

Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Band: 113 (1995)
Heft: 43

Artikel: Fernmeldegebäude FZ 4 Zürich-Binz: Projektierung und Ausführung der Baugrubenerschliessung
Autor: Bacchetta, Aldo / Aerni, Christof
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-78797>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 15.10.2024

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

ASIC-Artikelreihe: Neuzzeitliche Bauwerke
Aldo Bacchetta und Christof Aerni, Zürich

Fernmeldegebäude FZ 4 Zürich-Binz

Projektierung und Ausführung der Baugrubenerschliessung

Die PTT bauten in der Binz an der Grubenstrasse in Zürich-Wiedikon ein neues Fernmeldezentrum. Die Anlage soll mithelfen, den immer noch wachsenden Bedarf an lokalen, nationalen und internationalen Fernmeldeverbindungen zu bewältigen, und gilt, neben der Anlage Herdern, als zweites Bein der Fernmeldeversorgung des Grossraumes Zürich. Nachfolgend werden die technischen Aspekte vor allem des Grundbaues für diese bedeutende Anlage dargestellt.

Die Anlage dient für die Aufnahme von fernmeldetechnischen Ausrüstungen der Bereiche Vermittlung, Übertragung, Sonderdienste, Telefoninformatik sowie Radio- und Richtstrahlvermittlung. Die Projektevaluation für den anspruchsvollen Bau erfolgte über einen öffentlichen Architekturwettbewerb. Nach einer fast vierjährigen Vorbereitungszeit erfolgte im Juli 1990 der Spatenstich. Die Übergabe des Betriebsgebäudes war für den Juli 1993, diejenige des Annextraktes für den Juli 1994 terminiert.

Beschreibung der Baugrube

Gebäude

Das neue Fernmeldezentrum steht auf einer Fläche von nahezu 17 000 m² auf dem ehemaligen Lehmgrubenareal der Zür-

cher Ziegeleien in Wiedikon. Von dieser Fläche wird rund die Hälfte als Grün- und Freifläche mit Nassbiotopen ausgetrennt.

Der Rauminhalt (SIA 116) beträgt 270 000 m³ ($\frac{3}{5}$ oberirdisch und $\frac{2}{5}$ unterirdisch, die Länge der Hauptfassade misst 130 m und die Höhe des Antennenturmes (Beton) 50 m über Boden.

Der Gebäudekomplex (Bild 9) besteht aus einem Längstrakt mit Antennenturm (Annextrakt), drei davon fingerförmig abgehenden Betriebstrakten und einem viergeschossigen Unterniveaugebäude (Garage und Lager).

Aushub

Das ehemalige Lehmgrubenareal wurde in den letzten 15 Jahren mit Aushub- und Bauschuttmaterial wieder aufgefüllt. Um das Aushubmaterial fachgerecht sortieren zu können, ist auf dem Bauplatz von Anfang an ein Labor installiert worden.

Der Gesamtaushub von rund 200 000 m³ lose wurde gemäss Tabelle 1 klassiert. Der grösste Teil des Aushubs (unverschmutztes Material) sollte ursprünglich über ein Baugleis durch die SZU abtransportiert werden. Die Deponieklassen II und III mussten aber über die Strasse in verschiedene, spezielle, ausserkantonale Inert- bzw. Reststoffdeponien entsorgt werden.

Die ölverschmutzte Erde konnte nach einer Neutralisation mit Mikroorganismen ebenfalls auf eine Inertstoffdeponie ge-

bracht werden. Die Kosten für die Behandlung des Aushubmaterials und die Deponiegebühren betragen ein Vielfaches der Aushub- und Transportkosten.

Wahl des Baugrubenabschlusses

Der Baugrubenabschluss bildete eine mehrfach temporär verankerte, offene Bohrpfahlwand mit Sickerbetonausfachung (Bild 2). Im Endzustand bleibt mit Ausnahme des Garagenbereiches, der bis an die Grundstücksgrenze reicht, ein Zwischenraum von rund 1 m zwischen der Pfahlwand und dem Gebäude offen. Hier erfolgte die definitive Abstützung des Baugrubenabschlusses mit einzelnen Riegeln aus Stahlbeton auf die Decken des Gebäudes. Anschliessend wurden die Bodenanker entspannt. Im Garagenbereich wurde die Gebäudeaussenwand direkt an den Baugrubenabschluss betoniert. Dort befinden sich im Bereich der Garagenausfahrt auch permanente Bodenanker.

Dieses Konzept hat folgende Vorteile bzw. Nachteile gegenüber einer geböschten Variante mit anschliessender Hinterfüllung:

Vorteile:

- weniger Aushub mit teurer Entsorgung. $\frac{3}{4}$ des Materials (Klasse II und III) mussten auf Inertstoff- bzw. Reaktordeponien gebracht werden.
- Das Gebäude wird nicht hinterfüllt und ist deshalb von aussen jederzeit kontrollierbar.
- Die Sickerbetonausfachung ergibt eine gute Drainage. Das Gebäude kommt mit Erdmaterial und Wasser nicht in Berührung. Es wird keine Abdichtung benötigt.
- Fluchtwege sind auf allen Niveaus und an allen Orten im Schlitz zwischen Gebäude und Bohrpfahlwand möglich.



Bild 1.
Bauzustand

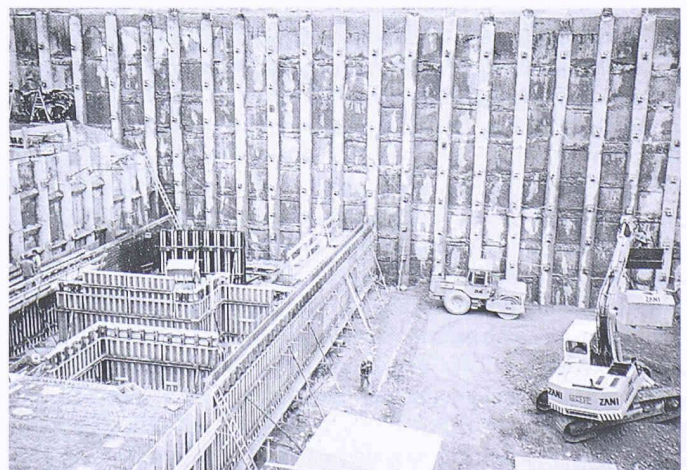


Bild 2.
Baugrubenabschluss

- Möglichkeit für Installation und Luftansaugung.
- Die Zufahrt zum Gebäude ist während der Bauzeit wesentlich vereinfacht.
- Die ohnehin knappe Fläche zwischen Gebäude und Grenze kann als Installationsfläche genutzt werden.

Nachteile:

- Gasanreicherung im Zwischenraum Gebäude-Pfahlwand aus der Deponie, der ehemaligen Lehmgrube
- Das anfallende Sickerwasser muss weggepumpt werden.

Konstruktion des Baugrubens- abschlusses

Die offene, mit Sickerbeton ausgefachte, bis 8fach verankerte Bohrpfahlwand von total 5000 m² Sichtfläche hatte eine Abwicklungslänge von 460 m und eine mittlere sichtbare Höhe von rund 11 m. Die Fundationskoten lagen rund 13 m unter dem ursprünglichen Terrain auf der tragfähigen Sihlschotterschicht (Bilder 5 und 6).

Es wurden 133 Pfähle mit einem Durchmesser von 70 cm und 137 Pfähle mit einem solchen von 90 cm mit modernen Drehbohrgeräten (geringe Erschütterung) abgeteuft. Die mittlere Pfahllänge beträgt rund 15 m, die Gesamtlänge rund 4000 m.

Für die provisorische Abstützung wurden nebst Eckverspriendungen rund 880 temporäre Litzenanker von $V_U = 750$ kN Tragkraft, mit einer Gesamtlänge von fast 19000 m eingebaut. Im Bereich der Garagenausfahrt wurden 7 permanente Anker mit $V_U = 900$ kN benötigt.

Geologie

Nachstehende Ausführungen sind auszugsweise dem Gutachten über die Baugrunduntersuchungen entnommen.

Übersicht

Das Bauareal liegt im Bereich der zwischen dem Üetliberg und der Anhöhe Bühl (Wiedikon) liegenden Molasse/Moränenrinne; die in der Riss- bzw. Würmeiszeit von der Sihl aufgeschottert wurde (Bild 3, schematischer, geologischer Schnitt).

Die heutige Form ist geprägt durch die nacheiszeitlichen Gehängelehme, welche als Erosionsprodukte der Mergelmolasse über dem Sihlschotter abgelagert wurden. Sie bilden den Abhang am Fuss des Üetliberges zwischen dem Triemli und Albisgüetli. Sie sind fein geschichtet. Die unteren, älteren Zonen liegen praktisch horizontal und bestehen generell aus magerem (siltig feinsandigem) Material. Die oberflächennahen Schichten (parallel zur

Menge [m ³]	alte Klassierung	Klassierung gemäss TVA
55 000	Deponieklasse I	unverschmutztes Aushubmaterial
110 000	Deponieklasse II	Inertstoffdeponie
20 000	Deponieklasse III	Reststoffdeponie
15 000	Ölverschmutzte Erde	Sonderabfall mit Behandlung Nach Behandlung Inertstoffdeponie

Tabelle 1.
Klassierung des Gesamtaushubes

	Auffüllung	Gehängelehm	Schotter	
Durchlässigkeit	$k =$		$5 \cdot 10^{-5}$	m/s
Feuchtraumgewicht	$\gamma = 19$	20	21	kN/m ³
Reibungswinkel	$\varphi' = 26^\circ$	27 (22) ^o	36 ^o	
Kohäsion	$c' = 0$	0 (20)	0	kN/m ²
Undrainierte Scherfestigkeit	$S_u = 10$	30		kN/m ²
Unter Kote 426 m	$S_u = 10$	60		kN/m ²
Zusammendrückbarkeit	$M_E = 5$	8	40	MN/m ²
Unter Kote 415	$M_E =$		8	MN/m ²

Tabelle 2.
Baugrund-Kennwerte

Terrainoberfläche) setzen sich aus fetten Ablagerungen mit Tonanteilen von teilweise über 50% zusammen. Dünne, sandig-kiesige Horizonte sowie Holzreste und Humuslagerungen zeugen von kurzen Hochwasserereignissen und längeren, ruhigen Vegetationsperioden. Die Gehängelehme wurden von 1912 bis 1975 von den Zürcher Ziegeleien etappenweise abgebaut und im Werk Tiergarten zu Ziegeln (fettes Material) und zu Backsteinen (mageres Material) verarbeitet. Parallel zum Abbau wurde mit dem Auffüllen der Grube begonnen.

Die Mächtigkeit der darunterliegenden Schotter beträgt rund 10 bis 15 m, und deren mehr oder weniger horizontal verlaufende Oberfläche liegt auf rund 418,5 bis 420 m.ü.M.

Schottergrundwasser

Das Untersuchungsgebiet liegt im Bereich des «Grundwassersees» Heuried-Triemli, der in bescheidenem Masse durch die Stadt Zürich genutzt wird, früher auch durch das lokale Gewerbe.

Der natürliche Schwankungsbereich des Grundwassers beträgt im Gebiet des Bauareals rund 419 + 0,5 m.ü.M. Bei längeren Pumpversuchen sinkt der Wasserspiegel im ganzen Bereich des rund 23 km² grossen Grundwasservorkommens.

Hangwasser

In den geschichteten Gehängelehmen zirkuliert versickertes Niederschlagswasser. Dabei tritt ein Teil des Wassers in Form von Hangquellen wieder zutage. In den schlecht durchlässigen Lehmen existieren nur beschränkt durchgehende wasserführende d.h. durchlässigere Schichten. Es ist

vielmehr ein zufällig angeordnetes Netz von Adern, das in verschiedenen Höhen den Hang durchzieht.

Je nach Anordnung von abdichtenden Tonhorizonten schwankt der Porenwasserdruck. Bei Stauungen können sich beträchtliche Wasserdrücke aufbauen (teilweise gespannte Verhältnisse).

Stauwasser

In den Baggerschächten im Bereich der wieder aufgefüllten Grube konnten in verschiedenen Tiefen zum Teil grössere Stauwassermengen aufgeschlossen werden. Der Stauwasserspiegel liegt rund 1 bis 2 m unter Terrain, mit leichtem Gefälle in nordöstlicher Richtung analog dem Gefälle der bestehenden Deponieoberfläche.

Baugrund-Kennwerte

Die Baugrund-Kennwerte sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Für die *Auffüllung* wurde tonig-siltiges Aushubmaterial sowie Bauschutt von Hausabbruch und Strassenbau verwendet. Der *Gehängelehm* besteht aus dünnen, verschwemmten Lagern von tonigem Silt und Feinsand. Siltige Sande bilden die Übergangszone zu den *Schottern* (Tabelle 2). Die ursprüngliche Überdeckung beträgt 20 bis 35 m.

Sicherheit bestehender Hang

Die bestehende abgetreppte Gesamtböschung gegen den Üetliberg ist bei einer mittleren Neigung von 1:3 (18°) stabil. Die Abklärungen der VAWE 1956 ergaben für die massgebende Gleitfläche bei ausgehobener Tongrube je nach Annahme der Wasserdruckverhältnisse einen globalen Sicherheitsfaktor von

$$F_{\text{Bischof}} \varphi' = 22^\circ c' = 20 \text{ kN/m}^2 = 1.2 \text{ bis } 1.7$$

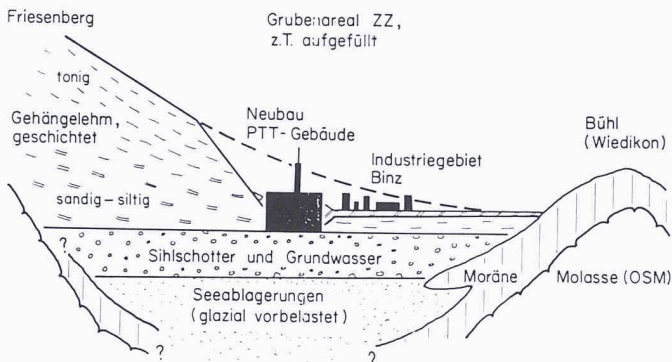


Bild 3. Geologischer Schnitt

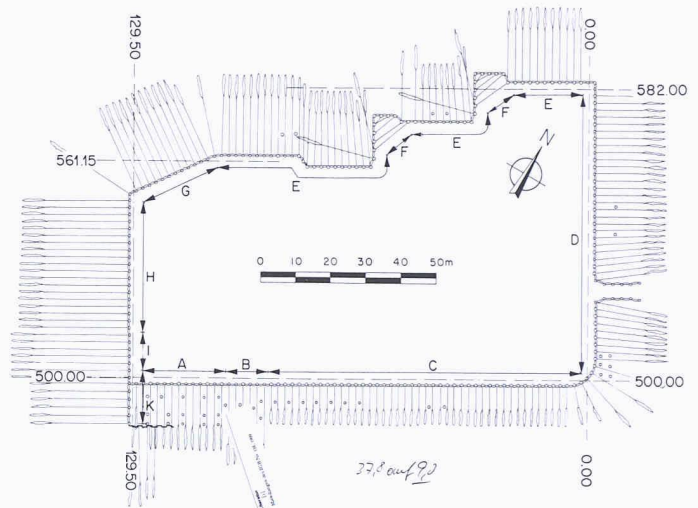


Bild 4. Grundriss Baugrube

Modellbildung und Bemessung

Baugrundmodelle Bereiche A – F

Die Bereiche sind in Bild 4 ersichtlich. Das einfache Baugrundmodell wurde folgendermassen gewählt:

- horizontale Terrainoberfläche hinter der Wand mit einer Auflast von 10 bis 20 kN/m²
- horizontaler Schichtübergang von Auffüllung/Gehängelehm zum Schotter ungefähr auf der Kote der entgültigen Aushubsohle.
- in der Schicht Auffüllung/Gehängelehm kein Wasser.
- im Schotter Grundwasserspiegel rund OK Schicht (Bild 5).

Baugrundmodell Bereiche G – K

Das Baugrundmodell in diesen Bereichen unterscheidet sich in folgenden Punkten von obigen:

- Terrainoberfläche hinter der Wand 1:3 (18°) geneigt, ohne Auflast.
- Im Gehängelehm Wasserströmung (Bild 6).

Bemessung

Allgemeines

Der Entscheid für eine offene Pfahlwand wurde neben den Kostenüberlegungen aufgrund folgender Randbedingungen gefällt:

- Die Wand bleibt permanent als Bauwerk bestehen
- Sie soll wasserdurchlässig sein (kein Wasserdruck auf der Wand)

Der Pfahlraster von normalerweise 2 m wurde durch geometrische Randbedingungen des Gebäudes (permanente Abstützungen) und eine Optimierung der Pfähle bzw.

der Ausfachung bestimmt. Der horizontale Ankerabstand ergab sich durch den Pfahlraster und den Wunsch, im Pfahlzwischenraum keine Longarinen und somit keine Anker zu haben.

Die Bemessung der Anker musste somit pro Einzelpfahl erfolgen, wobei die Bauzustände (Baugrubenaushub) für die Bemessung (bzw. Höhenlage) der Anker massgebend wurde. Die Höhenlage konnte auch in den Bereichen mit Zwischenraum nicht frei gewählt werden: Sie wurden massgeblich durch die Forderung bestimmt, alle Anker möglichst einfach ausbauen zu können, was erst kurz vor Baubeginn fallengelassen wurde. Die Anker sind mit wenigen Ausnahmen nur entspannt worden.

Für die Pfähle dagegen ergibt der Endzustand die maximalen Belastungen. Je nach Geometrie des Gebäudes (Decken, Wandscheiben) und den sich daraus ergebenden Möglichkeiten für die permanente Abstützung bzw. Beanspruchung der Pfähle wurden zwei verschiedene Pfahldurchmesser verwendet, Durchmesser 70 und 90 cm. Zur Abdeckung der Querkraft musste die Spiralbewehrung des Pfahles in Stahl S500 ausgeführt werden.

Bei Sicherheitsüberlegungen (Ankerausfall) konnte wegen der fehlenden horizontalen Lastverteilung in der Wand nur mit einer Erddruckumverteilung in Folge von Deformationen gerechnet werden.

Eigentliche Bemessung

Die Bohrpfahlwand wurde als Rühlwand bemessen, wobei in vielen Bereichen wegen des im Verhältnis zum Pfahldurchmesser kleinen Pfahlzwischenraumes die Bemessung als durchgehende Wand mass-

gebend wurde. Die Bemessung erfolgte auf aktiven Erddruck. Dieser wurde im Bereich bis zur Aushubsohle um den Faktor 1.3 vergrössert und zum Rechteck umgelagert. Unterhalb der Aushubsohle wurde der passive Erddruck um den Faktor 1.5 bis 2 reduziert, damit nicht die grossen Deformationen in Kauf genommen werden mussten, welche zur vollen Ausbildung des passiven Erddruckes nötig sind. Ausserdem wurde der passive Erddruck mit γ' (Raumgewicht unter Wasser) gerechnet.

Die Sickerbetonausfachung ist wegen der Korrosionsgefahr ohne Bewehrung ausgeführt worden. Die Bemessung erfolgte als Druckbogen.

Spezielles und Stabilität in den Bereichen A – F

Aufgrund der Inhomogenität der Auffüllung wurde entschieden, alle Verankerungszonen in den Sihlschotter zu legen. Um die dazu erforderliche freie Ankerlänge nicht allzu gross werden zu lassen, sind die Anker relativ steil ausgeführt worden, nämlich 30° bis 35° (Bild 5, Schemaschnitt). Im Bereich C, wo eine Parzellengrenze nicht überschritten werden durfte, mussten die Anker, trotz eines Voraushubes, 45° geneigt werden.

Ankerversuche zeigten, dass diese Verankerungszonen, welche wegen des Schutzes des Grundwasserträgers mit einem Gewebestrumpf ausgeführt werden mussten, lediglich eine Ankerkraft $V_G = 500$ kN tragen konnten.

In den rechtwinklig ausspringenden Ecken im Bereich F wurde zur Vermeidung vieler Ankerdurchdringungen eine Eckspriessung zur provisorischen Stützung der Baugrube montiert. Der Aufnahme der Ho-

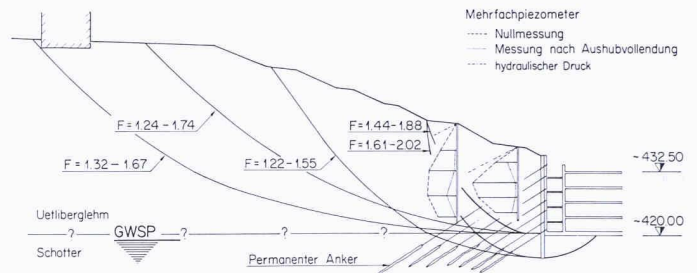
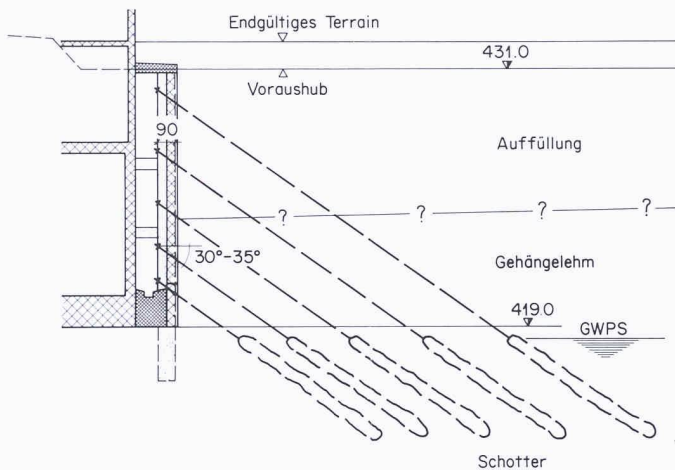


Bild 6. Schemaschnitt im Bereich H mit verschiedenen Gleitebenen und Porenwasserdruckmessungen

Bild 5. Schemaschnitt Pfahlwand

horizontalkraft parallel zur Wand wurde dabei besondere Beachtung geschenkt. Die Messungen ergaben dann auch Horizontalbewegungen parallel zur ausspringenden Wandscheibe von rund 1 cm (Bild 7).

Durch die Verankerung der Bohrpfehlwand im Sihlschotter traten Stabilitätsprobleme in den Hintergrund.

Spezielles in den Bereichen G - K

Die Verankerung in den Bereichen G - K erfolgte wiederum im Schotter, da die erwarteten, möglichen Ankerkräfte im Gehängelehm ($V_G = 200 - 300 \text{ kN}$) prohibitiv klein waren (Bild 6). Auch hier sind die Anker deshalb relativ steil ($30^\circ - 35^\circ$) ausgeführt worden und konnten wegen des verlangten Gewebestrumpfes nur eine Kraft von $V_G = 500 \text{ kN}$ tragen.

Da im Bereich H die Garagenausfahrt direkt entlang des Baugrubenabschlusses führt, ergab sich hier eine zu grosse freie Auskragung der Stützmauer, was permanente Anker erforderlich machte (Bild 6). Diese wurden entsprechend den neuen Erkenntnissen und Vorschriften bezüglich Korrosionsschutz und Ankerprüfung erstellt. Es zeigte sich, dass diese Bedingungen bei guter Arbeit der Ankerfirma erfüllt werden können. Von den 7 permanenten Ankern mussten zwei ersetzt werden, da sie weder die geforderten Widerstandswerte (genügende elektrische Isolation des Ankers, $R_I \geq 0.1 \text{ M}\Omega$, $R_{II} \geq 100 \Omega$), noch das geforderte Kriechmass $k < 1.2 \text{ mm}$ erreichten.

Aufgrund der Porenwasserdruck-Nullmessung im Gehängelehm wurden verschiedene Strömungsnetze für die ausgehobene Baugrube entworfen und deren Einfluss auf die Wandbemessung untersucht. Ein realistischer, mittlerer Strömungsdruck erreichte dabei gut 10%, unter ungünstigen Annahmen rund 25% des rechteckig umgelagerten, um den Faktor 1.3 erhöhten Erddruckes ohne Wasser. Dieser Einfluss wäre ohne die Drainage nach unten

durch die Schotterschicht noch wesentlich grösser. Die Messungen zeigten einen stärkeren Druckabfall horizontal hinter die Wand als erwartet. Der Unterschied der horizontalen und vertikalen Durchlässigkeiten war grösser als prognostiziert ($k_h \gg k_v$). Somit war der Einfluss des Strömungsdruckes sehr gering.

Stabilität in den Bereichen G - K

In den Bereichen G - K wurden trotz der Verankerungen im Schotter wegen der Hanglage und den erwarteten Porenwasserdrücken im Ton kleinräumige und weiter hinaufreichende Gleitebenen bezüglich Hangstabilität bei offener Baugrube untersucht. Die Sicherheiten bei pessimistischen Annahmen der Wasserdruckverhältnisse im Hang waren so tief (etwa 1.0), dass ohne Messungen keine genügend abgesicherte Aussage über die Stabilität gemacht werden konnte. Mit den gemessenen Wasserdrücken der Nullmessung ergaben sich Sicherheitsfaktoren von 1.2 bis 1.3 (Bild 6), welche akzeptiert wurden, da im Verlaufe des Aushubes mit einem Absinken der Porenwasserdrücke und damit einem Anstieg der Sicherheit gerechnet werden konnte.

Überwachung

Überwachung als Folge der speziellen Situation des Bauareals

Erschütterungen

Während der Bauarbeiten für das neue Fernmeldegebäude war mit normalen Erschütterungsemissionen zu rechnen. Dies galt besonders für die Phasen der Erstellung des Baugrubenabschlusses, des Aushubes und der Erschliessungsarbeiten. Gegenüber dem Bauareal produzierte ein Fabrikationsbetrieb Halbleiterschaltungen, sogenannte Microchips.

Der erschütterungsempfindliche Produktionsvorgang ist die Belichtung der

Halbleitersubstrate. Die auf dem Boden (Betondecke) des Belichtungsraumes im 3. OG zulässigen Grenzwerte der Erschütterungen betragen:

- 0,05 mm/s für die horizontale Schwinggeschwindigkeit
- 0,3 mm/s für die vertikale Schwinggeschwindigkeit

Diese Grenzwerte sind 5- bis 10mal kleiner als die Richtwerte für Bauten mit erhöhter Empfindlichkeit gemäss SN 640 312 a.

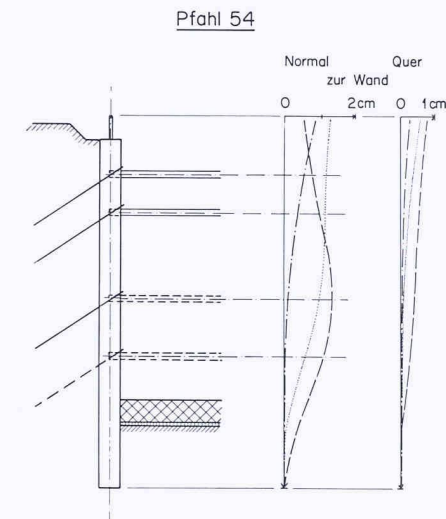
Aufgrund gründlicher Vorversuche mit simulierten Bauvorgängen und Testbelichtungen konnte das Risiko von Grenzwertüberschreitungen erfasst und folgende Massnahmen ergriffen werden:

- Vorschriften über anzuwendende Bauverfahren bzw. einzusetzende Maschinentypen.
- Vorschriften über die zeitliche Staffelung von grenzwertüberschreitenden Bauarbeiten.
- Dauerüberwachung der Erschütterungen.
- Alarmauslösung im Belichtungsraum im Fall einer Grenzwertüberschreitung, die trotz der vorstehenden Massnahmen nicht völlig ausgeschlossen werden konnte.

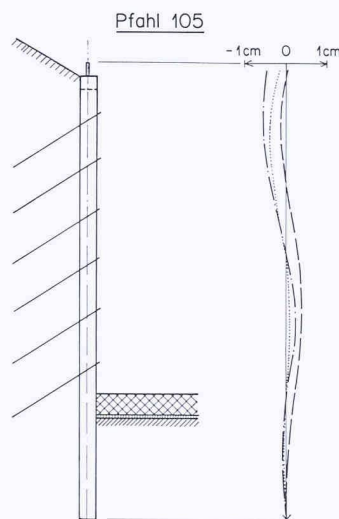
Schliesslich wurde zwischen den Parteien eine juristisch abgefasste Vereinbarung abgeschlossen. Während des Baus traten verschiedentlich Störungen der Belichtung auf, vor allem infolge von Schlägen beim Überfahren von Randsteinen bzw. beim Bohren der Pfähle. Die Störungen waren aber nicht gravierend, da sie nicht über längere Zeit andauerten. Zudem konnte ein Teil der Störungsursachen behoben werden.

Triage des Aushubmaterials

Aufgrund der Auflagen des kantonalen Amtes für Gewässerschutz und Wasserbau wurde ein Konzept zur Aushubaufbereitung ausgearbeitet. Dies führte zur Installation eines permanenten Labors, eines befe-



Legende:
 - - - Aushub unter 1. Lage, 1 Anker u. Spriess eingebaut
 - - - Aushub für 4. Lage im Gang, 3 Anker u. Spriess eingebaut
 - - - Zustand wie Bild



Legende:
 - - - Aushub unter 5. Lage, Vorspannung 5. Lage im Gang
 - - - Aushub unter 6. Lage, 6. Lage gespannt
 - - - Zustand wie Bild

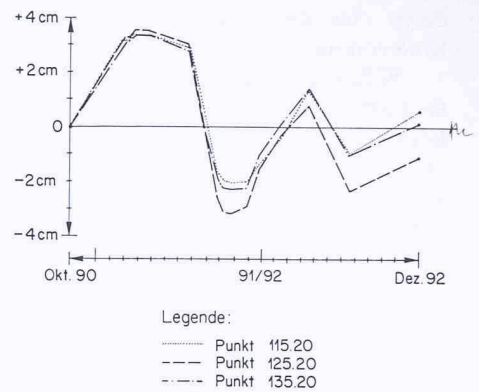


Bild 8.
 Setzungsmessung

Bild 7.
 Slopemessungen

stigten und entwässerten Triageplatzes und von Abscheide- bzw. Rückhaltebecken.

Im Normalfall wurde im voraus eine Probe vorgenommen mit anschliessender Zuordnung des Aushubes in die Deponieklassen. Konnte aufgrund der chemischen Analysen im Baustellenlabor (vor allem Summen- bzw. Leitparameter) nicht über die Klasse entschieden werden, musste das Aushubmaterial entweder bis zur definitiven Abklärung in Speziallabors stehen gelassen oder die kritischen Teile auf dem Triageplatz zwischengelagert werden.

Baugrubenentwässerung, Grundwasserschutz

Die Voruntersuchungen (Prospektion) zeigten, dass zwischen einem stärker belasteten Sickerwasser aus dem Deponiekörper und dem höchstens leicht belasteten Grundwasser im Sihlschotter unterschieden werden musste.

Als Sickerwasser wurde alles innerhalb der Baugrube aus den Schichten oberhalb Kote 419 m ü.M. (Schotterobergrenze) zufließende Wasser einschliesslich Meteorwasser definiert.

Das Sickerwasser wurde ebenfalls vorgängig geprüft, und falls die Anforderungen für die Einleitung in die öffentliche Kanalisation erfüllt waren, über die Absetzbecken der Kanalisation zugeführt. Problematische Wasser wurden in den Rückhaltebecken zurückgehalten, bis über die Entsorgungsmöglichkeit entschieden war.

Das Grundwasser aus der vorgesehenen Grundwasserabsenkung sollte via Meteorwasserleitung abgeführt werden. Diese Absenkung erübrigte sich jedoch wegen einer Projektänderung durch den Wegfall des Gebäudeteiles im Grundwasser.

Da die Foundation jedoch im Sihlschotter liegt und der Aushub in Etappen bis auf

die Fundationskote abgeteuf wurde, mussten zum Schutz des Grundwassers genaue Vorschriften beim Sammeln und Wegleiten des Sickerwassers eingehalten werden. Die Qualität des Grundwassers wurde an Proben aus Bohrungen, die in Grundwasserflussrichtung abwärts der Baugrube liegen, überwacht und mit einem vor Baubeginn ermittelten Ausgangswert verglichen. Es wurden keine wesentlichen Verschmutzungen gemessen.

Deponiegas

Die Voruntersuchungen bestätigten, dass auf dem Bauareal aus dem früher abgelagerten Bauschutt mengenmässig wenig Deponiegas gebildet wird. Deponiegas ist ein Gasmisch aus giftigen und indifferenten Gasen. Neben der möglichen Explosionsgefahr gefährden die indifferenten Gase das Leben, allein durch die Verdrängung von Sauerstoff in der Atemluft unter die für den Menschen nötigen rund 16 Volumen-%. Methan, Stickstoff und Wasserstoff sind indifferente Kohlendioxide, Kohlenmonoxid, Schwefelwasserstoff und

Kohlenwasserstoffe dagegen giftige Bestandteile von Deponiegas. Methan (CH₄) stellt den Hauptanteil am Deponiegas dar und ist zwischen 5 und 15 Volumen-% explosiv. In der Binz konnte vor allem CH₄ nachgewiesen werden. Im unbelüfteten Boden wurden Konzentrationen bis 40 Volumen-% gemessen. Deshalb wurde ein Gaskonzept mit den nötigen Vorsichts- und Überwachungsmassnahmen ausgearbeitet.

Normale Überwachung des Baugrubenabschlusses und der Umgebung

Porenwasserdruckverteilung im Ton

Die Kenntnisse der Porenwasserdruckverteilung im Gehängelehm bzw. die Prognose über deren Veränderung beim Aushub und die Kontrollmöglichkeit während den Arbeiten ist Voraussetzung für eine sinnvolle Bemessung des Baugrubenabschlusses (Strömungsdruck) und für grossräumigere Stabilitätsbetrachtungen (vgl. Stabilität in den Bereichen G - K). Hierzu wurden in einem Schnitt in zwei Bohrungen 8 hydraulische Porenwasserdruckgeber und zu Kontrollzwecken zwei Quarzfilterkerzen eingebaut. Die Messresultate in Funktion des Aushubfortschrittes sind in Bild 6 aufgezeigt. Die im Verlauf der Arbeit gemessenen Wasserdrücke waren immer kleiner als die aufgrund der Nullmessung prognostizierten.

Grundwasserspiegel

Für die Erfassung des Grundwasserspiegels im Schotter wurde bereits in der Prospektionsphase eine elektronische Messstelle mit Erfassung von Wasserstand, Leitfähigkeit und Wassertemperatur eingerichtet. Der natürliche Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels wurde von 418,0 bis 419,4 m ü.M. angegeben, wobei 1974

Am Bau Beteiligte

Bauherr:	PTT
Oberbauleitung:	Direktion Hochbau und Liegenschaften PTT, Bausektion Ost, Zürich
Architekt:	Fischer Architekten AG, Zürich
Bauingenieur:	Bänziger + Bacchetta + Partner, Zürich
ARGE Tiefbau:	A. Brunner's Erben, Zürich Fietz + Leuthold AG, Wallisellen Meier + Jäggi AG, Zürich
Aushub:	Zani AG, Winterthur

durch eine Grundwasserabsenkung die Kote von rund 416,0 erreicht wurde.

Während der Projektierungsphase Anfang 1990 lag der Grundwasserspiegel infolge zweier Absenkungen zwischen 417,20 und 417,50 mit steigender Tendenz. Der Grundwasserspiegel war aus zwei Gründen von Bedeutung: Steigt der Spiegel über die in der Berechnung angenommene Kote, ist der passive Widerstand am Pfahlfluss nicht mehr gegeben. Die tiefste Kote UK Gebäude lag mit rund 418,20 im natürlichen Schwankungsbereich des Grundwassers, was eine Absenkung während des Baus erforderlich gemacht hätte. Weil nachträglich, während der Detailprojektierung, auf ein Untergeschoss verzichtet wurde, erübrigte sich die entsprechende Grundwasserabsenkung.

Deformationen

Zur Überwachung des Baugrubenabschlusses und der Umgebung bezüglich horizontaler und/oder vertikaler Bewegungen wurde ein Netz von Messpunkten für die geodätische Vermessung und Sloperohre in 8 Bohrpfählen installiert. Die Resultate der Messungen der Baugrubenwand lagen immer innerhalb der Erwartungen. Im Bild 7 sind typische Slope-Resultate aufgeführt.

Die Messresultate des Nivellelementes der Punkte 115.20 - 135.20 (Bild 8) zeigten seit der ersten Folgemessung unerwartete Resultate: Zwischen Oktober 1990 und Februar 1991 wurden rund 3 cm Hebung gemessen. Häufigere Kontrollmessungen zeigten dann immer dieselben Höhen. Im Sommer 1991 (August/September) wurden an zwei aufeinanderfolgenden Messungen (rund Monatsrhythmus) 3 bis 4 cm Setzungen gemessen. Die Messungen an der Baugrube (Pfähle 115, 120, 125, 130 und 135) zeigten jedoch keine unerwarteten Bewegungen. In diese Zeit fiel auch der starke Abfall des Porenwasserdruckes. Die daraus resultierenden Konsolidationssetzungen erreichten aber die gemessenen Setzungswerte nicht.

Durch Kontakte zum IGT (vormals IGB bzw. Erdbauabteilung der VAWE) war uns bekannt, dass das Institut seit 1960 einen Auftrag des städtischen Tiefbauamtes zur geotechnischen Überwachung des «Friesenberges» bearbeitet. Dieser Auftrag wurde wegen der von einem Geologen geäußerten Vermutung von grossräumigen Rutschungen (Kriechbewegungen) erteilt. Der Verdacht auf solche Bewegungen entstand durch Schadenbeobachtungen in diesem Gebiete, welche z.T. auch heute noch gemacht werden.

Deshalb wurden hier die Stabilitätsrechnungen überprüft. Das Messnetz wurde weiter ausgebaut, vor allem wurde bei den Punkten 115.20 - 135.20 auch eine

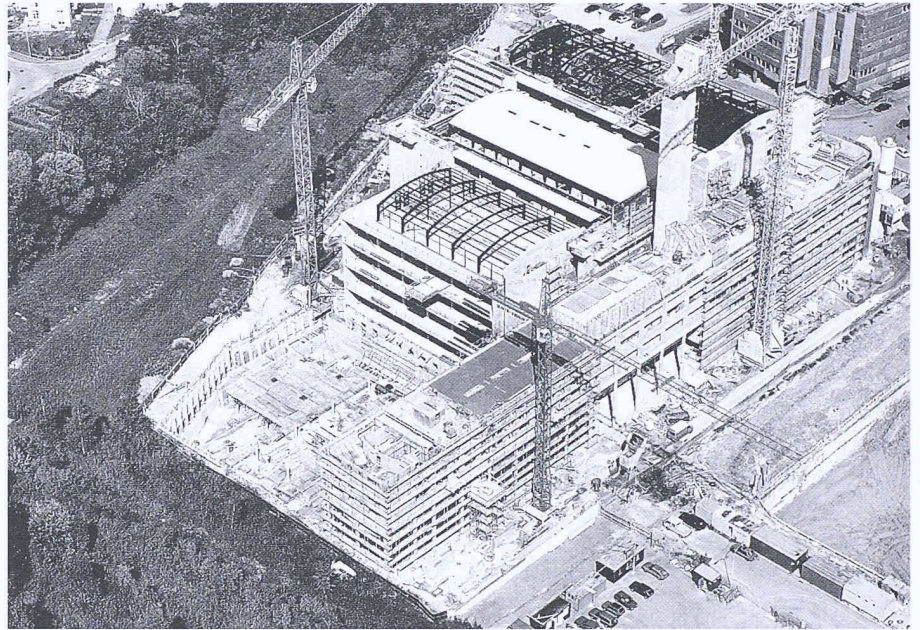


Bild 9.
Flugaufnahme

Lagebestimmung vorgenommen. Da die Aushubarbeiten weitergeführt werden mussten, wurden Auflagen für ein etappenweises Vorgehen mit sofortigem Bau der Bodenplatte bis zur Pfahlwand erarbeitet. Die Arbeiten konnten so ohne Verzug beendet werden. Die Folgemessungen vom September 1991 bis März 1992 zeigten eine rasche Abflachung der Setzungskurve und anschliessend wieder Hebungen.

Der Vergleich von lange auseinanderliegenden Messungen ergab bereits 1960 keinen Hinweis auf grossräumige Terrainbewegungen. Die Schäden scheinen vielmehr durch Setzungen/Hebungen infolge Schrumpfen/Quellen der Tonschicht verursacht zu werden [1]. Diese Feststellung konnte durch die Kontrollmessungen im Zusammenhang mit dem Bauvorhaben schliesslich bestätigt werden, es wurde effektiv ein jahreszeitliches Quellschrumpfen gemessen.

Eine zusätzliche Slope-Messstelle im oder OK Hang (im Bereich der Punkte .10 bis .20) mit der allfälligen Möglichkeit, die Stauchung zu messen, oder Sloperohre, welche unter die Pfahlfüsse geführt worden waren, hätten im vorliegenden Fall einige Aufregung vermeiden können.

Ankerkräfte

Zur Überwachung der Ankerkräfte wurden an 18 temporären Anker ausführliche Spannproben durchgeführt und bei 16 Anker Druckmessdosen eingebaut. Diese Überwachungen wurden an Anker angeordnet, welche geodätisch bzw. mit Slopes überwachte Pfähle stützten, um einen Zusammenhang Bewegung-Kraft herstellen zu können. Bei allen 7 perma-

nenten Anker wurde das Kriechmass k bestimmt, bei 2 Anker mit einer ausführlichen Spannprobe.

Die ausführlichen wie die einfachen Spannproben erfüllten die Erwartungen fast ohne Ausnahmen, weshalb praktisch keine zusätzlichen Anker notwendig wurden. Die Resultate der Druckmessdosen zeigten in der Regel leichte Ankerkraftabnahmen, z.T. mit fortschreitendem Aushub wieder einen leichten Anstieg, der aber nie wesentlich über V_G hinausging. Die Druckmessdosen im Garagenbereich zeigten während der Setzungen der Messpunkte oberhalb der Wand ebenfalls keine Kraftzunahme.

Schlussbemerkungen

Mit dem vorliegenden Beitrag wurde versucht, einen Überblick über Konzept, Projektierung und Ausführung einer grösseren Baugrubenumschliessung am Beispiel des Fernmeldegebäudes FZ4 in Zurich-Binz zu geben. Bereits nach Rohbauvollendung ist von der ganzen Baugrubenumschliessung kaum mehr etwas zu sehen (Bild 9). Als «permanente» zweite Haut bleibt sie aber als ein wichtiger Bestandteil des Gebäudes bestehen.

Adresse des Verfassers:

A. Bacchetta, dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC, und Ch. Aerni, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbüro Bänziger + Bacchetta + Partner, Engimattstr. 11, 8027 Zurich.

Literatur

[1] Mitteilungen des IGB Nr. 136, 1990