

DIE STRASSE VON HEUTE

Zur Einführung.

Die ständige Zunahme des Kraftwagenverkehrs auf den Land- und Stadtstraßen hat auch in Österreich die Notwendigkeit eines Umbaues des Straßennetzes in Anpassung an die neuzeitlichen Verkehrserfordernisse alsbald erkennen lassen. In den letzten Jahren sind denn auch nachhaltige Bestrebungen zur Verwirklichung dieser dringenden Aufgaben in Erscheinung getreten. Die „Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines“, welche sich als Fachblatt der österreichischen Technikerschaft der Erörterung und Verfolgung aller Fragen neuzeitlicher Technik widmet, hat von dem Zeitpunkte ab, als sich die Modernisierung des österreichischen Straßenwesens als notwendig erwies, die Straßenfrage vom technischen und auch vom wirtschaftlichen Standpunkte aus eingehend behandelt und hat bisher in zwangloser Folge insgesamt sechs eigene Straßenbauhefte herausgegeben, die in der Fachwelt stets großer Beachtung begegneten. Die zunehmende Bedeutung, welche das Straßenwesen allenthalben gewinnt, veranlaßt uns nun, diesem wichtigen Fachgebiete fortgesetzte und dauernde Aufmerksamkeit zuzuwenden und soll deshalb von nun an in jedem zweiten Hefte der „Zeitschrift“ ein eigenes Beiblatt: „Die Straße von heute“ erscheinen, das außer wissenschaftlichen Aufsätzen berufener Fachleute auch kleinere Mitteilungen und Berichte straßenbautechnischer Natur enthalten wird. An die Fachkreise ergeht die Einladung, ihre Erfahrungen in diesem Beiblatte niederzulegen und technische Neuerungen daselbst zu veröffentlichen.

Die Schriftleitung.

Behebung einer Rutschung an der Serpentinestraße zum Kobenzl in Wien.

Vortrag, gehalten am 20. März 1928 in der Vollversammlung des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines von Stadtbauinspektor
Ing. Dr. **Rudolf Tillmann.**

Von allen Veränderungen, welchen die Erdkruste im Laufe der Zeit unterworfen ist, kommen uns nur die verhältnismäßig rasch erfolgenden örtlichen Verschiebungen sedimentierter Böden als Bewegungen zum Bewußtsein. Solche Gleichgewichtsstörungen werden entweder durch die eigene Schwere oder durch künstliche Belastung des Bodens, meist in Verbindung mit den Wirkungen wechselnder Durchfeuchtung, hervorgerufen. Zu diesen Erscheinungen gehören die Setzungen von Grundkörpern, die Bewegungen von Stützwänden und im großartigsten Maßstabe die Erderschütterungen in der freien Natur und an Kunstbauten. Solche in stetigem Abgleiten befindliche Bodenmassen zum Stillstand zu bringen, hat von jeher eine der reizvollsten Aufgaben des Bauingenieurs gebildet, zu deren Lösung allerdings seit dem Abschluß der großen Bahnbauperiode in unserem Vaterlande seltener Gelegenheit geboten ist. Um so mehr Interesse dürfte ein bemerkenswerter Fall dieser Art finden, der vor kurzem das Wiener Stadtbauamt beschäftigte und über welchen in den folgenden Ausführungen kurz berichtet werden soll.

Im Bereiche der unteren drei Kehren der Serpentinstraße zum Kobenzl war das Gelände am südwestlichen Berghange bis zum Zeitpunkt des Abschlusses der gegenständlichen Arbeiten durch etwa 15 Jahre in ständig abgleitender Bewegung, die zu wiederholten Abbrüchen des äußeren Straßenrandes bei der dritten Kehre und zur Verschiebung der rutschenden Hauptmasse über den Gehweg der ersten Straßenschleife hinaus bis in die Straßengasse geführt hat.

Abb. 1 zeigt den Übersichtsplan des Rutschgeländes mit seiner nächsten Umgebung, die vielfach gewundene Straße mit den Kehren 1—3, die Abbrüche und Rutschmassen dazwischen, den Nestelbach mit Spülbassin für den anschließenden Nestelbachkanal, zwei Teiche und auf der Bergeshöhe das Schloßhotel und die Meierei Kobenzl.

Um dem durch die Rutschung verursachten Übel abzuweichen, war im Laufe der Jahre einerseits die dritte Kehre schrittweise

inmer weiter bergwärts vom Bruchrande abgerückt und anderseits eine Reihe von Teilnaßnahmen kleineren Umfanges zur Sanierung des Rutschhanges versucht worden. Wir sehen im Bilde die ursprüngliche und die verlegte Lage der dritten Kehre. Die erwähnte Trassenverschiebung war naturgemäß nur ein Notbehelf auf Kosten der Verkehrserfordernisse. Der anläßlich dieser Verlegung geschaffene

Bogen von 23 m Halbmesser mit 81/4% Steigung bei nur 7.5 m Fahrbahnbreite und schmalen Gehwegen bildete für den außerordentlich starken Kraftwagenverkehr auf der Kobenzlstraße nicht nur ein unangenehmes Hindernis, sondern auch eine erhebliche Gefahr. Ein Unglücksfall führte schließlich zur Sperrung der dritten Kehre für den Fußgängerverkehr, der auf einen Waldweg abgeleitet wurde. Nicht minder lästig wurde der durch das Vordringen der Rutschung auf der ersten Kehre geschaffene Engpaß empfunden. Abb. 2 läßt diese Stelle sehen. Abb. 3 gibt eine Vorderansicht des Rutschhanges und zeigt unten die erste, oben die dritte Kehre. Die vorhin angedeuteten Maßnahmen zur Beruhigung des Geländes, bestehend aus wenigen, ganz kurzen, in die bergseitige Böschung der untersten Kehre eingebauten Steinschlichtungen und örtlich verstreuten Rohrdränagen vermochten dem wandernden Berghange nicht Halt zu gebieten. Da diese Verhältnisse nicht länger erträglich erschienen und einer gründlichen Abhilfe bedurften, beschloß der Wiener Gemeinderat über Antrag des Stadtbaumeisteres für das Jahr 1926 die Durchführung einer großzügigen Sanierung

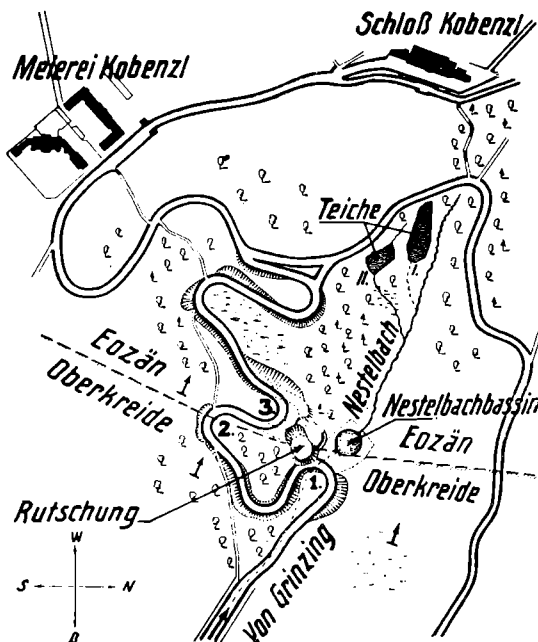


Abb 1.

der Arbeiten zur Behebung der Rutschung an späterer Stelle zurückgekommen werden. Der Zustand vor der Sanierung ist in feineren Linien gezeichnet. Das Bild zeigt deutlich den Typus eines sogenannten Muschelbruches im Tonboden, der in zwei Teile zerfällt, eine ältere nordwestlich gelegene und eine jüngere Rutschmasse (siehe auch Abb. 3). Beide Rutschmassen wiesen die für Gleitböden kennzeichnende Oberflächenbeschaffenheit auf, als deren besonderes Merkmal Risse und Überschiebungen in der Rasendecke hervortraten. Die ältere Rutschung, die schon seinerzeit durch eine niedrige Futtermauer abgestützt worden war, scheint

Bei Beurteilung des tektonischen Baues für den Umkreis des Rutschgebietes, der aus verschiedenen Bodenaufschlüssen in der Nähe der Kobenzlstraße zu erkennen war, hat uns Herr Professor Dr. Stiny der Technischen Hochschule in Wien in dankenswerter Art unterstützt. Das Rutschgelände liegt im Grenzbereich zweier Schichtfolgen. Auf dem Übersichtsplan ist der vermutliche Verlauf der Grenzlinie von Südwesten nach Nordosten angegeben. Die Schichten streichen parallel zu dieser Grenzlinie, fallen bergwärts tonnläßig ein und sind im einzelnen teilweise stark gestört. Das Liegende gehört der Oberkreide an und besteht aus abwechselnd



Abb. 2.



Abb. 3.

im wesentlichen zur Ruhe gekommen zu sein. Es waren zwar zwei Querrisse in dieser Mauer und leichte Rasenüberschiebungen über die Krone derselben feststellbar, doch gaben diese Erscheinungen zu ernsteren Bedenken keinen Anlaß. Außerdem war durch diesen Teil der Rutschung die Straße nicht unmittelbar gefährdet. Anders verhielt es sich mit der jüngeren Rutschmasse, die, wie bereits erwähnt, im Begriffe war, die erste Kehre zu verrammeln. Oberflächenrisse und feine Wasseradern, insbesondere am nördlichen Rande dieses Rutschkörpers, ließen unzweifelhaft auf eine ungeminderte Bewegungstendenz dieses Teiles der Erdmassen schließen. Hier mußte daher unbedingt eingegriffen werden.

Wie bei fast jeder Erdrutschung so war auch im gegebenen Falle das Bodenwasser die Ursache der Gleitung. Aus dieser Erkenntnis ergab sich sofort die Notwendigkeit, durch Geländeregulation eine möglichst rasche Ableitung des Oberflächenwassers anzubahnen und dadurch das Eindringen desselben in den Untergrund zu verhindern. Hierbei erschien es ratsam, diesem Erfordernis nicht nur auf dem kupierten Rutschhang selbst, sondern auch in dessen Umgebung Rechnung zu tragen. Wie Abb. 1 erkennen läßt, befindet sich oberhalb der Gleitlehne in nordwestlicher Richtung eine stark versumpfte Wiese, deren Sickerwasser vom Rutschgelände abgehalten werden mußte. Unterhalb des Schloßhotels Kobenzl befanden sich zwei Teiche und unterhalb derselben im Walde mehrere versumpfte Stellen, die zu Versitzungen von Wasser und zum unterirdischen Zufluß desselben zum Rutschhang möglicherweise Anlaß bieten könnten. Da das Bestehen dieser Teiche ohnehin weder vom gesundheitlichen noch vom schönheitlichen Standpunkte aus vorteilhaft erschien, konnte die Zuschüttung derselben ins Auge gefaßt werden. Auch die Schaffung einer geeigneten Vorflut für das versumpfte Waldgebiet am rechten Nestelbachufer war dringend empfehlenswert. Die oberflächliche Geländeregulation, die Ausfüllung von Mulden, Abgleichung von Bruchhalden und Schaffung oder Verbesserung offener Wassergräben erschien naturgemäß für eine gründliche Behebung der Rutschung nicht ausreichend. Es mußte unbedingt getrachtet werden, das in der Rutschmasse enthaltene, den Sättigungsgrad des Tonbodens überschreitende Wasser abzuleiten und eine so weit gehende Durchtränkung desselben für die Zukunft zu verhindern. Um über die beste Art, diesen Zweck zu erreichen, ein klares Bild zu gewinnen, wurde das Rutschgelände vom geologischen und grundwassertechnischen Standpunkte aus eingehend untersucht.

den Lagen von dunklem Schiefer, Mergel und blauem und rotem Ton, dem Verwitterungsprodukt des Kreidesandsteines. Das Hangende ist aus einer Schichtfolge von kalkhaltigem, schwarzem und grauem Tonschiefer, zertrümmertem Glaukomitsandstein und grünlich-grauem Tegel der eoänen Flyschformation zusammengesetzt. Die genauere Erkenntnis der Beschaffenheit des Untergrundes konnte aus den Ergebnissen von zehn zweckmäßig verteilten Probebohrlöchern von je 15 cm Weite geschöpft werden, welche das Wiener Stadtbauamt auf 8—24, im Mittel 15 m Tiefe ausführen ließ.

Abb. 2 und 3 lassen die Bohrtürme erkennen.

Abb. 5 zeigt ein auf Grund dieser Behelfe zusammengestelltes geologisches Profil durch die Mitte der jüngeren Rutschung. Es enthält den Umriss der Rutschhalde, sechs Bohrlöcher und den Schichtenwechsel von Kreide und Eozän. Über den oberen Schichtenden ist eine Zertrümmerungs- und Verwitterungszone mit einer alten Humusdecke zu erkennen. Auf diese ist, offenbar ohne besondere Entwässerungs- und Verbundvorkehrungen, bei Anlegung der Kobenzlstraße eine bis 9 m hohe Anschüttung aus gelbem, mit Schotternestern durchsetztem Lehm aufgebracht worden. Das Bild zeigt auch das Profil des ursprünglichen Kunstkörpers. Als dieser dann muschelförmig ausbrach, entstand der ebenfalls im Bilde dargestellte Umriss der jüngeren Rutschung, die unten über die Straße vordrang und oben die früher erwähnte Verlegung der dritten Straßenkehre um 17 m notwendig machte. Das Anschüttungsmaterial war mit Wasser übersättigt und glich in seiner Gesamtmasse einem angesaugten Schwamm, der stellenweise breiartige Konsistenz aufwies und an den Stellen, wo er mit Steineinlagen und Schotternestern durchsetzt war, abgeschlossene Wasseransammlungen enthielt. Be-

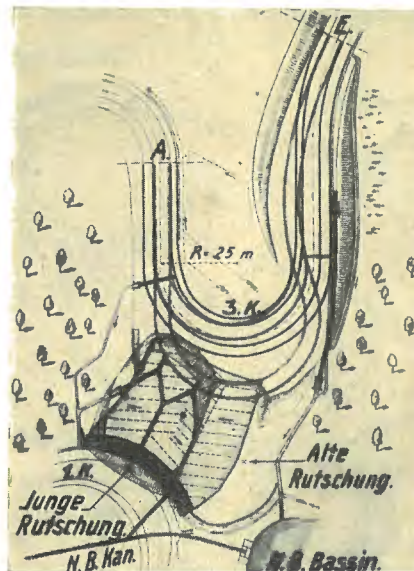


Abb. 4.

sonders die Grenzzone zwischen dem gewachsenen Gelände und der Anschüttung war stark durchtränkt und bildete so die Gleitfläche der Rutschung. Das Bodenwasser wirkte auf dieser Gleitfläche als Schmiermittel und verringerte außerdem den für die Standfähigkeit des Tonbodens maßgebenden Kapillardruck. Aus diesem Grunde mußte der Hang bei jeder neuerlichen Durchfeuchtung stetig abwärts wandern. Das Gleichgewicht der Schüttmasse wäre aber trotzdem vielleicht nicht in so weitgehendem Maße gestört worden, wenn die Entwässerung der Rutschfläche nicht durch das bergwärtige Einfallen der Schichten ganz besonders erschwert worden wäre. Die starke, vielfach bis nahe an die Geländeoberfläche reichende Wasserdurchtränkung

der ganzen Gleitmasse wurde schon vor Ausführung der Bohrung auf Grund einer Mutung mit der Wünschelrute festgestellt, für deren Durchführung sich Herr Magistratsrat Dr. Reisinger in liebenswürdiger Weise zur Verfügung gestellt hatte.

Die Weidenrute reagierte auf dem ganzen Gelände sehr kräftig, besonders lebhaft und mit bis zum Bruch der Rute gesteigerter Intensität aber nächst der nördlichen Randlinie des jüngeren Rutschkörpers und in dem Raum zwischen diesem und der oberhalb gelegenen, schon früher erwähnten sumpfigen Wiese, ein Anzeichen dafür, daß sich dort eine Wasserader befinden mußte. Diese Beobachtung konnte mit der Aussage eines Gedenkmannes in Übereinstimmung gebracht werden, der mitteilte, daß sich in der Richtung von der erwähnten sumpfigen Wiese bis zum Grenzbereich zwischen der älteren und jüngeren Rutschmasse ein kleines natürliches Rinnsal befunden habe, welches beim Straßenbau überschüttet worden sei. Wenn dies der Fall war, so konnte entlang diesem unterirdischen Graben fließendes Grundwasser durchtränkend und unterwühlend wirken.

Die Probebohrungen zeigten dann auch, wie bereits erwähnt, unzweifelhaft die große Masse der Anschüttungsmasse und ließen in dem jüngeren Rutschkörper, u. zw. gegen den nördlichen Rand desselben, wo auch die größte Wirkung auf die Wünschelrute aufgetreten war, eine unterirdische Mulde erkennen, in deren Tiefenlinie der alte Wasserlauf eingebettet sein dürfte. Angefahrene zertrümmerte Steine schienen diese Vermutung zu bestätigen. Da die richtige Erkenntnis solcher Wasseradern für eine gute Lösung der gestellten Aufgabe außerordentlich wichtig war, wurden die Bohrlöcher durch längere Zeit nicht ausgefüllt, die oberen Teile derselben in verrohrtem Zustand belassen, verstopfend und zu hydrologischen Beobachtungen benutzt. Bald nach Abschluß der Bohrungsarbeiten wurde zu demselben Zwecke noch ein Schachtbrunnen von 1,25 m lichter Weite an einer kritisch erscheinenden Stelle zwischen dem Abbruch und dem Quellkörper der Hauptrutschung auf 7,20 m Tiefe abgeteuft. Abb. 4 läßt diesen Brunnen erkennen und in Abb. 5 ist derselbe durch einen schwarzen Vollkreis dargestellt.

Der Brunnen durchsetzt 4 m Anschüttungs- und Verwitterungszone, deren unterer Teil stark wasserführend ist, und reicht noch 3,20 m in gewachsenen, naturfeuchten Mergel. Der Brunnen ist unten durch eine Betonsohle abgeschlossen und auf 1 m oberhalb derselben mit dichter Wand versehen. Darüber ist die Brunnenwand durch engverlegte Dränrohre bis nahe an die Erdoberfläche durchlässig gemacht. Der Brunnenschacht ist oben durch einen Eisenbetondeckel abgeschlossen. Um die Kommunikation des Bodenwassers und allfällige Bewegungen desselben festzustellen, wurde bei einer Reihe von Versuchen in je eines der Bohrlöcher eine Farbprobe eingebracht. Hiezu wurde Uranin II, ein sehr intensiv grün färbendes Präparat verwendet, das nach unserer Erfahrung für solche Zwecke bestens empfohlen werden kann. 16—19 Stunden nach Einfüllen dieser Proben konnte in den benachbarten tiefergelegenen Bohrlöchern in der Regel der Farbstoff nachgewiesen werden. Die Intensität der Färbung war jedoch für die einzelnen Bohrlöcher nach Ablauf derselben Zeit sehr verschieden. Aus der beobachteten Abstufung des Färbungsgrades konnte auf den Verlauf unterirdischer Wasseradern geschlossen werden. Eine solche konnte auf die beschriebene Art von der sumpfigen Wiese aus über den oberen Teil des älteren Rutschhanges bis zum Fuß der Hauptrutschung verfolgt werden. Flächig entwickelte Grundwasserbewegungen waren durch die Färbversuche nicht klar feststellbar. Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Uranins erwies sich zwar überall als sehr hoch (0,5 mm/sek), doch ist dieselbe bei dem außerordentlich feinen Präparat wohl vorwiegend auf die Molekularbewegung und nicht auf das Fließen des Bodenwassers

zurückzuführen. Die Verbreitung des Farbstoffes stellt sich ja auch bei ruhendem Grundwasser ein. Auch das verschiedene Wasserspiegelniveau in den einzelnen Bohrlöchern läßt bei dem gegenständlichen schweren Tonboden noch keinen zwingenden Schluß auf das Vorhandensein einer merklichen regionalen Grundwasserströmung in der Fallrichtung des Hanges zu, denn die bewegende Schwerkraft wird bei so feinporigen Böden durch die rückhaltenden Kapillarkräfte oft bedeutend überwogen, eine Tatsache, welche im Jahre 1915 in größerem Maßstabe auf Grund von Beobachtungen im Lößgebiet des Sundgaues im Rheintal besonders deutlich erkannt wurde. Für die Beurteilung der Dränierfähigkeit des Bodenmaterials unserer Rutschung war die Feststellung der Durch-

lässigkeitziffer desselben von Interesse. Es wurden deshalb in einer Reihe von Bohrlöchern Pumpversuche ausgeführt. Die aus den Ergebnissen derselben abgeleitete Durchlässigkeitzahl schwankt zwischen 0,000011 und 0,000055 und beträgt im Durchschnitt 0,000028 m/sek, ein Wert, der für schweren Tonboden vorauszusehen war. Interessant waren die Wasserstandsverhältnisse in den Bohrlöchern, die in der Zeit von Februar bis Mai 1926 fortlaufend beobachtet und dann aufgetragen wurden. Diese Wasserstandsschaubilder zeigen deutlich, daß, wie schon früher vermutet wurde, eine merkliche reguläre Grundwasserströmung im Rutschgelände nicht besteht; denn die Wasserstände in den unteren Bohrlöchern fielen und stiegen meist ganz unabhän-

gig von den Schwankungen in den oberen Löchern. In den ersten zwei Monaten der Beobachtungsperiode fanden teilweise sehr starke Wasserstandsveränderungen in den Bohrlöchern des Rutschhanges statt. Besonders kraß trat dies bei einem Bohrloch in der Mitte der Hauptrutschung nächst dem Brunnen in Erscheinung, wo das Spiegelniveau bei Erreichung von 11 m Tiefe binnen weniger Tage um 6 m, später um noch 3 m sank und nach etwa sieben Wochen ebenso rasch wieder auf die ursprüngliche Höhe anstieg. Ähnlich, nur nicht so ausgeprägt, verhielt es sich mit einigen anderen Bohrlöchern. Diese Erscheinung deutet darauf hin, daß durch die betreffenden Bohrlöcher durchlässige Schichten entsprechender Ausdehnung erschlossen wurden, die zu Hohlräumen im Berginnern führen. Nach Auffüllung dieser verborgenen Behälter mußte aber infolge Mangels an Vorflut das Versinken des Wassers,

das anfänglich bezüglich der Entwässerung des Rutschhanges zu den besten Hoffnungen berechnete, naturgemäß ein Ende finden. In den letzten zwei Beobachtungsmonaten blieben die Bohrlöcherwasserstände auf der ursprünglichen Höhe nahezu konstant. Auch der Brunnen brachte nützliche Aufschlüsse. Zunächst ermöglichte er einen besseren Einblick in die Schichtungsverhältnisse des Bodens und zeigte deutlich, daß von der Bergseite her, u. zw. etwas nordwärts, aus der Gegend der sumpfigen Wiese, kleine Wasseradern kommen, die, wenn sie angeschnitten werden, unter Nachsaugung von Luft ausrinnen. Nach Herstellung des Brunnens wurde der Anstieg seines Wasserspiegels beobachtet, der gesetzmäßig, logarith-

misch nach der Zeit verlief und nach drei Wochen das Maß von 5,5 m über der Sohle erreichte. Von dieser Zeit an änderte sich der Spiegel sehr wenig. Ein Zusammenhang des Wechsels der Niederschläge mit den Wasserstandsschwankungen in den Bohrlöchern und im Brunnen konnte, wohl mit Rücksicht auf die außerordentlich dämpfende Wirkung des großen Bodenwiderstandes, nicht festgestellt werden. Bemerkenswert ist die Tatsache, daß die Absenkung des Brunnens auf den Wasserstand in dem nächstgelegenen, nur etwa 5 m von der Brunnenachse entfernten Bohrloch keinen merklichen Einfluß ausübte. Es erhellt daraus, wie gering die praktische Reichweite dieses Brunnens und wie schwer dränierbar der gegenständliche Tonboden ist. Bald nach Beginn der Bohrungsarbeiten war zum Zwecke der Klarstellung der örtlichen hydro-

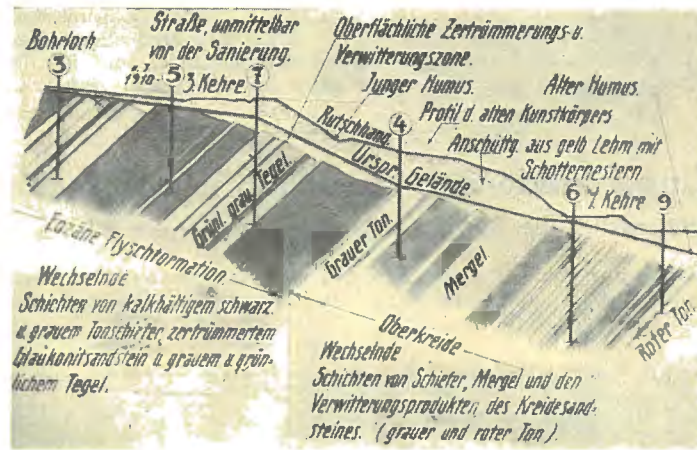


Abb. 5.



Abb. 6.

logischen Verhältnisse ein Regenmesser auf dem Meierhof Kobenzl aufgestellt und täglich beobachtet worden. Am Nestelbach, kurz vor seiner Einmündung in das Spülbecken, wurde ein Thompson'scher Meßüberfall eingebaut. Auch diese Vorrichtung wurde täglich abgelesen. Das Niederschlagsgebiet des Nestelbaches an der Meßstelle wurde mit 655.417 m^2 errechnet. Der Abfluß schwankte in der Beobachtungsperiode zwischen 1.7 und 4.5 l/sek , entsprechend einem Durchschnitt von 3 l/sek , so daß ein mittlerer spezifischer Abfluß von 4.6 l pro Sekunde und Quadratkilometer resultiert. Der mittleren Jahresregenhöhe von etwa 630 mm entspricht ein spezifischer Niederschlag von 20 l pro Quadratkilometer und Sekunde, es kommen also nur etwa 23% des Niederschlages in der Gegend des Rutschgeländes zum oberflächlichen Abfluß. Das übrige verdunstet zum Teil, zum Teil versickert es ins Berginnere. Das oberflächliche Einzugsgebiet des Rutschgeländes selbst umfaßt 78.972 m^2 . Wird als unterirdisches Abflußbassin noch das Nestelbachgebiet hinzu gerechnet, so ergeben sich im ganzen rund

0.734 km^2 . Wird selbst die ungünstige Annahme gemacht, daß von den $20-4.6 = 15.4 \text{ l}$ pro Sekunde und Quadratkilometer, welche nicht offen abfließen, nur ein Drittel verdunstet, so ergeben sich als versitzendes Bodenwasser rund 10 l pro Sekunde und Quadratkilometer und demnach für die ganze Rutschung im ungünstigsten Falle nur eine Menge von etwa 7.3 l/sek , die durchschnittlich von der gefährdeten Lehne abgeführt werden müßten, um sie vor weiterer Bewegung zu schützen. Das Maximum der erforderlichen Leistungsfähigkeit einer Entwässerungsanlage für diesen Zweck müßte nach den Erfahrungen am Nestelbache um etwa 50% größer sein wie der errechnete Durchschnittswert, somit rund 11 l/sek betragen. Wenn diese Zahl auch keinen Anspruch auf Genauigkeit erheben kann, so gibt sie doch die Größenordnung der höchstens zu bewältigenden Dränwassermenge richtig wieder.

Nach Abschluß aller dieser Vorerhebungen konnte auf Grund der gewonnenen Erkenntnisse der Sanierungsentwurf für den Rutschhang und die Straße verfaßt werden.

(Fortsetzung folgt.)

Die Herstellung moderner Straßenfahrbahndecken in Graz.

Von Ing. Wilhelm Hanseli, Gesellschafter der Straßenbauunternehmung Hilscher & Hanseli in Graz.

Die Stadt Graz hatte bis zum Kriege nur wenige Straßen mit dem üblichen Klein- oder Großwürfelpflaster als Fahrbahndeckenbelag aufzuweisen; ferner einige Straßenzüge mit Westrumit, von denen ein Teil den Krieg überdauerte, ein Teil jedoch schon innerhalb einer Frist von zwei Jahren erneuert werden mußte. In den verkehrsreicheren Straßen, jedoch nicht einmal in allen Hauptverkehrsadern und Bundesstraßendurchzugsstrecken, lag zumeist Kieaspflaster, zum geringeren Teile Kieskopfpflaster.

Ein namhafter Teil der Hauptverkehrsstraßen war jedoch nur makadamisiert, mit hoch heraus gepflasterten Übergängen aus Kleinsteinen, Großwürfeln oder geköpftem Kies, welche es den Fußgängern ermöglichten, trockenen Fußes die Fahrbahn zu übersetzen. Für diese wassergebundenen Straßendecken war bis zum Jahre 1909 nahezu ausschließlich Kalkschotter angewendet worden. Unmittelbar nach dem Kriege bestand bereits die Absicht, das seit 1909 im Besitz der Stadtgemeinde befindliche steirische Basaltvorkommen von Weitendorf stärker heranzuziehen und auf diese Art wassergebundene Straßendecken herzustellen, deren Lebensdauer den gesteigerten Verkehrsverhältnissen angemessener ist. Zu diesem Zweck erweiterte die Stadtgemeinde das Schotterwerk in Weitendorf. Der Bruch, ein

diesem Basaltmaterial zu bestreiten. Eine Seilbahn, welche vom Bruch zur Südbahnstation Werndorf führt, besorgt den billigen Transport der fünf im Werk zur Erzeugung gelangenden Basaltsorten. Die Sortierung ist eingerichtet für die Lieferung von

Sand . . .	0—4 mm Korngröße
Feinriese	4—8 „ „
Grobriese	8—16 „ „
Normal-	
schotter	16—40 „ „
Grob-	
schotter	über 40 „ „

mit welchen Sorten erfahrungsgemäß das Auslangen gefunden werden kann. Bis zum Jahre 1925 wurden nur Straßendeckenherstellungen in den verschiedenen Granitpflasterarten, im allgemeinen ohne einen Fugenverguß, hergestellt. Im Jahre 1926 wurde erstmalig der Versuch zur Herstellung von fugenlosen Straßendecken in Graz gemacht und wurden hiezu seitens des Stadtbauamtes die Nelken-gasse, die Hamerlinggasse, die Meßnergasse und eine Fahrbahnfläche des Jakominiplatzes bestimmt. Diese ersten Straßen waren dadurch als Versuchsstrecken in Frage gekommen, weil in denselben Aufgrabungen

im Zuge der Schwemmkanalisierung der Stadt Graz nicht mehr bevorstanden, während in allen anderen Straßen solche Arbeiten noch durchzuführen waren. Alle vorerwähnten Straßen wurden



Abb. 1. Stadtplan von Graz mit Übersicht der modernen Fahrbahndeckenherstellungen.

Zeichenerklärung zu Abb. 1: $\blacktriangle$ Kleinsteinpflaster mit Asphaltfugenverguß.

$\blacksquare$ Asphaltfahrbahndecken.

$\bullet$ Teerschotterung.



Abb. 2. Fahrbare Asphaltaufbereitungsanlage im Betriebe am Opernring.



Abb. 3. Aufbringen der Walzasphaltschichte auf vorbereitetem Makadamuntergrund.

Basaltvorkommen mittlerer Härte, wurde entsprechend modern eingerichtet und auf eine Leistungsfähigkeit gebracht, welche es ermöglicht, das Mineralgerüst aller lebenswichtigeren Straßendecken mit

gleichartig als Teerschotterstraßen hergestellt in Anlehnung an das Aberliverfahren (Abb. 1). Die Fahrbahndecken erhielten nach der Abwalzung mit schweren Walzen eine Verschleiß-

gar fügenlosen Befestigung der Fahrbahn ergeben. Jedem Fahrer und Straßenerhalter ist bekannt, daß die Kraftfahrzeuge in den Kurven von Makadamstraßen mit kleineren Halbmessern, die sie wegen des Gefälles an der Außenseite stets nur an der im günstigen Sinne geböschten Innenseite benutzen, sich selbst die erforderliche Überhöhung zusammenschieben, indem sie infolge der großen Reibung die Innenseite der Fahrbahn tief aufgraben und den herausgedrückten Schotter gegen die Mitte der Fahrbahn häufen. Dieser Selbstschutz der Kraftwagen gegen das seitliche Gleiten ist natürlich nur auf der Makadamstraße wegen ihrer geringen Bindekraft und da nur sehr zum Leidwesen des Straßenerhalters möglich. Ein Bergrennen, in dem naturgemäß ohne Rücksicht auf die Erhaltung der Schotterdecke so schnell wie möglich gefahren wird, richtet jedesmal ganz beträchtlichen Schaden an.

Aus den angeführten Gründen wird es sich daher empfehlen, für die Kurven im Interesse der Fahrsicherheit einen möglichst rauhen, aber aus Gründen der Wirtschaftlichkeit der Erhaltung auch einen möglichst widerstandsfähigen Belag zu wählen. Den an die Fahrbahnbelegung in Straßenkrümmungen mit kleinen Halbmessern gestellten Anforderungen wird daher am besten Granitpflaster entsprechen. Überdies werden auch mit Silikat und unter reichlicher Beigabe von Kiten gebundene Schotterdecken die angestrebte Rauigkeit bei größerer Wirtschaftlichkeit als wassergebundene Decken erreichen lassen.

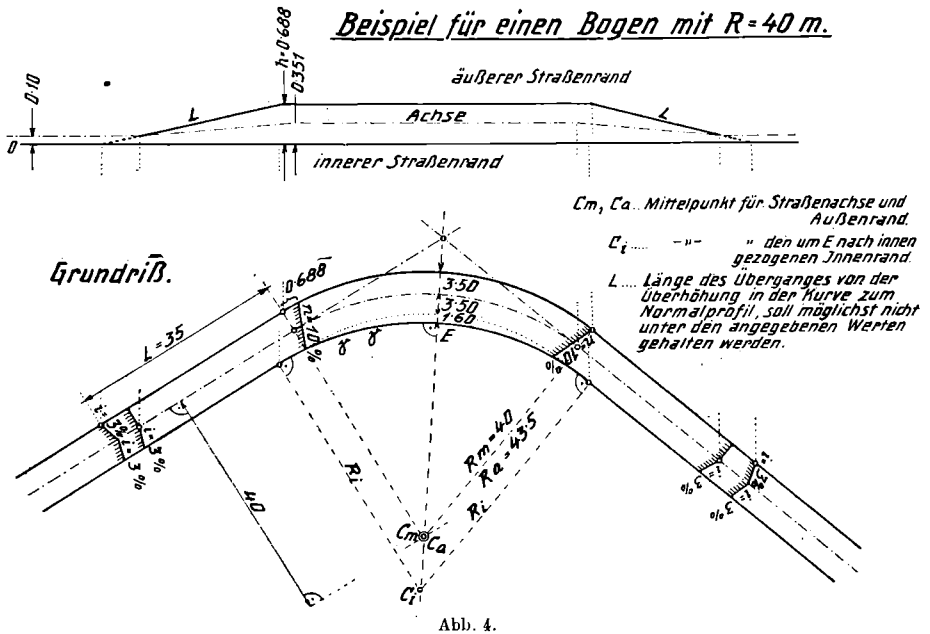
Wie schon eingangs bemerkt wurde, erkennt man aus alledem, daß eine strenge Berücksichtigung der für die Überhöhung der Krümmung maßgebenden Werte, das sind des Halbmessers und der Fahrgeschwindigkeit nicht recht möglich ist, weil der Reibungswinkel zwischen Fahrzeug und Fahrbahn eine recht veränderliche und nur schwer zu erfassende Größe darstellt. Man muß sich daher darauf beschränken, sich in brauchbaren Mittelwerten zu halten.

Unter Berücksichtigung aller der angeführten Umstände sind nun die im folgenden angeführten Werte festgesetzt worden, wobei getrachtet wurde, die Überhöhung des Querprofils soweit als nur möglich niedrig zu halten, da dieselbe ganz abgesehen von den Nachteilen für die langsam fahrenden Fuhrwerke vom ästhetischen Standpunkte aus immer störend wirkt. Die Überleitung der beiden entgegengesetzten Querneigungen ineinander wirkt in dem Falle, als das kurze Aufeinanderfolgen von zwei Gegenkrümmungen unvermeidlich ist, besonders unschön und bietet die Ausführung der dadurch entstehenden, für den Verkehr gleichfalls wenig angenehmen windschiefen Flächen große Schwierigkeiten.

Um auch gleich den Einfluß der Überhöhung auf die Fahrgeschwindigkeit vor Augen zu führen, wurden in der folgenden Übersicht für $f = 0.2$, also rauhen Belag bei trockenem Wetter, und für $f = 0$, also mit vollständiger Vernachlässigung einer Reibung zwischen Fahrzeug und Fahrbahn gegen das seitliche Gleiten die zulässigen Höchstgeschwindigkeiten nach den im Eingange erläuterten Formeln errechnet.

R m	n %	E m	L m	Querprofil	Zulässige Höchstgeschwindigkeit km/h für		
					$f = 0.2$	$f = 0$	im Mittel
40	10	1.6	25	geteilt 6°/10, 8°/10, 10°/10	40	7	24
100	6	1.0	24	durchgehend	57	29	43
125	6	0.8	24	"	65	32	48
150	6	0.8	24	"	72	32	52
175	6	0.8	24	"	76	36	56
200	5	0.6	20	"	79	36	58
225	5	0.6	20	"	83	38	60
250	4	0.5	15	"	86	38	61
275	4	0.5	15	"	90	38	64
300	3	0.3	12	"	94	34	64
350	normal			gesattelt	94	10	50

Bei Kurven mit Radien unter 40 m, wie sie bei Gebirgsstraßen in Kehren und Wendeplatten nicht zu vermeiden sind, wird man im Interesse der sicheren Benützbarkeit durch Kraftwagen gut tun, das Quergefälle bis zu 10% zu erhöhen. Wie man aus der obigen Zusammenstellung sieht, wird man selbst bei dieser Überhöhung je nach dem Zustande der Fahrbahn Geschwindigkeiten zwischen 40 und 7 km/h zulassen können. Querneigungen bis zu 10% sind aber für den langsamen Fuhrwerksverkehr schon zu groß, man wird daher die Querneigung in je ein Drittel zu 6, 8 und 10%, von innen nach außen ansteigend, unterteilen müssen. Zu bemerken wäre hiezu noch, daß die hier vorgeschlagene Profilneigung jedenfalls



schon das allerhöchste Ausmaß darstellen sollte, über das auf öffentlichen Landstraßen keinesfalls hinauszugehen wäre.

Bis zu 6% können die Querneigungen bei rauheren Belägen, wie Pflaster, Riesenschotter, Kiten-, Silikat- und wassergebundenen Decken einheitlich über die ganze Breite geführt werden, wenn man vor der schwierigeren Herstellung eines zweimal gebrochenen Profils zurückschaut.

2. Verbreiterung der Fahrbahn.

Ein weiteres Mittel zur Verbesserung der Passierbarkeit der Straßenkrümmungen und damit zur Erhöhung der Sicherheit ist die Verbreiterung der Fahrbahn in der Krümmung. Damit wird nicht nur ein leichteres Manövrieren der Fahrzeuge ermöglicht, sondern insbesondere in Kurven, die in Einschnitten oder verbautem Terrain gelegen sind, die Sicht verbessert.

Bei der Beobachtung des sich bei der Durchfahrt der Krümmung abspielenden Vorganges ergibt sich, daß die Hinterräder des Fahrzeuges gegenüber der Straßenachse zurückbleiben. Soll das Fahrzeug innerhalb der inneren (rechten) Fahrbahnhälfte bleiben, so folgt daraus, daß der rückwärtige Teil des Wagenkastens bei einem bestimmten Kurvenhalbmesser so weit von der Straßenachse gegen den inneren Straßenrand zurückbleibt, daß die rückwärtige rechte Ecke des Fahrzeuges E bereits auf den inneren Straßenrand zu stehen kommt (Abb. 3).

Bedeutet $\frac{B}{2}$ die halbe Fahrbahnbreite, etwa gleich 3 m, s die Breite des Fahrzeuges, etwa 2.0 m (bei großen Omnibussen), und l die Länge des Fahrzeuges 7.00 m, so ergibt sich der noch zulässige Halbmesser aus der Gleichung

$$r^2 = (r_i + 3)^2 + l^2$$

wobei $r_i = r - \frac{B}{2}$.

$r = \frac{B}{4} + \frac{s^2}{B} + \frac{l^2}{B} = 10.3$ m, was nichts anderes bedeutet, daß der Kurvenhalbmesser mindestens 10.3 m betragen muß, damit das Fahrzeug überhaupt noch innerhalb der seiner Fahrtrichtung entsprechenden Straßenhälfte bleiben kann. Dies würde aber voraussetzen, daß sich die Fahrzeuge ganz langsam bewegen müßten, um den ihnen zur Verfügung stehenden knappen Raum auch einhalten zu können. Da aber bei Geschwindigkeiten von 30 bis 60 km/h das Einhalten eines so knapp bemessenen Manövrier- raumes unmöglich ist, wird man deshalb, sowie auch zur Verbesserung der Sichtverhältnisse bei Einschnitten oder in verbautem Terrain zu wesentlichen Verbreiterungen in der Straßenkrümmung schreiten müssen. Das Ausmaß E , um das verbreitert werden soll, ist in der

vorstehenden Zusammenstellung ersichtlich gemacht und soll das Maß der Verbreiterung in Kurvenmitte darstellen. Die vorgeschlagenen Maße sind vielleicht etwas größer als dies in anderen diesbezüglichen Vorschlägen empfohlen wird, doch sind die hier angegebenen Ziffern im Hinblick auf die Vermeidung der Einschaltung von Übergangsbögen oder Kurven etwas größer gewählt, um auch noch am Kurvenbeginn nutzbare Verbreiterungen zu erzielen.

Um die Absteckung und Ausbildung der Verbreiterung möglichst zu vereinfachen und einen möglichst fließenden Verlauf der Verbreiterung zu erhalten, die auch von den Kraftfahrzeugen am leichtesten gefahren werden kann, wurde die in Abb. 4 dargestellte Konstruktion gewählt, die im wesentlichen darin besteht, daß vom Bogenscheitel des inneren Fahrbahnrandes gegen den Mittelpunkt zu, die erforderliche Verbreiterung aufgetragen und durch den so auf der Winkelhalbierenden erhaltenen Punkt *E* ein Kreis gelegt wird, der die beiden inneren Straßenränder der Schenkel berührt. Dieser die innere Begrenzung der Fahrbahn bildende Kreis wird naturgemäß einen größeren Halbmesser besitzen als der der Straßenachse gleichlaufende bei Belassung der Fahrbahn in gleicher Breite, und somit für die Passierbarkeit der Kurve eine weitere Verbesserung darstellen.

3. Überleitung der Kurve in das Normalprofil.

Besonderes Augenmerk ist auch der Überleitung des Normalprofils in die einseitige Überhöhung des Querprofils und die Verbreiterung in der Straßenkrümmung zu widmen, soll sich diese organisch in das Schaubild der Straße einfügen. Man muß also trachten, diesen Übergang so sanft als möglich zu bewerkstelligen, wobei jedoch ein Übermaß zu vermeiden ist, weil man sonst zu weit in die Gerade hinein kommt, in der eine einseitige Querneigung für den Verkehr unbegründet ist und daher unnatürlich wirkt. Es dürfte daher für diesen Übergang ein Längsgefälle von etwa 2% genügen. Wie aus der vorstehenden Zusammenstellung ersichtlich ist, ergibt sich dann unter der Annahme eines Mittelwertes der Sattelung im Normalprofil von 3% und einer Kronenbreite der Straße von 7 m im Einschnitt und 8 m im Damm, für den Höchstwert der Querneigung von 10% die Länge der Übergangsstrecke *L* mit 35 m und bei einer einseitigen Querneigung von 3% die Übergangsstrecke *L* mit 12 m.

Ist *n* der Hundertsatz der Überhöhung, *B* die Straßenbreite und *E* das Maß der Erbreiterung in der Kurve, dann ist das Maß,

um das der äußere Kurvenrand höher liegt, als der innere $h = \frac{(B + E) \times n\%}{100}$ und ist $L = \frac{h \times 100}{i\%}$, wobei *i*, wie vorgeschlagen, mit 2% anzunehmen ist.

Am zweckmäßigsten erscheint es, mit dem Übergang am Bogenanfang, bezw. Bogenende zu beginnen.

Aus dieser Anordnung ergibt sich, daß zwischen zwei Gegenbögen zum allermindesten je nach deren Halbmesser, bezw. Querneigung eine Zwischengerade von 2 x 35 = 70 m bis 2 x 12 = 24 m einzuschalten ist, will man nicht in windschiefe Verschneidungen der Fahrbahnfläche kommen, die mit der Walze nur schwer herstellbar sind. Noch besser wird es naturgemäß sein, auch noch zwischen den beiden Übergangsstrecken eine normal profilierte Gerade einzuschalten. Allen guten Vorsätzen und Normen zum Trotz wird man jedoch namentlich im Gebirge oder noch häufiger in verbaulichem Terrain des öfteren doch gezwungenmaßen in die Lage kommen, zwei Gegenkurven in einem kürzeren Abstände als

mindestens 2 *L* anzuordnen. Dann erübrigt nichts anderes, als den Übergang in den Bogen selbst hineinzuverlegen. Nun sind zum Glück die Gegenkurven stets durch das internationale Gefahrenzeichen S-Kurve gekennzeichnet und jeder Kraftfahrer gezwungen, langsam zu

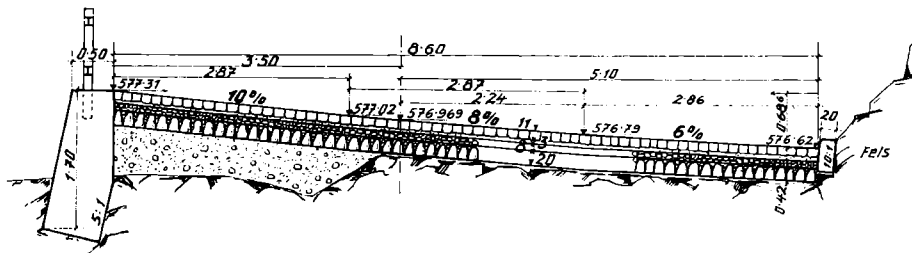


Abb. 5.

fahren, was nichts anderes für den Straßenbauer bedeutet, als daß er die einseitige Überhöhung des Querprofils auch etwas herabmindern kann und er dadurch gleich zu einem besseren Übergang von der einen in die andere Krümmung gelangt.

Schließlich sei zur Illustration auch noch das Querprofil einer im heurigen Jahre zum Umbau gelangenden Kurve von 38 m Radius auf der Salzburger Bundesstraße beim Steinpaß in Abb. 5 zur Darstellung gebracht.

Wenn es gestattet ist, das Problem der Ausgestaltung der Straßenkrümmung noch einmal kurz zusammenzufassen, so ist darüber zu sagen, daß man weder mit der Berechnung allein wegen der mangelnden genauen Grundlagen noch auch mit starren Vorschriften bestimmter Mindestradien und Überhöhungen wegen deren Unausführbarkeit das Auslangen finden kann. Gewiß aber ist die Berechnung gut, um Übertreibungen in der einen und Unterlassungen in der anderen Richtung hintanzuhalten.

Auch die Ausgestaltung der Straßenkrümmung bildet vorläufig noch eines der ungelösten Probleme des neuzeitlichen Straßenbaues, doch werden Wissenschaft und Praxis nicht ruhen, bis sie auch hierfür eine allseits befriedigende Lösung finden werden.

Behebung einer Rutschung an der Serpentinstraße zum Kobenzl in Wien.

Vortrag, gehalten am 20. März 1928 in der Vollversammlung des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines von Stadthauinspektor

Ing. Dr. Rudolf Tillmann.

(Fortsetzung zu Heft 13/14.)

Außer der schon früher besprochenen Geländeregulierung und Außenentwässerung im ganzen Rutschgebiete, die unumgänglich notwendig erschienen, sowie der Herstellung einer Futtermauer an der ersten Kehre standen für die Lösung der gegenständlichen Aufgabe grundsätzlich zwei Wege offen. Hätte man die ideale ursprünglich ausgeführt gewesene Straßentrasse in der 3. Kehre mit nur 5% Steigung und 25 m Achsradius wieder herstellen wollen, so wäre außer einer nur teilweisen Entwässerung der Rutschmasse noch die Herstellung eines über den Bruchrand weit vorragenden Galeriebauwerkes in Eisenbetonkonstruktion mit Preßbetonpfehlgründung notwendig geworden, weil man sogar dem weitgehend entwässerten Rutschkörper die Belastung durch eine so hohe Dammerschüttung, wie sie in diesem

Falle erforderlich gewesen wäre, nicht hätte zumuten dürfen. Das Gewicht der Galeriekonstruktion und die Verkehrslasten der Straße hätten durch die erwähnten vorgebohrten und eisenbewehrten Preß-

betonpfähle auf die tieferen, fester gelagerten Bodenschichten, mindestens 15 m unter der Geländeoberfläche, abgeburdet werden müssen. Diese Lösung erwies sich aber nach Aufstellung eines generellen Entwurfes und Kostenanschlages als wirtschaftlich nicht vertretbar. Man mußte sich daher entschließen, den zweiten Weg zu wählen, der darin bestand, die dritte Straßenkehre im allgemeinen in ihrer bergwärtsgerückten Lage zu belassen und die Trasse nur durch Aufrollung des Bogens zu verbessern. Dadurch ergab sich ein Halbmesser von 25 m (bisher 23 m) und infolge Verlängerung der Bogenstrecke eine Verringerung der Steigung auf das erträgliche Maß von 6% (bisher 8¼%). Diese Bogenaufröhlung machte einen größeren Straßenanschnitt am Rande der sumptigen Wiese notwendig. Da nunmehr die Lasten und Erschütterungen des Straßenverkehrs unmittelbar der gefährdeten Bodenoberfläche zugedacht waren, so mußte für das Rutschgelände

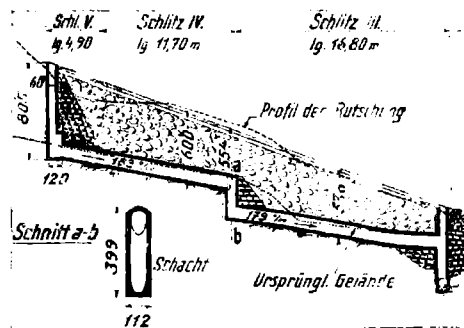


Abb. 8.

eine besonders gründliche Stabilisierung ins Auge gefaßt werden, die nur durch ein ausgiebiges und gut durchdachtes Entwässerungssystem erreicht werden konnte.

Dieses zerfällt in eine Außenentwässerung und eine Innenentwässerung. Erstere wird, wie bereits erwähnt, durch offene Gräben bewirkt. Die Abb. 4 zeigt solche am oberen Rande der neuen Anschnittsböschung (Erdgraben mit Rasenauskleidung), dann am Fuße dieser Böschung (Graben mit Mörtelpflaster auf Beton), ferner am nordwestlichen Waldrande (Mörtelpflaster auf Beton), alle drei mit Vorflut zum Nestelbachspülbecken; ferner ist ein offener Graben mit auf Beton verlegtem Mörtelpflaster am südöstlichen Waldrande mit Vorflut in den Fußgraben des Hanges an der Futtermauer der ersten Kehre und damit weiter unterirdisch zum Nestelbachkanal angeordnet; schließlich wurde auch auf der Bergseite der dritten Kehre ein Rinnsal mit Ableitung zu einem Schacht des Multikaufelderkanals vorgesehen. Auch die Straßeneinläufe führen zu diesen offenen Rinnen. Zu den Maßnahmen der Außenentwässerung gehören weiterhin alle Vorkehrungen in der Umgebung des Rutschgeländes, wie die besprochene Entsumpfung des Nestelbachgebietes und die Räumung und Verbesserung sämtlicher Straßengräben und Kanaleinleitungen in der oberhalb gelegenen Strecke der Kobenzlstraße.

Die Innenentwässerung des Rutschkörpers läßt sich in die Kern- und Oberflächenentwässerung gliedern. Die Kernentwässerung soll die ganze vollgesaugte Masse, einschließlich der Gleitzzone, also alle wasserführenden Schichten erfassen, das überschüssige Bodenwasser erstmalig entfernen und durch ihre dauernde Wirkung die Übersättigung des Bodens für alle Zukunft verhüten. Diese Kernentwässerung könnte von vornherein entweder mit tonlängigen, der wasserdurchtränkten Gleitfläche folgenden und sie unterfahrenden Sickerstollen oder mit bis an die Oberfläche reichenden Sickerschlitzen erfolgen. Die Lösung mit Stollen würde in leichter drainierbarem Boden wohl erfolgversprechend gewesen sein. Die äußerst niedrige Durchlässigkeitsziffer und die Erfahrungen bei der Brunnenabteufung zeigten aber deutlich, daß die Wirkungssphäre jeder örtlichen Senke nur sehr gering ist. Trockenrisse, wie man sie zunächst im Senkungsgebiet eines Sickerstollens vermuten sollte, könnten sich wegen der Druckhaftigkeit dieses Materials in der Tiefenlage solcher Stollen naturgemäß nicht bilden. Erfolgversprechend erschien hingegen die Wahl von Sickerschlitzen, die vom gesunden, gewachsenen Untergrund bis an die Oberfläche alle wasserführenden Schichten erfassen und insbesondere die Möglichkeit bieten, viele auftretende Wasseradern abzuschneiden. Die Hauptstränge dieser Sickerschlitze mußten in der Richtung der Falllinien des regulierten Hanges angeordnet werden, um sie vor Verdrückungen zu sichern. Der wichtigste Strang V—IV—III



Abb. 11.

der Sickerschlitze ist der am nordwestlichen Rande der jüngeren Rutschung angeordnete, welcher ungefähr der bohrtechnisch festgestellten unterirdischen Tiefenlinie folgt und die kräftigste Wasser-



Abb. 9.

ader aufzunehmen hat. Rund 14 m südöstlich von diesem Schlitz entfernt, ist ein zweiter Entwässerungsschlitz am Rücken der Futtermauer und von dort zum Nestelbachkanal. Um diese Hauptschlitze bilden sich durch Austrocknen pfeilartige, verfestigte Bodenkörper. Um nun den oberen Teil des Rutschhanges auf diese Bodenkörper abzustützen, mußten diese gurtbogenartig durch einige kurze, schräg verlaufende Sickerschlitze verbunden werden, die im Verein mit den erwähnten zwei Hauptschlitzen ein festes Bodengerüst bilden sollen, das imstande ist, den Hang wirksam zu stützen. Der kurze südöstliche Randschlitz entwässert in einen offenen Graben. Entlang dem Fuße des oberen Straßenanschnittes wurde zum Zwecke der Abfangung von Wasseradern aus der sumpfigen Wiese ebenfalls ein Sickerschlitz angeordnet, der weiter unten durch den schon früher gezeigten offenen Graben am Waldrande zum Nestelbachspülbecken entwässert.

Abb. 7 zeigt den Regelquerschnitt und Grundriß dieser Sickerschlitze. Sie sind im großen Durchschnitt 6 m tief, haben eine Breite von 1:20 m, sind oben mit gesundem Grinzingen Flyschsandsteinmaterial ausgeschliffet und besitzen in ihrem untersten Teile einen Betonkanal mit durchlöcherter Gewölbe. Drainrohre bilden die Einlaufstutzen. Um das Zutreten

unreinen Tagwassers zu verhindern, wurde eine obere Abdeckung der Steinschliffung mit Lehmschlag vorgesehen. Der Kanalquerschnitt konnte mit Rücksicht auf die geringe in Betracht kommende Abflußmenge (größte Gesamtmenge 11 l/ssek) und die Steilheit des Hanges nach dem praktischen Mindestmaß für Schließbarkeit, also als Eiprofil 70/105 bemessen werden. Auf gute Kontrollierbarkeit der Schlitzanlage wurde großer Wert gelegt und daher eine Reihe von Einstiegschächten vorgesehen, die auf der Abb. 4 zu erkennen sind.

Abb. 8 läßt den Längenschnitt durch den Hauptstrang V—IV—III sehen. Der Betonkanal ist überall in den gesunden gewachsenen Untergrund eingebettet. Die Konfiguration des letzteren machte im gegebenen Falle die Anordnung eines Absturzschatztes in der Mitte notwendig. Oben und unten befindet sich je ein Revisionsschacht. Der untere stützt sich an die Futtermauer. Mit Rücksicht auf die Druckhaftigkeit des Bodenmaterials mußten bei allen freistehenden Schächten Strebepfeiler aus Bruchsteinmauerwerk in Portlandzementmörtel, die auf dem Kanal aufruhren, vorgesehen werden. Erwähnt sei noch, daß mit Rücksicht auf Spuren von Schwefelverbindungen, welche im Grundwasser des Rutschhanges nachgewiesen werden konnten, für diese Arbeiten sogenannter Eisenportlandzement verwendet wurde, der etwas größere Säurewiderstandsfähigkeit besitzt wie gewöhnlicher Zement. Besonders bemerkenswert ist der Umstand, daß die endgültige Festlegung der Schlitz-Trassen und Längenschnitte erst nach Maßgabe des fortschreitenden Bodenaufschlusses erfolgen konnte, weil erst dieser vollkommen klaren Einblick in die örtliche Beschaffenheit des Untergrundes erlaubte.

Der Bau wurde mit der Herstellung des Straßenanschnittes der Kehre 3 und dem Aushub für den dort geplanten Abfangschlitz begonnen.

Abb. 9 zeigt die Vorderansicht der Rutschung während der Herstellung der Schlitz im Hang. Der energische Eingriff in den labilen Gleitkörper führte am oberen Rande desselben zur Bildung weit klaffender Bodenrisse und starker Durchbiegungen der Pöhlzölzer. Der Boden kam aber, je weiter der Ausbau der Schlitz fortschritt, immer mehr zur Ruhe. Nach Maßgabe der Ausschlichtung der Schlitz mußte die Pöhlzung naturgemäß aus denselben entfernt werden. Zuweilen war springquellenartige Entleerung abgeschlossener Wasserräume bemerkbar.

Abb. 10 zeigt einen Schlitz während der Herstellung des Kanalprofils (Pöhlzung, Blechschalung).

Außer der besprochenen Kernentwässerung der Rutschmasse mußten aber auch Maßnahmen für die Oberflächenentwässerung getroffen werden, die ein Eindringen von Niederschlagswasser in den Boden möglichst verhindern sollen. Die wasserverdunstende Rasendecke auf dem regulierten Rutschgelände erschien hierzu nicht ausreichend, weil auch nach ganz kurzen Trockenzeiten Oberflächenrisse im Grasboden der Rutschhalde und ihrer Umgebung festgestellt werden konnten. Es war daher notwendig, eine Röhrendrainage knapp unter der neuen Humusdecke anzuordnen.

Abb. 4 zeigt die Lagenverhältnisse dieser Entwässerung, die nach Fertigstellung der Schlitz und der Geländeregelung des Hanges in Angriff genommen werden konnte. Um eine intensive Wirkung dieser Anlage in dem strengen Boden zu ermöglichen,

wurde ein Querdrainagesystem gewählt, und wurden die 10 cm weiten Saugstränge desselben in 4 m gegenseitigem Abstände verlegt. Die 16 cm weiten Sammler wurden als geschlossene Steinzeugrohrleitungen mit Abwässerung nach den Schächten hinter der Stützmauer ausgeführt. Die Leistungsfähigkeit dieser Oberflächenentwässerung entspricht rechnermäßig den heftigsten Starkregen.

Zum Zwecke der Verlegung dieser Drainage wurden auf der geregelten Hangfläche 4 m breite, sich abwärts abdachende und den Saugern parallel laufende Stufen von 30 cm unterer Tiefe ausgegraben. Die Flächen dieser Stufen wurden festgestampft, in die Ecklinien derselben die Sauger eingelegt und dann eine Lage von sandfreiem, 3 cm Φ -Rundkies aufgebracht (Abb. 11).

Dieser Schotter und der darüber anzudeckende Humus wurde sodann durch einen Kassettenflechtzaun (Abb. 12), der so angelegt wurde, daß die Saugdrains möglichst wenig gestört werden konnten, vor Abrutschen gesichert.

Die Kombination von Kern- und Oberflächenentwässerung wird verhältnismäßig selten ausgeführt, ist aber das einzige Mittel, um bei schwerem Tonboden Erfolg zu haben. Bemerkenswert ist eine in jüngster Zeit ganz ähnlich ausgeführte Gleitbodenentwässerung in Nordamerika, die uns erst nach Fertigstellung unserer Arbeiten aus einem Bericht in der Zeitschrift „Highway-Magazine“ vom Mai 1927 bekannt wurde.

(Schluß folgt.)



Abb. 12.

Die Holland-Tunnel-Kunststraße von New Jersey.¹⁾

Von Ing. Dr. J. Mandelker.

a) Der Entwurf der Hauptverkehrsader.

Das Stadtgebiet des nördlichen New Jersey, ein dicht bevölkertes Industrie- und Wohnviertel von 32 km Länge und 16 km Breite, im Westen der New York City, wird von fast sämtlichen südlichen und westlichen Hauptverkehrslinien durchzogen. Den wachsenden Bedürfnissen des lokalen Wagenverkehrs zu begegnen, ist schon an und für sich ein schwieriges Problem und erfordert fortlaufende Planung und große Ausgaben von Seiten der Stadt- und Landbehörden. — Diesem Lokalverkehr soll nun die immense Masse des Durchgangsverkehrs von New York überlagert werden, u. zw. nach den atlantischen Küstenortschaften im Sommer, jahrsüber nach Trenton, Philadelphia, Baltimore, Washington, Pittsburg usw. Um nun diesem Transitverkehr gerecht zu werden, haben die Behörden von New Jersey den Bau einer künstlichen Hauptverkehrsader in der Verlängerung des Holland-Tunnels am Westufer des Hudson River in Angriff genommen, die sich durch die Jersey City, Kearny, Newark und Elizabeth hinzieht und in der Verbindung mit dem bestehenden Straßennetz aufgeht. Die ganze Strecke wird fast 20 km lang sein, wovon zirka 12 km des östlichen Teiles in Über- und Unterfahrten dichtverbautes Stadtgebiet durchschneiden. Die mit einem Kostenaufwand von 30 Millionen Dollar zu erbauende Kunststraße ist nur für Wagenverkehr entworfen und wird für die ersten 14 km in 15 m Breite und ohne Seitenwege ausgeführt. Diese Breite ist für zwei Verkehrskolonnen in jeder Richtung, mit einer Reservelinie berechnet; derart, daß zu Zeiten eines großen Verkehrsandranges sich drei Kolonnen nach der einen Richtung und

eine nach der anderen bewegen werden. — Der Hauptdurchgangsverkehr wird sich ohne Aufenthalte abwickeln können; an wichtigen Straßenkreuzungen, ungefähr alle 1,6 km, werden Rampenverbindungen (ohne Richtungskreuzungen!) angeordnet. Die Trassenlegung selbst begegnete vielen, mannigfachen Schwierigkeiten. Man muß sich vergegenwärtigen, daß die Straße 20.000.000 Wagen jährlich zu bewältigen haben wird; die Hauptforderung liegt demnach im glatten, möglichst reibungslosen Verkehrsfluß. Das Problem läuft im wesentlichen darauf hinaus, für eine gegebene Verkehrsmasse eine Trasse zu legen, die sowohl in bezug auf den Bauaufwand wie auch die Betriebskosten der Verkehrsmittel sich nach Tunlichkeit als wirtschaftlich erweisen soll. Die Frage der Gebietserwerbung in einem dichten Industriezentrum ist naturgemäß mit enormen Kosten verbunden; auch sollten Wohnbezirke nach Möglichkeit gemieden werden. Es ist im allgemeinen gelungen, eine zufriedenstellende Trassenführung ohne zu hohe Kosten zu erreichen. In den ersten 13 km wird die Straße zur Gänze im Kunstbau ausgeführt, teils als Viadukt mit 3,5 % Steigung, teils in Depression; über die Flüsse Hackensack und Passaic führen hohe Brücken und ein Damm bis nach Newark; von da bis nach Elizabeth verläuft die Straße in einer Steigung, mit einer 15 m breiten Fahrbahn für den Durchgangs- sowie 6 m Seiten- und 3 m Fußwegen für den Ortsverkehr. — Teile der Straße, zusammen 8 km, sind bereits fertiggestellt und dem Verkehr übergeben worden, und dies in den

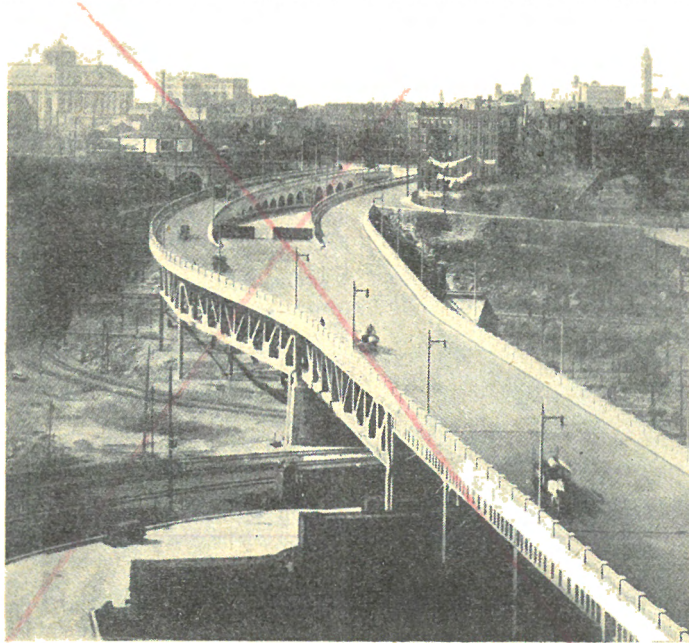


Abb. 1.

¹⁾ Engineering News-Record, Jänner 1928.

Für die Unterhaltung und den Ausbau der staatlichen Straßen standen

im Etatsjahre 1924/1925	6,000.000 Peng.
„ „ 1925/1926	20,500.000 „
„ „ 1926/1927	21,500.000 „
„ „ 1927/1928	28,800.000 „

zur Verfügung.

1. Tabelle.

Die Straßenbau- und Unterhaltungsausgaben der Hauptstadt Budapest (1912—1928).

1	2	3	4	5
Jahr	Neubau	Unterhaltung	Zusammen	Bemerkung
	in Pengö (= 1·25 Schilling)			
1912	3,610.474	3,563.000	7,173.474	Friedensjahr
1913	3,939.263	3,551.230	7,490.493	„
1914	1,281.329	3,209.693	4,491.022	Krieg
1915	182.639	2,440.715	2,623.354	„
1916	506.667	2,076.755	2,583.422	„
1917	502.855	1,659.801	2,162.656	„
1918	203.740	2,124.394	2,328.134	„
1919	27.509	1,297.182	1,324.691	Kommune
1920	32.429	671.251	703.680	Inflation
1921	118.311	492.506	610.817	„
1922	80.389	355.642	436.032	„
1923	234.488	1,190.794	1,425.282	Besserung
1924	270.687	2,747.715	3,018.402	„
1925	850.142	4,583.486	5,433.628	„
1926	4,365.477	6,464.698	10,830.175	„
1927	4,035.050	8,247.622	12,282.672	„
1928	7,023.190	9,007.000	16,030.190	„

Das Straßennetz des heutigen Ungarn besitzt:

1. Staatsstraßen 3.853·0 km
2. Straßen der Behörden 15.189·5 „
wovon 12,650 km Komitatsstraßen und 2539·5 km städtische Straßen sind;
3. Vizinalstraßen 8.412·5 „
4. Öffentliche Straßen, welche zu Eisenbahnstationen führen 83·5 „
5. Gemeindestraßen 28.300·0 „
6. Öffentliche Feldwege 30.000·0 „
zusammen ... 85.838·5 km

wovon nur 17.490·5 km mit Straßenbefestigung versehen sind, während 68.348 km unausgebaut sind. Der Ausbau der letzteren Straßen würde 1,700.000 Mill. Pengö kosten, wenn wir die Spesen pro Kilometer durchschnittlich mit 25.000 Pengö berechnen.

Nachdem keine Aussicht vorhanden ist, daß wir eine derartige Riesensumme für den Ausbau unseres Straßennetzes verwenden könnten, teilt man heute das ungarische Straßennetz wie folgt ein:

- a) Straßen mit großem Verkehr 2800 km (ausgebaut);
- b) Straßen mit mittlerem Verkehr 24.700 km (davon 14.500 km unausgebaut), endlich
- c) Straßen mit geringem Verkehr 58.160 km (davon nur 160 km ausgebaut).

Für die Modernisierung der unter a) erwähnten Straßen sorgt der Staat. Zu diesem Zweck dient auch die Automobilsteuer

(heute pro Jahr 3,500.000 Pengö). Der Ausbau der unausgebauten unter b) erwähnten 14.500 km Straßen ist Aufgabe der Behörden, die zu diesem Zweck auch ausländischen Kredit in Anspruch nehmen.

Der Staat beabsichtigt demnächst vor allem die Straße, welche nach Wien führt, dann jene nach dem Plattensee und die Straße nach Vác zu modernisieren. Die Gesamtlänge dieser drei Straßen beträgt 380 km. Der Umbau dürfte 30,000.000 Pengö kosten. Nach den Ergebnissen der Verkehrszählungen haben hiervon 75 km, d. h. 450.000 m² starken Verkehr, 160 km, d. h. 960.000 m² mittelmäßigen Verkehr und 140 km, d. h. 840.000 m² geringen Verkehr.

2. Tabelle.

Der Ausweis der Budapester Straßenbefestigungen.

1	2	3	4	5	6
L. Nr.		In m, beziehungsweise in m ²	%	Einheitspreis	Wert
				in Pengö	
	A. Bordsteine:	904.311		8—	7,234.488
	B. Fußwege:				
1.	4—5 cm Gußasphalt ...	1.053	0·05	19—	20.007
2.	2—3 cm „	582.690	26·25	12—	6,992.280
3.	26/24 cm Trachit	807.200	36·45	15—	12,108.120
4.	Aus anderen Steinen ..	17.343	0·80	10—	173.430
5.	Keramik	4.140	0·20	15—	62.100
6.	Zementplatten	2.069	0·10	6—	12.414
7.	Kies	788.280	35·45	1—	788.200
8.	Gestein	14.657	0·70	3—	43.971
	Zusammen...	2,217.360			20,200.522
	C. Fahrwege:				
1.	Granit Großstein	500.849	9—	40—	20,033.960
2.	Basalt „	548.635	9·35	40—	21,945.400
3.	Kleinsteine	27.150	0·50	20—	543.000
4.	Trachit Reihenstein ..	754.138	13·20	20—	15,282.760
5.	„ Bruchstein	693.903	12—	6—	4,163.418
6.	Keramik	416.751	7—	24—	10,134.192
7.	Holzstöckel	85.703	1·50	40—	3,428.120
8.	Asphalt	674.098	12—	22—	14,830.156
9.	Makadam	1,995.707	35—	9—	17,961.363
10.	„ geteert	16.397	0·30	15—	245.955
	Zusammen...	5,713.331			108,568.324
	Gesamtsumme...				136,003.334

Man beabsichtigt drei Kategorien der Straßenbefestigungen: Für großen Verkehr Stein, Keramik oder Asphalt. Für mittleren Verkehr Beton und Bitumenstraßenbefestigung. Endlich für leichten Verkehr Oberfläche: Behandlung (mit Teer, Wasserglas, Zement usw.).

Das große Interesse, das einerseits die maßgebenden Kreise, andererseits das große Publikum dem Straßenwesen entgegenbringt, ist eine Garantie dafür, daß der Straßenzustand in Ungarn bald eine entscheidende Wendung nehmen wird.

Behebung einer Rutschung an der Serpentinastraße zum Kobenzl in Wien.

Vortrag, gehalten am 20. März 1928 in der Vollversammlung des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines von Stadtbauinspektor

Ing. Dr. Rudolf Tillmann.

(Schluß zu Heft 17/18.)

Die Sanierung der unteren, der ersten, Straßenkehre machte nach erfolgter Abgrabung der vorgeschobenen Rutschmasse die Errichtung einer kräftigen 50 m langen Futtermauer notwendig. Eine Eisenbeton-Winkelstützmauer erschien zu diesem Zwecke aus mehreren Gründen nicht geeignet. Zunächst hätte eine solche wegen der erforderlichen Fußplatte einen weit größeren Abtrag des steil ansteigenden Geländes an der Straße und damit während der Bauzeit der Mauer eine so hohe Erdwand notwendig gemacht, daß deren sichere Pölzung nicht möglich gewesen wäre, ohne den Straßenverkehr empfindlich zu stören, wenn nicht überhaupt zu unterbinden. Außerdem erscheinen die verhältnismäßig schlanken Eisenbetonkonstruktionen bei dem gegenständlichen Boden, dessen Kraftwirkungen nicht genau genug rechnerisch ermittelt werden

können, nicht ausreichend sicher und obendrein wäre auch der schönheitliche Eindruck einer solchen lotrechten, glatten Mauer wenig befriedigend gewesen. Demnach war eine Schwergewichtsmauer das einzig Gegebene.

Abb. 13 zeigt den Regelquerschnitt derselben. Die strichlierte Linie gibt das Profil der Rutschung, die unter 1:2·8 ansteigende volle Linie die Böschung des geregelten Hanges an. Der Grundkörper wird durch einen kräftigen Klotz aus Stampfbeton 1:8 mit 25% Steineinlagen gebildet. An der Bergseite schließt dieses Fundament den Ableitungskanal des am Mauerrücken entlang verlaufenden Sickerschlitzes und auf der anderen Seite den Straßengraben in sich ein. Die gesamte wirksame Gründungssohle ist demnach 5·25 m breit. Um das Fundament vor Durchweichung zu

sichern, ist unter der Sohle desselben eine Röhrendrainage mit Vorflut in den Sickerkanal vorgesehen worden. Der aufgehende Mauerteil weist eine mittlere Höhe von 3,40 m über der Grabensohle auf und wurde als Bruchsteinmauer aus Grinzinger Flyschsandstein in Portlandzementmörtel 1:3 sehr sorgfältig hergestellt. Seine Vorderfläche hat eine Neigung von 1:2/3 und schließt sich zwanglos an die bestehende Fußmauer der älteren Rutschmasse an. Die Rückenfläche der neuen Mauer ist lotrecht und wurde mit einem 2 cm starken Zementputz und doppeltem Inertolanstrich isoliert. Die Standberechnung dieser Mauer und die Entlastungskonstruktion an ihrer Rückenfläche wurden nach bodenphysikalischen Grundsätzen, unseres Wissens hier erstmals in der Weise ausgeführt, wie es im nachfolgenden näher erläutert werden soll.

Am gefährlichsten für die Mauer ist jedenfalls das zum großen Teil anstehende bläuliche Tegelmateriale. Die Kraftwirkung desselben auf die Mauer ist grundsätzlich von zweierlei Art

Die erste (siehe Abb. 14) beruht auf der Schwerkraft des anstehenden Bodens, die nach Maßgabe des inneren Reibungswiderstandes einen größeren oder geringeren Seitendruck auf die Wand ausübt. Wäre diese Wand absolut starr, so würde dieser Seitendruck dem Terzaghischen „Ruhedruck“ entsprechen und allgemein in der Tiefe h (m) unter der wagerechten Oberfläche den Wert $P_r \text{ max} = \gamma_n h \zeta_r$ in Tonnen/m² annehmen. Der gesamte Ruhedruck auf die h (m) hohe Wand würde demnach $P_r \text{ max} = \gamma_n \frac{h^2}{2} \zeta_r$,

worin γ_n das Einheitsgewicht des naturfeuchten Bodenmaterials und ζ_r einen Beiwert bedeutet. Dieser Beiwert wurde von Terzaghi für seinen blauen Tegel, Muster IV, welcher nach angestellten Untersuchungen als dem gegenständlichen Material des Rutschhangs ähnlich erkannt wurde, mit 0,75 festgestellt. Es konnte daher dieser

Regelquerschnitt der Stützmauer.

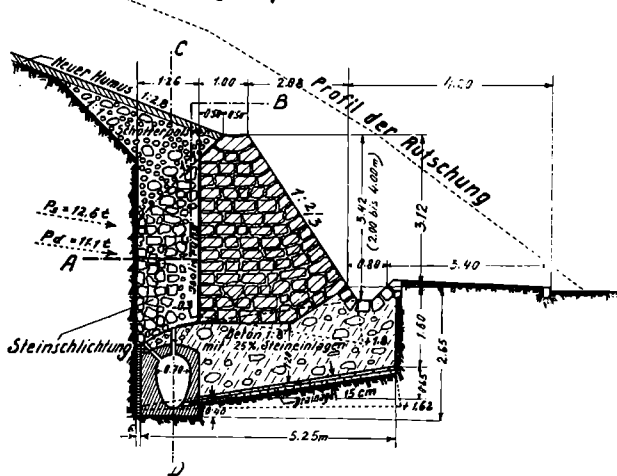


Abb. 13.

Wert auch im gegebenen Falle Anwendung finden und führte zu dem Ruhedruck $P_r \text{ max} = \frac{1,85}{2} \cdot 0,75 h^2 = 0,695 h^2 \text{ t/m Mauerlänge}$,

nachdem das Einheitsgewicht des naturfeuchten Bodens mit $\gamma_n = 1,85 \text{ t/m}^3$ ermittelt worden war. Terzaghi hat für l m lange, unter α° über die Mauerkante ansteigende Böschungen noch den Zusatzwert

$$\Delta P_r = P_r \cdot 1,52 \lg \alpha \left[\frac{1}{2} \log \left(\frac{p^2}{h^2} + 1 \right) + \frac{1}{h} \arctg \left(\frac{h}{l} \right) \right]$$

abgeleitet, doch konnte wohl im gegenständlichen Falle, trotzdem das Gelände im Verhältnis 1:2,8 steigt, auf Grund einfacher Überlegung mit Rücksicht auf die weit einspringende Schotterhinterfüllung von diesem Zuschlag abgesehen werden. Es konnte somit bei dem obigen Werte P_r bleiben. Dieser Wert tritt aber nach Terzaghi dann nicht mehr auf, wenn das Fundament auch nur in ganz geringem Maße nachgiebig ist. In letzterem Falle, der hier naturgemäß zutrifft, sinkt der Seitendruck nach molekularer Umlagerung der Bodenteilchen bei der ersten Stützwandbewegung

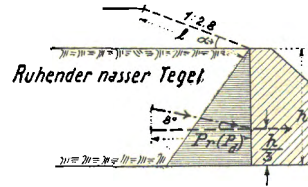
sofort auf $P_d = \gamma_n \frac{h^2}{2} \zeta_{II}$ herab, worin für den gegenständlichen Ton $\zeta_{II} = 0,596$ (gegenüber $\zeta_r = 0,750$) beträgt. Der Seitendruck ließ sich daraus für die maßgebende Mauerhöhe zu $P_d \sim 11 \text{ t/m}$ errechnen. Sein Angriffspunkt liegt im unteren Drittel der Mauerhöhe und seine Richtung weicht um 8° Reibungswinkel vom Lot des Mauerrückens ab.

Die zweite Art der Kraftwirkung des Bodens auf die Mauer, der sogenannte Quellschubdruck, ist auf Kapillarkräfte zurückzuführen. Zur näheren Erklärung seien einige Begriffe der Bodenphysik hier kurz gestreift.¹⁾ (Siehe Abb. 15.)

¹⁾ Der bodenphysikalische Teil wurde im mündlichen Vortrage etwas kürzer behandelt.

Wird von dem Rauminhalt 1 einer bindigen Bodenprobe ausgegangen, so bezeichne n allgemein das Porenvolumen derselben. Das Trockenvolumen der festen Substanz ist dann $(1-n)$ und die Porenziffer ist das Verhältnis von Porenvolumen zu Trockenvolumen, also $e = \frac{n}{1-n}$. Der Feuchtigkeitsgrad ist das Verhältnis des Wasservolumens zum Porenvolumen und soll v bzw. w % heißen. In Abb. 15 sind die vorerwähnten Größen zunächst allgemein, dann

Berechnung des Ruhedruckes (nach Terzaghi).



Nach Terzaghi:

Ruhedruck in der Tiefe h : $P_r = \gamma_n \cdot h \cdot \zeta_r$

Für Ton, Muster IV: $\zeta_r = 0,75$, $\gamma_n = 1,85$

Gesamter Ruhedruck $P_r = \gamma_n \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \zeta_r = \frac{1,85}{2} \cdot 0,75 h^2 = 0,695 h^2 \text{ Tonnen/Meter Mauerlänge}$

Bei α° ansteigendem Gelände:

$\Delta P_r = P_r \cdot 1,52 \lg \alpha \left[\frac{1}{2} \log \left(\frac{p^2}{h^2} + 1 \right) + \frac{1}{h} \arctg \left(\frac{h}{l} \right) \right]$

Bei nachgiebiger Gründungssohle:

$P_d = \gamma_n \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \zeta_{II}$ (Seitendruck).

$\zeta_{II} = 0,596$

Abb. 14.

in besonderen Ziffern für eine Probe von übersättigtem und eine solche von naturfeuchtem blauem Ton aus dem Rutschhang aufgestellt. Der Feuchtigkeitsgrad des übersättigten Materials muß naturgemäß $w = 100$ % sein. Es ist daher das Wassergewicht der übersättigten Probe gleich deren Hohlraumgehalt und es kann somit aus dem Unterschied zwischen Gesamtgewicht γ_1 und Trockengewicht (gedarrte Probe) g_1 , sofort die Größe des Porenvolumens $n_1 = 0,34$ gefunden werden. Aus dem Trockenvolumen $(1-n_1)$ und dem Trockengewicht g_1 ergibt sich das spezifische Gewicht der Trockensubstanz mit $\gamma_t = \frac{g_1}{1-n_1} = 2,075 \text{ t/m}^3$. Mit Hilfe der letzteren Ziffer kann nun aus dem Trockengewicht g_1 der 2., der naturfeuchten Probe, das Trockenvolumen $\frac{g_1}{\gamma_t}$ derselben und daraus weiter das Porenvolumen $n_2 = 1 - \frac{g_1}{\gamma_t} = 0,21$ bestimmt werden. Aus dem Wassergewicht = Gesamtgewicht γ_2 - Trocken-

Berechnung des Quellschubdruckes.

Volumen der Proben-1		2) Blauer Tegel mit 100% Feuchtigkeitsgrad	
1) Blauer Tegel, sehr naß (über-sättigt)		2) Blauer Tegel mit 100% Feuchtigkeitsgrad	
Allgemeine Gesetze.			
Porenvol.	n_1	n_2	
Trockenvol.	$1-n_1$	$1-n_2$	
Feuchtigkeitsgrad	$e_1 = \frac{n_1}{1-n_1}$	$e_2 = \frac{n_2}{1-n_2}$	
Wassergew.	$\gamma_w \cdot n_1$	$\gamma_w \cdot n_2$	
Trockengew.	$g_1 = (1-n_1) \gamma_t$	$g_2 = (1-n_2) \gamma_t$	
Gesamtgew.	$\gamma_1 = n_1 \gamma_w + g_1$	$\gamma_2 = n_2 \gamma_w + g_2$	
Besondere Berechnung			
$\gamma_1 = 1,71 \text{ t/m}^3$	$\gamma_2 = 1,85 \text{ t/m}^3$	$g_1 = 1,37 \text{ t/m}^3$	$g_2 = 1,64 \text{ t/m}^3$
$n_1 = 0,34$	$n_2 = 0,21$	$e_1 = 0,515$	$e_2 = 0,266$
$\gamma_t = 2,075 \text{ t/m}^3$	$\gamma_t = 2,075 \text{ t/m}^3$	$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$	$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$
$e_1 = 0,515$	$e_2 = 0,266$	$\gamma_1 = 1,71$	$\gamma_2 = 1,85$
Annahme: Schwellungslinie für diesen Tegel, daher nur $\frac{e_2}{e_1}$ in die Berechnung eingeführt.			

Abb. 15.

gewicht $g_2 = 0,21$ für die naturfeuchte Probe und dem früher erhaltenen Porenvolumen $n_2 = 0,21$ erkennt man, daß der Feuchtigkeitsgrad der zweiten Probe (w_2) ebenfalls 100 % beträgt, was darauf schließen läßt, daß bei dieser naturfeuchten Probe eben gerade die Sättigungsgrenze erreicht ist. Die Porenziffern betragen für das übersättigte Material $e_1 = 0,515$ und für das naturfeuchte $e_2 = 0,266$. Nun besteht zwischen der Porenziffer und dem kapillaren Oberflächendruck p eines Bodens, welcher Druck vorwiegend die Standfestigkeit desselben bewirkt, eine aus Versuchen von Terzaghi

abgeleitete logarithmische Beziehung, deren Schaubild man als „Schwellungslinie“ bezeichnet und die auf Abb. 15 rechts oben skizziert ist. Da uns ein erdbaumechanisches Laboratorium nicht zur Verfügung stand, benutzten wir die von Terzaghi für den unserem blauen Tegel ähnlichen Ton Muster IV²⁾ abgeleitete Gleichung

$$\varepsilon = -\frac{1}{22.3} \log \text{nat} (p + 0.00207) + \text{const.}$$

Die Schwellungslinie läßt erkennen, daß mit zunehmender Poren-

Rückenentwässerung der Stützmauer.

Wagrechter Schnitt A B.

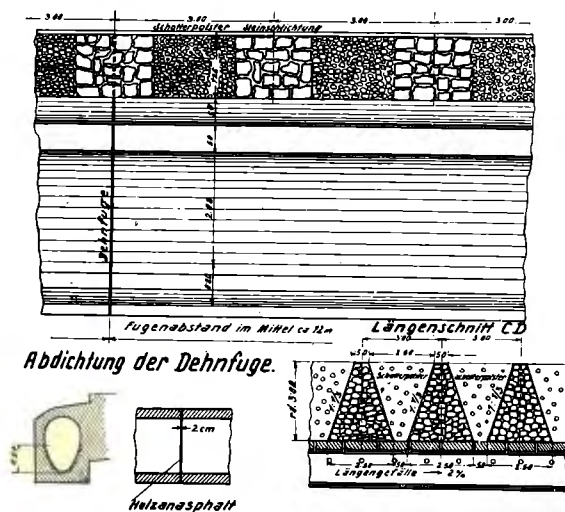


Abb. 16.

ziffer ε der das Auseinanderfließen des Materiales hindernde kapillare Oberflächendruck sehr rasch sinkt, was auch verständlich ist, da mit wachsender Füllung und Vergrößerung der Hohlräume die Oberflächenspannung des Porenwassers abnimmt und bei übersättigtem Material praktisch verschwindet. Gehen wir in die angeführte Gleichung der Schwellungslinie ein und setzen wir für das übersättigte, breiartige Material den Oberflächendruck $p_i = 0$, so folgt nach einigen Umformungen:

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = \Delta \varepsilon = \frac{1}{22.3} \log \text{nat} \left(1 + \frac{p_2}{0.00207} \right)$$

und daraus weiter:

$$p_2 = (c^{22.3} \Delta \varepsilon - 1) \cdot 0.00207.$$

Führen wir $\Delta \varepsilon = 0.515 - 0.266 = 0.25$ ein, so ergibt sich $p_2 = 0.558 \text{ kg/cm}^2$, der bei starker Durchnässung vom naturfeuchten



Abb. 17.

zum breiartigen Zustand des Materiales freiwerdende kapillare Oberflächendruck, der sich dann in einer Bewegungstendenz der Erdmasse gegen die Widerstand leistende Wand als „Quellungsdruck“ auswirkt. Dieser Druck greift außerordentlich ungünstig, theoretisch in Mauermitte, an, weil ja diese Kapillarwirkung in erster Annäherung für jede Tiefenlage als gleich gelten kann. Es ergibt sich demnach der volle Quellungsdruck in Mauermitte unter 8° Reibungswinkel vom Lot des Mauerrückens angreifend,

zu $P_s = 0.558 \text{ h/m}^2$, $10 = 5.58 \text{ h}$ in t/m Mauerlänge, was für die maßgebende Mauerhöhe zu einem Werte führt, der mehr als doppelt so groß ist wie der früher errechnete Seitendruck P_i . Da es ohne außerordentliche Verbreiterung des Fundamentes nicht gelungen wäre, diesem hohen Quellungsdruck, der naturgemäß mit dem Seitendruck kombiniert auftreten kann, Rechnung zu tragen, so wurde durch konstruktive Maßnahmen auf eine mögliche Verminderung desselben hingearbeitet.

Es ist bekannt und wird auch durch Prof. Terzaghi besonders hervorgehoben, daß der Quellungsdruck starke Mauern abzuscheren vermag, daß aber nach allfälliger Abtragung solcher Mauern die Erdwand in der Regel noch frei stehen kann, ein Beweis dafür, daß die Quellungskräfte zwar außerordentlich hoch, jedoch nur auf geringen Weglängen wirksam sind. Man kann demnach den Quellungsdruck erheblich herabmindern, wenn man dem quellenden Material auch nur einen geringen Grad von Bewegungsfreiheit gibt. Eine solche besteht im vorliegenden Konstruktionsfalle schon darin, daß zwischen dem Mauerrücken und der Erdwand eine Steinschichtung vorgesehen ist, in deren Hohlräume das quellfähige Material in der Grenzschicht etwas einzudringen vermag. Eine weitere Verminderung des Quellungsdruckes ist infolge der Möglichkeit eines Aufquellens nach oben in den Schichten gegeben, welche nahe der Geländeoberfläche liegen. Die durch diesen Umstand bedingene Änderung der Druckverteilung ist auf Abb. 15 schematisch dargestellt. Um nun die Nachgiebigkeit der durchlässigen Mauerhinterfüllung noch zu erhöhen, wurde, wie Abb. 16 zeigt, zwischen obeliskartig aufgebauten Steinschichtungskörpern und in einem oben durchlaufenden breiten Graben ein sandfreier 3-cm-Rundschotter eingefüllt. Der so geschaffene Schotterpolster³⁾ (siehe auch Abb. 13) ist, wie man sich durch Versuche überzeugen konnte,



Abb. 18.

durch passiven Druck sehr leicht beweglich. (Bewegungsbeginn schon bei $\sim 1 t/m^2$), jedoch nur dann, wenn schräge Grenzflächen das Aufsteigen des Schotters erleichtern. Solche Flächen sind in der gewählten Ausführung durch die Anläufe der geschichteten Steinobeliske gegeben. Die Steinschichtung mußte schon wegen der besseren Entwässerung wenigstens in Form dieser kleinen Pfeiler erhalten bleiben. Die allzu leichte Beweglichkeit des Schotterpolsters, die im obersten durchlaufenden Teil desselben wegen allfälligen stärkeren Aufsteigens des Schotters bedenklich erschien, wurde durch Einlage von 50 % Bruchsteinen künstlich etwas herabgemindert. Bei der beschriebenen Art der konstruktiven Ausbildung des Mauerrückens war es möglich, den Quellungsdruck ausreichend sicher nur mit dem halben ursprünglich errechneten Werte und unter Rücksichtnahme auf seine Verringerung im oberen durchlaufenden Teile des Schotterpolsters, demnach mit $P_s = 12.5 t/m$ Mauerlänge in die Standberechnung der Futtermauer einzuführen. Auf Grund dieses Quellungs- und des $11 t$ betragenden Seitendruckes wurde die größte Randspannung in der oberen Fundamentgrenzfläche mit 1.8 kg/cm^2 und die größte Pressung in der Gründungssohle mit 1.6 kg/cm^2 gefunden.

Abb. 17 zeigt den Aushub der im Mittel 2.5 m tiefen Fundamentgrube für die Mauer mit schwerer Wandpöhlung, die im Laufe der Arbeitszeit zum Teil mehrmals verstärkt werden mußte. Die Fundamentsohle der Mauer wurde mit dem Önorm-Bodenprüfer, welcher für homogenes, feinporiges Material sehr empfohlen werden kann, an 23 Stellen abgetastet. In mehreren Teilstrecken mußte erheblich tiefer gegangen werden, als ursprünglich geplant war, um die erforderliche Tragfähigkeit des Bodens zu erreichen. Der Länge nach wurde eine Unterteilung der Mauer in durchschnittlich

²⁾ Siehe „Erdbaumechanik“, S. 69 und Tabelle 19.

³⁾ Zum D. R. P. angemeldet.

12 m lange Abschnitte durch je 2 cm weite und mit Pappeinlage versehene Dehnfugen durchgeführt (siehe Abb. 16). Diese Dehnfugen durchsetzen auch das Fundament und den Entwässerungskanal, sind aber im unteren Teile des letzteren mit Holzanasphalt gedichtet, um ein Absickern von Drainwasser in den Untergrund zu verhindern.

Der Abschluß der gegenständlichen Arbeiten bestand einerseits in der Herstellung der Straßenfahrbahn in der oberen Kehre (24 cm Grundbau und 8 cm Makadam mit Oberflächensteuerung, Rinnasplaster und Randsteinschar), wobei aus verkehrstechnischen Gründen die Fahrbahnbreite im Bogen gegenüber der normalen um 1,20 m nach Innen vergrößert wurde, und andererseits in der Herstellung der Gehwege in der oberen und unteren Kehre.



Abb. 19.

Die Abb. 18 und 19 geben Seiten-, bzw. Vorderansicht des sanierten Rutschhangs mit der Futtermauer wieder.

Die Vorarbeiten für alle erwähnten Herstellungen nahmen etwa sechs Monate, die Bauarbeiten selbst — mit Rücksicht auf verminderte Winterleistung — weitere neun Monate in Anspruch. Die neue Anlage besteht nunmehr ein Jahr und hat sich, soweit man dies nach so kurzer Zeit beurteilen kann, vollkommen bewährt. Sowohl die Sickerschlitze als auch die oberflächliche Rohrdrainage sind in ständiger Funktion und wurden während nahezu eines halben Jahres durch tägliche Wassermengenmessungen beobachtet. Die Auftragung dieser Messungsergebnisse ließ das Schritthalten der Drainabflüsse mit den Niederschlägen, wenn auch hinsichtlich der Kernentwässerung mit einer gewissen Verzögerung, mehr oder minder deutlich erkennen. Bemerkenswert ist die Feststellung, daß die Mauerdrainage immer kräftig wirkte, sobald das Nestelbachbassin zu Spülzwecken über ein gewisses Niveau angefüllt worden war.

Abb. 20 zeigt dieses Spülbecken in entleertem Zustand. Nebenbei sei auf die interessante und typische Form der Ablagerungen in diesem Becken hingewiesen (Schuttkegel am Einlauf, weiterhin Sand und Schlamm). Die vorerwähnte Erscheinung ließ darauf schließen, daß Undichtheiten der Beckenwand vorlagen und es wurde dieselbe daher sorgfältig verfügt.

Die gesamten Baukosten für die Sanierungsarbeiten der Rutschung samt Bohrungen, Brunnen- und Straßendeckenherstellung beliefen sich auf rund 300.000 S. Die Bohrung und die Brunnenherstellung waren der Firma Ernst Rabls Nachfolger, die eigentlichen Bauarbeiten der Unternehmung C. Auteried & Co. in Wien übertragen. Beide Firmen haben hiebei zur größten Zufriedenheit des Wiener Stadtbauamtes gearbeitet. Entwurfsverfassung und

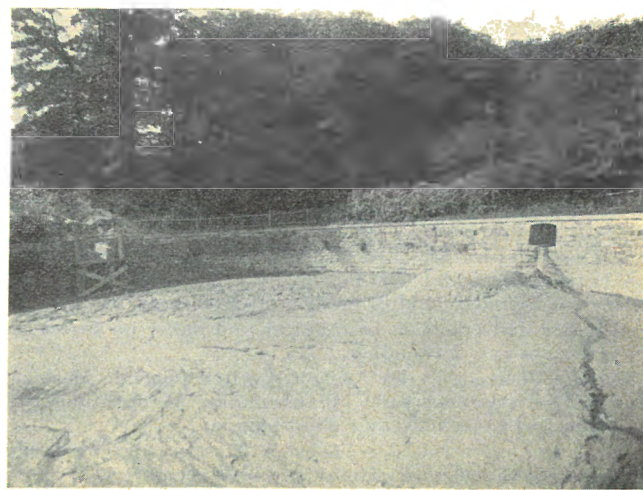


Abb. 20.

Bauleitung waren der von Oberstadtbaurat Ing. Künstner geleiteten Magistratsabteilung 33 im Einvernehmen mit der Magistratsabteilung 28 übertragen. Als örtlicher Bauführer und bei der Entwurfsverfassung hat Stadtbaukommissär Ing. Fischer den Vortragenden, dem die Bauleitung übertragen war, in dankenswerter Art unterstützt und eine Reihe wertvoller Anregungen gegeben.

Der hier beschriebene Weg muß bei Lösung aller bedeutenderen Aufgaben des Grund- und Erdbaues beschritten werden, wenn nicht entweder unsicher oder unwirtschaftlich konstruiert werden soll. Zur rationalen erdbaumechanischen Arbeit sind aber gut eingerichtete bodenphysikalische Laboratorien unentbehrlich. Möge daher solchen Versuchsanstalten seitens der öffentlichen Faktoren jene Beachtung und Förderung zuteil werden, welche sie im Interesse der volkswirtschaftlich so wichtigen Rationalisierung des Grundbaues verdienen.

Über bituminöse Straßenbaustoffe.

Von Baurat Ing. Otto Worisek.

1. Allgemeines. Alle Anzeichen sprechen dafür, daß dem Straßenbau in Österreich nunmehr ein gewaltiger Aufschwung bevorsteht. Im laufenden Jahre beginnt bereits der planmäßige Ausbau der Bundesstraßen, welcher für die erste Ausbaugruppe einen Zeitraum von fünf bis sechs Jahren vorsieht. Nach der Beendigung desselben dürfte der Ausbau der restlichen Bundesstraßen erfolgen. So schwer es den Ländern und Gemeinden auch fällt, werden sie doch Mittel und Wege finden müssen, um ihre zum Teil ganz darniederliegenden Straßen ehestens dem Kraftwagenverkehr anzupassen.

Für die Wahl der Beläge der einzelnen Straßenstrecken ist vor allem die Art und Stärke des Verkehrs maßgebend. Asphalt und Teer werden im weitesten Ausmaße bei der „Modernisierung“ der Straßen Verwendung finden.

Schwere und mittelschwere Asphalt- oder Teerbeläge haben sich im Inland und in der ganzen Welt vollauf bewährt und entsprechen den Bedürfnissen, die an eine moderne Kraftwagenstraße gestellt werden, im hohen Maße. Da sie billig in der Herstellung, wirtschaftlich in der Erhaltung sind, werden sie beim Ausbau der Straßen die größte Verwendung finden.

Die gute alte Schotterstraße mit Kot und Wasserbindung (Makadam), welche durch Jahrzehnte dem Fuhrwerksverkehr standgehalten hat, ist dem Kraftwagenverkehr nicht gewachsen, sondern muß durch einen bituminösen Oberflächenüberzug gegen die zerstörende Wirkung der Kraftwagen geschützt werden. Silikat-

makadam oder Zementmakadam, bei welchen Silikat (Wasserglas), bzw. Zement das Bindemittel der Schottersteine bilden, bedürfen gleichfalls nur zu bald einer bituminösen Verschleißdecke, um dem Verkehr besser widerstehen zu können.

Die Fugen des Granitgroß- und -kleinpflasters werden mit ganz vorzüglichem Erfolge mit Asphalt vergossen, wodurch das Pflaster nicht nur staubfreier wird, sondern der Abnutzung durch den Verkehr viel besser widersteht und daher seine Lebensdauer wesentlich verlängert wird.

Ja selbst die Anhänger des Betonstraßenbaues, welche die erbittertsten Gegner der Asphaltstraßen sind, nehmen mit Vorliebe Asphalt zum Ausgießen der in der Betonstraße unvermeidlichen Dehnungsfugen und Risse.

Asphalt und Teer sind unerläßlich im Straßenbau geworden.

2. Bituminöse Baustoffe. Im Straßenbau werden am meisten nachfolgende bituminöse Baustoffe verwendet.

a) Destillierter Steinkohlenteer und präparierter Teer. Durch die destruktive Destillation der Kohle wird Rohteer gewonnen, welcher aus einem Gemenge von Ölen und Pech besteht. Er ist ein verschieden ausfallendes Gemisch mannigfacher chemischer Verbindungen. Auf seine Zusammensetzung haben die Kohlenarten, die Art des Destillationsverfahrens und der dabei verwandten Einrichtungen und andere Umstände Einfluß. Rohteer ist im Straßenbau nicht gut verwendbar, da er an der Luft unbeständig

ist. Er gibt seine leichten Öle an die Luft ab und verwandelt sich langsam in Pech, das spröde wird, die Klebekraft nicht mehr besitzt; er wird durch den Verkehr zu braunem Staub zerfahren und trägt so zur Staubbildung noch bei.

Durch die Destillation des Rohteeres entweichen die leichtflüchtigen Bestandteile, die verbleibenden Rückstände bilden den sogenannten destillierten Teer, welcher im Straßenbau gut verwendbar ist. Destillierter Teer hat einen hohen Gehalt an Pech, das die Klebewirkung ausübt. Eine Gleichförmigkeit läßt sich aber nicht erreichen. Der Gehalt an Schweröl und Pech schwankt bei den einzelnen Teersorten bedeutend. Ein destillierter Teer kann aus geringen Mengen Öl und viel Pech oder umgekehrt aus viel Öl und wenig Pech bestehen. Diese Verschiedenheit des Teeres kann der Benutzung als Straßenbaustoff nicht sehr förderlich sein.

Durch Mischung (Zusammenschmelzung) des bei der fraktionierten Destillation des Teeres gewonnenen Anthrazenöles mit Pech — in genau abgewogenen Mengen — entsteht präparierter Teer, welcher im Straßenbau sehr gut verwendbar ist. Mißerfolge mit demselben sind aber doch nicht ganz ausgeschlossen, da die Erfahrungen über das richtige Verhältnis von Anthrazenöl mit Pech noch nicht ganz abgeschlossen sind, andererseits bei der Destillation des Teeres ganz ungeklärte Veränderungen eintreten können.

b) Erdölaspalte. Erdölaspalte werden aus den Erdölen durch Destillation gewonnen, indem die leicht siedenden Anteile, die Benzine, Zylinder- und Mineralöle abgeschieden werden.

Asphalte sind erheblich beständiger und daher im Straßenbau ganz besonders gut verwendbar.

Für die Beurteilung des Asphaltes gelten folgende Merkmale: Tropfpunkt, Erstarrungspunkt, Flammpunkt, Verdunstungsgröße, Fadenlänge, Schmelzpunkt und Eindringung.

Der Tropfpunkt soll der höchsten Temperatur entsprechen, die in der Asphaltdecke auftreten kann, in Österreich 60°. Er wird nach Ubbelohde bestimmt als derjenige Wärmegrad, bei dem ein Tropfen unter seinem Eigengewicht von einer gleichmäßig erwärmten Masse des tropfbildenden Stoffes abfällt.

Der Erstarrungspunkt soll der niedrigsten Temperatur entsprechen, die in der Asphaltdecke auftreten kann.

Der Flammpunkt soll höher als + 200 ° C sein.

Verdunstungsgröße: Der Gewichtsverlust bei Erwärmung auf 163° C während fünf Stunden soll nicht mehr als 3 % betragen.

Fadenlänge muß im Duktilometer mindestens 30 cm, im Tropfpunkt nicht unter 18 cm betragen.

Schmelzpunkt oder Erweichungspunkt und die Eindringungstiefe sind die besonderen Kennzeichen für die Eignung der Asphalte. Die Untersuchung des Schmelzpunktes erfolgt nach Krämer-Sarnow oder nach der Ring- und Kugelprobe. Die Ergebnisse der beiden Untersuchungsmethoden decken sich nicht, es ist daher stets das Untersuchungsverfahren vorzuschreiben.

Die Eindringung wird nach Richardson durch das Einsinken einer Nadel von bestimmtem Querschnitt und Gewicht in eine Asphaltschicht bei 25° C innerhalb fünf Sekunden gemessen und in Zehntelmillimeter angegeben.

Für die verschiedenen Herstellungsarten sind Asphalte mit verschiedenem Schmelzpunkt und verschiedenen Eindringungstiefen zu verwenden.

Für Oberflächenbehandlung:

	Schmelzpunkt (KS) 28—35° C
	Eindringung 100—200
„ Asphalttränkmakadam:	Schmelzpunkt (KS) 28—35° C
	Eindringung 60—150
„ Steinschlagasphalt:	Schmelzpunkt (KS) 40—50° C
	Eindringung 50—80
„ Asphaltfein- oder -grobbleton:	Schmelzpunkt (KS) 40—50° C
	Eindringung 40—70
„ Sandasphalt:	Schmelzpunkt (KS) 40—50° C
	Eindringung 30—60.

Grundsätzlich wählt man bei schwerem Verkehr und wärmerem Klima Asphalte von höheren Schmelzpunkten, bzw. von geringerer Eindringungstiefe und umgekehrt.

Bei den Untersuchungen wird neuerdings an Stelle des Erstarrungspunktes der Brechpunkt nach dem Verfahren von Church bestimmt, die Ergebnisse dieser beiden Untersuchungen weichen stark voneinander ab. Da die Brechpunktbestimmung nach Church noch nicht sehr bekannt ist, sei das Verfahren angeführt:

Ein Asphaltstück wird auf eine Kupferplatte auf dem Wasserbade erwärmt, bis es eine Schicht von 1 mm bildet. Nach dem Erkalten wird die Kupferplatte in eine flache Porzellanschale gegeben und mit warmem Wasser übergossen. Die Temperatur des Wassers soll etwa 10 bis 12° höher sein als der zu erwartende Brechpunkt. Man läßt die Temperatur um je 1° C für die Minute sinken und prüft den Asphalt von Zeit zu Zeit durch Einführen einer flachen Messerklinge. Die Ränder der Asphaltschicht werden sich zunächst von der Kupferplatte abheben, ohne zu brechen. Die Temperatur, bei der beim Einführen der Messerklinge zwischen der Asphaltschicht und Kupferplatte ein Abbrechen des Asphalts stattfindet, bezeichnet man als Brechpunkt.

c) Naturasphalte und Asphaltgestein. Naturasphalte finden sich auf der Erde in weiter Verbreitung und in den verschiedensten Formen vor. Das wichtigste Vorkommen ist auf der Insel Trinidad, auf welcher der Asphalt aus dem etwa 40 ha großen „Pechsee“ gewonnen wird. Die Gewinnung erfolgt durch Aushebung mit Spaten oder mit Hacke. Was von der Oberfläche des Pechsees entnommen wurde, quillt allmählich von unten und von der Seite wieder nach, sodaß seit etwa 100 Jahren eine Abnahme der Vorräte nicht zu bemerken ist.

Der Naturasphalt muß vom Wasser und von verschiedenen Verunreinigungen durch Raffinerie gereinigt werden und führt dann den Namen „Trinidad épuré“. Für den Straßenbau ist Trinidad épuré vorzüglich verwendbar, für seine Beurteilung gelten die gleichen Grundsätze wie für Erdölaspalte. Asphaltkalk finden sich in Deutschland (Limmer in Hannover, Vorwohle in Braunschweig), in der Schweiz (Val Travers), in Italien (Ragusa in Sizilien, S. Valentino in den Abruzzen) und in Frankreich (Seyssel a. Rhône, Lobsann in Elsaß) vor und werden nach den örtlichen Verhältnissen bergmännisch gewonnen. Der reine Asphaltgehalt schwankt von 3 bis 15 %. Asphaltkalk wird zur Herstellung von Stampfasphalt und Gußasphalt verwendet.

Asphaltsandsteine finden sich insbesondere in Ungarn (Tataros und Derna) und auch in Rußland vor. Zur Gewinnung des Asphaltes wird in Ungarn der Sand in heißes Wasser gebracht, wobei sich der flüssige Asphalt an der Oberfläche abscheidet und dieser sodann noch einer Destillation unterworfen wird. Der so gewonnene „Dernaer Asphalt“ wird durch Vermischen mit Kalkstein auf Mastix verarbeitet.

Über die durchgeführten und in Aussicht genommenen Maßnahmen zur Instandsetzung der Bezirksstraßen Niederösterreichs.

Niederösterreich besitzt ein Netz von zusammen 13.072 km Bezirksstraßen. Diese werden eingeteilt in:

1. Bezirksstraßen I. Ordnung	553 km
2. „ II. „	4.832 „
3. „ III. „	7.687 „
Zusammen	13.072 km.

Der schwere Lastkraftwagenverkehr wickelt sich zum großen Teile auf den Bezirksstraßen I. und II. Ordnung ab; es gibt jedoch auch unter den Bezirksstraßen III. Ordnung viele Straßenzüge, welche für den modernen Verkehr besonders wichtig sind.

Nach einer über Verfügung der n. ö. Landesregierung i. J. 1927 hergestellten Verkehrskarte beträgt die Gesamtlänge der Bezirksstraßen in Niederösterreich, welche durch den Kraftwagenverkehr besonders in Anspruch genommen werden, 5165 km.

Die katastrophalen Folgen der Kriegs- und Nachkriegszeit bedingten namentlich, daß die n. ö. Landesregierung im Rahmen der verfügbaren Mittel die Wiederherstellung der Straßen in die Wege leiten mußte. Im Verkehrsinteresse ist von der angegebenen 5165 km Straßenlänge vor allem die Instandsetzung eines Netzes von 982 km in den nächsten fünf Jahren erforderlich. Der Kostenaufwand hierfür beträgt zusammen 90.000.000 S, bei Verteilung dieser Summe auf fünf Jahre 18.000.000 S jährlich. Dieser Betrag müßte in den nächsten fünf Jahren außer der normalen Erhaltungsbudgetsumme zur Verfügung stehen.

Mit Rücksicht auf den dormaligen Stand des Landeshaushaltes, welcher eine Aufbringung der erforderlichen Mittel für diese dringende Straßenerhaltung schwer möglich macht, kann das Programm für die Instandsetzung der Bezirksstraßen zwecks Anpassung derselben an den modernen Verkehr nur in dem Maße verwirklicht werden, als es die Landesfinanzen ermöglichen.

In den Jahren 1925 bis 1927 wurde die Instandsetzung folgender Straßenlängen durchgeführt:

