

PFAHLFUNDIERTE BRÜCKEN IN WEICHEM UNTERGRUND MIT HOHEN ANSCHLUSSDÄMMEN
BRIDGES PILED ON COMPRESSIBLE SOIL WITH ADJOINING HIGH DAMS
DES PONTS CONSTRUITS SUR DES PILOTIS EN SOU-SOL FAIBLE ET AVEC DE ADJOINTES REMBLAIS HAUTS

P. GMEINER, Dipl.-Ing. Dr. techn., Hofrat, Brückenreferent der Vorarlberger Landesreg. in Bregenz, Österreich

SUMMARY. Nearly the whole area through which the Rhine Valley Highway in Vorarlberg is extending itself at a length of 18 kms (11 Mls) between the Highway junction "Dornbirn Nord" and the Highway exit in Klaus is of only very limited carrying capacity of the underground; to move the highway to a territory of better soil capacity was not possible due to geographic circumstances. At the west of it there is political border of the Rhine, and at the east there is a compact area of intensive settlement by various communities at the foot of the adjoining mountains. It was therefore the task primarily of the soil experts to find a way of useful and economical working under the given circumstances to stand up to the necessities of modern road construction techniques. This present study undertakes the experiment of pointing out the difficulties and the way they were mastered as they have risen primarily at the construction of objects, but also of having a retrospective look at the experiences and of utilizing them for a scientific technical analysis with the aim of utilizing the experiences so obtained for similar cases. This study is limited exclusively to a few objects founded on staked, in the above mentioned part of the Rhine Valley Highway, or, more precisely, to the effects of the pressure transmission of the adjoining dams on the foundation of the stakes of bridges and similar objects.

RESUME. Presque toute la region de l' étendu de 18 kms. de l' autopiste de la vallée du Rhin en Vorarlberg entre la jonction de "Dornbirn Nord" et la sortie de Klaus ne possède qu' une limite de charge très petite du sous-sol. Un changement de la menée de la route dans une région avec un sous-sol de meilleur qualité n' était pas possible pour des raisons géographiques; dans l' ouest il y a la frontière politique du Rhin et dans l' est un territoire de colonisation très intense de plusieurs communes situées au pied de la montagne. Pour ces raisons alors il était la tache primordialement des experts de construction souterraine de chercher une méthode utile et économique de travail sous les conditions existentes pour satisfaire les besoins de la circulation routière moderne. La présente expertise essaye de démontrer les difficultés et la manière dont elles ont été surmontées comme nous les avons rencontrées dans la construction d' objets principalement, mais aussi nous voulons faire une analyse rétrospective de nos expériences et essayer de les utiliser technico-scientifiquement pour appliquer les idées ainsi obtenues pour des cas pareils. Notre expertise se limitera exclusivement sur quelques objets fondés sur des pilotis dans cette partie de l' autopiste de la vallée du Rhin, c' est- a-dire sur les effets de la transmission de pression des chaussées adjointes sur les fondements des pilotis des ponts.

EINLEITUNG. Bereits die Voruntersuchungen für den Neubau der Vorarlberger Rheintalautobahn ergaben, daß der Untergrund der Strecke zwischen dem Bauabschnitt von Dornbirn-Nord bis Klaus eine sehr beschränkte Tragfähigkeit besitzt, dies nicht etwa nur in den oberflächlichen Schichten, sondern bis in

größere Tiefen und daß die Zunahme der Tragfähigkeit in Funktion der Tiefe außerordentlich gering war. Die einzelnen Schichten wechselten in groben Zügen von braunschwarzem, lockerem Torf, in mäßig festen, graubraunen lehmigen Torf, torfigen Schluffton bis zu allen Stufen von breiigen und mäßig

festen Ton. Dieser Aufbau erklärt sich durch die Entstehungsgeschichte des Rheintals oberhalb des heutigen Bodensees.

Es erscheint unbestritten, daß das vom heutigen Ost- rand des Bodensees mit dessen voller Breite südwärts ziehende "Bodensee-Rheintal" einst ein Teil des Bodensees selbst darstellte. Die Tiefe des Fels- grundes unter dem Talboden ist noch keineswegs um- fassend erforscht, jedoch dürfte das Gefälle der Felslinie rückläufig vom Bodensee zum Kummaberg sein. Die Tiefen des Verlandungskörpers werden mit etwa - 200 m im Mündungsgebiet des Rheins und mit etwa -400 m nördlich, bzw. -320 m südlich des Kumma- berges angegeben. Die Hauptablagerungen sind dem Würmgletscher zuzuschreiben, der im Verlauf seines Rückzuges sein mitgeführtes Material als Grund- moräne absetzte. Weitere kurzzeitige Gletschervor- stöße bedingten verschiedene Umformungen, so auch den Abschluß der Bregenzer-Bucht, dessen Querriegel dann die Trennung des Bodensees vom Rheintalsee bewirkte. Anstelle des zurückweichenden Gletschers folgte das Wasser, welches den Rheintalsee bildete. Gespeist wurde dieser See vom Rhein mit seinen Nebenflüssen. Das grobe Material kam im unmittel- baren Deltakegel zur Ablagerung, während das fein- körnige bis schluffige Material im stehenden Wasser des Rheintalsees ablagerte. Durch die große Breite des Tales blieben seitliche Wasserräume frei, in denen sich nur Seesedimente, wie Feinsande, Lehme und Tone absetzen konnten. Solche Teilbecken blieben bis in die jüngste Zeit erhalten, in denen nur sehr feine Seesedimente zur Ablagerung kamen. Der Verlandungsvorgang dieser flachen Seen durch pflanzliche Organismen wurde durch größere See- spiegelschwankungen unterbrochen, sodaß über große Gebiete Lehm und Torf in stetiger Wechselwirkung auftreten. Der Sedimentkörper besteht somit aus glazialen Geschieben und fluvialen Ablagerungen, die in den obersten Bereichen von biogenen Sedimenten größerer Mächtigkeit in Form von Torfschichten über- lagert werden. Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß zufolge der vorangeführten Entstehungs- geschichte des Rheintals ein sehr komplizierter Auf- bau mit starkem Wechsel, sowohl in der Vertikalen, wie auch Horizontalen entstanden ist, der der Schüttung des Straßenkörpers als auch der Fundierung der Objekte ganz besondere Schwierigkeiten entgegen- setzte.

VORBEMERKUNGEN: Bei dem vorgefundenen sehr schlechten Untergrund war die Frage sehr wohl naheliegend, ob

eine Verschiebung der Straßenachse in ein Gebiet mit besseren Verhältnissen nicht möglich wäre. Hier waren jedoch dem Straßenplaner die Grenzen gesetzt. Die ziemlich genau von Norden nach Süden führende Autobahn war im Westen durch die geographische und politische Grenze des Rheins und im Osten durch das nahezu geschlossene Siedlungsgebiet der verschiedenen Gemeinden am Bergfuß mehr oder minder fixiert. Auf der einen Seite war also bei der Rheintal-Autobahn die Trassierung durch die äußeren Umstände nahezu unverrückbar festgelegt, andererseits sollte die Straße allen neuzeitlichen Erfordernissen entsprechen. Zufolge der übernationalen Bedeutung der Rheintal- autobahn A 14 (Europastraße Nr. 17) mußte gefordert werden, daß die Fahrbahn möglichst eben bleibt und nicht reißt. Eine besondere Aufgabe bestand unter anderem auch darin, die Schaffung von Fixpunkten, insbesondere bei den Objekten, weitgehendst zu vermeiden, die zu großen Setzungsdifferenzen zwischen dem Objekt und den anschließenden Dämmen führen müßten.

ÜBERFÜHRUNGSOBJEKTE. Auf Grund reiflicher Über- legungen wurde bei sämtlichen Überführungsbauwerken in den speziell schlechten Untergrundverhältnissen eine besondere Konstruktionsausbildung gewählt. Die Objekte wurden als statisch bestimmte 3-Feldbrücken (3 Einzelfelder) gewählt. Während die Widerlager in Flachfundierung direkt auf der Dammschüttung aufge- setzt wurden, erfolgte die Fundierung der Pfeiler auf Piloten. Diese Fundierungsart wurde aus folgenden Gründen gewählt:

- a) Es sollten keine unnötigen und unerwünschten Hart- punkte beim Übergang vom Damm zum Tragwerk geschaffen werden, d. h. die Seitenfelder übernehmen etwa die Funktion der verlängerten Schleppplatten.
- b) Bei den äußerst instabilen Untergrundverhältnissen und den entsprechend hohen Dämmen der Überführungs- bauwerke mußte bei einer Widerlagerfundierung mittels Pfählen mit derart großen Kriechdrücken auf die Pfähle gerechnet werden, die auf Grund der Kons- truktion des Pfahles nicht aufgenommen werden könnten.
- c) Entscheidend für den Verzicht auf eine Pilotierung der Widerlager waren jedoch die Erfahrungen, die mit den Probepfählen bei einem dieser Objekte gemacht wurden. Es zeigte sich nämlich, daß selbst relativ lange Pfähle durch die Setzung der Rampen in Mit- leidenschaft gezogen wurden. So erlitt beim Objekt V 62 ein unbelasteter MV-Pfahl von 16 m Länge inner- halb eines Monats eine Setzung von 83 cm, während

an einem 26 m langen MV-Pfahl im unbelasteten Zustand, d.h. allein durch die Mantelreibung eine Setzung von 35 cm bzw. 41 % der Dammsetzung gemessen wurde. Dadurch wurde die bereits bei einem Probedamm gemachte Erfahrung bestätigt, daß es sich bei den vorhandenen mächtigen Torfschichten um außerordentlich tiefgründige Setzungsprozesse handelt. Um die beim Befahren immer als lästig empfundenen Stöße bei den Übergängen der einzelnen Tragwerke auf ein Minimum zu reduzieren, wurden zu deren Verbindung Stahlbetonfedern angeordnet. Diese Federn sind eine Weiterentwicklung von Betongelenken, die in ähnlich gelagerten Fällen früher verwendet wurden, jedoch den Nachteil hatten, daß bereits schon bei kleineren Bewegungen Risse entstanden und dadurch der Bestand der Isolierung und damit die Wasserdichtigkeit in Frage gestellt war. Die Stahlbetonfedern können dagegen größere Setzungsdifferenzen (Größenordnung bis zu 4 cm) schadlos übernehmen. Allein aus der Wahl der Fundierung war bedingt, daß sich die Widerlager stärker setzen wie die Pfeiler. Um die größere Setzung bei den Widerlagern gegenüber den Pfeilern ausgleichen zu können, wurde eine Überhöhung bei den Pfeilern durch Zwischenlegen von Stahlplatten zwischen den Elastomerelagen und dem Tragwerk erzielt. Sobald sich eine Setzungsdifferenz zwischen den Pfeilern und den Widerlagern in der Größenordnung von ca. 4 cm eingestellt hat, kann ein Absenken des Tragwerkes bei den Pfeilern durch Herausnahme einzelner Stahlplatten erfolgen. Dieser Vorgang kann unter Aufrechterhaltung des vollen Verkehrs durchgeführt werden. Die ausschließlich für diese Aufgabe angeschafften Spezial-Öldruckpressen wirken simultan, sodaß ungleichmäßige Veränderungen der Höhenlage innerhalb der einzelnen Pressen während des Absenkvorganges ausgeschlossen sind. Sobald die Überhöhung bei den Pfeilern durch das mehrmalige Ablassen abgebaut ist, wird eine größere Hebung bei den Widerlagern erforderlich, welche jedoch nur bei halbseitiger Sperrung des Straßenverkehrs durchgeführt wird. Die Übergangskonstruktionen sind so dimensioniert, daß Aufstockungen ohne größeren Kostenaufwand möglich werden. Um die Pfeilerfundamente und damit die Pfahlköpfe gegen Kriechdrücke besser abzuschirmen, wurden biegeungssteife Schutzkasten in Stahlbeton erstellt, welche die Fundamente anfänglich nur von der Straßenseite her berühren. Diese Kästen können sich nahezu frei bewegen, sodaß auf das Pfeilerfundament kein Druck übertragen werden kann. Die Füllung des freien

Raumes zwischen dem Kasten und dem Fundament erfolgte mittels eines leicht zusammenschiebbaren Materials (Leca-Kugeln).

Für die Pfahlfundierung der Pfeiler wurden MV-Pfähle gewählt, die mit ihrem Stahlschaft in der Lage sind, gewisse Horizontalkräfte, welche durch Restkriechdrücke entstehen, aufzunehmen.

Von der Pfahlgruppe der Pfeiler erhalten hauptsächlich die den Rampen benachbarten Pfähle durch den Kriechdruck eine relativ hohe zusätzliche Biegebeanspruchung, die vor allem das Metallrohr des MV-Pfahles aufzunehmen hat. Außerdem mußte berücksichtigt werden, daß bei der Anwendung schräger Pfähle, die Schäfte durch den lotrechten Setzungs Vorgang des umgebenden Bodens nicht zusätzlich auf Biegung beansprucht werden, sobald sich der Boden rascher setzt als die Pfähle. Als besondere Vorkehrung wurde daher verbindlich festgelegt, daß keine größere Neigung der Pfähle wie 10 : 1 ausgeführt werden darf, wobei die geneigten Pfähle vom Damm weg, das heißt nach vorne anzuordnen waren. An Hand der Meßergebnisse, die seit Jänner 1970 zur Verfügung stehen, kann die Setzung der Pfähle etwa affin mit der Setzung der Dämme, jedoch im Verhältnis etwa 1 : 5 angenommen werden. Die Pfähle werden daher durch den lotrechten Setzungs Vorgang, als auch durch die Tendenz der horizontalen Kriechbewegung beansprucht.

Beim heutigen Stand der Bodenmechanik, ist eine zuverlässige Angabe der Größe des Kriechdruckes bzw. die Differenz zwischen dem Kriechdruck und dem passiven Erddruck auf der gegenüberliegenden Seite des Pfahles leider noch nicht möglich. Es wurde daher versucht wenigstens nach der Verkehrsübergabe durch laufende Präzisionsmessungen sowohl auf Grund horizontaler Verschiebungen als auch von Schiefstellungen der Pfeiler Rückschlüsse auf die Beanspruchungen der Pfähle zu erhalten.

Die erste Präzisionsmessung hatte am 9. 5. 1972 stattgefunden, sodaß derzeit 3 Kontrollmessungen vorliegen. Man kann nun diesen Messungen keine allzu große Aussagekraft zumessen, trotzdem zeigen sie gewisse Tendenzen auf.

In der Zeit vom 9. 5. 1972 bis 8. 4. 1975 wurden nachstehende Verschiebungen gemessen (Bild 1)

1. Abstand $R - O$: $(R+O) = 34 \text{ mm}$ (Vergrößerung), wobei die Verschiebung des Punktes O ebenfalls 17 mm betrug.

2. Setzung der Punkte R und L : $R = 137 \text{ mm}$, $L = 163 \text{ mm}$

3. Relativverschiebung U gegen o : $(U+O) = 3,4 \text{ mm}$.

Skizze von Widerlager und Pfeiler:

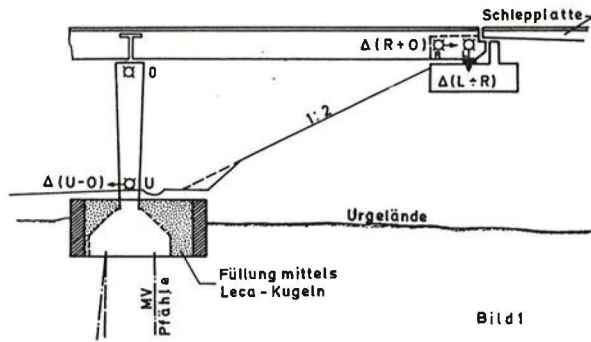


Bild 1

Das Widerlager erfährt somit einerseits eine Bewegung zur Dammsseite, andererseits setzt sich der dem Damm näher gelegene Punkt R etwas stärker, so daß außer der Setzung auch eine Drehung des gesamten Widerlagers entsteht. Sowohl durch die Verdrehung, als auch durch die Verschiebung des Widerlagers öffnet sich die Dilettationsfuge. Bei dem Loslösen der Widerlager handelt es sich somit um eine Kippbewegung der Dämme (Bild 2). Da sich der Damm in B stärker setzt wie in A, zeigen die Punkte R und L nicht nur eine vertikale Bewegungskomponente, sondern auch eine horizontale Komponente nach rückwärts. Das Widerlager macht die Bewegungen des Dammes voll mit und löst sich somit von der Brücke.

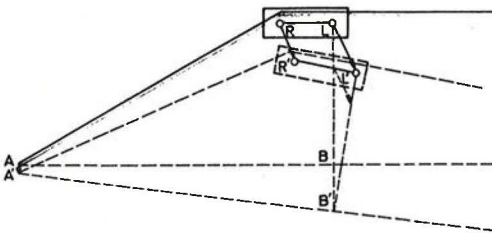


Bild 2

Bemerkenswert ist die horizontale Bewegung des Punktes U gegenüber dem Punkt O beim Pfeiler, die nur durch tiefgreifende Kriechdrücke auf die Piloten selbst erklärt werden kann, da ja der Schub auf das Pfeilerfundament selbst durch den bereits früher erwähnten Schutzkasten abgefangen wird. Die Relationsverschiebung von 3,4 mm in 3 Jahren ist jedoch keineswegs alarmierend, wenn auch eine weitere laufende Beobachtung angebracht erscheint. Großräumig macht der pilotierte Pfeiler die Kippbewegung des Widerlagers mit, jedoch nur mit ca. ein Drittel der Größe.

BRÜCKEN IM ZUGE DER AUTOBAHN. Als repräsentativ kann das Objekt V 60, Brücke über den Koblacher Kanal angenommen werden.

Auf Grund der vorgängig durchgeführten Untersuchungen sollte die Frage geklärt werden, ob die Pfeiler und die Widerlager pilotiert werden sollen, oder ob es zweckmäßiger erscheint analog wie bei den Überführungsbauwerken nur die Pfeiler auf Pfähle abzustellen und die Widerlager flach zu fundieren, wobei eine statisch bestimmte Dreifeldbrücke (drei Einzeltragwerke) als Voraussetzung angenommen wurde. Nach dem geologischen Gutachten war der Baugrund durch das Vorherrschen von Lehm und Torf bis in eine durchschnittliche Tiefe von -10,50 m unter Terrain und durch lehmigen Feinsand in tieferen Schichten gekennzeichnet, wobei die starken Unterschiede im Schichtaufbau innerhalb der sechs, sehr nahe beieinanderliegenden Profile besonders auffallend waren. Die Vor- und Nachteile der flachfundierten bzw. pilotierten Widerlager wurden bereits im letzten Kapitel gegenübergestellt, wobei der grundsätzliche Unterschied darin besteht, daß die Höhe der Anschlußdämme im Gegensatz zu den Überführungsprojekten nicht 7,0 m, sondern nur ca. 2,0 m betragen. Die Gefahr des seitlichen Verdrückens und damit Beschädigen der Pfähle bei den Widerlagern war somit bei den Objekten im Zuge der Autobahn im Vergleich zu den Überführungen wesentlich gemildert. Es wurde daher trotz der Gefahr der ungleichmäßigen Setzungen zwischen Damm und Brücke, welche auch tatsächlich, trotz der starken Vorbelastung der Anschlußrampe zur Brücke, eingetreten sind (ca. 25 cm in 3 Jahren), gewählt. Ein besonderes Augenmerk mußte daher auf die Erfassung der durch diese Dämme hervorgerufenen zusätzlichen Belastungen der Pfähle bzw. Verschiebung der Widerlager gelegt werden.

Horizontalschub auf die Widerlager: Wir müssen dabei zwei Arten von Horizontalschüben unterscheiden, nämlich einerseits den durch Temperaturänderungen und Verkehrslast verursachten Schub, andererseits den durch Erd- und Kriechvorgänge ausgeübte Horizontalschub. Da die Widerlager allseitig in der Schüttung eingebettet sind, gibt die Aufnahme des Horizontalschubes zufolge Temperaturänderung und Verkehr durch Aktivierung zusätzlicher Erd- und Kriechdrücke zu keinen Bedenken Anlaß. Konstruktiv wurden die Pfähle so angeordnet, daß sie in der Lage sind, die infolge Verkehrslast, Temperaturänderung, Erd- und Kriechdrücke sich ergebenden Horizontalkräfte auf den Untergrund zu übertragen. In Anbetracht der sehr hohen Zusammendrückbarkeit und Plastizität des vorhandenen Baugrundes, setzen sich die Widerlager nicht nur lotrecht, sondern zeigen auch die Tendenz,

gegen den tiefsten Punkt des Kanals zu kriechen. Es stellt sich nun die Frage nach der Größe der Momente und Querkräfte, die auf die Pfähle wirken können, wenn die im Untergrund anstehenden weichen, bindigen Erdstoffe wie Torf oder Lehm unter der dahinterliegenden Auflast gegen das Pfahlhaupt hin drücken. Probebelastung der Pfähle: Im Rahmen der üblichen Probebelastung wurden Versuche über die Biegebeanspruchung lotrechter Pfähle durchgeführt, soweit sie am Pfahlkopf angreifen. Der Zweck der Versuche sollte die Bestimmung des mittleren M_E -Wertes des Bodens in horizontaler Richtung (M_{EH}) sein. Wird nämlich ein Pfahl durch eine horizontale Kraft am Pfahlkopf belastet, so erfährt er eine Ausbiegung. Dieser Fall tritt ein, sobald das Pfahlhaupt eine horizontale Bewegung zufolge großer Horizontalkräfte erfährt. Durch diese Horizontalkräfte wird sich das ganze Pfahlssystem auch geringfügig setzen, wodurch die Horizontalverschiebung ausgelöst wird. Somit ist, als Ursache der weichen Bodenschichten, das Widerlager der Wirkung von Kriechdrücken ausgesetzt. Zu diesen Beanspruchungen erfahren auch die Pfähle, mehr oder weniger auf ihre ganze Länge, zusätzliche Belastungen durch Kriechdrücke.

Versuchsdurchführung: Die Versuche erfolgten durch eine horizontale Belastung des Pfahlkopfes, welche stufenweise gesteigert wurde und dabei die auftretende horizontale Verschiebung gemessen werden konnte. Zwischen zwei benachbarten Pfahlköpfen wurde eine hydraulische Presse montiert. Bei jeder Laststufe wurde die Distanzänderung, sowie mittels eines Klinometers die Neigungsänderung, gemessen. Für diesen Versuch wurden lotrechte Franki-Pfähle (Ortsbeton-Ramppfähle) benutzt, welche in den obersten 9,0 m mittels Stahlhülsen ($\varnothing 42$ cm) verrohrt waren; der übrige Durchmesser des Pfahles betrug 50 cm. Als Ergebnisse der Messungen kann festgestellt werden:

- Die Neigungsänderungen der beiden Pfähle wichen nur wenig voneinander ab, d. h. die beiden Pfähle verhielten sich praktisch gleich, oder mit anderen Worten, sie hatten dieselbe Biegesteifigkeit und der Untergrund die gleiche gemittelte Bettungsziffer.
- Die totale Neigungsänderung betrug bei der Maximallast von 5,0 Tonnen im Mittel 5,7 ‰.
- Nach der Entlastung stellte sich eine bleibende Neigungsänderung von 1,31 ‰ ein.
- Die totale Distanzvergrößerung betrug bei der Endlast von 5 Tonnen 35 mm, was der Einzelausbiegung des Pfahles von 17,5 mm entspricht. Nach der voll-

ständigen Entlastung stellte sich als bleibender Wert eine Ausbiegung von 4 mm pro Pfahl ein. In der Auswertung ergab sich nach der Formel von Sansoni ein mittlerer M_{EH} -Wert von 27 kg/cm². Bis vor ca. einem Jahrzehnt war es kaum möglich, die Beanspruchung horizontal belasteter Pfähle einigermaßen genau zu ermitteln. Die in der Zwischenzeit im größeren Umfang herausgebrachte Literatur arbeitet jedoch immer noch weitgehend mit der Bettungsziffer. Es soll daher das Ergebnis auf diese Größe ermittelt werden, damit die vorhandenen Tabellen und graphischen Aufzeichnungen benutzt werden können. Auf der anderen Seite wurden sämtliche geotechnischen Untersuchungen im Bereich der Rheintalautobahn auf den M_E -Wert ausgerichtet, sodaß die Ermittlung von Vergleichswerten notwendig wird. Der Wendepunkt des Pfahles kann aus folgender Überlegung ermittelt werden:

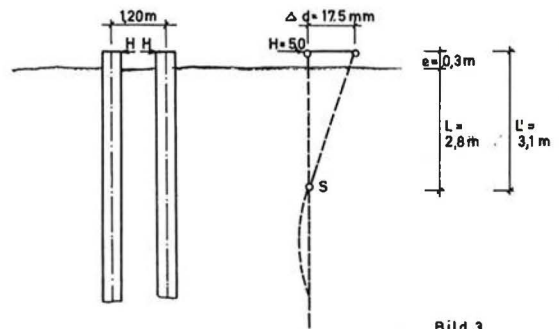


Bild 3

Wird die gemessene Neigungsänderung der Endtangente maßstäblich aufgetragen und die Tangente nach unten verlängert, so ergeben sie den Schnittpunkt S, der ca. 2,80 m unter Gelände liegt und etwa mit der wirksamen Pfahllänge charakterisiert werden kann. Für $H = 5000$ kp; $d = 1,75$ cm $\alpha = 5,7$ ‰
 $\operatorname{tg} \alpha = \frac{\Delta d}{L} = \alpha = 0,0057$; $e = 30$ cm
 $L' = \frac{\Delta d}{\alpha} = \frac{1,75}{0,0057} = 310$ cm; $L = 310 - 30 = 280$ cm

Daraus folgt, daß die seitliche Ausbiegung der Pfähle nahe der Oberfläche liegt und gegen die Tiefe keinen besonderen Einfluß mehr ausübt. Der dazu gehörige Wert k (Bettungsziffer des bindigen Bodens bei waagrechter Belastung) kann nun durch Iteration nach verschiedenen Verfahren ermittelt werden (z.B. Verfahren nach Dr. Horn, 1966, oder Dr. Ing. H. Werner, 1970).

In den praktischen Fällen handelt es sich jedoch nicht um Einzelpfähle, sondern um eine Gruppe von Pfählen, die durch eine biegesteife Kopfplatte verbunden sind. Die Pfähle erhalten zufolge der Ver-

drehungsverhinderung nicht nur eine Horizontalkraft, sondern zusätzlich noch ein Pfahlmoment am Pfahlkopf. Aus der Bedingung: $E \cdot J \cdot \mathcal{J}(\alpha) = \emptyset$ kann nun nach Dr. H. Werner auf Grund der Verschiebung das im Pfahl auftretende Moment ermittelt werden. Für den vorliegenden Fall ergibt die Auswertung:

1 mm Verschiebung = 0,9 tm

Die Ergebnisse, verglichen nach den beiden Autoren selbst, als auch die Gegenüberstellung der gemessenen und gerechneten Werte aus Verschiebung und Verdrehung, zeigen eine erstaunlich gute Übereinstimmung. Die sehr gute Übereinstimmung der beiden Meßgrößen \mathcal{J} und w_0 kann auch für die Richtigkeit der Annahme des linearen Verlaufes der Bettungsziffer gedeutet werden. Nachdem der Wert k (Bettungsziffer) bekannt ist, können für die Praxis zu jeder gemessenen Widerlagerverschiebung die im Pfahl auftretende Kopflast- und damit auch die Schnittgrößen auf die ganze Länge des Pfahles ermittelt werden. Die angeordneten laufenden Präzisionsmessungen der Horizontalverschiebungen bei allen Objekten, bei denen große Horizontalbeanspruchungen des Pfahlhauptes erwartet werden, erscheinen daher sehr wichtig und geben zumindest in der Größenordnung einen Hinweis auf die horizontalen Pfahl-lasten bzw. Pfahlbeanspruchungen. Beim Objekt V 60 konnte seit der Durchführung der Messungen (ca. 36 Monate) eine Horizontalverschiebung sowohl bei den Widerlagern als auch bei den Pfeilern von ca. 10 mm festgestellt werden.

Beanspruchung der Pfähle durch Kriechfließen: Nachdem die Größe der Momente und Querkräfte, die auf die Pfähle wirken können, untersucht wurden, wenn die im Untergrund anstehenden weichen Erdstoffe auf das Pfahlhaupt hindrücken, wäre noch die Größe der Pfahlbeanspruchungen zu untersuchen, wenn der umgebende Boden an den Pfählen vorbeifließt und damit Kriechdrücke auf eine größere Länge oder überhaupt auf die ganze Länge der Pfähle erzeugt werden. Besondere Vorkehrungen wurden bei all diesen Objekten von vornherein schon bei der Projektierung getroffen. Die Stützweiten konnten nicht nach den üblichen Wirtschaftlichkeitsüberlegungen festgelegt werden. Als erstes wurde getrachtet, durch vergrößerte Endfelder ein möglichst großes Vorgelände zu erhalten. Außerdem konnte durch wesentlich vergrößerte Schleppplatten und durch die Schaffung eines Holraumes unter diesen Platten der Erddruck umgelagert werden, sodaß bei zusätzlicher Anordnung eines Schüttmaterials mit großer innerer Reibung eine wesentliche Verringerung

der Kriechdrücke erzwungen wurden. Weiters ist es erforderlich, den Erdkraftverlauf bzw. die Grundbruchsicherheit auch von der Unterkante der Widerlagerwand bis zur Pfahlspitze zu verfolgen. In der Untersuchung von Wenz, K.P. wird die Frage untersucht, bei welcher Auflast und bei welcher Konsistenz kritische Seitenkräfte auf die Pfähle wirksam werden. Letzlich dürfte jedoch die zulässige Auflast stets eine Funktion der Geländebruchsicherheit sein; d. h. wenn die Geländebruchsicherheit nicht gegeben ist, werden Kriechdrücke auf die Pfähle dadurch entstehen, daß der umgebende Boden an den Pfählen vorbeifließt. Grundsätzlich wurde bei allen Brückenbauwerken eine Gleitsicherheit von $\sqrt{1,5}$ gefordert, sodaß die als Erfahrungswerte angenommenen Kriechdrücke mit $p = 200 \text{ kp/lfm}$, welche auch der Pfahlberechnung zugrunde gelegt wurden, ausreichen dürften. Die von Wenz aufgestellte Berechnungsformel mit der man die Linienkraft auf einen Pfahl mit konstantem Durchmesser aus der undrainierten Bruchfestigkeit ermitteln kann, dürfte daher nur bei nicht genügender Gleitsicherheit gelten.

Berechnung nach Wenz:

Quadratischer Pfahl $p = 8,3 \cdot c_u \cdot d$

Runder Pfahl $p = 7,0 \cdot c_u \cdot d$

darin bedeuten: c_u = undrainierte Bruchfestigkeit [to/m²]

d = Pfahldurchmesser [m]

Zur Beurteilung der Böschungsstabilität war die Kenntnis der Scherfestigkeit erforderlich, welche durch Flügelmessungen an vier Punkten ermittelt wurden. Die Auswertung ergab, bis in Tiefen von 6,0 m nachstehende Mittelwerte:

RS₁ = 0,50 kg/cm² = 5,0 t/m²

RS₂ = 0,77 " " = 7,7 " "

RS₃ = 0,76 " " = 7,6 " "

RS₄ = 0,52 " " = 5,2 " "

Bei Anwendung der Formel von Wenz:

$p = 7,0 \cdot 7,7 \cdot 0,50 = 27 \text{ t/m}$

Derart große Kräfte sind durch Pfähle jedoch nicht aufnehmbar, sodaß durch die Wahl der wesentlich verlängerten Endfelder die zugleich die Funktion von überlangen Schlepp-Platten übernommen hatten von vornherein die richtige Lösung gefunden wurde. Die einzige brauchbare Möglichkeit, die Tragfähigkeit der Pfähle zu überprüfen, war die Anordnung einer Proberammung verbunden mit einer Probelastung. Die Probelastung wurde mit Hilfe von vier Zugpfählen und einem Druckpfahl im Schnittpunkt der Diagonalen der vier Zugpfähle durchgeführt.

Sämtliche Pfähle ($\varnothing 50$) wurden mit einer Pfahlwurzel $\varnothing 80$ cm ausgebildet. Die Rammprogramme aller fünf Pfähle zeigen, daß die aufgewendete Rammenergie etwa bis - 15,0 m sehr niedrig ist. Ab 15,0 m steigt sie leicht an, und erst in einer Tiefe ab 28,0 m wurde praktisch tragfähiger Grund angefahren. Der eigentliche Versuchspfahl wurde zur Ausschaltung der negativen Mantelreibung auf die obersten 12,0 m mit einer Stahlhülse versehen. Die mit der Presse aufgebraachte Druckbelastung, wurde über zwei Hauptträger, Querträger und entsprechende Zuganker auf die vier Zugpfähle übertragen. Die Messungen wurden auf Feinmessuhren mit einer Genauigkeit von 1/10 Millimeter übertragen, die noch durch ein Feinnivelliergerät überprüft wurden. Die Situierung des Probepfahles wurde so gewählt, daß weitere Wiederholungen der Probelastung ohne Störung des gesamten Baubetriebes möglich wurden.

Probelastung: Die erste Probelastung war eher entmutigend, da der Pfahl bei 60 to praktisch durchsackte, während auf Grund des vorgängig durchgeführten Pfahlsondenversuches nahezu die doppelte Tragfähigkeit zu erwarten war.

Etwa zweieinhalb Monate nach Herstellung des Probepfahles wurde derselbe nochmals getestet, wobei eine eindeutige Zunahme der Tragfähigkeit um ca. 50 % gegenüber der ersten Probelastung festgestellt werden konnte. Sie betrug beim zweiten Versuch etwa 90 to gegenüber 60 to beim ersten Probeversuch. Damit konnte die Vermutung bestätigt werden, daß die Standzeit des gerammten Pfahles entscheidend die Tragfähigkeit beeinflusst. Eine Erscheinung die in der Literatur zu wenig Beachtung findet. Die zulässige Pfahlbelastung wird daher nicht nur von der Bodenbeschaffenheit, Pfahlart und Einbindetiefe, sondern in sehr starkem Maße von der Zeit bestimmt. Diese Feststellung als Einzelerfahrungswert konnte man bereits früher beobachten, wenn z. B. ein bestehender Fertigpfahl weitergeschlagen oder gezogen werden sollte. Die jeweils nach der Unterbrechung neu aufzubringende Rammenergie war oft ein Vielfaches der Rammenergie, welche am Schluß der vorhergehenden Rammphase aufgebracht werden mußte. Um die Zunahme der Tragfähigkeit der Ortbetonpfähle als Funktion der Standzeit noch genauer zu überprüfen, wurde beschlossen, zu einem möglichst späten Zeitpunkt noch eine dritte Probelastung durchzuführen, die nach ca. weiteren 2 Monaten abgeschlossen wurde und die eine weitere Vergrößerung der Tragfähigkeit bestätigte. Auf eine Erhöhung der zu-

lassigen Tragkraft entsprechend der dritten Belastungsprobe, wurde jedoch verzichtet, da damals noch völlig unklar war, wie sich bei den extrem schlechten Untergrundverhältnissen die Stöße aus Verkehr auf den Untergrund auswirken. Die bauausführende Pfahlfirma versuchte nämlich geltend zu machen, daß aus der Erfahrung bei ähnlichen Pfahlfundierungen nachgewiesen werden könne, daß die Verkehrsererschütterungen sich schwerwiegend auswirken würden. Dieser Behauptung können jedoch eindeutige Gegenargumente gegenübergestellt werden: Beim Rammen wird auf einen Pfahl folgende Rammenergie aufgewendet:

$$R_K = 3000 \cdot 650 = 2,0 \cdot 10^6 \text{ kg cm.}$$

(Gewicht des Rammbär = 3000 kg, Fallhöhe = 650 cm) Angenommen ein Schwerlast mit einem Gewicht von 20 to würde ein Hindernis von 10 cm Höhendifferenz befahren, so ergibt sich

$$F_K = 20000 \cdot 10 = 2,0 \cdot 10^5 \text{ kgcm.}$$

Weiters kommt dazu, daß die Erschütterung von mehreren Pfählen gleichzeitig - nehmen wir an von 10 Stück - aufgenommen wird, so ergibt sich eine Reduktion des entsprechenden Wertes auf

$$F_K = 2,0 \cdot 10^4 \text{ kgcm.}$$

Zu berücksichtigen ist außerdem, daß durch das große Eigengewicht des Tragwerkes erst dieses in Schwingung versetzt werden muß, bevor die Kräfte in den Untergrund übertragen werden können. Bei dem Verhältnis $10^4 : 10^6 = 1 : 10^2$ besteht somit keine Gefahr für die - inzwischen bereits fest regenerierten - Pfähle, die von Verkehrserschütterungen hervorgerufen werden. Außerdem muß noch bedacht werden, daß die Stöße so kurzfristig sind, daß sie kaum auf den Untergrund übertragen werden können. Tabellarisch ergeben sich folgende Werte der Tragfähigkeit:

zulässige Setzung mm	1.Bel. Probe nach 10 Tagen	2.Bel. Probe nach 72 Tagen	3.Bel. Probe nach 114 Tagen
5	33	64	72
10	48	84	92
15	55	90	99,5
25	60	96	106
35	62	101	110,5

Zunahme der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der zulässigen Setzung und der Standzeit:

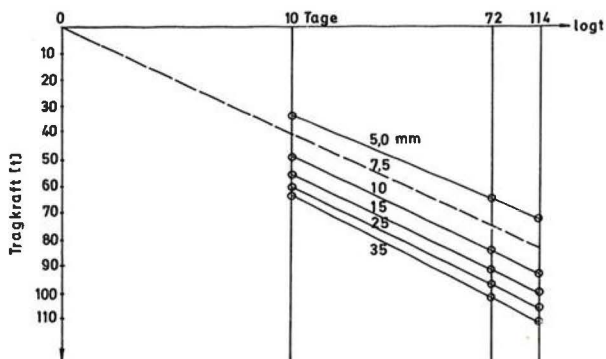


Bild 4

Beim Versuch, die Zunahme der Tragfähigkeit im semi-logarithmischen Maßstab aufzutragen, ergibt sich auffallenderweise wieder die charakteristische Gerade, die sich für diese Art der Böden immer wieder abzeichnet. Die Extrapolation der Kurven bis zur Zeit $t = 0$ ergibt, daß z.B. bei einer Forderung der Setzung $s = 7,5$ mm überhaupt keine Tragkraft im Zeitpunkt der Pfahlherstellung vorhanden wäre. Auf Grund der angeführten Überlegungen waren daher bei einzelnen Objekten besondere Vorkehrungen für die konstruktive Durchbildung erforderlich. Vom Standpunkt der Behörde war darauf zu achten, daß alle Momente, die im Hinblick auf die außerordentlichen Verhältnisse auftraten, in wirtschaftlich vertretbarem Rahmen berücksichtigt wurden um Rückschläge während des Baues und insbesondere nach Baufertigstellung zu vermeiden. Es bedurfte daher bei verschiedenen Autobahnbrücken von den üblichen Konstruktionsprinzipien abweichende Überlegungen um den gegebenen Verhältnissen gerecht zu werden:

1. Die bereits früher erwähnte Wahl eines statisch bestimmten Systems mit gleichzeitiger Anordnung von Stahlbetonfedern zwischen den einzelnen Tragwerken, damit Fahrstöße tunlichst vermieden werden.
2. Sonderkonstruktion bei den Widerlagern. Mit Rücksicht auf die zu erwartenden Kriechdrücke wurden folgende besondere Vorkehrungen getroffen:
 - a) die Pfähle wurden grundsätzlich in einzelnen Ebenen angeordnet.
 - b) Um das Widerlager wurde eigens ein aus Stahlbeton bestehender Schutzkasten erstellt, welcher horizontale Verschiebungen aufnehmen kann, ohne das Widerlager selbst zu belasten.
 - c) Der Schutzkasten wurde auf der Rückseite auf Pfähle abgestellt, um dessen Absinken zu verhindern. Die Pfähle haben gleichzeitig die Aufgabe, die dahinterliegenden Tragpfähle gegen Kriechdrücke zu

schützen.

d) Um die gegenseitige Verschiebung zwischen dem Widerlager und dem Schutzkasten festzustellen, wurden Präzisionsmesspunkte vorgesehen, die laufend überwacht werden können.

e) Ausbildung von extrem langen Schleppplatten (8,0 m) um den Übergang von Tragwerk auf die Brücke möglichst weich zu gestalten.

f) Sämtliche Pfähle, sowohl der Widerlager selbst, als auch der den Widerlagern nächst gelegenen Pfeilern, erhielten zur Aufnahme der noch restlichen Kriechdrücke eine wesentlich verstärkte Armierung.

3. Einbau von aufstockbaren Übergangskonstruktionen um auch Höhenregulierungen bei den Widerlagern durchführen zu können.

4. An sämtlichen Pfeilern und Widerlagern sind Nischen ausgebildet, um Höhenregulierungen jederzeit unter Aufrechterhaltung des vollen Verkehrs durchführen zu können.

5. Anordnung von laufenden Höhenmessungen an der Tragwerksoberkante, um allenfalls unregelmäßige Setzungen durch entsprechende Regulierungen sofort auszugleichen.

Die vorliegende Abhandlung versucht nachzuweisen, daß bei entsprechender wohlüberlegten Vorkehrungen für Straßen erster Ordnung mit hoher Frequenz und großen Belastungen, eine Trasse gewählt werden darf, die zufolge des extrem schlechten Baugrundes auch bis in große Tiefen für eine Besiedlung gemieden wurde und auch für eine intensive landwirtschaftliche Benutzung zum Teil ausgeschlossen war.

Literatur:

HORN, A (1966): "Entwurf und Bemessung von waagrecht belasteten Pfählen". Die Bautechnik 6/1966

HEINRICH, W (1970): "Biegemomente elastisch eingespannter Pfähle" Beton und Stahlbeton 2/1970

WENZ, K.P. (19): "Über die Größe der Seitendrucke auf Pfähle in bindigen Erdstoffen." Veröffentlichungen für Bodenmechanik und Grundbau der Techn. Hochschule Karlsruhe.