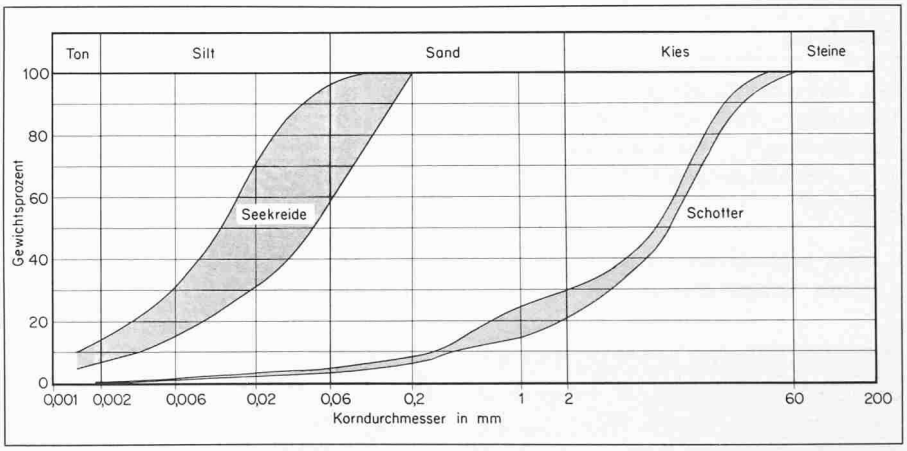


Bild 5. Kornverteilungen der Seekreide und des Schotters

Injektionsschirm

Drei Monate nach Feststellung des wahren Ausmasses der erforderlichen Grundwasserförderung zur Erreichung des Absenkziels wurde der Entscheid zur Abriegelung des wasserführenden Schotterkörpers von der Baugrube mit einem Injektionsschirm gefällt. Die Ausführung einer andern Lösung (Schlitzwand oder Spundwand) kam aus technischen Gründen zu diesem Zeitpunkt kaum mehr in Frage. Kostenmässig war zudem eine Ton/Zement-Injektion am interessantesten. Die Voraussetzungen zur Erstellung eines wirksamen und dichten Injektionsschirmes zur Unterbindung des Wasserzuflusses in den Baugrubenbereich schienen relativ günstig, denn der zu injizierende Schotter war - wie die entsprechenden Kontrollbohrungen in dessen Axe ergaben - mächtigkeits- und niveaukonstant, unten und oben von merklich undurchlässigeren Schichten begrenzt sowie bezüglich des Kornaufbaus nach den ermittelten Kornverteilungen (siehe Bild 5) und den früher erwähnten k-Werten nicht extrem durchlässig. Im Abstand von rund 5 m vom zu erstellenden Injektionsschirm wurden kontrollhalber baugrubenseits drei Kleinfilterbrunnen abgeteuft, um ein allfälliges Abfliessen des Injektionsgutes in die umgebenden Bodenschichten erfassen zu können sowie das Ausmass der erforderlichen Drosselung der Wasserhaltung während den Injektionsarbeiten zu bestimmen. Eine Ausserbetriebnahme der Wasserhaltung kam selbstverständlich in der betreffenden Bauphase nicht mehr in Frage und wurde von der ausführenden Injektionsfirma auch nicht verlangt. Die mit Kernbohrungen und Färbversuchen nach erfolgter Injektion durchgeführten Dichtigkeitstests ergaben unbefriedigende Ergebnisse. Es zeigte sich dabei u. a., dass das Injektionsgut in unterschiedlichem Grad den Schotter durchsetzte und örtlich praktisch reine Geröllagen vorhanden waren, wie sie in keiner der früheren Kernbohrungen beobachtet werden konnten. Während einer Nachinjektion der im Abstand von 1,5 m versetzten Lanzen wurde in einer zweiten Etappe nochmals rund 300 m³ Injektionsgut verpresst (1. Etappe = 440 m³ bei Drücken von etwa 7 atü), wobei nun Verpressdrücke bis zu 25 atü erreicht wurden. Nachdem die entsprechenden Kontrollen nunmehr einen gewissen Abdichtungserfolg zeigten, wurde im Bereich der grössten Grundwasseranströmung (siehe Bild 2) in einem dritten Umgang unter vorgängiger Rammung

neuer Lanzen etwas ausserhalb der bisherigen Axe nochmals injiziert, wobei zur Verbesserung der Viskositätsverhältnisse das Injektionsgut wiederum etwas verändert wurde (u. a. auch HPC statt PC). Die total verpresste Injektionsmenge betrug nunmehr für den rund 225 m langen und im Durchschnitt etwa 4 m starken Injektionsschirm (siehe Bild 4) knapp 1000 m³, was je Laufmeter behandelten Schotters etwa 4,5 m³ Verpressgut ausmacht. Dieser Wert zeigt, dass eine Konzentration des Injektionsgutes auf einen schmalen Schotterbereich im Sinne einer eigentlichen Dichtungswand nicht gelang, sondern dass offensichtlich ganz erhebliche Injektionsmengen seitlich unter Benützung der durchlässigsten Schotterzonen ausflossen. In den vorerwähnten Kleinfilterbrunnen unweit des Injektionsbereiches konnte indessen kein Verpressgut nachgewiesen werden. Mithin wurde auch das eigentliche Ziel dieser Baumassnahme – nämlich eine weitgehende Abdichtung der Baugrube vor zufliessendem Grundwasser – nicht oder nur geringfügig erreicht, indem nach Fertigstellung der betreffenden Arbeiten der Wasserzufluss immer noch im Kubikmeterbereich je Minute lag und zusätzlich der zweite Grosspumpensumpf (vgl. oben) erstellt werden musste.

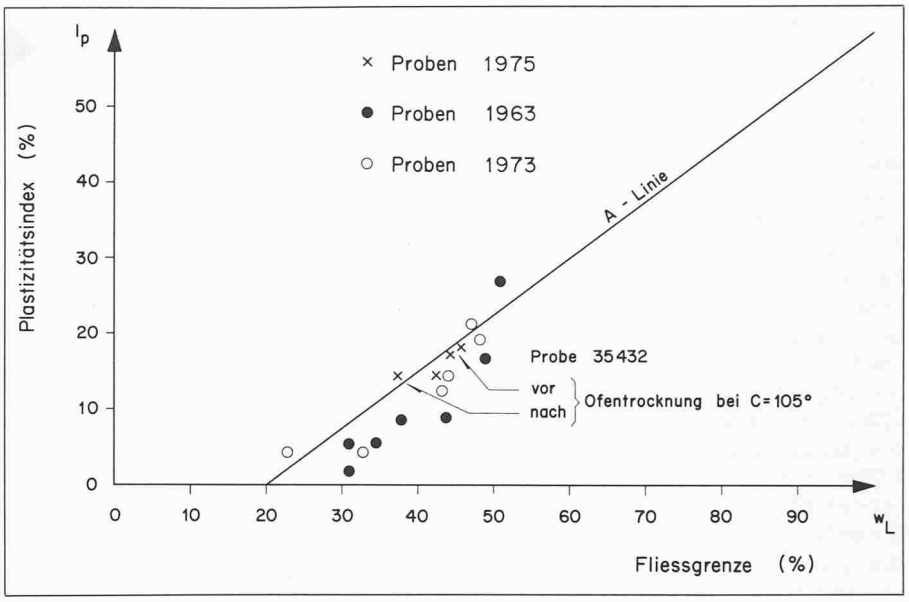


Bild 6. Plastizitätseigenschaften des tonigen Silts (Seekreide) über dem Schotter und Silt/Sand

Pfählung

Die Ausgangssituation für eine Pfahlgründung – der hier einzig möglichen Fundationsart – war komplex. Folgende Randbedingungen waren zu berücksichtigen:

- Kein eigentlicher Traghorizont und damit «schwimmende» Pfählung.
- Seekreide und Seebodenlehm im obersten Pfahlschaftbereich mit ungünstigen bodenmechanischen Eigenschaften (Strukturempfindlichkeit, geringe undrainierte Scherfestigkeit) und damit gewisses Risiko für einwandfreie Pfahlherstellung zufolge allfälliger mangelnder Stützwirkung des den Pfahlbeton umgebenden Bodens.
- Relativ hohe konzentrierte Bauwerkslasten.
- Schüttungen als Geländeanpassungen nach Fertigstellung der Bauten.
- Abgeböschte Baugruben innerhalb Seekreide/Seebodenlehm.
- Gespanntes Grundwasser.
- Rammplanum auf wenig tragfähigem Untergrund.

Da es bei einem Zusammenwirken derartiger Randbedingungen keinen Pfahltyp gibt, der als problemlos gelten kann, ging es bei der Wahl der zweckmässigsten Pfählungsart darum, jenes Verfahren zu bestimmen, das unter Berücksichtigung *aller* Gesichtspunkte – auch der ausführungstechnischen – am wenigsten risikobehaftet schien. Ausserdem war die Höhe des Sicherheitsgrades den Gegebenheiten anzupassen. Der Entscheid fiel für den Sporttrakt zugunsten eines Ortsbeton-Rammpfahles (Typ Zeissl), für den Schultrakt mit den wesentlich höheren Belastungen zugunsten eines Injektions-Ortsbeton-Rammpfahles der Typen LS und MV. Im folgenden ist lediglich von den beiden letztgenannten Verfahren ausführlicher die Rede. Die Pfählung im Sektor Sport konnte ohne Schwierigkeiten ausgeführt werden.

LS- und MV-Pfähle wurden sowohl als Zug- und Druckpfähle verwendet. Die gewählten Pfahlverfahren schienen aus folgenden Gründen zweckmässig:

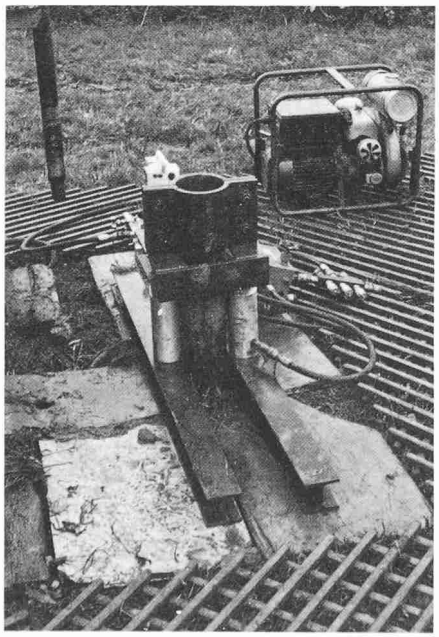


Bild 7. Durchführung von Mantelreibungsversuchen am Futterrohr von Kernbohrung B 2. Bildmitte die synchron laufenden hydraulischen Pressen



Bild 8. Im Zuge des Aushubs ausgegrabene Zeissl- und LS-Pfähle der Probebelastungsversuche. Links im Bild die mit Plastik abgedeckte Böschung des Voraushubs, welcher in der ersten Bauphase zur Ableitung des Schmutzwassers aus der Auffüllschicht diente (s. auch Bild 10)

- Doppelte Verspannung des Pfahles im Kiessand und Silt/Sand durch Rammverdrängung und Injektion und damit Mobilisierung eines Höchstmasses an Mantelreibung («schwimmende» Pfählung!). (Wie die Mantelreibungsversuche in der Sondierphase (siehe Bild 7) ergaben, war ohne «Bodenverbesserung» keine grosse Mantelreibung vorhanden).
- Nennlasten bis 160 t zulässig und damit Möglichkeit grösserer Pfahlabstände, was bezüglich Setzungsverhalten aus Gruppenwirkung sowie totaler erforderlicher Rammenergie zum Niederbringen der Pfähle günstig erschien.
- Vorliegen guter Erfahrungen mit den gewählten Pfahlsystemen bei früheren Objekten in der Nähe des Gymnasiums.

Bohrpfähle schieden wegen geringerer Mantelreibung, des Fehlens einer eigentlichen Tragschicht im Pfahlspitzenbereich sowie starker Grundbruchgefahr während der Ausführung (und damit zusätzlicher Reduktion der Mantelreibung) aus. Desgleichen schienen Fertigbeton-Rammpfähle ungeeignet, weil solche mit lediglich knapp 100 t Tragkraft – abgesehen von den Mehrkosten gegenüber den gewählten Systemen – in erheblich grösserer Zahl hätten gerammt werden müssen, was dem teilweise strukturempfindlichen Untergrund ein Höchstmass an Rammenergie mit der entsprechenden Gefahr eines totalen Strukturzusammenbruchs der Seekreide zugeführt hätte. Ferner hätte sich auch das Ausmass der Gerätebewegungen auf dem eher labilen Rammplanum (direkt über der Seekreide) erhöht (Gewicht der Pfahlrammen bis 30 Tonnen). Keine Schwierigkeiten wären dagegen bei der Rammung von Fertigbetonpfählen im Pfahlkopfbereich aufgetreten. Nach den früheren Erfahrungen im betreffenden Gebiet, den durchgeführten Probebelastungen (siehe unten) und der ausgeführten Zeissl-Pfählung im Sektor Sport schien die Pfahlkopfausbildung bei den gewählten Ortbetonrammpfählen jedoch keine nennenswerten Probleme zu bringen.

Zur Abdeckung aller genannten Risiken bei der vorliegenden Pfahlgründung wurde gemäss Norm SIA 192 eine Sicherheit gegen Bruch von $F = 2{,}0$ gefordert.

Vorgängig der Festlegung der definitiven Pfahlbemessung wurden vor Baubeginn im Frühsommer 1975 Pfahlbelastungsversuche an Zeissl- und LS-Pfählen durchgeführt (Zug- und Druckversuche). Der Standort dieser Probebelastungen ist aus Bild 2 ersichtlich. Er wurde im Gebiet möglichst ungünstigen Bodenaufbaus gewählt (Bohrung B 2). Die Länge der Probepfähle variierte zwischen 18,25 m (LS-Zugpfahl) und 33,50 m (LS-Druckpfahl). Insgesamt

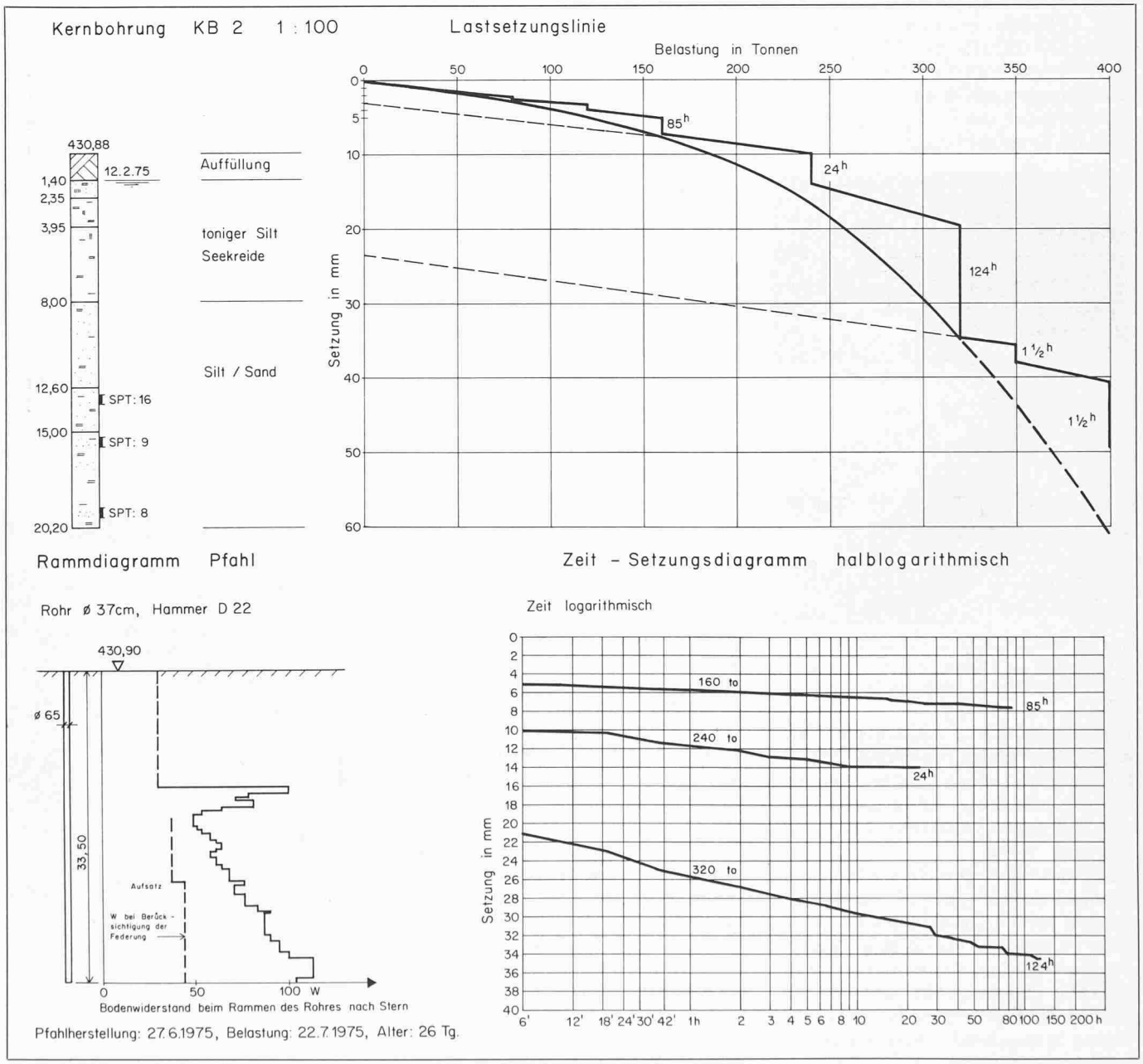


Bild 9. Probebelastung Injektions-Ortsbeton-Rammpfahl Typ LS ab Terrainoberfläche vor Baubeginn (Pfahllänge 33,50 m, Durchmesser 0,65 m)

können die Ergebnisse der Pfahlbelastungsversuche bei den erwähnten ungünstigen Randbedingungen als sehr zufriedenstellend bezeichnet werden. Wie aus dem Lastsetzungs- und Zeitsetzungsverlauf des 33,50 m langen LS-Druckpfahls in Bild 9 hervorgeht, war bei der Nennlast von 160 t eine Pfahlsetzung von rund 7 mm und bei der erforderlichen Prüflast von 320 t eine solche von 35 mm zu verzeichnen, was ziemlich genau der Vorausberechnung nach der Methode von Cambefort-Cassan entsprach. Die Pfahlbelastung erfolgte 26 Tage nach der Pfahlherstellung. Das allfällige Auftreten von Porenwasserspannungen im den Pfahl umgebenden Untergrund zufolge der Rammung wurde mittels in verschiedenen Tiefen versetzten Gebern (Quarzkerzen) überprüft. Es konnten dabei keine nennenswerten Porenwasserüberdrücke festgestellt werden. Ein Blick auf Bild 9 (Zeit-Setzungsdiagramm) zeigt ausserdem, dass beispielsweise bei einer Belastung von 240 t (also der 1,5fachen Nennlast) das nach Norm SIA 192 (Punkt 4.57.5) geforderte Kriterium bezüglich des Abklingens der Setzungen erfüllt war.

Ein Vergleich des LS-Druckpfahls mit dem LS-Zugpfahl bezüglich der Anteile



Bild 10. Voraushubgraben auf der Nordseite des Spezialtraktes zur Ableitung des in der Auffüllung (Kehricht) vorhandenen, isolierten Schmutzwassers

Mantelreibung und Spitzenwiderstand ergibt, dass bei den betreffenden Probebelastungsversuchen mindestens rund 60% Mantelreibung und maximal etwa 40% Spitzenwiderstand mobilisiert worden sind.

Aufgrund dieser positiven Versuchsergebnisse wurden - je nach Belastung - Längen für die Druckpfähle im Schultrakt zwischen 17 und 27 m ab Rammplanum festgelegt. Als Kriterium für die effektive Pfahllänge im Einzelfall war letztlich die Eindringung bei den letzten Hitzen massgebend. Diese wurde beispielsweise für die Druckpfähle des Typs LS von 160 t Nennlast von der

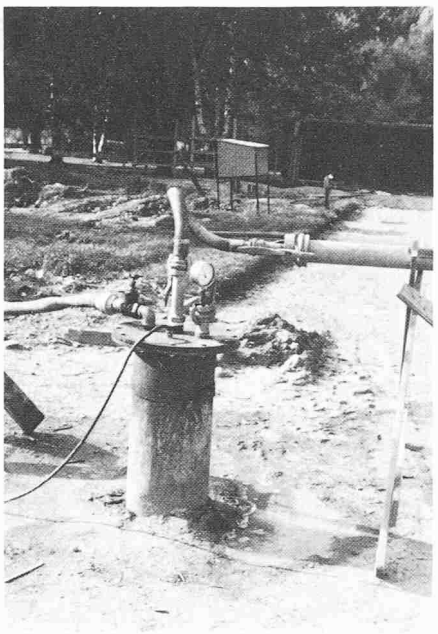


Bild 11. Filterbrunnen zur Grundwasserdruckentlastung mit aufgesetztem Kopf für Vacuumhilfe

Unternehmung zu 15 cm festgesetzt. Für die MV-Pfähle galten andere Kriterien. Deren Ausführung erfolgte nicht ganz nach der üblichen Art, da hier - wie bei den Zeissl- und LS-Pfählen - ebenfalls ein Rammrohr Verwendung fand und das der Rammspitze (SW 580) aufliegende MV-Rohr eine geringere Wandstärke aufwies.

Die Pfählung im Schultrakt war in der Folge durch einige Überraschungen gekennzeichnet. So wurde im Zuge der Erstellung der LS-Pfähle örtlich ein stark erhöhter Betonverbrauch festgestellt. Da ein solcher normalerweise eher eine Pfahlverdickung als eine Pfahleinschnürung zur Folge hat, ist er nicht zwangsläufig mit einem Tragfähigkeitsverlust verbunden.

Im Zuge der späteren Pfahlbankettausbildung wurden namentlich im Bereich des Französischen Gymnasiums bei einer Reihe von LS-Pfählen Schäden im obersten Schaftabschnitt festgestellt, welche die Pfahltragfähigkeit in Frage stellten. Daraufhin wurden im betreffenden Bereich sämtliche erstellten Pfähle mittels Presslufthammer oder Kernbohrungen überprüft. Geophysikalische Methoden zur zerstörungsfreien Pfahlprüfung führten hier zu keinem Erfolg. Saniert wurden die schadhaften Pfähle dadurch, dass im betreffenden Bereich Fertigbeton-Pfähle ∅ 35 cm mit konischer Form als Zusatzpfähle gerammt wurden. Aus technischen Gründen bot dieses Verfahren in der gegebenen Situation am wenigsten Schwierigkeiten.

Im Laufe der nunmehr systematischen Überprüfung sämtlicher ausgeführter Pfähle wurden auch bei den MV-Pfählen Schäden festgestellt. Bei diesen war örtlich eine Entmischung des Injektionsgutes innerhalb und ausserhalb des MV-Rohres im obersten Pfahlabschnitt zu beobachten, was auch hier dazu führte, dass die Tragfähigkeit bei den betreffenden Pfählen nicht mehr gewährleistet war. Der Grund für diese Entmischungen - der Mörtel für die LS- und MV-Pfähle wurde in ein und derselben Anlage produziert - war nicht befriedigend auszumachen. Vorversuche sowie Druckproben gaben zu keinerlei Befürchtungen Anlass.

Zufolge einer gewissen Verunsicherung bezüglich der Qualität der Pfählung im Schultrakt wurden - einer ursprünglichen Anregung des Verfassers folgend - aus der erstellten Pfahlserie einige zusätzliche Probebelastungen durchgeführt. Sie ergaben unterschiedliche Ergebnisse und führten dazu, auch im Spezialtrakt und im Deutschen Gymnasium den ursprünglichen Pfahlraster zu verstärken. Ein Kuriosum - oder eine weitere Laune der Natur - sei aus dieser Kontrollphase noch angeführt. Es betrifft dies den Belastungsversuch von Pfahl Nr. 154 (MV-Pfahl, Bild 13). Erwies sich der mächtige Silt/Sand unter den Kies-, Seekreide- und Seebodenlehmschichten überall als locker gelagert und eher wenig tragfähig, zeigte er überraschend in der Ostecke des Bauareals eine ausgesprochen dichte Lagerung. Nach Vorliegen des Rammergebnisses von Pfahl 154 wurde zunächst vermutet, es könnten hier andere Bodenverhältnisse vorhanden sein. Eine Kontrollbohrung unmittelbar neben dem Pfahl ergab aber, dass dies bis in 20 m Tiefe nicht der Fall war (siehe Bild 13, Bohrprofil). Der hier durchgeführte Belastungsversuch zeigte denn auch eine für einen lediglich 12 m langen Pfahl erstaunlich hohe Tragfähigkeit und - mindestens bis zu einer Belastung von 200 t - auch ein günstiges Setzungsverhalten. Tragfähigkeit und Setzungen dürften hier aber nicht unerheblich von der Schotterschicht - der Pfahl

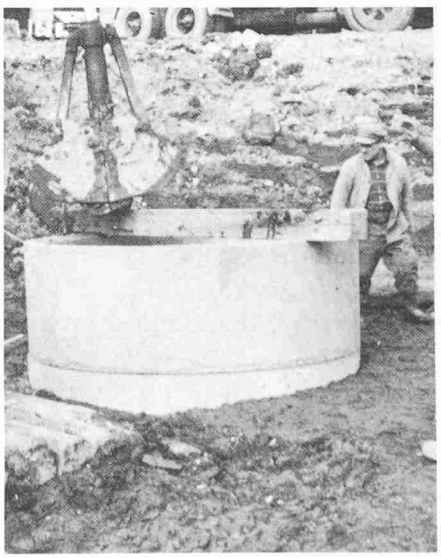


Bild 12. Erstellung eines Grosspumpensumpfes in der Baugrube Deutsches Gymnasium. Unter Aushub im Rohrinnern, mittels Greifer, werden die Rohre bis rund 3 m in den wasserführenden Schotter abgesenkt. Die Pumpenmenge aus diesem Schacht betrug im Maximum rund 7000 l/min

liegt im Bereich des mehrfach erwähnten, wasserführenden Kiessandes - in positivem Sinn beeinflusst worden sein, da es sich beim Prüfpfahl um einen Injektionspfahl handelte. Gesamthaft aber erfüllte Pfahl 154 die Bedingung zweifacher Sicherheit gegen Bruch bei Bereich der Pfahlspitze des MV-Pfahles 154 (12 m ab OK Planum) zeigte der Schleuderbetonpfahl ⌀ 35 cm Eindringungen je Hitze von 12-15 cm. Diese Zahl verminderte sich - wie erwähnt - über die folgenden 10 Rammmeter gleichmässig auf 10 cm je Hitze, was die den - unter den erstellten Bauten drei verschiedene Rammpfahltypen vorhanden sind. Immerhin aber wurden im Zuge der Kontrollen sämtliche ausgeführten Pfähle einer Prüfung unterzogen, so dass mindestens im obersten Pfahlschaft keine Schäden mehr vor-

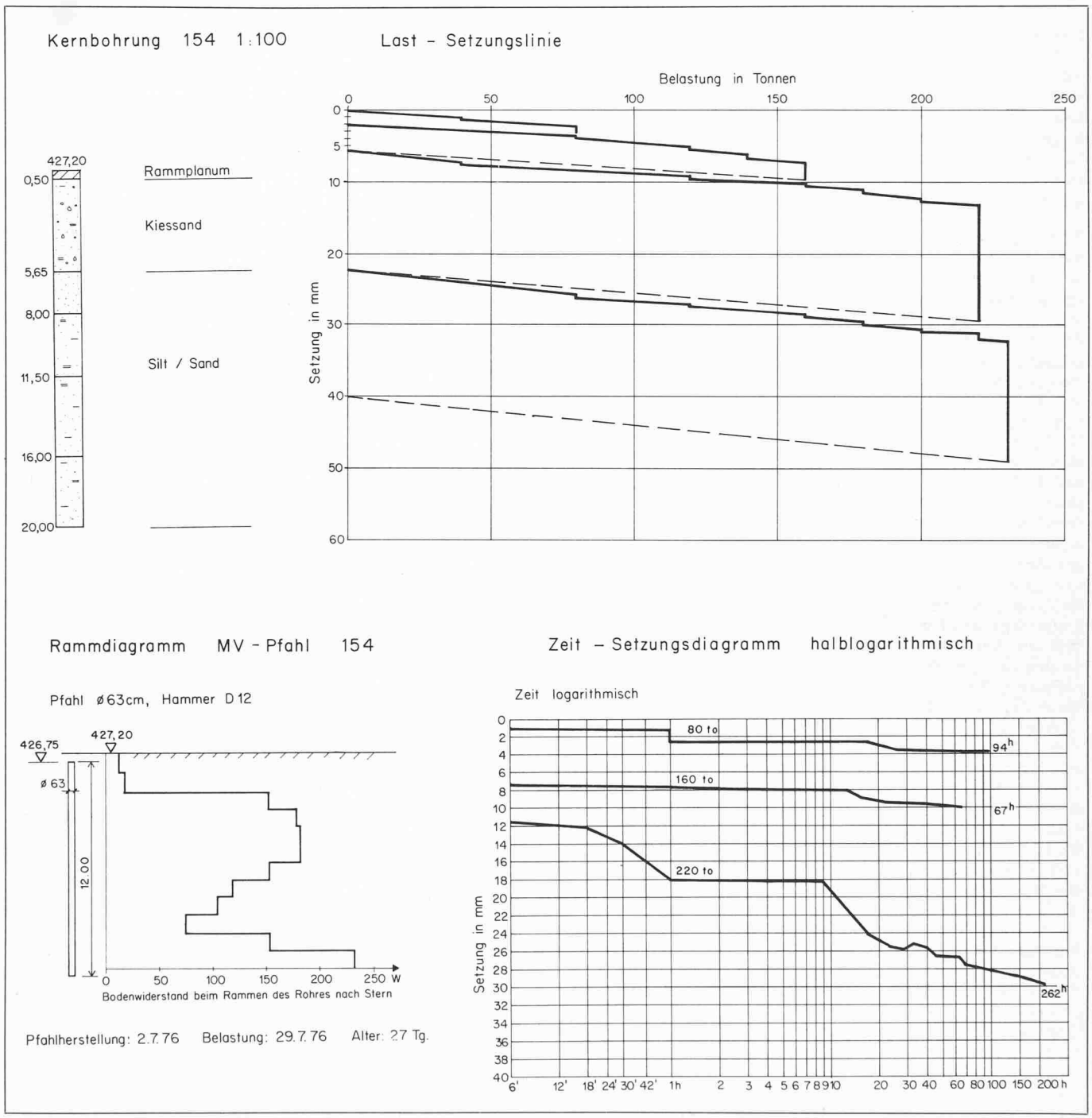


Bild 13. Pfahlbelastungsversuch Injektions-Rammpfahl Nr. 154 des Typs MV im Zuge der Erstellung der Pfählung (Pfahllänge 12,00 m, Durchmesser 0,63 m)

einer Nennlast von 160 t nicht. Zu Vergleichszwecken wurde in der Folge ungefähr an derselben Stelle ein konischer Fertigbetonpfahl ⌀ 35 cm gerammt. Dieser erreichte nun - allerdings mit einem Bären des Typs D 22 (im Gegensatz zum D 12 beim MV Pfahl 154) gerammt - ohne besondere Schwierigkeiten eine Tiefe von 21,40 m, wobei hier die Endeindringungen je Hitze 10 cm betrugen, was einer ungefähren Bruchlast nach Stern von 145 t entspräche. Im relativ hohe Lagerungsdichte des Silt/Sand-Untergrundes an der betreffenden Stelle bestätigte.

Nach dem wechselhaften Ablauf der Pfählung des Schultraktes des Neuen Gymnasiums Biel blieb die Frage nach der nunmehr effektiv vorhandenen Sicherheit offen, weil die ursprünglichen Prinzipien teilweise notgedrungen aufgegeben werden mussten. In diesem Zusammenhang sei daran erinnert, dass - bei gelegentlich geringen Pfahlabständen - unter den erstellten Bauten drei verschiedene Rammpfahltypen vorhanden sind. Immerhin aber wurden im Zuge der Kontrollen sämtliche ausgeführten Pfähle einer Prüfung unterzogen, so dass mindestens im obersten Pfahlschaft keine Schäden mehr vorhanden sind. Eine derartige Kontrolldichte ist für eine Pfählung aussergewöhnlich und bietet Gewähr für eine erhöhte Sicherheit. In diesem Sinne kann die Pfählung des Bieler Gymnasiums trotz den geschilderten Problemen bei deren Erstellung als sicher beurteilt werden.

Adresse des Verfassers: Dr. *U. Schär*, Geologe SIA/ASIC, Bern/Zürich