

**Der Bau des Abschnittes Opfikon
der Nationalstrasse N1b
zum Flughafen Zürich-Kloten**

Verdichtungsmessungen

Der Bau des Abschnittes Opfikon der Nationalstrasse N1b zum Flughafen Zürich-Kloten

Verdichtungsmessungen

Sonderdruck aus «Strasse und Verkehr» Nr. 13/1964
Vogt-Schild AG, 4500 Solothurn 2

Dr. A. von Moos, Geologe, M. Gautschi, dipl. Ing. ETH;
Geotechnisches Büro Dr. A. von Moos, Zürich

A. Hertelendy, dipl. Ing. ETH; Locher & Cie. AG,
Bauingenieure und Bauunternehmung, Zürich

A. Schuppisser, dipl. Ing. ETH.; Bless & Co.,
Bauunternehmung, Zürich

Der Bau des Abschnittes Opfikon der Nationalstrasse N 1b zum Flughafen Zürich-Kloten

I. EINLEITUNG

Die Nationalstrasse N1b schliesst nach ihrem vollständigen Ausbau den Flughafen Zürich-Kloten an die Autobahn Zürich-Winterthur der Nationalstrasse N1 an. Ein erstes, etwa 900 m langes Teilstück Oberhausen bis Eichlibrunnen (km 292.150–293.050) wurde in den Jahren 1960–1962 im Zusammenhang mit dem Bau der Thurgauerstrasse erstellt, um die Ortschaften Seebach und Glattbrugg von dem in den vorausgegangenen Jahren überaus stark angestiegenen Durchgangsverkehr zu entlasten.

Trotz seiner Kürze bot dieser Abschnitt einige bemerkenswerte technische Probleme und Lösungen, deren Veröffentlichung deshalb in dieser Phase des schweizerischen Autobahnbaues von Interesse sein dürfte.

Bauherr ist das Tiefbauamt des Kantons Zürich bzw. das Eidgenössische Amt für Strassen- und Flussbau, Bern, die Bauleitung lag in den Händen der Firma Locher & Cie. AG, Bauingenieure und Bauunternehmer, Zürich (Oberingenieur H. Strickler), für die geologischen und geotechnischen Belange wurde das Geotechnische Büro Dr. A. von Moos, Zürich, zugezogen, während als Unternehmer die Firma Bless & Cie., Bauunternehmung, Zürich, wirkte.

II. GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN

Der Abschnitt der Autobahn erstreckt sich vom rechten Ufer der Glatt, einem linksseitigen Zufluss des Rheins, bei Oberhausen über den Westteil von Opfikon bis vor die Strassengabelung Schaffhauserstrasse/Flughafenstrasse nordöstlich Glattbrugg.

Die Baugrundverhältnisse wurden im Jahre 1960 durch 14 Bohrungen mit dem sogenannten Burck-

hardtchen Bohrpfehl und 21 unverrohrten Rammsondierungen, Typ Amberg, Haefeli, von Moos, abgeklärt (Abb. 1), denen sich Laboratoriumsuntersuchungen anschlossen. Später folgten noch zusätzliche Sondierungen und geotechnische Untersuchungen. Während des Baues wurden die geologischen Verhältnisse nach Möglichkeit durch das geotechnische Büro Dr. von Moos aufgenommen, die Resultate dieser Aufnahme sind vereinfacht in Abb. 2 dargestellt.

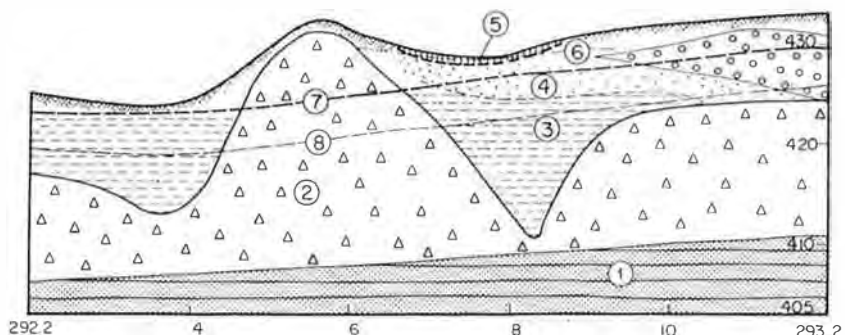
Die Baustrecke liegt im Gebiet des ehemaligen Rhein-Linth-Gletschers der letzten Eiszeit. Während unmittelbar östlich ältere Schotter anstehen, quert die Strasse selbst nur jüngere Ablagerungen und Moränen, welche in grosser Tiefe von Mergel- und Sandsteinfels (tertiäre Obere Süsswassermolasse) unterlagert werden, auf welcher z. B. die sogenannte Schulbrücke über die Glatt fundiert ist. Im einzelnen lassen sich von S nach N folgende geotechnische Abschnitte unterscheiden:

Der *südliche Abschnitt* bis zur Schulstrasse, umfassend die Auffahrtsrampe zur Thurgauerstrasse längs der Glatt und die begonnene Fortsetzung der N1b Richtung Wallisellen, liegt im Bereich geschichteter Kies-, Sand- und Siltablagerungen, die im oberen Teil auch Torflinsen und Wiesenkalk einschliessen. Diese Schichten boten sich in den Aufschlüssen z. T. in gefalteter, aufgerichteter und zerfetzter Form dar, so dass man vermuten muss, dass mindestens ein Teil nach der Ablagerung nochmals vom Eis überfahren wurde. Später wurden sie von Abschwemmprodukten vom Hang her überdeckt, die mit Torflagen und Wiesenkalkausscheidungen alternierten. Vom Hang her wird diese Zone von Wasser durchströmt. Dieses folgte einem durch die tiefsten Stellen der verformten und undurchlässigen Schichten vorgezeichneten Ader-system. Beim Anschneiden solcher Adern entströmte dem Baugrund anfänglich reichlich Wasser, oft unter Zurück-

Abb. 1.

Schematisches, geologisches Profil (überhöht!) der Nationalstrasse N1b bei Opfikon.

1 = Sandstein- und Mergelfels, 2 = Grundmoräne, 3 = Siltzone (toniger Silt, Silt und Feinsand), 4 = Sand, 5 = Torf, 6 = Grundwasser, 7 = Nivellette, 8 = U.K. Sickerleitung



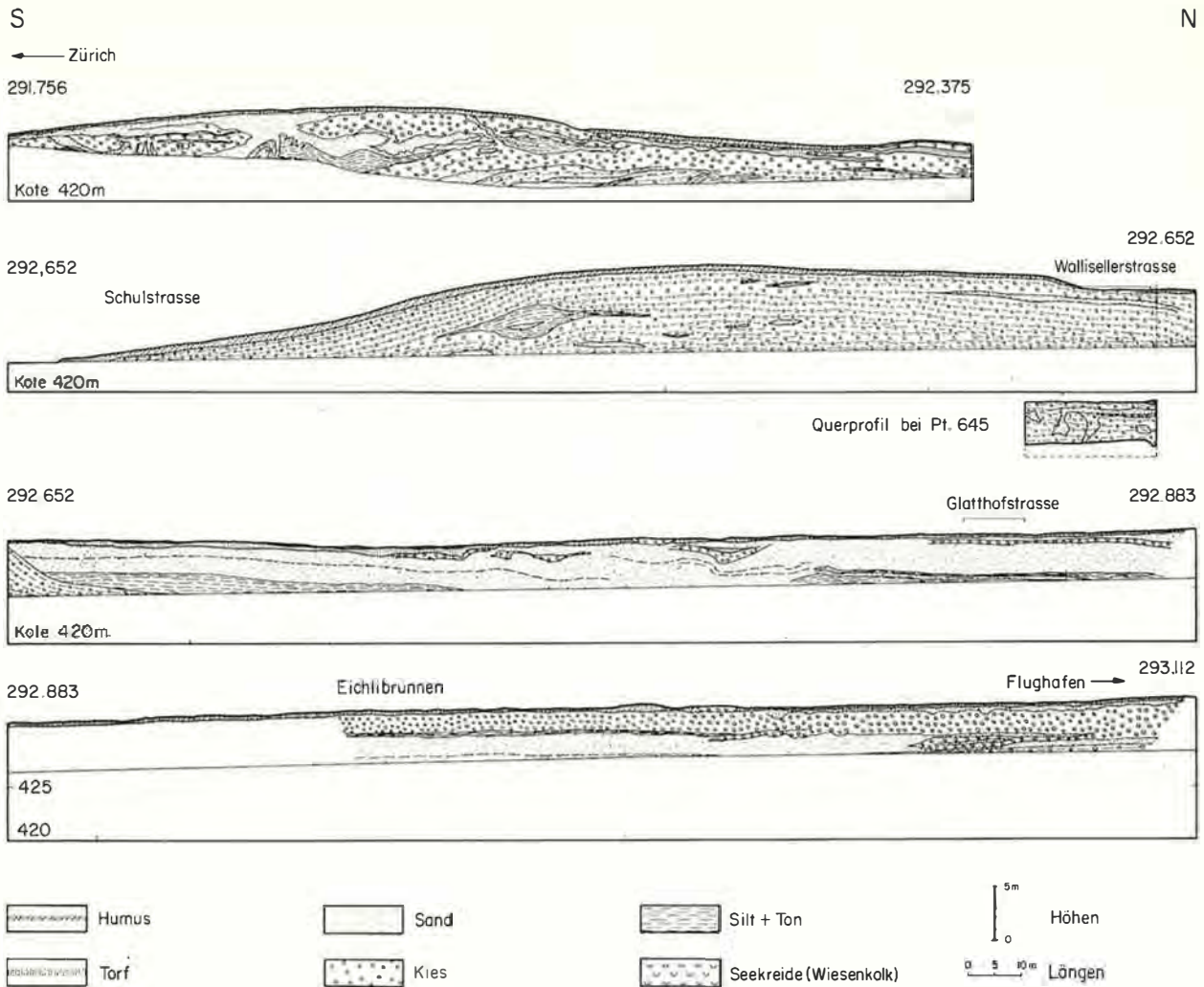


Abb. 2. Geologische Profile längs der Auffahrtsrampe zur Thurgauerstrasse und der Autobahn in Opfikon, aufgenommen von R. Moser, dipl. Ing.-Geol. ETH / Geotechnisches Büro Dr. A. von Moos

lassung schlauchförmiger Hohlräume. Im übrigen bot dieser Abschnitt keine besondern Schwierigkeiten.

Im *mittleren Abschnitt* von der Schulstrasse bis zur Wallisellerstrasse quert die Autobahn einen sanften Hügel. Dieser besteht aus festgelagertem Moränenmaterial, das aber im einzelnen heterogen aufgebaut ist. Neben dem normalen, leicht tonigen Silt mit Sand, wenig Kies und Steinen, d. h. der Grundmoräne, finden sich z. T. in Rinnen auch verschwemmte, geschichtete Partien, ferner u. a. auch eine 5 m mächtige und 20 m lange Scholle eines geschichteten, tonigen Siltes, die wohl durch den Gletscher aufgefplügt und hierher transportiert wurde. Dazu traten vereinzelte, grössere Blöcke. Die oberste Schicht (2–3 m) der Moräne ist durch Pflanzen und Frost etwas gelockert und verwittert; dort findet eine gewisse Wasserzirkulation statt, die an den frisch humusierten Böschungen zu Beginn nach starken Niederschlägen Rutschungen herbeiführte. Die bautechnischen Schwierigkeiten entstanden in diesem Abschnitt nicht durch die geotechnischen Verhältnisse, sondern hauptsächlich durch die starke Überbauung und die dadurch bedingte Erstellung von hohen Stützmauern im Schlitz, worauf später eingegangen wird.

Gestörte Proben aus dem Moränenmaterial ergaben, dass bei einem mittleren Anlieferungswassergehalt von 14,0% die Fließsgrenze bei 22,8%, die Ausrollgrenze bei 13,4% lag, das heisst ein konsolidiertes vorbelastetes Material vorlag. Zwei Belastungsversuche in Fundationstiefe der Stützmauern in Moräne – d. h. in einer Tiefe von 8 m ab OK-Terrain – ergaben mit einer 2000-cm²-Platte bei der Erstbelastung von 0,5–3,5 kg/cm² M_E -Werte von 300 kg/cm², von 3,5–5,0 kg/cm² solche von unter 200 kg/cm², bei mehrmaliger Belastung von 1 auf 3 kg/cm² ergab sich als Mass für die elastischen Setzungen ein M_E -Wert von 2000 kg/cm².

Als Grundlage für die Berechnung der Stützmauern in dem bis 8,5 m tiefen Moräneneinschnitt wurden, da ungestörte Proben nicht entnommen werden konnten, folgende, auf Schätzungen beruhende Werte angegeben:

Raumgewicht	$\gamma_e^* = 2,0\text{--}2,2 \text{ t/m}^3$
Winkel der inneren Reibung	$\varphi = 25\text{--}30^\circ$
Kohäsion, Material trocken	$c = 1\text{--}2 \text{ t/m}^2$
Kohäsion, Material nass	$c = 0$
Zulässige Bodenpressung	$\sigma_{zul} = 2,0\text{--}2,5 \text{ kg/cm}^2$
Zusammendrückungsmodul	$M_E = 500 \text{ kg/cm}^2$.

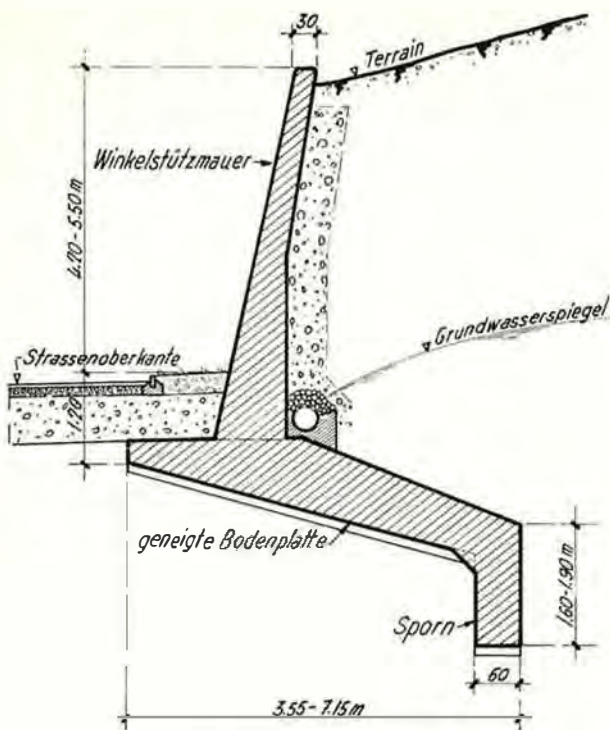
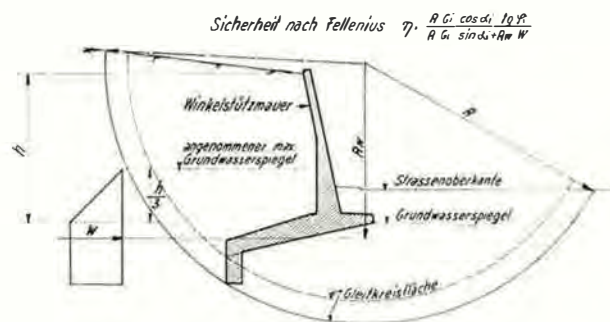


Abb. 3. Winkelstützmauer im Bereich der Silt- und Feinsandzone

Abb. 4. Berechnung der Winkelstützmauer



Die relativ vorsichtig gewählten Werte tragen dem Umstand Rechnung, dass wegen der nahen Überbauung nur geringfügige Mauerbewegungen zugelassen werden dürfen.

Der nördliche Abschnitt besteht über der Moränenunterlage von unten nach oben aus tonigen Silten, aus Silten und aus Feinsanden, die gegen N mehr und mehr auskeilen und durch Kiessand ersetzt werden. Lokal stellt man zuoberst auch Torflagen fest. Die auffallende, leicht gewellte Schichtung dürfte eher eine Folge unterschiedlicher Setzungen als nachträglicher Stauchungen sein. Von Osten her tritt aus höher gelegenen, z. T. verkitteten Schottern, die aber ausserhalb der Autobahn liegen, reichlich Wasser zu. Deshalb lag der Grundwasserspiegel hier nahe der Terrainoberfläche, wesentlich höher als der Spiegel der nahe gelegenen Glatt, senkt sich aber gegen N in das Kiesgebiet ab.

Die tonigen Silte lassen sich durch folgende im Labor ermittelten Werte charakterisieren:

Anlieferungswassergehalt	$w^* = 25\%$
Fliessgrenze	$w_l = 28\%$
Ausrollgrenze	$w_p = 16\%$
Feuchtraumgewicht	$\gamma e^* = 2,04 \text{ t/m}^2$
Zusammendrückungsmodul	$\Delta e = 4,20\%, \Delta e' = 0,36\%$
Durchlässigkeit k bei $\sigma_1 \text{ kg/cm}^2$	$= 5,6 \cdot 10^{-8} \text{ cm/sec}$
bei $\sigma_4 \text{ kg/cm}^2$	$= 3,5 \cdot 10^{-8} \text{ cm/sec}$

Hoher Anlieferungswassergehalt und grosser Δe -Wert deuten damit auf die schon aus geologischen Gründen geringe Konsolidierung dieser Materialien hin.

Während eine Versuchsbaugrube mit Böschungen 1:3 in dem vorliegenden Baugrund misslang, zeigte ein

anschliessender Versuch mit einer Wellpointanlage die Durchführbarkeit dieser Methode in diesem geschichteten Material und gab wertvolle Anhaltspunkte für die anfallenden Wassermengen und die zulässigen Böschungen (1:1) während des Baues.

Als Folge der hohen Terrainkosten wurden auch hier Stützmauern notwendig. Als geeigneter Typ drängte sich eine Winkelstützmauer mit breiter, leicht nach aussen geneigter Grundfläche auf. Zur Erhöhung der Sicherheit gegen statischen und hydraulischen Grundbruch wurde am äusseren Rande der Bodenplatte noch ein Sporn vorgeschlagen, und zwar mit folgender Begründung: Auf Grund der Berechnungen musste mit grösseren Setzungen gerechnet werden. Bei einer näherungsweise dreieckförmigen Verteilung der Bodenpressung wären ausserdem grosse, auffällige Verkippungen der Mauer zu erwarten gewesen. Um dies zu vermeiden, wurde eine möglichst gleichmässige Bodenpressung angestrebt, indem die Erdauflast durch einen grossen Fuss unter der zu stützenden Erdmasse stark erhöht wird. Da ausserdem ein jahrzehntelanges störungsfreies Funktionieren der Drainagen hinter der Stützmauer und unter dem anschliessenden Strassenkörper auch bei gewissenhafter Projektierung und Ausführung nicht garantiert werden konnte, musste bei der Projektierung auch ein Wasserdruck von einem Drittel der Höhe berücksichtigt werden, was eine entsprechende Verlängerung des Mauerfusses gegen die Autobahn zur Folge hatte. Die Stabilitätsverhältnisse wurden namentlich durch die Strömung unter der Mauer durch ungünstig beeinflusst. Der vertikale Sporn erhöht nicht nur die Sicherheit gegen statischen Bruch des Bodens, indem er mögliche Gleitflächen tiefer hinunter zwingt, sondern gibt zusätzlich eine er-

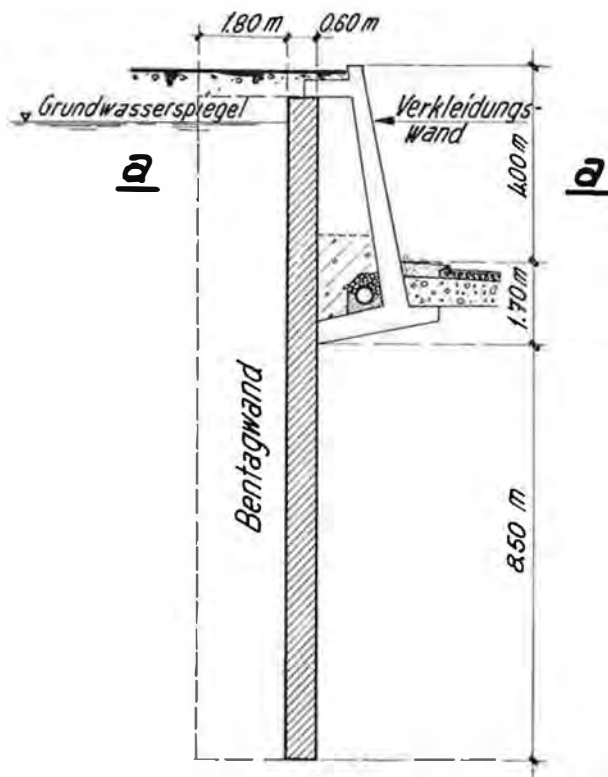
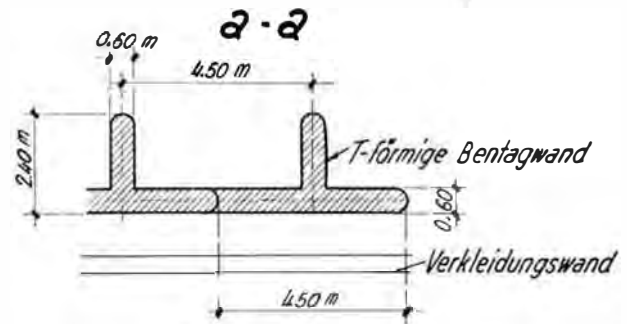


Abb. 5. T-förmige Betonwand als Stützkonstruktion für die Verkleidungsmauer im Bereich der Häuser, erstellt nach dem Bentonitverfahren (Bentagwand)



höhte Sicherheit gegen Ausspülungen (hydraulischer Grundbruch) durch die Verlängerung des Sickerweges. (A. v. M. und M. G.)

III. PROJEKTIERUNG

Projektmässig handelt es sich bei dem Abschnitt der N1b um eine ziemlich gerade Autobahnstrecke, deren generelle Linienführung bereits mit der Gesamtplanung des Nationalstrassennetzes festgelegt worden ist. Wegen der vorhandenen Überbauung und der erforderlichen niveaufreien Kreuzung des bestehenden Strassennetzes mit der Autobahn wurde die Strasse in einen grösstenteils zwischen Stützmauern verlaufenden Einschnitt verlegt. Das Normalprofil des Strassenquerschnittes weist zwei richtungsgetrennte Fahrbahnen von je 7,50 m, einen Mittelstreifen von 2,00 m und beidseitige Abstellstreifen von je 2,50 m Breite auf. Das Quergefälle der Fahrbahnen beträgt 2,0%, das Längsgefälle zur Hauptsache 0,85%. Die Fundationsschicht der Autobahn wird in Längsrichtung durch Sickerleitungen in den beiden Abstellstreifen und im Mittelstreifen entwässert. Die Strassendecken sind überall mit Bitumenbelägen ausgebildet worden.

Die grösste Einschnittshöhe der Autobahn über Strassenoberkante hat 8,5 m betragen. Der Strassenkörper musste teilweise in sehr schlechte Baugrundverhältnisse fundiert werden. Nur auf etwa einem Drittel der Länge waren Grundmoräne oder kiessandige Schichten vorhanden. Auf zwei Dritteln der Strecke musste dagegen die Fundation der Strasse fast aus-

schliesslich auf wasserempfindlichem und wenig tragfähigem Siltboden erfolgen. Dazu kam, dass der Grundwasserspiegel vielfach sehr hoch, teilweise nur wenig unter der Geländeoberfläche lag.

In den Einschnittstrecken kamengewöhnliche Schwergewichtsstützmauern, Winkelstützmauern und auf zwei kurze Strecken auch Stützmauern in Bentonitwandkonstruktion zur Ausführung.

Im mittleren Bauabschnitt, wo festgelagerter Moräneuntergrund mit $\delta_{zul.}$ bis 2,5 kg/cm² vorhanden war, wurden gewöhnliche Schwergewichtsstützmauern erstellt. Die maximale Höhe betrug bis 7,50 m über Strassenoberkante. Die maximale Bodenpressung erreichte $\delta = 2,35$ kg/cm².

Im nördlichen Bauabschnitt war der Untergrund schlecht und bestand aus tonigem Silt sowie Silt und Feinsand. In diesem Bereiche wurden Winkelstützmauern mit Höhen zwischen 4,0 und 5,5 m ausgeführt (Abb. 3). Für die Berechnung der Stabilität wurde der Winkel der inneren Reibung mit $\varphi = 25^\circ$ angenommen. Der ursprünglich etwa 1,0 m unter dem Terrain liegende Grundwasserspiegel wurde durch Drainagen hinter der Mauer abgesenkt. Um aber eventuellen Verstopfungen der Drainagen und dem dadurch verursachten Wiederanstiegen des Grundwasserspiegels Rechnung zu tragen, wurde in der statischen Stützmauerberechnung ein Wasserdruck hinter der Mauer von etwa einem Drittel Höhe berücksichtigt. Der schlechte Baugrund und der mögliche einseitige Wasserdruck bereiteten bei der Dimensionierung der Winkelstützmauer gewisse Schwierigkeiten. Die Stabilität wurde nach dem Gleitkreisverfahren von

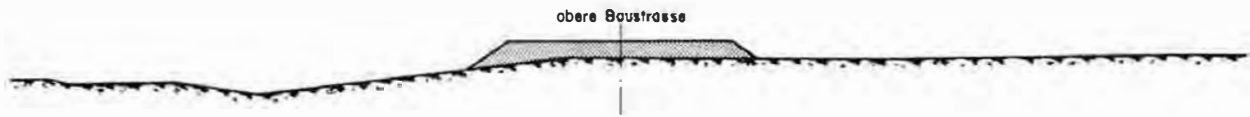
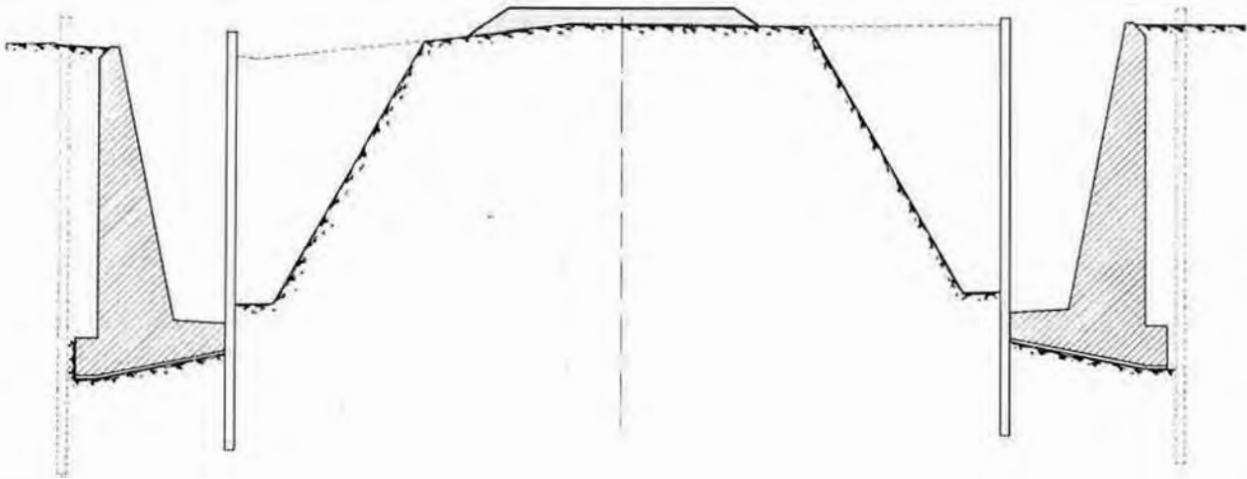
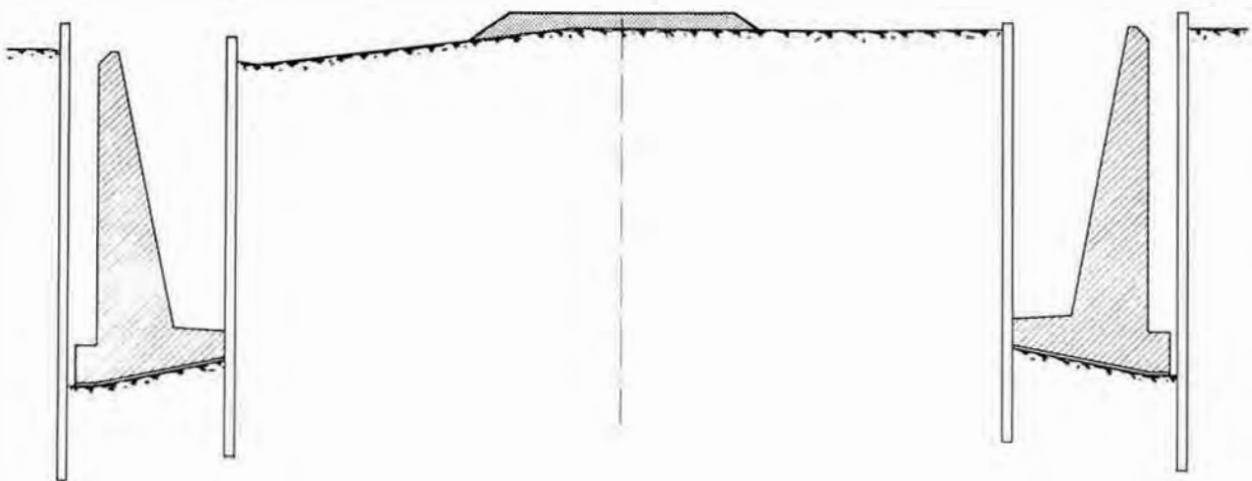


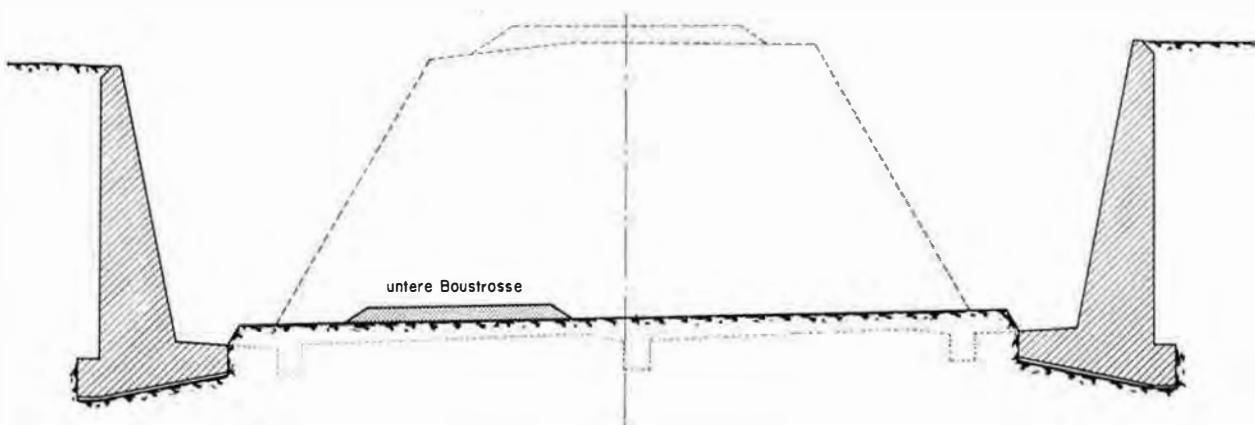
Abb. 6. Arbeitsvorgang: Phase 1: Erstellen der oberen Baustrasse



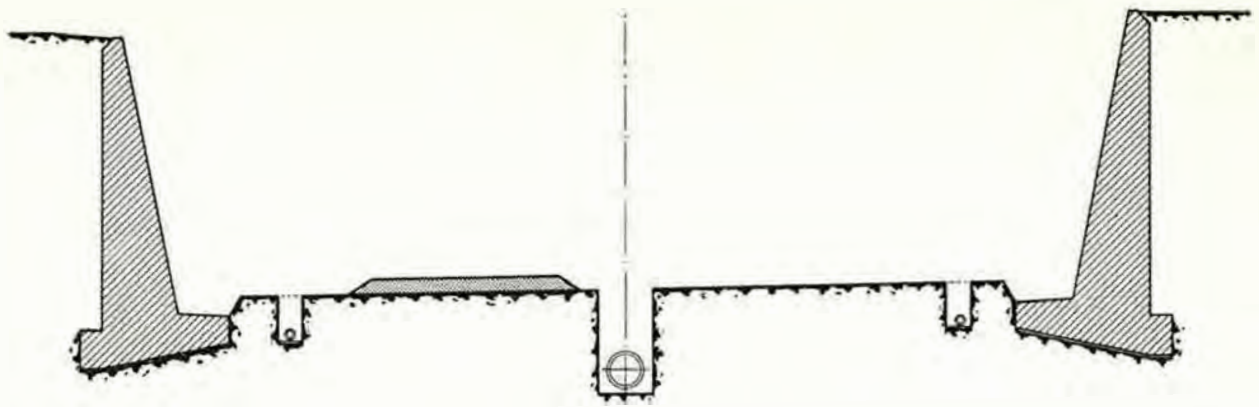
Phase 2: Erstellen der Stützmauern im Schlitz



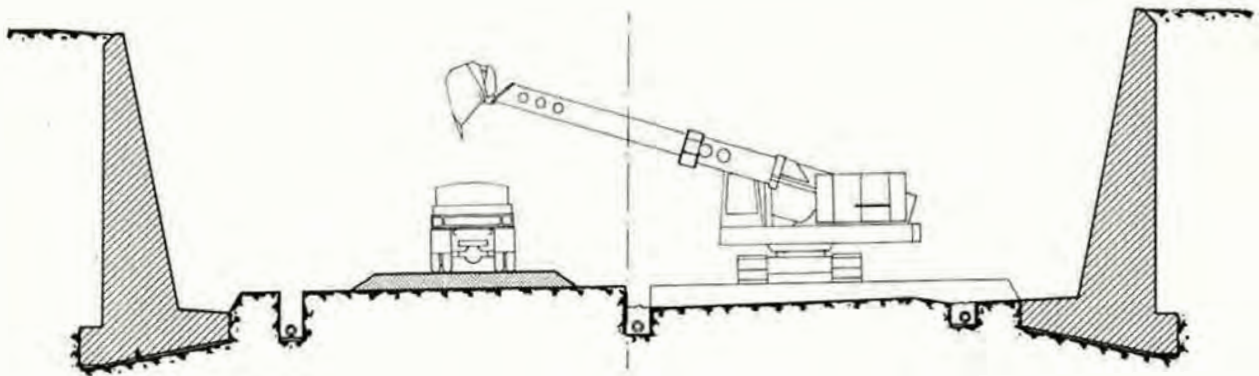
Phase 3: Kernaushub I. Etappe zwischen den erstellten Stützmauern und Entfernen der innern Baugrubenwände



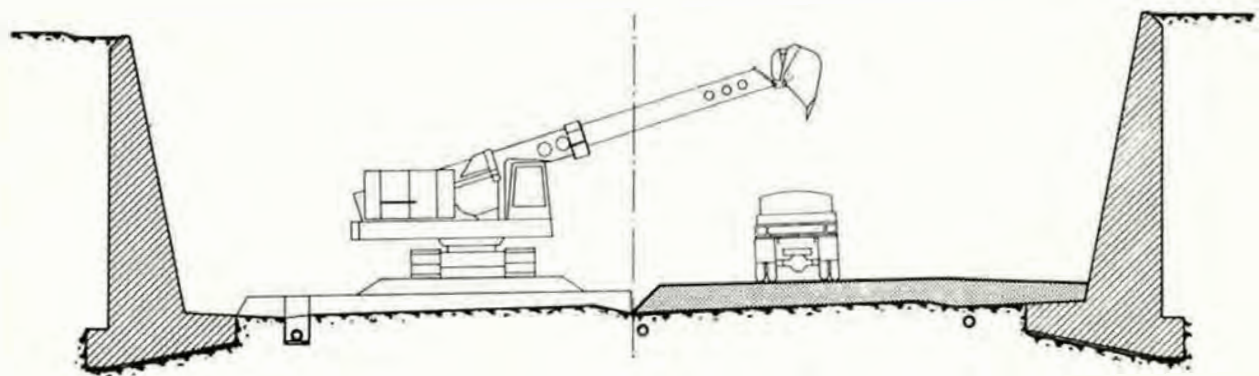
Phase 4: Kernaushub II. Etappe bis zirka 40 cm über das Planum und Erstellen der unteren Baustrasse



Phase 5: Erstellen der Kanalisations- und Drainageleitungen von der unteren Baustrasse aus



Phase 6: Restaushub bis Planum der ersten Hälfte mit Verlad des Materials auf unterer Baustrasse und gleichzeitiger Einbau der Fundationsschicht



Phase 7: Restaushub bis Planum der zweiten Hälfte unter gleichzeitiger Entfernung der unteren Baustrasse und Verlad auf die fertig erstellte Fundationsschicht

Fellenius untersucht (Abb. 4). Um die reibende Kreisfläche zu vergrössern, wurde die Bodenplatte der Winkelstützmauer geneigt und mit einem Sporn versehen. So konnten die nötige Gleitsicherheit in zweckmässiger Weise erreicht und die Horizontalkräfte einwandfrei übertragen werden. Ungleichmässige Setzungen oder Verkanten der Mauerkrone wurden dadurch vermieden. Horizontalverschiebungen gab es keine. Die vertikalen Setzungen waren klein und erreichten maximal 1 bis 2 cm. Es ist dies darauf zurückzuführen, dass die Stützmauern in offenen, durch das Wellpointverfahren trockengelegten Baugruben erstellt worden sind. Vergleichsweise sei erwähnt, dass in einem anschliessenden Baulos mit ebenfalls schlechtem Baugrund der gleiche Winkelstützmauertyp, ausgeführt im Schutze von Spundwänden und Wasserhaltung, Setzungen von 7 bis 8 cm aufwies, was eindeutig auf die Ausführungsart zurückzuführen ist.

Wie bereits erwähnt, wurden im Bereiche zweier Liegenschaften zwei je zirka 25 m lange Stützmauerpartien nach dem Bentonitverfahren ausgeführt. Bei den dort vorhandenen, äusserst schlechten Baugrundverhältnissen durfte nur eine Baumethode zur Anwendung kommen, die weder Erschütterungen verursachte, noch infolge Grundwasserabsenkung zu Setzungen Anlass gab. Die eigentliche Stützkonstruktion wurde als stark armierte, im Grundriss T-förmig ausgebildete, tiefgreifende Bentagwand ausgeführt (siehe Abb. 5). Als Mauer-sichtfläche wurde eine spezielle Verkleidungswand erstellt. (A.H.)

IV. AUSFÜHRUNG

1. Charakteristik der Baustelle

Die Baustelle N1b, Los 1 bot durch ihre geologische Vielfalt ein äusserst dankbares Tätigkeitsfeld für den Tiefbauingenieur. Innerhalb von 920m Autobahnstrecke, deren Nivelette gegenüber dem gewachsenen Terrain bis 8 m abgesenkt wurde, mussten zirka 600 m Siltzone, 200 m Grundmoräne und 100 m Kies-Sand-Zone durchfahren werden. Fast die Hälfte der ganzen Strecke, d.h. zirka 400 m, musste, bedingt durch die angrenzende Überbauung, als Einschnitt zwischen Stützmauern ausgebildet werden, davon 300 m im Bereiche der Siltzone.

Auf einem Teil der Baustrecke lag der Grundwasserspiegel zirka 1 m unter Terrain, so dass beim Bauvorgang in diesem Teil der Wasserhaltung grösste Beachtung geschenkt werden musste.

Von der Bausumme von zirka 4 Mio Franken wurden allein für Wasserhaltung, Baugrubenabschlüsse und Stützmauern zirka 1,5 Mio Franken aufgewendet.

Die Hauptkubaturen betragen:

Aushub von unbrauchbarem Material mit Abfuhr in Deponien	135 000 m ³
Baugrubenabschlüsse (Eiserne Spundwände)	2 700 m ²
Baugrubenabschlüsse (Rühlwände)	2 500 m ²
Baugruben mit Wellpoint-Grundwasserabsenkung	370 m ¹
Beton für Stützmauern	4 500 m ³

Entwässerungsleitungen \varnothing 20-90 cm ...	8 500 m ¹
Kieskoffer	20 000 m ³

Der Abtransport des gesamten Aushubmaterials über die Strasse in Deponien verhinderte einerseits vollständig den Einsatz von Grossgeräten, und andererseits erforderte der Bau der vielen Stützmauern einen der Bausumme entsprechend hohen Belegschaftsbestand.

An Geräten waren hauptsächlich eingesetzt:

2 Bagger 1,2 m ³	für Ramm- und Aushubarbeiten
1 Bagger 0,8 m ³	für Wellpointinstallation
2 Bagger 0,6 m ³	für Betonierarbeiten
1 Gradall 1,0 m ³	} für Kanalisation und Rest-
1 Gradall 0,5 m ³	
zirka 25 Lastwagen für Aushubtransport.	

Die Belegschaft, inbegriffen Maschinisten, belief sich in der Hauptbausaison auf rund 100 Mann.

2. Arbeitsvorgang

a) *Allgemeine Disposition.* Vor Inangriffnahme der Bauarbeiten wurde eine obere Baustrasse von zirka 6 m Breite erstellt (Abb. 6). Diese Baustrasse, welche auf längere Strecken sumpfiges Gebiet durchquerte, wurde wie folgt aufgebaut: Direkt auf das bestehende Terrain, d.h. ohne vorhergehendes Entfernen der Humusschicht bzw. des natürlichen Wurzelgeflechtes, wurde eine doppelte Lage (untere Lage längs zur Fahrtrichtung, obere Lage quer zur Fahrtrichtung) Buschwerk oder Tannäste verlegt und auf diesen Teppich zirka 40 cm Wandkies eingebracht und verdichtet. Dieser Aufbau bewährte sich während der ganzen Bauzeit selbst in schlechtesten Böden. Von der oberen Baustrasse aus wurden sämtliche Bauarbeiten inklusive Kernaushub bis zum Rohplanum erstellt.

Gleichzeitig mit den Aushubarbeiten wurde die untere Baustrasse auf der Höhe des Arbeitsplanums, zirka 40 cm über dem Planum der Autobahn, erstellt. Das Arbeitsplanum diente für den Einbau der Sickerungs- und Entwässerungsleitungen. Die letzte Aushubphase, die Erstellung des Planums, wurde mit einem Gradall G 1000 durchgeführt. Mit diesem Gerät konnte dank seiner Reichweite und seiner Arbeitsgenauigkeit das Planum ohne Mühe hergestellt werden unter absoluter Einhaltung der Vorschrift, dass das Planum nicht mehr befahren werden durfte.

b) *Baugruben.* Da sämtliche Mauern in Sichtbeton ausgeführt wurden, mussten sämtliche Baugruben so ausgesteift werden, dass im Bereiche der Sichtflächen die Betonetappen spriessfrei ausgeführt werden konnten.

Dass ein solcher Spriessvorgang, der eine absolut saubere und einwandfreie Ausführung der Betonarbeiten gewährt, nicht gleichzeitig Anspruch darauf erheben kann, finanziell die billigste Ausführung zu sein, ist verständlich. Um so erfreulicher war der Entschluss der Bauherrschaft, einem Unternehmensvorschlag zu folgen, der finanziell nicht unbedeutende Konsequenzen hatte. So wie sich das fertige Bauwerk heute präsentiert, beweist, dass sich diese grosszügige Einstellung gelohnt hat.

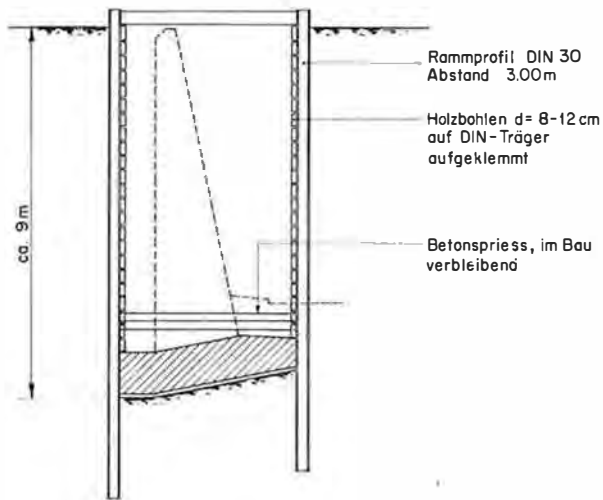


Abb. 7. Gespriesste Baugrube in der Moränenzone (sogeannte Rühlwand)



Abb. 8. Detail der Rühlwand als Bohlenwand mit gekeilten Spezialbügeln

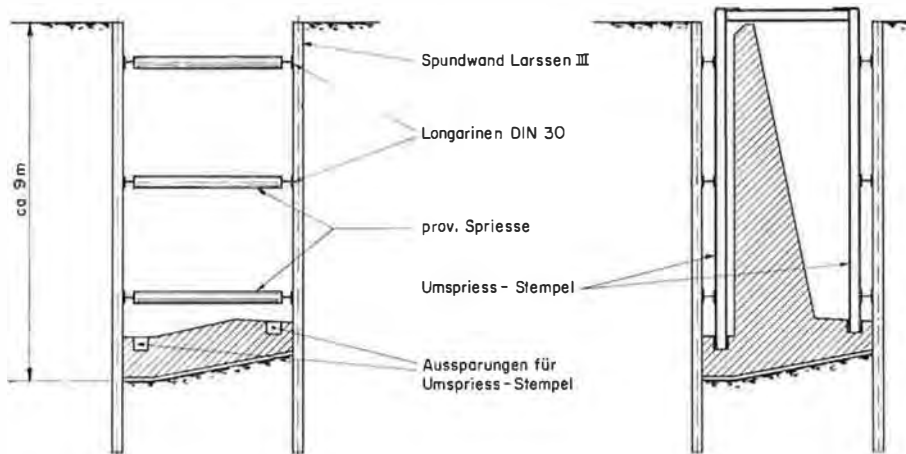


Abb. 10. Aushub zwischen Spundwänden



Abb. 9.
Gespundete Baugrube in der
Übergangszone zwischen Mo-
ränen- und Siltzone

Abb. 11. Erstellung der Stützmauer in der Siltzone im Schutze der Wellpoint-Grundwasserabsenkung (vorn und rechts oben Anlage sichtbar)



ba) *Gespriesste Baugruben in der Moränenzone.* Die Baugruben in der Moränenzone wurden mittels Rühlwänden ausgesteift, und zwar in einer der sogenannten Berliner Wand ähnlichen Methode.

Im Gegensatz zur Berliner Wand spannten wir die Bohlen nicht zwischen die Trägerflanschen, sondern hängten die Bohlen mit Spezialbügeln und Keilen vor die DIN-Träger. Diese Methode bietet vor allem beim Ausbau der Wand grosse Vorteile, indem zum Wegnehmen der Bohlen nur die Keile gelöst werden müssen. Der Trägerabstand wurde auf 3,0 m bemessen, und die Bohlenstärken variierten je nach Tiefe von 8 cm bis 12 cm (siehe Abb. 7 und 8).

bb) *Gespundete Baugruben im Übergang zwischen Moränen- und Siltzone.* Hier wurden die Baugruben mit eisernen Spundwänden, Profil Larssen II und III, abgeschlossen, wobei auch der Spriessung besondere Beachtung geschenkt wurde, um ein spriessfreies Schalen und Betonieren zu ermöglichen. Nach dem Betonieren der Fundamente wurden in Abständen von 3 m vertikale Träger DIN 30 vor die Longarinen eingebaut. Diese vertikalen Träger standen in Aussparungen der Fundamente und wurden über der projektierten Stützmauer horizontal abgespriesst (siehe Abb. 9 und 10).

bc) *Offene Baugruben mit Wellpoint-Grundwasserabsenkung in der Siltzone.* Nachdem ein Versuch, eine Bau-

grube mit Böschungen 1:3 in der Siltzone mit offener Wasserhaltung zu erstellen, völlig scheiterte, wurde die ganze Zone mittels Wellpoint-Grundwasserabsenkung durchgeführt.

Die Wellpointfilter wurden mit einem Meisselspülgerät in einem Abstand von zirka 90 cm eingebaut. Durch die Filterrohre umgebende Filtersandschicht konnte das auf der ganzen Höhe zufließende Wasser gefasst und die Baugrube vollständig trockengelegt werden (siehe Abb. 11).

Die Zweckmässigkeit der Grundwasserabsenkung bestätigte sich beim Abstellen der Anlage nach Beendigung der Bauarbeiten. Trotz den sehr geringen zufließenden Wassermengen von zirka 12 l/min auf eine Baugrubenlänge von 100 m waren die Böschungen (ca. 1:1) schon nach einigen Stunden nicht mehr stabil.

3. Bauprogramm

Das Bauprogramm, welches eine Bauzeit von 16 Monaten vorsah, konnte unter Berücksichtigung der Mehrleistungen gegenüber dem Projekt ziemlich genau eingehalten werden. Es hat sich auch auf dieser Baustelle gezeigt, dass auch in schlechten Böden ein Bauprogramm einigermaßen genau eingehalten werden kann, sofern den Baustrassen die nötige Aufmerksamkeit geschenkt wird. (A.S.)

Verdichtungsmessungen

Auf der Autobahnbaustelle Los Wasseramt in Derendingen fanden im August dieses Jahres ausgedehnte Versuche über die Verdichtbarkeit des Bodens unter Einwirkung verschiedener Verdichtungsgeräte statt. Diese Versuche hatten zum Zweck, die Wirkungsweise von fünf Verdichtungsgeräten zu untersuchen und dabei den Einfluss auf den M_e -Wert festzustellen.

Für alle Geräte wurden die gleichen Bedingungen geschaffen, d.h. das zu verdichtende Material wurde soweit wie möglich in allen Teilen, wie Kornzusammensetzung, Wassergehalt, Schichtstärke, Anteil Feinstbestandteile usw. gleich zusammengesetzt. Im weiteren

musste auch der Unterbau für das zu verdichtende Material die gleichen Bedingungen erfüllen. Letzterem wurde Rechnung getragen, indem die Fundationsschicht auf eine zementstabilisierte Schicht aufgebracht wurde. Das geschüttete Material (Kies ab Wand) stammte alles vom gleichen Ort aus der gleichen Kiesgrube und wurde auf die Stabilisation kopfgeschüttet und anschliessend auf die Schichtstärken von 30 und 60 cm verteilt. Für die Versuchsserie wurden fünf Verdichtungsgeräte eingesetzt, wovon vier Plattenvibratoren und eine Vibrationswalze. Als Kontrollmethode zur Bestimmung des M_e -Wertes diente der Plattenversuch (SNV 70317).

Abb. 1a. Arbeitsgeschwindigkeit v in km pro Stunde

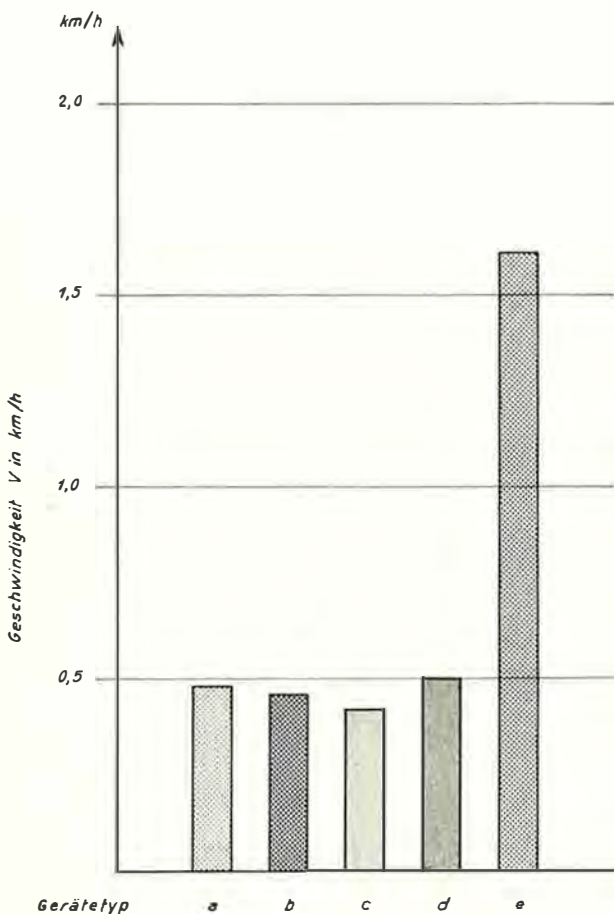
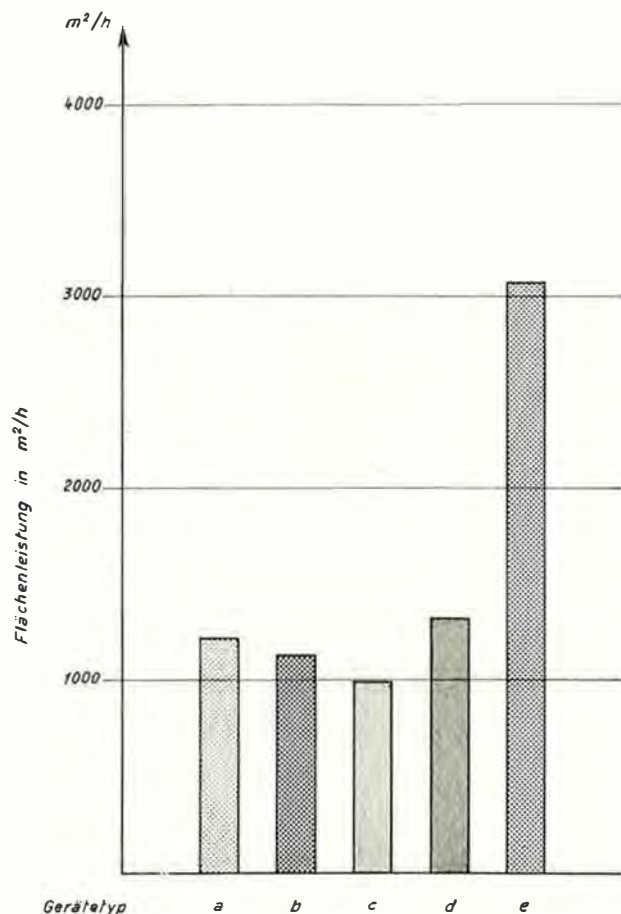


Abb. 1b. Flächenleistung in m^2 pro Stunde, unter Berücksichtigung der Geschwindigkeit und der entsprechenden Fahrzeugbreite



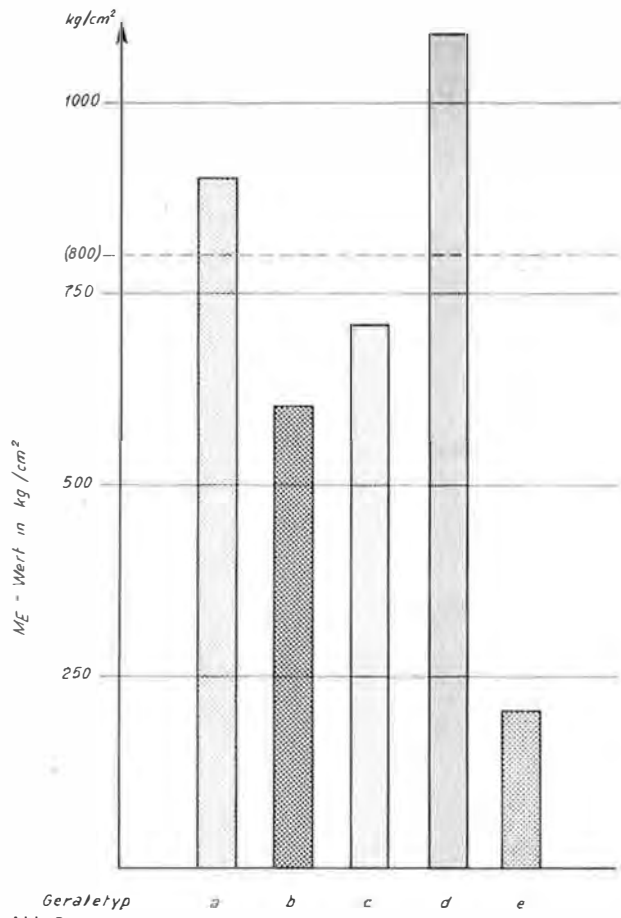


Abb. 2a

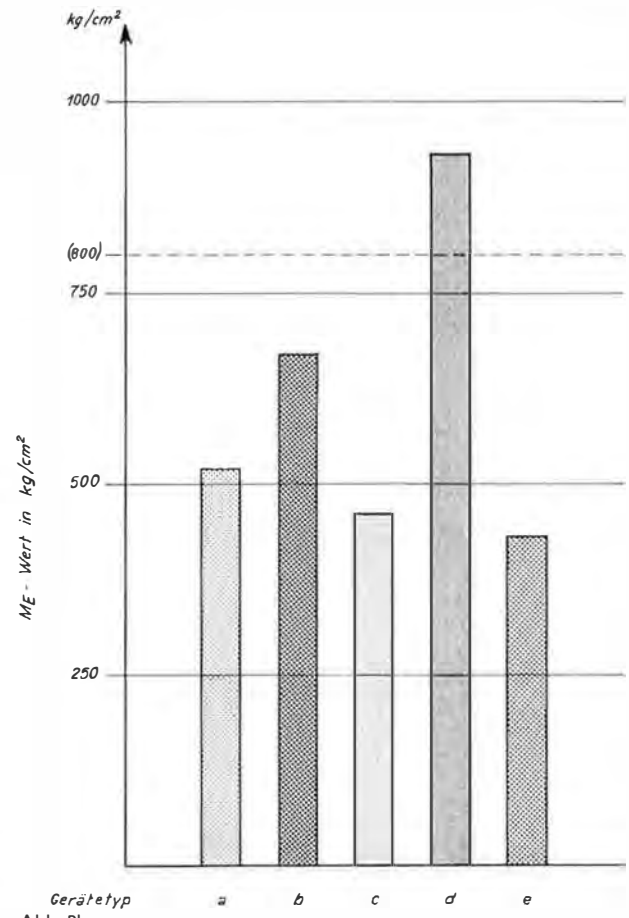


Abb. 2b

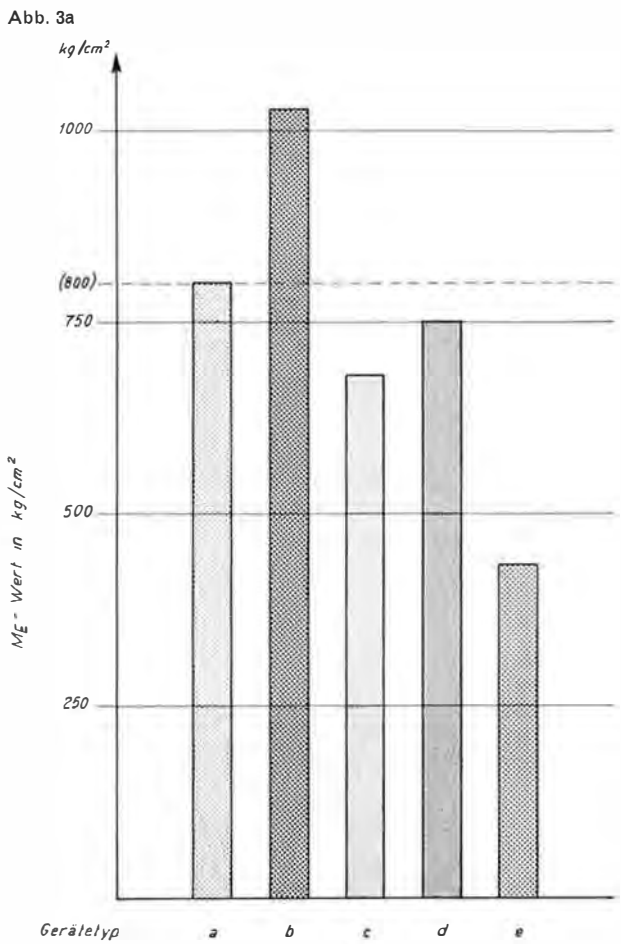


Abb. 3a

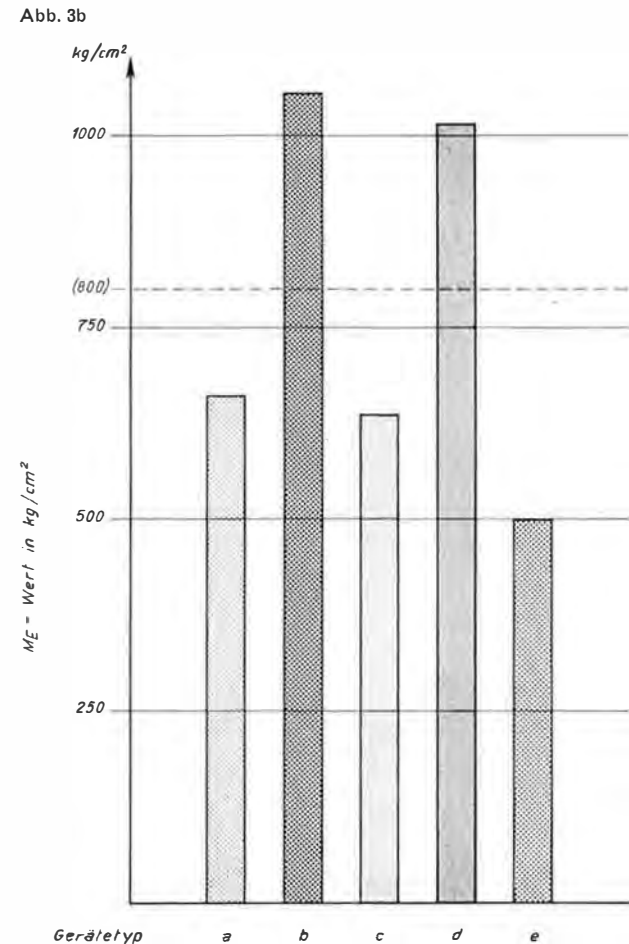


Abb. 3b

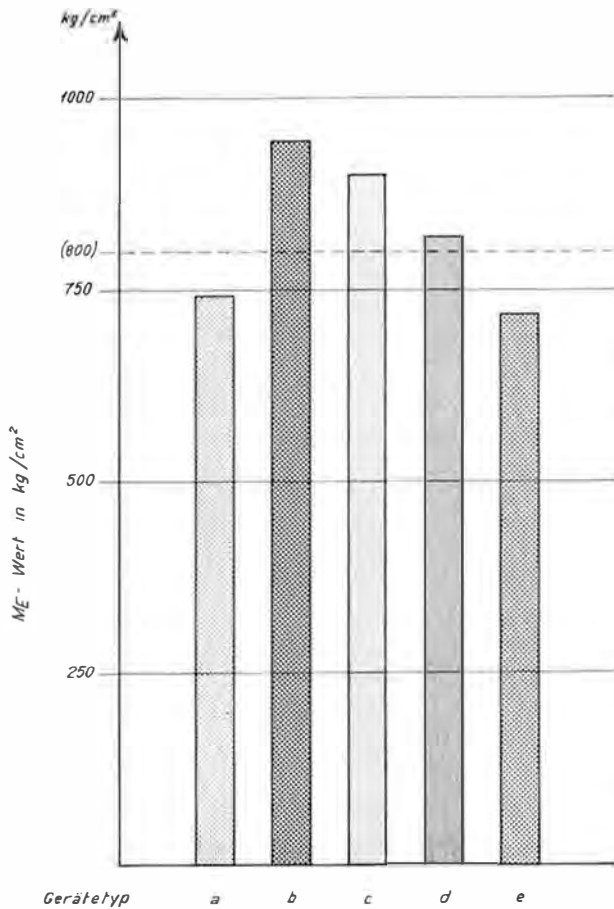


Abb. 4. M_e -Wert in Kilogramm pro cm^2 von der 60-cm-Schicht bei fünf Passen in 30 cm Tiefe, gemessen mit dem VSS-Bodenprüfgerät (700-cm^2 -Platte)

Abb. 2a. M_e -Wert in Kilogramm pro cm^2 auf der 30-cm-Schicht bei zwei Passen, gemessen mit dem VSS-Bodenprüfgerät (700-cm^2 -Platte)

Abb. 2b. M_e -Wert in Kilogramm pro cm^2 auf der 30-cm-Schicht bei drei Passen, gemessen mit dem VSS-Bodenprüfgerät (700-cm^2 -Platte)

Abb. 3a. M_e -Wert in Kilogramm pro cm^2 auf der 60-cm-Schicht bei vier Passen, gemessen mit dem VSS-Bodenprüfgerät (700-cm^2 -Platte)

Abb. 3b. M_e -Wert in Kilogramm pro cm^2 auf der 60-cm-Schicht bei fünf Passen, gemessen mit dem VSS-Bodenprüfgerät (700-cm^2 -Platte)

Tabelle 2

		M_e -Wert bei 2 Passen	bei 3 Passen
Plattenvibratoren	Gerät a	901 kg/cm^2	520 kg/cm^2
	Gerät b	606 kg/cm^2	672 kg/cm^2
	Gerät c	711 kg/cm^2	463 kg/cm^2
	Gerät d	1092 kg/cm^2	937 kg/cm^2
Vibrationswalze	Gerät e	207 kg/cm^2	433 kg/cm^2

Der M_e -Wert wurde in Abhängigkeit gebracht von der Anzahl Passen, wobei noch pro Passe jeweils die Zeit gemessen wurde (1 Passe = 1 Gerätedurchgang). Gleichzeitig liess sich natürlich die theoretische Flächenleistung bei einmaligem Durchgang für jedes einzelne Gerät ermitteln.

Tabelle 1

	Geschwindigkeit	Flächenleistung (1 Durchg.)
Plattenvibratoren		
Gerät a	$v = 0,48 \text{ km/h}$	1209 m^2/h
Gerät b	$v = 0,46 \text{ km/h}$	1126 m^2/h
Gerät c	$v = 0,42 \text{ km/h}$	997 m^2/h
Gerät d	$v = 0,50 \text{ km/h}$	1315 m^2/h
Vibrationswalze		
Gerät e	$v = 1,61 \text{ km/h}$	3063 $\text{m}^2 \text{ h}$

Auf der 30-cm-Schicht wurden die M_e -Werte bei zwei- und dreimaligem Darüberfahren pro Gerät bestimmt.

Tabelle 2 zeigt, dass unter erwähnten Boden- und Materialverhältnissen bei Plattenvibratoren für eine zu verdichtende 30-cm-Schicht zwei Passen genügen würden, um einen M_e -Wert von 800 kg/cm^2 zu erhalten, und dass sich für obigen Fall bei 3 und mehr Passen der Wert um rund 20% verschlechtert. Zu langes Vibrieren kann den M_e -Wert eher negativ beeinflussen. Das Material wird entmisch.

Wie zu erwarten war, zeigte die Walze bei nur so wenig Durchgängen wesentlich kleinere Werte als die Plattentrüttler. Hier muss aber der Zeitfaktor berücksichtigt werden. Die Walze fuhr rund dreimal so schnell wie die Plattenvibratoren und konnte demzufolge bei gleicher Passenzahl nicht so intensiv auf den Boden einwirken.

Auf der 60 cm tiefen Fundationsschicht wurden mit allen Geräten 4 und 5 Passen gefahren. Die anschliessend bestimmten M_e -Werte sind in Tabelle 3 aufgeführt:

Um auch ein ungefähres Bild über die Tiefenwirkung der einzelnen Geräte zu erhalten, wurde von der 60-cm-Fundationsschicht auch noch der M_e -Wert in 30 cm Tiefe bestimmt. Dabei ist zu erwähnen, dass für die M_e -Wert-

Tabelle 3

		M_e -Wert bei 4 Passen	bei 5 Passen
Plattenvibratoren	Gerät a	800 kg/cm ²	663 kg/cm ²
	Gerät b	1027 kg/cm ²	1057 kg/cm ²
	Gerät c	668 kg/cm ² m = 811 kg/cm ²	636 kg/cm ² m = 844
	Gerät d	750 kg/cm ²	1019 kg/cm ²
Vibrationswalze	Gerät e	431 kg/cm ²	497 kg/cm ²

Tabelle 4

M_e -Wert von der 60-cm-Schicht in 30 cm Tiefe bei 5 Passen		
Plattenvibratoren	Gerät a	742 kg/cm ²
	Gerät b	943 kg/cm ²
	Gerät c	900 kg/cm ² m = 851 kg/cm ²
	Gerät d	818 kg/cm ²
Vibrationswalze	Gerät e	720 kg/cm ²

Bestimmung pro Plattenversuch ein 30 cm tiefes Loch ausgehoben werden musste und dass auch bei sorgfältigem Abtrag der Boden und damit auch der Versuch etwas gestört wurde.

Der Vergleich der beiden Tabellen 3 und 4 erlaubt es, den Schluss zu ziehen, dass unter gewissen Verhältnissen wie im untersuchten Fall Schichtstärken von bis zu 60 cm in einem Arbeitsgang geschüttet und anschliessend verdichtet werden können, da der von den Normen gefor-

derte M_e -Wert von 800 kg/cm² auch in 30 cm Tiefe vorhanden ist.

Von allgemeinem Interesse wäre es natürlich festzustellen, wie eine ähnlich aufgebaute Versuchsserie für Schichten auf natürlich verdichtetem Unterbau (M_e -Wert = 150 kg/cm²) aufgebracht verläuft. Ebenfalls wünschenswert wäre es, die Versuche auch bezüglich Materialeigenschaften wie Kornzusammensetzung und Wassergehalt weiter auszubauen.