



Über das Tragverhalten erdbedeckter Rohre

Im Boden verlegte Rohrleitungen dienen vielfältigen Zwecken und werden unterschiedlich beansprucht. Für eine wirtschaftliche und sichere Bauausführung müssen die Beanspruchungen bekannt sein, denen sie beim Bau und im Betrieb unterworfen sind. Während Wasser-versorgungsleitungen vorwiegend durch Innendruck beansprucht werden, sind für die Bruchsicherheit von Abwasserkanälen die äusseren Belastungen massgebend.

Es soll zunächst über das Tragverhalten und die Beanspruchung starrer Rohre und anschliessend über das Tragverhalten verformbarer Rohre berichtet werden. Insbesondere soll dabei aufgezeigt werden, welche Möglichkeiten der Berechnung bestehen bzw. wieweit eine Berechnung hierbei überhaupt möglich und sinnvoll ist.

Zunächst einige allgemeine Hinweise:

Zu den praktisch starren Rohren kann man Rohre aus Beton, Steinzeug und Gusseisen zählen, zu den verformbaren Rohren insbesondere dünnwandige Rohre aus Stahl und Kunststoff. Eine Zwischenstellung nehmen Rohre aus Asbestzement und aus duktilem Guss ein, die ebenfalls beträchtliche Verformungen aufnehmen können. Die Bruchdehnungen von duktilem Guss liegen z.B. bei 5%. Dünnwandige Asbestzementrohre grösseren Durchmessers werden unter einer äusseren Belastung etwa ebenso stark zusammengedrückt wie ein gleich grosser Erdzylinder, wodurch die Spannungsverhältnisse im Boden am wenigstens beeinflusst werden. Bei abweichender Steifigkeit der Rohre werden im Boden Spannungsumlagerungen bewirkt. Bei grösserer Steifigkeit des Rohres findet eine Belastungskonzentration über dem Rohr statt, bei geringerer Steifigkeit wird die Auflast abgemindert. Als Steifekriterium empfiehlt sich daher der Vergleich mit der Steifigkeit des umgebenden Bodens. Unter der Voraussetzung elastischen Verhaltens gilt nach Voellmy [1] als Steifeverhältnis zwischen einem Rohr und einem gleich grossen Erdzylinder der Verhältniswert

$$n = \frac{E_S}{E_R} \frac{(r_m)^3}{s}$$

$n < 1$ Rohr steifer als Boden z.B. Steinzeug, Beton
 $n = 1$ Rohr ebenso steif wie Boden z.B. dünnwandige Asbestzementrohre
 $n > 1$ Rohr weniger steif als Boden z.B. dünnwandige Kunststoffrohre

mit		
E_S	kp/cm ²	Steifzahl des Bodens
E_R	kp/cm ²	E-Modul des Rohres
r_m	cm	mittlerer Rohrhalbmesser
s	cm	Wandstärke des Rohres

Mit Hilfe dieses Verhältniswertes ergibt sich nach Voellmy für das Rohr ein Konzentrationsfaktor

$$m = \frac{5 + 3n}{(1+n)(3+n)}$$

Die Grenzwerte betragen $m = 1,67$ für starres Rohr und $m \sim 0,4$ für weiches Rohr.

Dieser Konzentrationsfaktor ist ein Massstab für die Belastungsänderung infolge abweichender Rohrsteifigkeit. Die hierbei vorausgesetzten Annahmen der Elastizitätstheorie treffen für den Boden nicht streng zu. Immerhin ist die Elastizitätstheorie ein hinreichend genaues Nähungsverfahren, mit welchem beispielsweise auch die Belastungsverteilung im Baugrund unter Oberflächenlasten sowie Setzungsberechnungen von Bauwerken durchgeführt werden. Bei der Berechnung der Druckverteilung im Baugrund handelt es sich um ein gleichartiges Problem, bei welchem nur Ursache und Wirkung vertauscht sind. Während bei Gründungsaufgaben nur die Spannungsverteilung an der Bauwerkssohle von Bedeutung ist, ist bei eingebetteten Bauwerken die Spannungsverteilung über den gesamten Umfang des Bauwerkes für die Beanspruchung massgebend. Die Wechselwirkungen zwischen dem eingebetteten Bauwerk und dem Boden sind umso stärker, je mehr die Steifigkeit des Bauwerkes von der Steifigkeit des Bodens abweicht. Die Voraussetzungen der Elastizitätstheorie werden für die Berechnung dieser Wechselwirkungen umso zutreffender sein, je besser der Boden verdichtet ist. Bei Ueberschreiten der Scherfestigkeit können im Boden auch Gleitflächen mit plastischen Fliesserscheinungen auftreten, was beispielsweise bei Grundbrucherscheinungen der Fall ist. Auch bei überschütteten Bauwerken können im Boden bei stark ungleichmässigen Setzungen Gleitflächen entstehen. Es können aber auch längs vorgegebener Baugrubenbegrenzungen nur Scherkräfte auftreten, ohne dass es zu plastischen Fliesserscheinungen kommt.

Im Boden eingebettete Rohre dienen vielfältigen Zwecken. Hinsichtlich der Beanspruchung der Rohre ist zwischen Druckleitungen und drucklosen Leitungen zu unterscheiden. Auf dem Gebiete der Siedlungswasserwirtschaft sind Wasserversorgungsleitungen „Druckleitungen“ bei welchen der innere Druck für die Bemessung massgebend ist, während Abwasserleitungen in der Regel „Freispiegelleitungen“ sind, bei welchen der innere Druck gegenüber der äusseren Belastung gering ist. Hinsichtlich der Verlegung der Rohre ist zwischen Grabenleitungen bei unter Gelände verlegten Rohrleitungen und Dammlösungen bei überschütteten Rohrleitungen zu unterscheiden. In der Regel werden die Leitungen im Boden in Gräben verlegt, nur in seltenen Fällen als Dammlösung überschüttet.

Bereits um die Jahrhundertwende gab es für grabenverlegte Leitungen empirische Berechnungsverfahren von Büsing und Frühling, welche bodenmechanisch nicht begründet waren, aber immerhin auf einer umfangreichen Erfahrung beruhten. Dem Amerikaner Marston gebührt das Verdienst, als erster die Belastungsverhältnisse und die Tragfähigkeit erdbedeckter Rohre systematisch untersucht zu haben. Die grundlegenden Versuche von Marston liegen jetzt jedoch schon mehr als ein halbes Jahrhundert zurück, in dem hinsichtlich Messtechnik, Bodenmechanik, aber auch in der praktischen Bauausführung, besonders

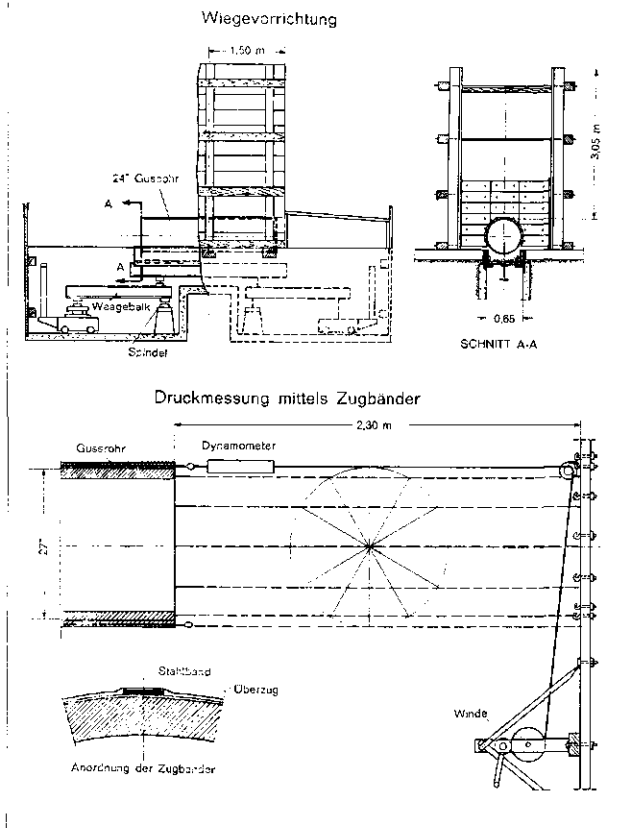


Bild 1 - Versuche am Iowa State College.

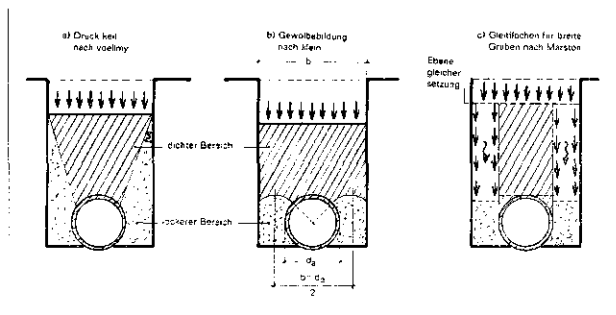
hinsichtlich der Bodenverdichtung, wesentliche Fortschritte erzielt wurden. Bei den Versuchen von Marston standen dem damaligen Stand der Messtechnik entsprechend nur mechanisch wirkende Messgeräte zur Verfügung. Wie aus Bild 1 zu ersehen ist, wurden die Rohre über besondere Wiegesysteme auf rein mechanischem Wege im Boden gewogen. Ähnliche Versuche fanden mit überschütteten Rohren ohne seitliche Begrenzung d.h. für den Dammleitungszustand statt. Im Zusammenhang mit diesen Untersuchungen entwickelte Marston die nach ihm benannte Theorie [2], die in Deutschland zuerst durch Veröffentlichungen von Marquardt [3], aber auch durch zahlreiche weitere Veröffentlichungen Verbreitung fand. Für Grabenleitungen wendet Marston die Silotheorie an, die zuerst von Janssen in dieser Form aufgestellt wurde. Die Belastung des Rohres ist danach gleich dem Gewicht der Grabenfüllung über dem Rohrscheitel abzüglich der entlastenden Reibungskräfte an den Grabenwänden. Die Grösse der Scherspannungen an den Grabenwänden ist gleich dem Produkt aus Seitendruck \cdot Reibungsbeiwert. Während Janssen bei seinen grundlegenden Siloversuchen den seitlichen Druck auf die Wände empirisch bestimmte, führte Marston den aktiven Erddruck als Seitendruck auf die Grabenwände ein. Die Anwendung des aktiven Erddruckes war in der damaligen Zeit unabhängig von der Verformung des stützenden Bauwerkes allgemein üblich, während wir heute wissen, dass die Verformung des stützenden Bauwerkes und die Bodenverdichtung für die Grösse des Wanddruckes eine entscheidende Rolle spielen. Charakteristisch für den Grabenzustand ist die unterlineare Zunahme der Belas-

tung mit der Ueberschüttungshöhe. — Das Gegenteil ist beim Dammzustand der Fall, wo bei starren Rohren die Belastung mit der Ueberschüttungshöhe stärker als linear zunimmt. — Bei Dammleitungen werden von Marston beiderseits des Rohres bis zu einer Ebene gleicher Setzungen vertikale ebene Gleitflächen angenommen.

Bei starren Rohren setzt sich der Boden neben dem Rohr stärker als über dem Rohr, wodurch in den Gleitflächen Reibungskräfte hervorgerufen werden, die das Rohr zusätzlich belasten. Bei bindigen Böden treten in den Gleitflächen noch zusätzliche Kohäsionskräfte auf, welche ebenfalls lasterhöhend auf das Rohr wirken. Ist das Rohr hingegen nachgiebiger als der umgebende Boden, wirken in den Gleitflächen entlastende Reibungskräfte, d.h. über dem Rohr bildet sich ein Grabenzustand aus, wobei die Grabenbreite gleich dem äusseren Rohrdurchmesser ist. Auch in Rohrgräben kann nach Marston ein Dammzustand auftreten, wenn eine bestimmte Grenzgrabenbreite überschritten wird. Bei Grabenleitungen soll immer dann ein Dammleitungszustand vorhanden sein, wenn die Rohrbelastung nach dem Grabenzustand grösser als nach dem Dammleitungszustand wird. Eine bodenmechanisch-physikalische Begründung wird von Marston hierfür nicht gegeben. Stattdessen stützt er sich auf eine Reihe von Versuchen, bei welchen Rohre in Holzkästen mit verschiedenem Abstand der Seitenwände überschüttet und dabei gewogen wurden.

Im Gegensatz zu Marston nimmt Voellmy an, dass sich oberhalb des Rohres geneigte ebene Gleitflächen ausbilden. Die Maximalbelastung für das Rohr ergibt sich dabei für den Fall, dass die Gleitfläche unter dem Winkel ρ gegen die Vertikale geneigt ist, wodurch die beim Setzungsprozess geleitete Formänderungsarbeit zum Minimum wird (ρ innerer Reibungswinkel des Bodens). Bild 2 zeigt, in welcher Form in breiten Gräben die Kraftübertragung auf starre Rohre stattfinden kann. Nach Voellmy bildet sich oberhalb des Rohres ein verdichteter Druckkeil aus, wodurch die gesamte Grabenlast auf das Rohr abgetragen wird. Auch Marston nimmt bei schmalen Rohrgräben an, dass die gesamte Grabenlast auf das Rohr abgetragen wird, ohne jedoch einen Wirkungsmechanismus für die Kraftübertragung anzugeben. Bei Ueberschreitung der Grenzgrabenbreite soll dann ein Dammleitungszustand mit vertikalen Gleitflächen beiderseits des Rohres entstehen. Demgegenüber geht Klein davon aus, dass zwischen Rohr und Grabenwand eine Gewölbewirkung oder Verspannung des Bodens stattfindet, wodurch ein Teil der Grabenlast auf das Rohr

Bild 2 - Möglichkeiten der Druckverteilung bei Setzungen des Bodens in der Leitungszone.



und ein anderer Teil auf die Grabenwand übertragen wird. Die anteilige Belastungsbreite des Rohres ist dann

$$\frac{b+d}{2}$$

Da Ergebnisse der verschiedenen Berechnungsverfahren in starkem Masse voneinander abweichen und zum Teil auch nicht mit den Erfahrungen der Praxis übereinstimmen, wurden 1956/57 in Hamburg vom Institut für Siedlungswasserwirtschaft der Technischen Hochschule Hannover gemeinsam mit der Baubehörde Abt. Stadtentwässerung der Stadt Hamburg mit modernen messtechnischen Hilfsmitteln Messungen an Abwasserkanälen unter baustellen-mässigen Bedingungen durchgeführt [4].

Bei diesen Messungen wurde die Beanspruchung der Rohre direkt über die Dehnungen der Rohrwandungen gemessen. Zum Teil wurden auch Druckdosen in die Rohrwandung eingelassen, um die Druckverteilung über den Rohrumfang direkt bestimmen zu können. Diese Messungen wurden später auch auf Rohre mit grossen Abmessungen ausgedehnt. Die wichtigsten Ergebnisse dieser Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen: Zur Berechnung der Erdlast auf grabenverlegte Rohre kann die Silotheorie von Janssen angewendet werden, wobei jedoch statt des aktiven Erddruckes der Seitendruck halb so gross wie der vertikale Druck angenommen werden kann. Bei hinreichender Bodenverdichtung beteiligt sich auch der Boden seitlich des Rohres an der Lastaufnahme. Bei Versuchen mit Steinzeugrohren konnte festgestellt werden, dass der Boden seitlich der Rohre d.h. zwischen Rohr- und Grabenwand bei hinreichend standfestem Boden reichlich halb so hoch belastet wird wie das Rohr selbst. Bei Voraussetzung elastischer Verhältnisse wird die Belastungsverteilung in der Scheitelebene des Rohres von den Steifigkeitsverhältnissen zwischen Rohr und umgebenden Boden abhängen. Für starre Rohre kann die Berücksichtigung der mittragenden Wirkung des Bodens seitlich des Rohres entsprechend der Annahme von Klein als hinreichend sicher angesehen werden. Danach wird von der in der Scheitelebene des Rohres vorhandenen Belastung P eine anteilige

Belastung $P' = \frac{b+d}{2 \cdot b} \cdot P$ abgetragen. In starkem Masse

wird die Beanspruchung der Rohre auch durch die Bodenverdichtung in der Leitungszone beeinflusst. Beim seitlichen Umstampfen erhält das Rohr eine seitliche Vorspannung, die beim Ueberschütten des Rohres wieder rückgängig gemacht wird. Bei der Verdichtung des Bodens unmittelbar über dem Rohr werden ebenfalls zusätzliche Spannungen auf das Rohr direkt übertragen. Dabei handelt es sich um dynamische Kraftübertragungen durch Verdichtungsgeräte, aber auch um statische Zusatzspannungen infolge der Verspannung des Bodens oberhalb des Rohres. Weiter oberhalb wirkt sich die Verdichtung des Bodens günstig auf die Belastung des Rohres aus, da durch die seitliche Verspannung des Bodens an den Grabenwänden grössere Reibungskräfte hervorgerufen und dadurch grössere Auflasten auf die Grabenwände abgetragen werden können. Bei sehr sorgfältiger Bodenverdichtung, wie sie aber für Baustellenverhältnisse allerdings nicht allgemein zugrundegelegt werden kann, kann das Verhältnis von horizontaler zu vertikaler Spannung sogar bis 1 ansteigen. Dadurch können sich in Rohrgräben je nach Bodenart und Boden-

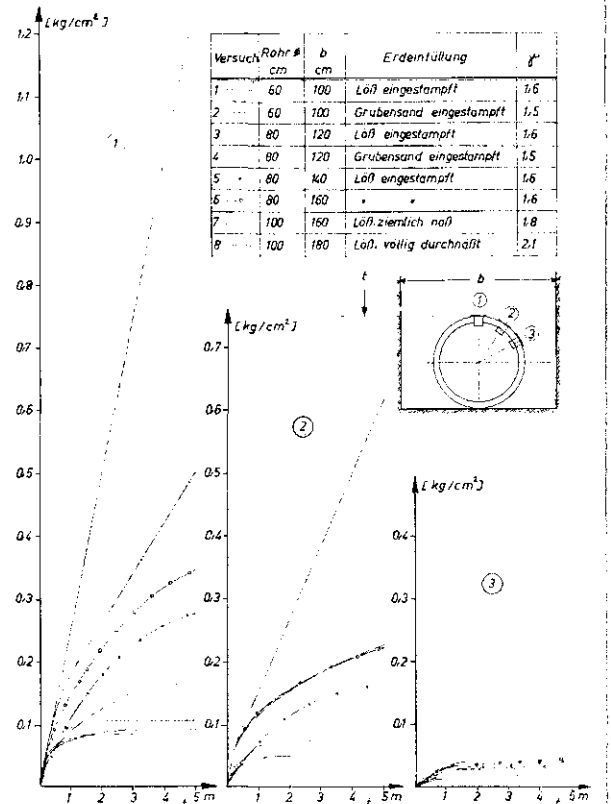


Bild 3 - Rohrversuche von Wolf.

verdichtung sehr unterschiedliche Belastungsverhältnisse einstellen.

Bereits vor dem letzten Krieg führte in Stuttgart Wolfers Belastungsversuche an Betonrohren von 60 bis 100 cm Nennweite und 5 m Ueberschüttungshöhe durch [5]. Er benutzte hierfür hydraulische Druckdosen, deren Anordnung und Messergebnisse aus Bild 3 ersichtlich ist. Zur Baugrubenverfüllung wurde einmal der anstehende Lössboden, zum anderen ein Grubensand verwendet. Wie Sie den aufgetragenen Messergebnissen entnehmen können, stellten sich bei den insgesamt 8 Versuchen völlig unterschiedliche Belastungsverhältnisse ein. Während bei dem Grubensand und dem trocken eingestampften Lössboden nur sehr geringe Belastungswerte auftraten, wurden diese Belastungswerte mit zunehmender Durchfeuchtung des Lössbodens grösser, bis schliesslich bei völliger Durchnässung entlastende Reibungskräfte überhaupt nicht mehr auftraten. Aus der Gesamtheit dieser Versuchsergebnisse lassen sich folgende Schlüsse ziehen: Der eingestampfte Grubensand sowie der trocken eingestampfte Lössboden ergibt sehr geringe Belastungswerte, die ziemlich genau mit den Berechnungswerten nach der Silotheorie mit einem Verhältnis des Seitendruckes zum Vertikaldruck = 1 übereinstimmen. Mit zunehmender Durchfeuchtung des Lössbodens werden die entlastend wirkenden Reibungskräfte reduziert. Im wassergesättigten Zustand des Bodens sind entlastende Reibungskräfte überhaupt nicht mehr vorhanden, da es sich bei Lössboden um einen meist kalkgebundenen, gleichförmigen Mehlsand handelt, der bei zunehmender Durchfeuchtung seine bindenden Kräfte verliert und schliesslich in einen praktisch flüssigen Zustand übergeht. Ein derartiger

Boden ist für eine Baugrubenverfüllung nicht geeignet. Durch diese Versuche wird gezeigt, dass man in einem Rohrgraben mit wassergesättigtem bindigem Boden sehr ungenügende Belastungsverhältnisse herbeiführen kann, bei welchen überhaupt keine Reibungskräfte mehr wirksam sind. Nach dem von Marston für Rohrgräben angenommenen aktiven Seitendruck ergeben sich nur geringe Belastungsunterschiede zwischen bindigen und nicht-bindigen Böden. Bei einem konstanten Verhältnis des horizontalen zum vertikalen Druck von 0,5 wie es z.B. auch von Tschebotarioff vorgeschlagen wird [6], sind diese Unterschiede wesentlich grösser. Insbesondere sind bei Reibungswerten des Bodens $\rho < 20^\circ$ die Belastungswerte sogar höher als nach Marston.

Besondere Verhältnisse liegen bei Baugruben vor, in welchen mehrere Rohre gemeinsam verlegt werden. Messungen in einer derartigen Baugrube mit 2 Grossprofilen fanden in Hamburg statt, deren Ergebnisse in Bild 4 dargestellt sind. Die Ueberdeckungshöhe des tieferliegenden Eiprofiles betrug hierbei mehr als 13 m, die Baugrubenbreite 6 m. Wie aus den Messergebnissen zu ersehen ist, wurde das höherliegende Profil wesentlich stärker belastet als das tieferliegende, was dadurch zu erklären ist, dass sich über dem tiefergelegenen Profil ein Grabenzustand ausbildete. Dieser Grabenzustand kann jedoch nur bis in Scheitelhöhe des höhergelegenen Profils angenommen werden, während der darüberlagernde

Bild 4 - Rohrbelastung in einer breiten Baugrube mit 2 Grossprofilen in verschiedener Tiefe.

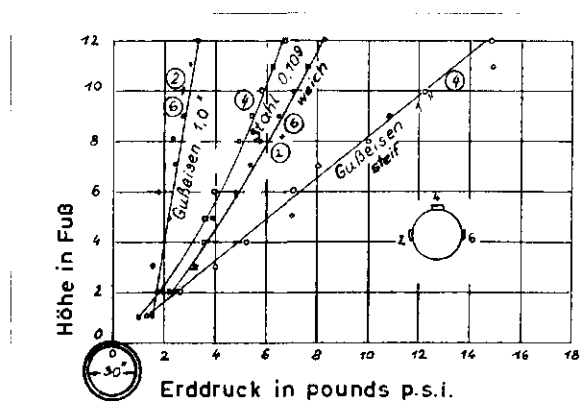
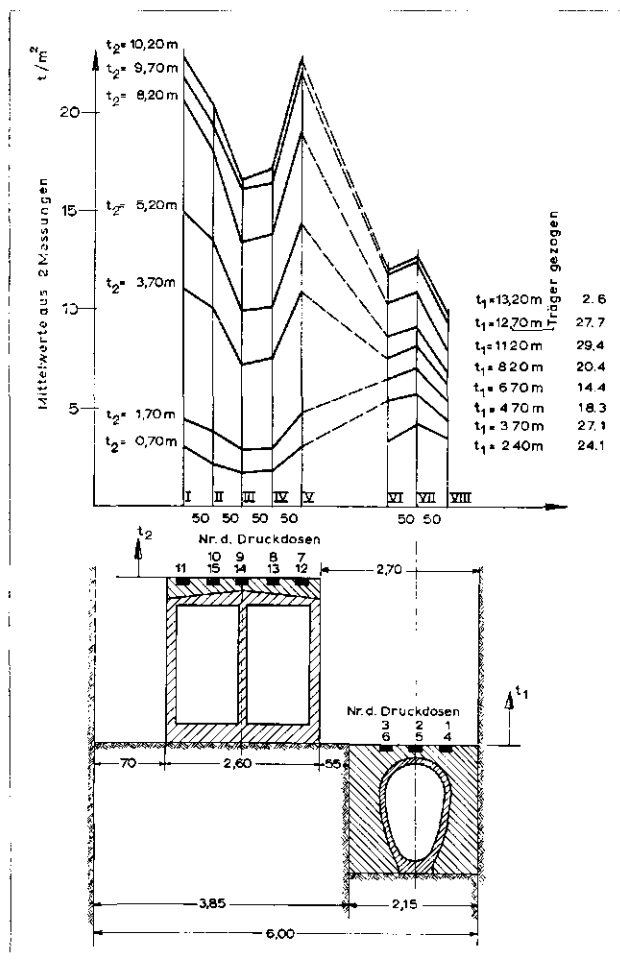


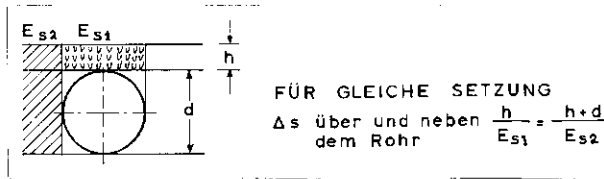
Bild 5 - Erddruckmessungen in North Carolina 1929.

Boden als Oberflächenlast für diesen Grabenzustand in Ansatz gebracht werden muss.

Wie bereits dargelegt, wird der Dammleitungszustand mit Gleitflächenbildung dadurch gekennzeichnet, dass bei starren Rohren die Belastung des Rohres mit der Ueberschüttungshöhe stärker als linear ansteigt. Messungen von Breth an einem Betondurchlass der Wahnachtsperre zeigten [7], dass die sich nach Voellmy ergebenden höheren Belastungswerte in dem Störungsbereich oberhalb des Rohres tatsächlich auftreten können. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass dieser Durchlass rund 6 m breit und 6 m hoch ist und fast 55 m hoch überschüttet wurde. Die hierdurch bedingten Setzungsunterschiede zwischen Rohr und umgebenden Boden betragen rund 30 cm, so dass eine Gleitflächenbildung mit Sicherheit zu erwarten war. Anders sieht es bei kleineren Profilen und geringeren Ueberschüttungshöhen aus. Zahlreiche in den USA durchgeführte Messungen an Rohren verschiedener Steifigkeit [8] zeigten u.a. die in Bild 5 dargestellten Ergebnisse: Bei steifen Rohren wächst die Belastung mit der Ueberschüttungshöhe stärker als es dem Gewicht des Bodens entspricht. In den meisten Fällen war hierbei ein linearer Verlauf der Belastungszunahme auf das Rohr zu verzeichnen, was bedeutet, dass der Einfluss der Rohrsteifigkeit nur als linearer Vergrößerungsfaktor in Erscheinung trat. Nach der Theorie von Marston müsste bei Vorhandensein von Gleitflächen hingegen eine überlineare Belastungszunahme mit der Ueberschüttungshöhe auftreten. Bei Versuchen mit biegeweichen Rohren wurde demgegenüber festgestellt, dass die Rohrbelastung langsamer wächst als es dem Gewicht der Ueberschüttungshöhe entspricht. Hier ist in den meisten Fällen ein deutlich unterlinearer Verlauf feststellbar, was daraus zu erklären ist, dass der Boden Scheitelsenkungen nicht elastisch folgen kann, wodurch entlastende Spannungumlagerungen entstehen.

Allgemein lässt sich sagen, dass starre Rohre höher und ungleichmässiger belastet werden als verformbare Rohre. Für die Berechnung der Belastung wird bei geringer Steifigkeit und Setzungsunterschieden die Elastizitätstheorie massgebend sein, während bei grösseren Unterschieden Gleitflächen mit zusätzlichen Reibungskräften entstehen können. Im letzteren Fall können auch die von Voellmy angegebenen Maximalwerte der Belastung erreicht werden. Da die Berechnung allgemein mit grossen Unsicherheiten behaftet ist, die besonders in der unter-

schiedlichen Steifigkeit des Bodens und des Rohres begründet ist, sollte man durch bauliche Massnahmen versuchen, diese Steifigkeitsunterschiede auszugleichen. Eine einfache Möglichkeit hierfür ist die Anordnung einer Lockerschicht im Rohrscheitel. Die Höhe dieser Locherschicht kann aus der nachfolgenden Beziehung hergeleitet werden:



Bei Sand z.B. kann die Steifezahl bei mitteldichter Lagerung mit $E_S \approx 800 \text{ kp/cm}^2$ angenommen werden, bei lockerer Lagerung mit etwa 200 kp/cm^2 , so dass sich ein Verhältniswert der Steifezahlen von 4 ergibt. In diesem Falle müsste die Lockerschicht oberhalb des Rohrscheitels gleich einem Drittel des äusseren Rohrdurchmessers betragen. In den USA wird dieses Verfahren besonders für Durchlässe unter Verkehrswegen angewandt, da hierdurch auch gleichmässigerer Setzungsbedingungen für eine darüberliegende Fahrbahn geschaffen werden. Durch diese Massnahme kann die „Ebene gleicher Setzungen“ baulich festgelegt werden. Eine rein theoretische Berechnung der Höhe gleicher Setzungen ohne bauliche Massnahmen ist mit solchen Unsicherheiten behaftet, dass sie ohne praktischen Aussagewert ist. Statt der angegebenen Lockerschicht können oberhalb des Rohres auch nachgiebige Materialien, z.B. Torfsoden, Faschinen oder auch Schaumplastikmatten angeordnet werden. Da bei einem Ausgleich der unterschiedlichen Steifigkeiten zwischen Bauwerk und Boden als Erdlast nur noch das der Ueberschüttungshöhe entsprechende Gewicht des Bodens („hydrostatische Erdlast“) berücksichtigt zu werden braucht, sind diese Massnahmen in der Regel auch kostenmässig günstiger als eine entsprechend stärkere Ausbildung der Konstruktion. In Verkehrsflächen verlegte Rohrleitungen sind neben den Erdlasten auch Verkehrslasten ausgesetzt, deren Einfluss umso stärker ist, je flacher die Leitung verlegt ist. Ruhende Oberflächenlasten werden allgemein nach der Theorie von Boussinesq berechnet, welcher ebenfalls die Elastizitätstheorie zugrunde liegt. Bei vorhandenen Fahrbahnbefestigungen wird allerdings nicht die Aufstandsfläche des Rades für die Belastung des Untergrundes massgebend sein, sondern eine von der Strassenbefestigung abhängige vergrösserte Uebertragungsfläche. Bei unterschiedlicher Rohrsteifigkeit gegenüber dem umgebenden Boden wird auch hierdurch die Spannungsverteilung im Untergrund beeinflusst werden. Steifere Rohre als der umgebende Boden werden eine Konzentration des Spannungsflusses bewirken, während bei weniger steifen Rohren der Spannungsfluss teilweise um das Rohr herumgeleitet wird. In Hamburg sind vom Curt-Risch-Institut der Technischen Hochschule Hannover zahlreiche Messungen an flachverlegten Rohrleitungen bei der Ueberfahrt unterschiedlicher Lastfahrzeuge durchgeführt worden. Aus dem Vergleich von ruhender und rollender Verkehrslast, konnten Verhältniswerte für den sogenannten Stossfaktor ermittelt werden, der angibt, um das Wievielfache die dynamische Lasteinwirkung grösser als die statische Lasteinwirkung ist. Dabei wurden Werte zwischen 1,1 bei sehr guter Fahrbahn und 2,1 bei

schlechter Fahrbahn gefunden [4]. Zu ähnlichen Werten führten Untersuchungen, welche in jüngster Zeit in den USA, in Schweden und in England stattfanden.

Bei stossartiger Beanspruchung der Oberfläche wird ein begrenzter Erdkörper zu Schwingungen angeregt. Der in diesem Erdkörper befindliche Teil der Rohrleitung wird entweder zu den gleichen Schwingungen angeregt, oder das Rohr wird Eigenschwingungen ausführen. In beiden Fällen treten begrenzte Erschütterungen der Rohrleitung auf, denen auch die Rohrdichtungen gewachsen sein müssen. Besonders ungünstig sind Kopfsteinpflasterstrassen, weil hier bei bestimmten Fahrzeuggeschwindigkeiten Schwingungen entstehen können, die im Resonanzbereich des Bodens liegen. Während durch die Erdbelastung der Rohre statische Belastungen verursacht werden, werden durch Verkehrslasten schnellere Beanspruchungen hervorgerufen. Da die Schwellfestigkeit des Materials kleiner als die statische Festigkeit ist, sollte zumindest bei überwiegender Verkehrslast der Sicherheitsfaktor entsprechend grösser gewählt werden.

Die Bemessung der Rohre erfolgt bei Abwasserrohren in der Regel nach dem Traglastverfahren. Dabei wird die Tragfähigkeit der Rohre bei der Scheiteldruckprüfung P_S mit der Erdlast P_E und der Verkehrslast P_V in eingebautem Zustand wie folgt verglichen:

$$E_Z \cdot P_S \cong \eta (P_E + P_V)$$

$$\text{oder } P_S \cong \frac{\eta (P_E + P_V)}{E_Z}$$

mit P_S kp/m Scheiteldrucklast

P_E „ Erdlast

P_V „ Verkehrslast

E_Z — Einbauziffer

η — Sicherheitsfaktor





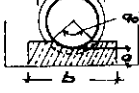


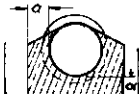
P_E und P_V können dabei z.B. nach den im Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik [9] zusammengestellten Berechnungsverfahren ermittelt werden.

Bei der Scheiteldruckprüfung wird das Rohr linienförmig gelagert und bis zum Zusammenbruch oder bis zur Rissbildung belastet. Die hierbei ermittelten Bruchlasten sind der Vergleichsmassstab für die zulässige Belastung im Boden. Bei der Scheiteldruckprüfung handelt es sich um eine statische Kurzzeitprüfung, während im Boden eine Dauerbeanspruchung zum Teil mit überlagerter Schwellbeanspruchung vorhanden ist. Diese Einflüsse sind bei verschiedenen Materialien unterschiedlich und müssen über den Sicherheitsfaktor abgedeckt werden. Kennzeichnend für Steinzeugrohre ist ein lineares Spannungs-Dehnungs-Diagramm bis zum Bruch. Auch bei wiederholten Belastungen federt das Rohr nahezu vollständig in seine Ausgangslage zurück. Das Material verhält sich innerhalb des gesamten Spannungsbereiches nahezu streng elastisch entsprechend dem Hookeschen Gesetz. Bei Beton- und Asbestzementrohren ist demgegenüber Linearität zwischen Belastung und Dehnung nur in einem Teilbereich der Belastung vorhanden, darüber wachsen die Dehnungen schneller, als die Belastung zunimmt. Bei der Entlastung bleiben Dehnungsreste zurück. Die Ursache hierfür liegt darin, dass bereits bei Teillasten im Zementleim Mikrorisse und Gefügelockerungen auftreten, welche irreversibel sind. Die genannten Ueberlegungen zeigen, dass die Scheiteldruckprüfung keinen direkten Massstab für die Tragfähigkeit der Rohre im Boden darstellt, der ausserdem bei verschiedenen Materialien

unterschiedlich bewertet werden muss. Da von einem bestimmten Produktions- oder Lieferumfang immer nur eine kleine Zahl von Rohren geprüft werden kann, spielen auch statistische Gesichtspunkte eine Rolle. Ein wesentliches Gütemerkmal ist neben den geforderten Mindestwerten die Streuung der Prüfwerte. Aus der Streuung der Prüfwerte kann auf die Ausfallwahrscheinlichkeit geschlossen werden, d.h. auf die Zahl der Rohre, die bei einem bestimmten Lieferumfang die geforderten Mindestwerte nicht erreichen werden. Diese Frage hat auch rechtliche Bedeutung. Treten nämlich Schäden nur an wenigen Einzelrohren auf, so kann es sich hierbei um Ausfallrohre handeln. Die Möglichkeit des Vorhandenseins von Ausfallwerten ist in dem Verfahren begründet und kann den Beteiligten nicht angelastet werden.

Während das Rohr bei der Scheiteldruckprüfung linienförmig belastet wird, ist im Boden eine flächenhafte Lastverteilung vorhanden. Im Bereich des Rohrscheitels wird sich von selbst eine annähernd gleichmässige Belastungsverteilung einstellen. Die Lastverteilung an den Kämpfern und im Bereich der Rohrsohle wird hingegen von den Einbauverhältnissen abhängen. Eine seitliche Belastung des Rohres wird man nur in Rechnung stellen können, wenn auch eine mittragende Wirkung des Bodens seitlich des Rohres gewährleistet ist. Der Einfluss der Belastungsverteilung an der Rohrsohle kann durch Einbauziffern berücksichtigt werden, die angeben, um das Wievielfache die Tragfähigkeit der Rohre im Boden höher als bei der Scheiteldruckprüfung ist. Empirisch ermittelte Einbauziffern E_z sind für verschiedene Lagerungsarten aus Bild 6 ersichtlich.

Bild 6

		E_z
1	 Rohr auf Sohle aufgelegt mit Muffenvertiefung unzulässige Lagerung	1,1
2	 Sohle auf 96° vorgeformt mit Muffenvertiefung	1,5
3	 Betonfußrohr auf ebener Sohle	1,5
4	 Rohr mit Sand unterstopft mit Muffenvertiefung	1,5
5	 Rohr auf 90° vorgeformter Betonsohle, $b > da$, $a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ NW}$ mindestens 10 cm	1,8
6	 Rohr auf 120° vorgeformter Betonsohle, sonst wie 5	2,0
7	 Rohr bis zum Kämpfer Beton unterstampft	2,0
8	 Einbetonierung bis über den Kämpfer $a = 1/4 \text{ NW}$ mindestens 10 cm	3—4

Angesichts der bei der Bauausführung unvermeidbaren Unsicherheiten muss ein Sicherheitsfaktor eingeführt werden, der mindestens 1,5 betragen sollte. Besonders bei hohen Verkehrslasten — das ist bei Ueberdeckungshöhen von weniger als 1 m der Fall — sollte der Sicherheitsfaktor erhöht werden. Eine mindestens 2-fache Sicherheit sollte in Rechnung gestellt werden, wenn Baugruben mit senkrechtem Verbau hergestellt werden und der Verbau anschliessend in einem Zuge gezogen wird, weil dabei die entlastenden Reibungskräfte an den Grabenwänden stark abgemindert werden können. Ein erhöhter Sicherheitsfaktor erscheint auch dann geboten, wenn bei gestörten Bodenverhältnissen z.B. neben bereits vorhandenen Leitungen Rohre verlegt werden müssen.

Während starre Rohre ihre Form bis zum Bruch behalten, beruht das Tragverhalten verformbarer Rohre auf ihrer Verformung im Boden. Auch bei starren Rohren bleibt die Standsicherheit der Rohre im Boden nach Eintritt von Rissebildungen meistens noch erhalten, weil sich die Rohre dann verformen und seitlich gegen den Boden abstützen können. In gleicher Weise stützen sich verformbare Rohre seitlich gegen den Boden ab. Dabei werden nicht nur seitliche Stützkkräfte aktiviert, sondern infolge der Scheitelsenkung wird auch die Auflast verringert. Wichtig hierbei ist jedoch, dass die Verformungen in Grenzen bleiben, welche die Funktion und den Betrieb der Leitung nicht beeinträchtigen.

In neuerer Zeit werden auch stärker verformbare Rohre aus Kunststoff verwendet, bei denen die Scheitelbruchlast kein Massstab für ihre Tragfähigkeit im Boden ist, da sich die Rohre unter der Presse teilweise vollständig zusammenpressen lassen, ohne dass eine Rissbildung eintritt. Die Beurteilung des Tragverhaltens dieser Rohre muss nach folgenden Gesichtspunkten erfolgen:

1. dürfen die zulässigen Materialspannungen nicht überschritten werden,
2. dürfen im Betriebszustand keine unzulässig hohen Verformungen auftreten,
3. muss ausreichend standfester Boden als mittragendes Element vorhanden sein,
4. muss ihre Stabilität gegen Ausbeulen gesichert sein.

Für die Festsetzung der zulässigen Spannungen müssen die Materialeigenschaften bekannt sein. Kunststoffe zeigen gegenüber herkömmlichen Materialien einige abweichende Festigkeitseigenschaften. Die für Rohre meist gebräuchlichen Kunststoffe PVC und Polyäthylen (PE) sind in ihren Fertigkeitseigenschaften stark temperatur- und zeitabhängig. Zur Kennzeichnung der Werkstoffeigenschaften dieser Materialien müssen daher auch Prüfzeit und Temperatur angegeben werden. Während bei PVC die Kurzzeitfestigkeit beim 2-Minuten-Zugversuch ca. 5—600 kp/cm² beträgt, sinkt dieser Wert bei der Dauerstandfestigkeit nach 50 Jahren auf ca. 20—30% des Kurzzeitwertes ab. Das Temperaturverhalten von PVC ist dadurch gekennzeichnet, dass mit zunehmender Temperatur ein annähernd linearer Festigkeitsabfall verbunden ist. Bei sinkenden Temperaturen findet eine zunehmende Verhärtung und Versprödung des Materials statt, wodurch es im Frostbereich stoss- und schlagempfindlich wird. Demgegenüber verhalten sich PE-Rohre auch im Frostbereich noch weitgehend elastisch. Im Vergleich zu herkömmlichen Rohrmaterialien sind Kunststoffrohre wesentlich stärker verformbar. Als Ver-

formungscharakteristik für ein Rohr unter gleichmässig verteilter Belastung kann die Beziehung

$$C = \frac{r^4}{EJ} \text{ cm}^2/\text{kp}$$

angesehen werden. Für ein Rohr von 300 mm Nennweite aus verschiedenen Rohrmaterialien und die gebräuchlichen Wandstärken ergeben sich dabei folgende Verformungskennwerte:

	Beton	Steinzeug	
Wandstärke	4,0	2,5	cm
E-Modul	250 000	400 000	kp/cm ²
C	0,63	1,34	cm ² /kp

	Asbestzement	PVC	
Wandstärke	1,4	0,6	cm
E-Modul	200 000	30 000	kp/cm ²
C	13,2	102	cm ² /kp

Wie aus der Zusammenstellung hervorgeht, verformen sich PVC-Rohre rund 100 mal so stark wie entsprechende Beton- oder Steinzeugrohre und auch um ein Vielfaches stärker als Asbestzementrohre. Hierdurch ist das unterschiedliche Tragverhalten der Rohre bedingt.

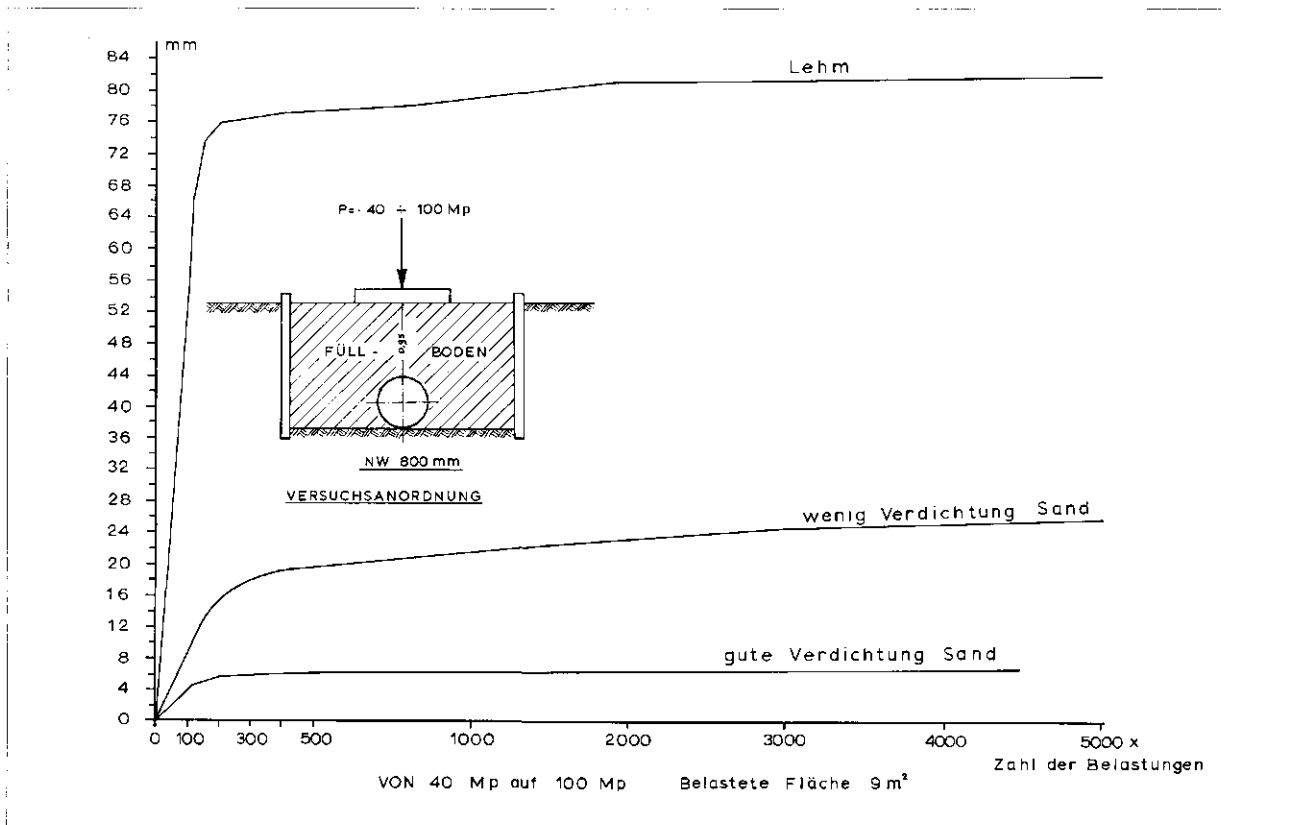
Biegeweiche Tragkonstruktionen und Rohre wurden zuerst in den USA unter der Bezeichnung Multi-Plate-Profile verwendet. Diese dünnwandigen gewellten Stahlblechprofile, welche meistens aus einzelnen Segmenten zusammengesetzt sind, werden seit über 6 Jahrzehnten besonders für Durchlässe, Unterführungen und Abflussleitungen mit Spannweiten bis über 6 m eingesetzt. Anfangs gab es dabei manche Misserfolge, da man den

umgebenden Boden als mittragendes Element nicht genügend beachtete. Inzwischen haben sich für den Boden empirische Einbauvorschriften mit Mindestwerten für die Bodenverdichtung ergeben, die eine ausreichende Standfestigkeit der Konstruktion gewährleisten.

Bei Kunststoffrohren sind ähnliche Verhältnisse vorhanden. Bereits seit längerer Zeit werden Kunststoffrohre aus PVC und Polyäthylen für Wasserversorgungsleitungen verwendet. Die Bemessung dieser Leitungen erfolgt nach dem Innendruck, durch welchen die Rohre auch im Boden weitgehend formstabil, d.h. rund bleiben. Anders sieht es bei Abwasserleitungen aus. Diese Rohre müssen für die äussere Belastung bemessen werden, wobei die Wandstärken bei PVC- und PE-Rohren nur etwa $\frac{1}{50}$, bei glasfaserbewehrten Polyesterrohren sogar nur etwa $\frac{1}{100}$ des Durchmessers betragen. Um das Tragverhalten dieser Rohre unter baustellenmässigen Bedingungen zu untersuchen, wurden im Auftrage mehrerer Firmen eine Reihe von Untersuchungen an eingebauten Kunststoffrohrleitungen durchgeführt.

So wurde in Krefeld-Uerdingen in einem besonderen Versuchsstand der Firma Bayer ein 3 m langes Polyesterrohr der Nennweite 800 mm mit einer Wandstärke von 6,8 mm bei 95 cm Ueberschüttungshöhe durch Pressen mit einer Oberflächenlast bis 320 t belastet. Die Belastungsfläche betrug dabei 9 m², was einer Bodenpressung von rd. 35 t/m² entspricht. Hierbei wurden die Durchmesseränderungen und die Dehnungen an der Rohrwandung gemessen. Um den Einfluss des umgebenden Bodens auf das Tragverhalten des Rohres zu ermitteln, wurde das Rohr einmal mit unterschiedlich verdichtetem Sandboden, zum anderen mit Lehm Boden

Bild 7 - Senkrechte Durchbiegung des Rohrscheitels.



umgeben. Beim Sandboden fanden seitlich des Rohres 3 verschiedene Verdichtungen des Bodens statt, und zwar ohne jegliche Verdichtung, mit einfachem Abstampfen und zweimaligem sorgfältigen Abstampfen von Hand. Die Versuchsergebnisse bei wiederholten Oberflächenbelastungen sind in Bild 7 dargestellt.

Bei wiederholten Belastungen tritt zunächst die bekannte Erscheinung auf, dass der Boden bei der Entlastung nicht voll in seine Ausgangslage zurückgeht. Die Ursache hierfür liegt in den Umlagerungen und Verspannungen im Korngefüge des Bodens, welche auch den Spannungs- und Verformungszustand des Rohres beeinflussen. Mit zunehmender Zahl von Lastwechseln nehmen die Dehnungsreste jedoch ab, bis schliesslich ein annähernd elastischer Zustand eintritt. Auch bei einer sehr grossen Zahl von Lastwechseln ist somit nicht mit einer unbegrenzt zunehmenden Verformung der Rohre zu rechnen. Bei Sandboden ist die Zunahme der Verformung bei wiederholten Belastungen stark vom Verdichtungsgrad des Bodens abhängig. Bei Lehmboden trat hingegen unter der Erstbelastung eine starke Verformung auf, die unter der wechselnden Belastung nur noch geringfügig zunahm. Zur Ermittlung des Einflusses dynamischen Belastungen wurden erst Messungen mit einer Schwingmaschine, danach mit schweren rollenden Verkehrslasten durchgeführt. Bei den Versuchen mit der Schwingmaschine wurde festgestellt, dass bei Wechsellasten von max. 4,5 t bei Frequenzen bis zu 70 Hz zunehmende Verformungen des Rohres nur kurze Zeit am Anfang auftreten, während danach praktisch nur noch elastische Verformungen stattfinden.

Bei Fahrversuchen, die über einem in der Werkstrasse eingebauten Rohr, erst auf glatter Strasse, danach mit Anordnung eines 10 cm hohen Keiles als Ersatz für ein Schlagloch stattfanden, wurden Lastfahrzeuge mit Hinterachslasten von 13 und 19 t eingesetzt. Die hierbei an den Rohren festgestellten Beanspruchungen waren verhältnismässig gering. Bleibende Rohrverformungen konnten nur bei den Keilfahrten mit der 19 t-Achslast festgestellt werden. Beobachtungen, die an einem in einer Werkstrasse mit schwerstem Lastverkehr eingebauten Rohr durchgeführt wurden, zeigten, dass im Laufe der Zeit ein Abklingen der Verformungen feststellbar ist. Bei Einbau der Rohre in ausreichend tragfähigem Boden wurden die Rohre weder durch statische noch dynamische Lasten gefährdet. In unzureichend verdichtetem Boden oder in nicht genügend tragfähigem Boden muss hingegen mit hohen Verformungen und entsprechend hohen Spannungen gerechnet werden. Ein einfaches Näherungsverfahren zur Berechnung erdbedeckter verformbarer Rohre stammt von Spangler [10]. Ein mathematisch genaueres Verfahren wurde von Drescher [11] entwickelt. Auch bei diesem Verfahren sind die Ergebnisse jedoch von den Annahmen bezüglich der Steifigkeit des Bodens und der Lastverteilung am Rohrumfang abhängig. Stark vereinfacht kann man sagen, dass das Tragverhalten verformbarer Rohre in noch wesentlich stärkerem Masse von der Beschaffenheit und Festigkeit des umgebenden Bodens abhängt als bei steifen Rohren. Während in standfestem sandigem Boden auch dünnwandige Kunststoffrohre ohne weiteres verlegt werden können, muss bei zunehmend weicherem Boden besonders bei Leitungen ohne Innendruck mit zunehmenden Verformungen der Rohre gerechnet werden. Wie auch die angegebenen Berechnungsverfahren zeigen, ist dabei

die Steifigkeit des Bodens von stärkerem Einfluss als die Rohrsteifigkeit. Für eine strenge Berechnung sind besonders bei Rohren kleinerer Nennweiten, die Voraussetzungen hinsichtlich der zutreffenden Annahmen, besonders über die Lastverteilung am Rohrumfang und die Bodensteifigkeit, nicht genau genug. In der Regel wird daher die Anwendung einfacher Näherungen ausreichen. Mit zunehmender Erfahrung wird man sich wahrscheinlich auch bei Kunststoffrohren ebenso wie bei den genannten Multi-Plate-Stahlprofilen auf die Festlegung bestimmter Einbauvorschriften beschränken können.

Die gegebenen Hinweise zeigen, dass das Tragverhalten erdbedeckter Rohre von vielen Faktoren beeinflusst wird, die nicht nur Abmessungen und Material der Rohre, sondern auch ihre Einbaubedingungen im Boden betreffen. Durch einen fachgerechten Einbau können sowohl die Beanspruchungen und Verformungen der Rohre günstig beeinflusst als auch ihre Lage im Boden gesichert werden. Bei der Anwendung von Berechnungsverfahren zum Nachweis der Rohrbeanspruchungen sollte man sich immer der zugrundeliegenden Annahmen hinsichtlich der Einbaubedingungen bewusst sein. Nur bei einer den Berechnungsannahmen entsprechender Bauausführung ist für die Rohrleitung eine hinreichende Sicherheit zu gewährleisten.

Literaturverzeichnis

1. Voellmy, A., *Eingebettete Rohre*. Dissertation Zürich 1936.
2. Marston, A., *The Theory of Loads on Pipes in Ditches*. Iowa Eng. Exp. Stat. Bull. 31 1913.
3. Marquardt, E., *Beton- und Eisenbetonleitungen* — Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1934.
4. Wetzorke, M., *Ueber die Bruchsicherheit von Rohrleitungen in parallelwandigen Gräben*. Veröffentlichung des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der TU Hannover H. 5 1960.
5. Wolfer, E., *Belastungen von Rohrleitungen*. Dissertation Stuttgart 1938.
6. Tschobotarioff, G. P., *Einfluss der Gewölbekonstruktion auf die Erddruckverteilung*. Dissertation Aachen 1952.
7. Breth, H., *Der Scheiteldruck auf Bauwerke mit hoher Ueberhöhung*. Vorträge der Baugrundtagung 1964 Berlin, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau.
8. Braun, G. M., Cain, W. en Janda, H. F., *Earth Pressure Experiments on Culvert Pipe*. Public Roads, Vol. 10 Nr. 9 1929.
9. Wetzorke, M., *Lehr- und Handbuch der Abwassertechnik*. Herausgegeben von der Abwassertechn. Vereinigung, Abschn. Statische Berechnung von Abwasserkanälen. S. 311-330.
10. Spangler, M. W., *The Structural Design of Flexible Pipe Culverts*. Iowa Eng. Exp. Stat. Bull. 153, 1941.
11. Drescher, G., *Praktische Berechnung erdbedeckter dünnwandiger Rohre*. Wasserwirtschaft u. Wassertechnik 1965, H. 5 u. 8.