

UNIVERSITÄT FÜR BODENKULTUR

INSTITUT FÜR GEOTECHNIK

Bernhard Maiss

Überlegungen zur
statischen und dynamischen Pfahlprüfung



Februar 2009

Betreuer: Prof. Dr.-Ing. W. Wu

Diplomarbeit Nr. 339

Abstract zur Diplomarbeit „Dynamischen Pfahlprüfung“
Bernhard MAISS H9640393

Bei der Bemessung von Pfahlgründungen spielen die theoretischen Lösungsansätze eine weniger gewichtige Rolle als bei Flachgründungen, da die Tragfähigkeit von Pfählen nicht nur von den Untergrundverhältnissen und den Pfahlbemessungen, sondern auch von der Pfahlart und vom Herstellungsverfahren entscheidend beeinflusst wird.

Diese Diplomarbeit beschreibt die Theorie der Wellenfortpflanzung [*Biot 1956*] und die Theorie der Konsolidation [*Terzaghi 1923*] für gesättigte und ungesättigte Böden in einem Modell kombiniert.

Ziele:

- Verhalten des Materials unter dynamischer Belastung und Antwort auf die Frage, ob eine komplizierte Zweiphasenbeschreibung notwendig ist oder eine einfache Einphasenbeschreibung genügt.
- Praktische Problemstellungen: Pfahlrammung, dynamische Bodenverdichtung, Gründungen unter rotierenden Maschinenfundamenten.

Problemlösungen:

- Beschreibung, ob eine Nicht-Linearität angenommen werden soll.
- Definition, ob die Wellenfortpflanzung unter dynamisch belasteten Pfählen in gesättigten Böden ident mit dynamisch belasteten Pfählen in trockenen Böden ist.

Abstract to the Diploma thesis of “Dynamic pile examination”
Bernhard MAISS H9640393

For dimensioning of pile foundations the theoretical solutions play a less important role than shallow foundations, because the load-carrying capacity of pile is affected not only by ground conditions and the pile dimensions, but also by the pile type and the installation processes.

This thesis presents a description of both the theory of wave propagation [*Biot 1956*] and the consolidation theory [*Terzaghi 1923*] for saturated and dry soils.

Target:

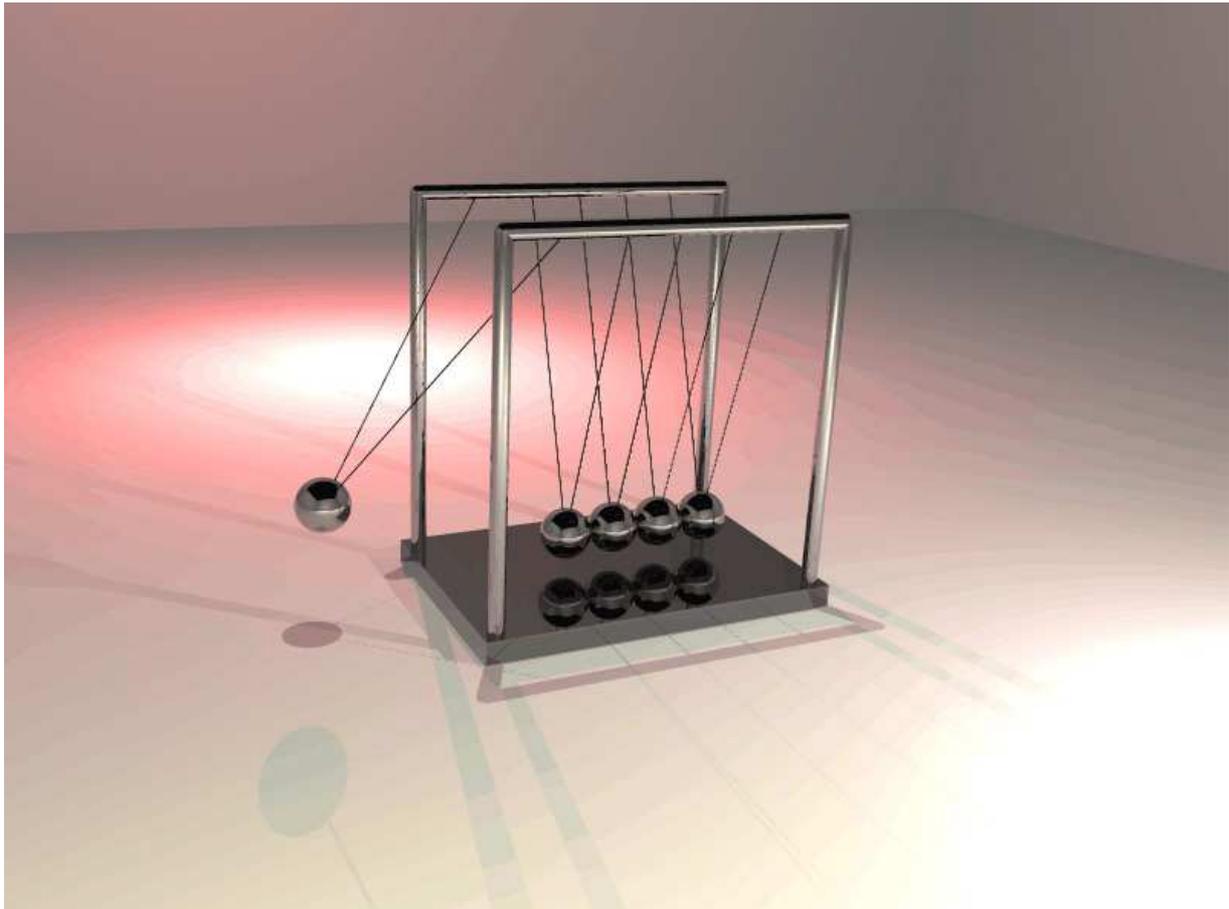
- Behaviour of the material under dynamic load and answer to the question whether a complicated two-phase description is necessary or a simpler single phase description can be used.
- Practical problem definitions: pile driving, dynamic consolidation, foundation under rotary machine.

Solution:

- Description whether non-linearity should be used.
- Definition whether the wave propagation under dynamically loaded pile in saturated soils is identical with dynamically loaded piles in dry soils.



ÜBERLEGUNGEN ZUR STATISCHEN UND DYNAMISCHEN PFAHLPRÜFUNG



Bernhard MAISS

„Wir sind vielleicht verpflichtet, uns zu entschuldigen bei den vielen, die nicht nur die Praxis der Theorie vorziehen, sondern die Erste allein für notwendig und angebracht halten, die Zweite dagegen vielleicht sogar für schädlich.“

heißt es in der Einleitung eines Gutachtens über Schäden in der Kuppel der Peterskirche in Rom mit Vorschlägen zur Schadensbehebung aus dem Jahre 1743.¹

Glück Auf!
Bernhard Maiss

Wien / Stadt Haag im Dez. 2008

¹ [Szabó; (1987)], [MANG; (2000): Festigkeitslehre];
Verfasser des Gutachtens waren drei Mathematiker der römischen Gelehrtenrepublik. Als Auftraggeber zeichnete Papst BENEDIKT XIV.

Danksagung

Mein herzlichster Dank gilt meinen Eltern, die mich bei meinem Studium und bei den diversen Jobs während des Studiums unterstützten.

Danke auch an Herrn Prof. Wei WU und Prof. Otto PREGL und den Mitarbeitern am Institut für Geotechnik, Dr. Ferdinand FERSTL, Dr. Franz ASCHAUER und Dr. Seyed Hashem SHAIGANI.

Von Seiten der Firmen wird für deren Unterstützung gedankt Herrn Dr. Peter PREINDL (Alpine); Ing. Günter KAINRATH und DI Martin HAYDEN (GPS); Ing. Gerald STEINDL, Johannes LUDWIG, Michael WENUSCH und DI Thomas EISENHUT (bpv-FPDS); und Herrn DI Andreas BENEKE (Ingenieurbüro für Messtechnik, D-Achim).

INHALTSVERZEICHNIS

1	<u>VORWORT</u>	9
1.1	EINLEITUNG	10
1.2	BEABSICHTIGTE UNTERSUCHUNGEN	10
1.2.1	BODENMECHANISCHE EIGENSCHAFTEN DES BAUGRUNDES	10
1.2.2	EINFLÜSSE DER HERSTELLUNGSVERFAHREN	10
1.2.3	ÜBERPRÜFUNG DER UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE AN PROBEBELASTUNGSDATEN	11
2	<u>PFAHLTYPEN</u>	12
2.1	EINFLÜSSE AUF DAS TRAGVERHALTEN VON PFÄHLEN	13
2.1.1	VERDRÄNGUNGSPFAHLSYSTEME	13
2.1.2	BOHRPFAHLSYSTEME	14
3	<u>PFAHLHERSTELLUNG</u>	16
3.1	QUALITÄTSSICHERUNG	16
3.1.1	GRÜNDE FÜR EIN QUALITÄTSSICHERUNGSSYSTEM	16
3.1.2	MÖGLICHKEITEN DER SCHADENSREDUZIERUNG	16
3.1.3	INHALT EINES QUALITÄTSSICHERUNGSSYSTEMS	17
3.2	PFAHLHERSTELLUNGSARTEN - BOHRVERFAHREN	17
3.2.1	HYDRAULIKBOHRVERFAHREN MIT VERROHRUNGSMASCHINE	17
3.2.2	TROCKENDREHBOHRVERFAHREN	18
3.2.3	SPÜHLBOHRVERFAHREN	18
3.2.4	HW-VERFAHREN	18
3.2.5	VIBRATIONSVERFAHREN	18
3.3	SICHERUNG DER BOHRLOCHWAND GEGEN ERDDRUCK UND GRUNDBRUCH MIT VERROHRUNG	19
3.3.1	BINDIGE BÖDEN MIT MITTLERER BIS SCHLECHTER KONSISTENZ	19
3.3.2	LOCKERE BÖDEN OHNE WASSER	19
3.3.3	LOCKERE, DURCHLÄSSIGE BÖDEN MIT WASSER	20
3.3.4	JUNGE ABLAGERUNGEN	20
3.3.5	KARSTIGE BÖDEN	20
4	<u>WELLENTHEORIE, EINFLÜSSE AUF BODEN UND BETON</u>	21
4.1	THEORETISCHE GRUNDLAGEN DYNAMISCHER PFAHLTESTVERFAHREN	21
4.1.1	EINLEITUNG	21
4.1.2	GRUNDLAGEN DES DYNAMISCHEN VERHALTENS VON PFÄHLEN	21
4.1.2.1	Allgemeines	21
4.1.2.2	Die eindimensionale Wellengleichung am freien, elastischen Pfahl	22
4.1.2.2.1	Historischer Überblick	22
4.1.2.2.2	Voraussetzungen und Annahmen	22
4.1.2.2.3	Die eindimensionale Wellengleichung	23
4.1.2.2.4	Einfluss von Querschnittsänderungen	24
4.1.2.3	Wirkung des Bodens	26

4.1.2.3.1	Statische Wirkung	26
4.1.2.3.2	Dynamische Wirkung	27
4.1.2.3.3	Rechnerische Modelle	27
4.1.2.4	Exkurs zur „Eindimensionalen Wellenausbreitung“	29
4.1.2.4.1	Theoretische Grundlagen	29
4.1.2.4.2	Eindimensionale Spannungswellenlehre	29
4.1.3	MESSTECHNISCHE VERFAHREN ZUR TRAGFÄHIGKEITSBESTIMMUNG	34
4.1.3.1	Allgemeines	34
4.1.3.2	Das Case-Verfahren	35
4.1.3.3	Das CAPWAP-Verfahren	37
4.1.4	GRUNDLAGEN DER INTEGRITÄTSPRÜFUNG	38

5 MATHEMATISCHE BESCHREIBUNG DER DYNAMIK GESÄTTIGTER UND UNGESÄTTIGTER BÖDEN.....40

5.1	EINFÜHRUNG	40
5.2	GENERELLE BESCHREIBUNG DER DYNAMIK PORÖSER BÖDEN	40
5.2.1	GLEICHUNGEN FÜR PORÖSES MATERIAL	40
5.2.1.1	Dreidimensionale Grundgleichung	40
5.2.1.2	Diskussion über die beeinflussenden Terme	42
5.2.1.3	Einführung in die „spezielle Ableitung q_j “	44
5.2.1.4	Einzelphasenbeschreibung	44
5.2.2	ANFANGS- UND GRENZBEDINGUNGEN	45
5.2.2.1	Anfangsbedingungen	45
5.2.2.2	Grenzbedingungen	46
5.2.3	BEDINGUNGEN AN DEN SCHNITTSTELLEN	46
5.2.3.1	Bedingungen zwischen zwei gesättigten porösen Medien	47
5.2.3.2	Bedingungen zwischen porösen und undurchlässigen Medium (=Bauwerk)	48
5.2.3.3	Grundwasseroberfläche	48
5.3	ANALYTISCHE LÖSUNG VON WELLEN IN DER NÄHE VON GRENZFLÄCHEN	48
5.3.1	EINFÜHRUNG UND ABGRENZUNG DIESES KAPITELS	48
5.3.2	EINDIMENSIONALE WELLENFORTPFLANZUNG	49
5.3.2.1	Einführung	49
5.3.2.2	Generallösung für die Fortpflanzung von Scherwellen im Frequenzbereich	50
5.3.2.3	Generallösung für die Fortpflanzung von Kompressionswellen im Frequenzbereich..	53
5.3.2.4	Zwei gesättigte poröse Medien mit unendlicher Länge	55
5.3.2.5	Ein gesättigtes poröses Material begrenzter Länge und ein gesättigtes poröses Material unbegrenzter Länge (\approx jungen, gerissenen Pfahl oder Pfahl-Boden System)	58
5.3.2.6	Ein undurchlässiges Material begrenzter Länge und ein gesättigtes poröses Material unendlicher Länge (Boden-Pfahl-Wechselwirkung)	60
5.3.3	RAYLEIGHWELLEN IM GESÄTTIGTEN PORÖSEN HALBRAUM	64
5.3.3.1	Einführung	64
5.3.3.2	Potentialbeschreibung	64
5.3.3.3	Generallösung für ebene Wellen	66
5.3.3.4	Grenzbedingung und Berechnung der Lösung	69
5.3.3.5	Lösung	69
5.3.3.6	Numerische Beispiele zu den Rayleighwellen	71
5.4	NUMERISCHE LÖSUNGEN	75
5.4.1	EINFÜHRUNG	75
5.4.2	ENTWICKLUNG EINES FINITE ELEMENTE MODELLS	76
5.4.2.1	Raum – Diskretisierung	76
5.4.2.2	Wahl der Interpolation	81
5.4.2.3	Zeit – Diskretisierung	83

5.4.2.4	Bedingungen an Grenzen und Schnittstellen und die Bearbeitung eines trockenen porösen Materials und eines undurchlässigen Materials	86
5.4.3	NICHT-LINEARES MODELL FÜR EINE BODENMATRIX	89
5.4.3.1	Einführung	89
5.4.3.2	Elastisches Modell und Konsolidierungsoberfläche	89
5.4.3.3	Elasto-plastisches Modell.....	91
5.4.3.4	Implementierung.....	92
5.4.3.5	Ergebnisse der Simulation von Modell-Tests	95
5.4.4	BEISPIEL: EINDIMENSIONALE KOMPRESSIOWELLE	100
5.5	DYNAMISCHE EXPERIMENTE.....	109
5.5.1	EINFÜHRUNG	109
5.5.2	RAMMGERÄT SIMULATOR (≈ PDA-VERSUCH)	109
5.5.2.1	Einführung	109
5.5.2.2	Experimentalaufbau	109
5.5.2.3	Testprozedur	114
5.5.2.4	Interpretation der Ergebnisse	115
5.5.2.5	Diskussion	122
5.5.3	IN-SITU MESSUNG NAHE EINER DYNAMISCH BEANSPRUCHTEN PFAHLSPITZE.....	123
5.5.3.1	Einführung	123
5.5.3.2	Beschreibung der Messgrößen	123
5.5.3.3	Ergebnisse der Messgrößen während des Rammvorganges	125
5.5.3.4	Dynamischer Test	130
5.5.3.5	Quasi-statischer Test (=Statnamischer Test)	131
5.5.3.6	Erkenntnisse.....	132
5.6	SIMULATION DES DYNAMISCHEN BODENVERHALTENS	133
5.6.1	RAMMGERÄT SIMULATOR	133
5.6.1.1	Einführung	133
5.6.1.2	Numerisches Modell.....	133
5.6.1.3	Lineare Simulation.....	134
6	<u>PFAHLPRÜFUNGEN.....</u>	<u>140</u>
6.1	STATISCHE AXIALE PFAHLPROBEBELASTUNG.....	140
6.1.1	ALLGEMEINES	140
6.1.2	PROBEPFÄHLE	140
6.1.3	BELASTUNGSEINRICHTUNGEN UND PROBEPFÄHLE	141
6.1.4	INSTRUMENTIERUNG UND MESSVERFAHREN	142
6.1.5	VERSUCHSDURCHFÜHRUNG	143
6.2	STATISCHE HORIZONTALE PFAHLPROBEBELASTUNG	146
6.3	DYNAMISCHE PFAHLPROBEBELASTUNG	149
6.3.1	EINLEITUNG	149
6.3.2	MECHANISCH-MATHEMATISCHE MODELLBILDUNG.....	150
6.3.3	LÖSBARKEIT UND EINDEUTIGKEIT DES CAPWAP-VERFAHRENS	152
6.3.4	BEISPIEL ZUR KONVEXITÄT	157
6.3.5	RESÜMEE	157
6.3.6	„HIGH-STRAIN“ TRAGFÄHIGKEITSPRÜFUNG	158
6.3.6.1	Direkte Verfahren (Case-Verfahren)	161
6.3.6.2	Erweiterte Verfahren (CAPWAP-Verfahren).....	163
6.4	STATNAMISCHE PFAHLPRÜFUNG („RAPID-LOAD“ TEST).....	166
6.4.1	DIE ENTWICKLUNG VON STATNAMIC	166
6.4.2	KONZEPT	167
6.4.3	INSTRUMENTIERUNG	168
6.4.4	VERGLEICH VON BELASTUNGSPROBEN	168
6.4.5	ZUSAMMENFASSUNG.....	169

6.5	DYNAMISCHE PFAHL-INTEGRITÄTSPRÜFUNG	174
6.5.1	GRUNDLAGENFORSCHUNG „VIRTUELLER-REELLER PFAHL“	174
6.5.1.1	Wiener Korrelation	174
6.5.1.2	Grüner Beton	175
6.5.2	NUMERISCHE MODELLE	176
6.5.3	„LOW-STRAIN“ INTEGRITÄTSPRÜFUNG	178
6.6	VERGLEICH: PROBEBELASTUNGEN STATISCH – STATNAMISCH - DYNAMISCH:	184
6.7	ZERSTÖRUNGSFREIE PRÜFUNG VON JUNGEM BETON MITTELS EINER ULTRASCHALLREFLEXIONSMETHODE	188
6.7.1	EINLEITUNG	188
6.7.1.1	Prüfbedarf des jungen Betons	188
6.7.1.2	Methoden der zerstörungsfreien Prüfung	188
6.7.1.3	Die Ultraschallreflexionsmethode	189
6.7.2	GRUNDLAGEN AKUSTISCHER WELLEN	190
6.7.2.1	Wellenarten und –ausbreitung	190
6.7.2.2	Wellenreflexion an Grenzflächen	191
6.7.3	GRUNDLAGEN DER REFLEXIONSMETHODE	192
6.7.3.1	Prinzip der Reflexionsmethode	192
6.7.3.2	Apparatur	193
6.7.3.3	Signalanalyse	193
6.7.3.4	Messergebnisse	195
6.7.4	EXPERIMENTELLE ERGEBNISSE	196
6.7.4.1	Vorbemerkungen	196
6.7.4.2	Erstarrungsverhalten	196
6.7.4.3	Druckfestigkeit	199
6.7.4.4	Schubmodul	201
6.7.4.5	Hydratationsgrad	203
6.7.4.6	Zusammenfassende Bemerkungen zu den experimentellen Ergebnissen	205
6.7.5	FELDVERSUCHE	205
6.7.5.1	Vorbemerkungen	205
6.7.5.2	Versuchsapparatur	205
6.7.5.3	Vorgehensweise	206
6.7.5.4	Ergebnis	208
6.7.5.5	Zusammenfassende Bemerkungen zum Feldversuch	209
6.7.6	SCHLUSSFOLGERUNG	209
7	SCHADENSFÄLLE	211
7.1	EINFÜHRUNG	211
7.2	BEGRIFFE	212
7.3	HAUPTSCHADENSURSACHEN BEI PFÄHLEN	212
7.3.1	SCHADENSURSACHE 1: BAUGRUND	212
7.3.2	SCHADENSURSACHE 2: PLANUNG, BERECHNUNG UND ORGANISATION	213
7.3.3	SCHADENSURSACHE 3: BAUAUSFÜHRUNG	213
7.3.3.1	Anwendung eines für die Aufgabe ungeeigneten Verfahrens	213
7.3.3.2	Falsche oder fehlerhafte Anwendung eines ansonsten geeigneten Verfahrens	213
7.3.3.3	Mängel an Werkstoffen, Bauhilfsstoffen und Geräten	214
7.4	LÖSUNGSVORSCHLÄGE UND DEREN KOMPETENZ	214
8	ZUSAMMENFASSUNG	218
8.1	ERKENNTNISSE	218
8.2	FORSCHUNG	218

8.3	ENTWICKLUNG	219
8.4	KRITIK	220
<u>9</u>	<u>LITERATUR-, TABELLEN- UND ABBILDUNGS- VERZEICHNIS</u>	<u>221</u>

1 Vorwort

Pfähle gehören zu den wichtigsten Gründungsarten. Die Entwicklung vom Bohrpfahl zum Großbohrpfahl mit den Innovationen bei den Herstellverfahren und Geräten führte dazu, dass heute immer größere Pfahliefen und -durchmesser erreicht werden. Die Bedeutung der Pfahlgründungen spiegelt sich auch in der Vielzahl von Pfahlssystemen auf dem Bauplatz wieder.

Die Vielzahl und der Stellenwert von Pfahlgründungen – insbesondere mit Großbohrpfählen – für Hoch-, Industrie- und Tiefbau sowie für Verkehrs- und Wasserbauten sind bemerkenswert. Mit Hilfe von Pfählen werden Bauwerkslasten auf oder in tief liegende Schichten abgetragen. Die modernen Großbauten stellen den Bauingenieur vor die Aufgabe, immer größere, konzentrierte Lasten ohne schädliche Setzungen auf/in den Baugrund abzutragen. Dazu sind stark mechanisierte Herstellungsverfahren entwickelt worden, die dieser Forderung Rechnung tragen.

Um das Verhalten des Pfahles vorherzusagen, sobald er in dem Untergrund „steht, hängt oder sitzt“ und belastet wird, ist Ingenieurwissen und viel Erfahrung gefragt. Das Tragverhalten ist vorrangig beeinflusst durch die Methode der Herstellung und kann nicht alleine aus den physikalischen Eigenschaften des Pfahles und des ungestörten Bodens vorhergesagt werden. Die Kenntnis vom Pfahltyp und seiner Herstellart ist ausschlaggebend für ein gründliches Verstehen seiner Wechselwirkung mit dem Baugrund; nur so können realistische Theorien über sein Tragverhalten aufgestellt werden.

In den geschichtlichen Dokumenten eines deutschen Pfahlbauunternehmens findet man einen Bericht aus dem Jahr 1933 über die Entwicklung eines eigenen Systems zur Herstellung von Ortbetonpfählen, durch das „die Nachlässigkeit und Unachtsamkeit der Arbeiter in höchstmöglichem Maße ausgeschaltet und die bei anderen Systemen so gefährlichen Einbrüche von Schlamm ausgeschlossen“ werden sollen. Ihre bisherige Krönung fand diese Entwicklung dann im Jahr 1998 mit den Gründungsarbeiten der My Thuan Bridge über den Mekongfluß in Vietnam: mit Bohrtiefen von ca. 100m und Durchmesser bis zu 2,50m wurde eine neue Dimension aufgezeigt. Dazu gehört natürlich eine erfahrene und verlässige Truppe – bis hin zum „letzten Mann“.

Die Grund- bzw. Spezialtiefbauer oder auch Geotechniker leiden darunter, dass das Ergebnis ihrer Arbeiten oft in dem Bauwerk oder Baugrund verschwindet, zugleich bleibt aber die Pfahlgründung ein lebenslanger Bestandteil des Bauwerkes. Sie sind die heimlichen Architekten des Untergrundes und wichtige Garanten der Sicherheit des Bauwerkes und seiner Nutzung.

Diplomarbeitsauftrag:

- 1) Zusammenfassung der Grundlagen der dynamischen Pfahlprüfung;
Grundsätzliche Vorgangsweisen und Theorien;
Beschreibung unterschiedlicher Versuchs- und Prüfarten.
- 2) Zusammenfassung der bisherigen Unterlagen und Untersuchungen der Grund- Pfahl- und Sonderbau (GPS) in Himberg bezüglich unterschiedlicher Anwendungsmöglichkeiten von dynamischen Pfahlprüfungen.
- 3) Durchführung eigener dynamischer Pfahlprüfungen, wobei folgendes zu variieren ist bzw. untersucht werden soll:
 - Einzelpfähle, Pfahlgruppen, Pfahltypen;
 - Länge, Neigung und Durchmesser der Pfähle;
 - Betonqualität und Zeiteinflüsse (Erhärtungsphasen)
 - Gründungstiefe und Einfluss des anstehenden Bodens bzw. des Grundwassers.
- 4) Zusammenfassung des derzeitigen Wissensstandes in einen Handbuch für die Auswahl von geeigneten Versuchstechniken und deren Anwendungsmöglichkeiten.

1.1 Einleitung

Ziel dieser Diplomarbeit ist es, einen Überblick der notwendigen mathematischen-theoretischen Kenntnisse zusammenzustellen.

Diese Arbeit umfasst acht Kapitel mit Literaturverzeichnis. In den ersten beiden Kapitel „Vorwort – Einleitung“ und „Pfahltypen“ wird der direkte Übergang zur „Pfahlherstellung“ (3 Kapitel) vollzogen. Mit den theoretischen Bereichen „Wellentheorie“ und „mathematische Beschreibung der Dynamik gesättigter und ungesättigter Böden“ befassen sich die Kapitel 4 und 5. Wie diese Theorie mit der Praxis in Einklang steht, zeigt das Kapitel 6 – „Pfahlprüfungen“ mit den Unterkapiteln

- „Statisch axiale und horizontale Pfahlprobebelastung“,
- „Dynamische Pfahlprobebelastung“,
- „Statische Pfahlprüfung“,
- „Pfahlintegritätsprüfung“ und
- „Ultraschallreflexionsmethode“.

Im Kapitel 7 - „Schadensfälle“ werden Hauptschadensursachen und deren Lösungsvorschläge behandelt. Einen Ausblick in die nähere bautechnische Zukunft der Pfahlprüfung gewährt Kapitel acht.

1.2 Beabsichtigte Untersuchungen

Die wesentlichen Einflüsse auf die Tragfähigkeit der unterschiedlichen Pfahlsysteme ergeben sich naturgemäß einerseits aus den bodenmechanischen Eigenschaften des Baugrundes und andererseits aus dem Pfahlherstellungsverfahren. Aus diesem Grunde ist es notwendig, sich mit diesen Einflüssen eingehend auseinanderzusetzen. Dabei sollen sich die Untersuchungen zur besseren Vorhersage der Tragfähigkeit auf sachgerecht hergestellte Pfahlsysteme konzentrieren. Es ist nicht das Ziel, selbst Berechnungsverfahren zu entwickeln, sondern aus Ergebnissen detailgetreuer Untersuchungen möglichst einfache Dimensionierungshilfen zur Verfügung zu stellen. Daneben sollen Herstellungsfehler und deren Auswirkungen auf die Tragfähigkeit im Hinblick auf eine Qualitätssicherung berücksichtigt werden.

1.2.1 Bodenmechanische Eigenschaften des Baugrundes

Es soll versucht werden, der Pfahlherstellungsart angepasste Baugrunderkundungsmethoden anzuwenden. In Laboruntersuchungen sollen Erkenntnisse über die Art der Änderungen der bodenmechanischen Eigenschaften durch die Pfahlherstellungsverfahren gewonnen werden. Die dafür notwendigen Untersuchungsmethoden sind zu definieren und zu verifizieren. Die bodenmechanischen Parameter für die Beschreibung der Stoffgesetze sind zu ermitteln. Die Relevanz der unterschiedlichen Parameter ist festzustellen und dem Aufwand für deren Ermittlung gegenüberzustellen.

1.2.2 Einflüsse der Herstellungsverfahren

Es sollen numerische Berechnungsverfahren eingesetzt werden, die den Herstellungsprozess und dessen Einfluss auf den Spannungs- und Verformungszustand und auf Veränderungen der

bodenmechanischen Eigenschaften des umgebenden Bodens möglichst realitätsnah modellieren können. Dabei sollen insbesondere die Bodenverdrängungsvorgänge oder Auflockerungserscheinungen, Änderungen der bodenmechanischen Eigenschaften und der Ablauf der Pfahlherstellung in die Berechnung einbezogen werden.

1.2.3 Überprüfung der Untersuchungsergebnisse an Probelastungsdaten

Anhand vorhandener Ergebnisse von Probelastung, aber auch mit durchzuführenden Probelastungen sollten die Untersuchungs- und Berechnungsergebnisse überprüft werden. Es sollen statische aber auch dynamische Probelastungen ausgewertet werden. Die noch durchzuführenden Probelastungen sollen an Pfählen durchgeführt werden, die mit zusätzlichen Messgeräten ausgerüstet werden. Ziel ist, die tatsächliche Spannungsverteilung am Pfahl und im Boden zu ermitteln.

2 Pfahltypen

Im Folgenden ist ein Überblick über die allgemeine Unterscheidung von Pfahlsystemen und Herstellungsverfahren gegeben, welches ein Kriterium bei der Auswahl der Prüfverfahren darstellt.

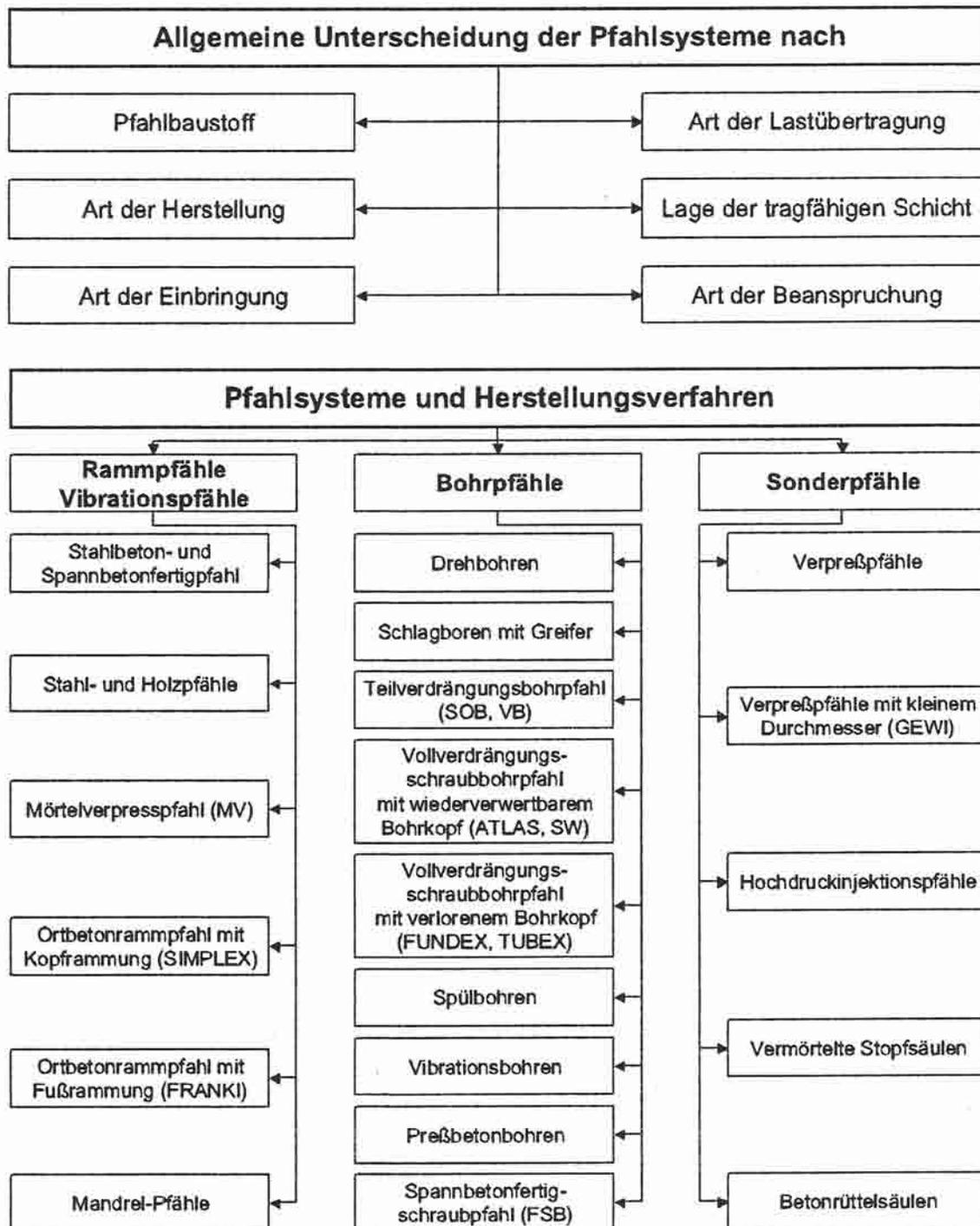


Abbildung 2-1: Überblick der Pfahlsysteme und Herstellungsverfahren nach [STAHLMANN, KIRSCH, SCHALLERT; KLINGLMÜLLER, ELMER]

2.1 Einflüsse auf das Tragverhalten von Pfählen

Wie allgemein bekannt, entwickelt ein Pfahl die Tragfähigkeit in axialer Richtung bei Druckbelastung aus dem Pfahlfußwiderstand und aus der Mantelreibung. Beide Anteile sind direkt von den bodenmechanischen Eigenschaften, insbesondere von der Scherfestigkeit des Bodens und von den im Baugrund herrschenden Spannungszuständen, abhängig.

Die Scherfestigkeiten und die Spannungszustände können nur relativ ungenau aus Daten der Baugrunderkundung beziehungsweise aufgrund von Berechnungen mit vereinfachten Randbedingungen letztlich ohne Berücksichtigung der Pfahlherstellung ermittelt werden. Dabei bleibt in der Regel außer Betracht, dass sich die Scherfestigkeit durch die Pfahlherstellung nennenswert ändern kann. So ist z.B. die Scherfestigkeit eines „rolligen“ Bodens bekanntermaßen sehr stark von dessen Lagerungsdichte abhängig, die durch Verformungen und dynamische Einwirkungen verändert werden kann.

Jede Art der Pfahlherstellung stellt eine Veränderung des Zustandes des Baugrundes vor Herstellungsbeginn (Primärzustand) dar. Die Veränderungen während der Herstellung (Sekundärzustände) haben zwei wesentliche Ursachen, nämlich die dynamische Beanspruchung des Baugrundes durch die Herstellungsart (z.B. Rammen, Vibrieren, Bohren) sowie durch eine Bodenverdrängung beziehungsweise durch eine Bodenentnahme. Auch die Stützung des Bodens während der Herstellung des Pfahles durch den Pfahl selbst, durch eine Verrohrung oder durch den Frischbetondruck hat einen Einfluss auf den Spannungszustand im Boden und auf die bodenmechanischen Eigenschaften. Einen weiteren wesentlichen Einfluss haben gezielte Maßnahmen wie z.B. Mantel- und Fußverpressungen. Nach der Herstellung eines Pfahls (Tertiärzustand)² treten weitere Zustandsänderungen im Baugrund durch die mit dem Baufortschritt des zu tragenden Gebäudes anwachsende Belastung ein. Insbesondere in bindigen Böden ist noch längere Zeit nach der Herstellung und nach der Belastung der Pfähle mit Veränderungen der bodenmechanischen Eigenschaften und in besonderen Fällen auch mit der Entwicklung einer negativen Mantelreibung zu rechnen. Nachfolgend sollen die vorgenannten Einflüsse an typischen Pfahlsystemen, zunächst an Verdrängungspfählen, anschließend an Bohrpfählen verdeutlicht werden.

2.1.1 Verdrängungspfahlsysteme

Beim Einbringen eines Fertigpfahles wird der Boden im direkten Umfeld der Pfahlspitze zur Seite (und auch in die Tiefe) verschoben. Nach Abschluss der Rammarbeiten ist dort durch die Bodenverdrängung ein erheblich gestörter Zustand vorhanden, dessen bodenmechanische Eigenschaften nur sehr schwer abgeschätzt werden können. Es ist zu erwarten, dass sich der Boden unterhalb des Pfahlfußes durch die dynamische Beanspruchung verdichtet.

Das seitlich verdrängte Material übt einen Druck auf den umgebenden Boden aus, so dass dort eine Spannungserhöhung in horizontaler Richtung eintritt. Bei nichtbindigen Böden wird diese Spannungserhöhung zu einer Verdichtung führen. Bei nicht wassergesättigten bindigen Böden ist zu erwarten, dass ebenfalls eine Verdichtung eintritt, bei wassergesättigten bindigen Böden wird insbesondere der Porenwasserdruck ansteigen und das Bodenmaterial in einem größerem Umfeld unter einem erhöhten Spannungszustand stehen (lokale Konsolidierung).

In einer vereinfachten Darstellung ergeben sich für einen kreisförmigen und einen quadratischen Pfahlquerschnitt bei inkompressiblen Böden, wenn der Boden zur Seite verschoben wird, Verdrängungslinien. Der Pfahl verdrängt sein eigenes Volumen im Boden, der wiederum jeweils die gleiche Menge des Bodens verdrängt. Je nach Beweglichkeit des Bodens und der sich aufbauenden

² Vergleiche Kap. 6.5.1.

Spannungszustände würde eine derartige Verdrängung und damit das Einbringen des Pfahles behindert werden oder unmöglich sein.

Bei Böden mit einer Verdichtbarkeit (ca. 20% ohne Berücksichtigung einer elastischen Kompressibilität) ergeben sich unterschiedliche Darstellungen. Das nach außen verdrängte Volumen wird immer geringer, mit der Folge dass eine Verdichtung des Bodens nur in einem begrenzten Umfeld des Pfahles erfolgt.

Zur Ermittlung der Mantelreibung wäre eine genaue Kenntnis der Spannungs-Verformungseigenschaften erforderlich, um berechnen zu können, wie groß der durch die Bodenverdrängung hervorgerufene, verbleibende Spannungszustand in horizontaler Richtung ist. Die Frage ist, ob sich der aktive Erddruck oder ein nennenswerter höherer Erddruck einstellt. Hierfür wären auch Informationen darüber notwendig, welchen Einfluss die dynamische Beanspruchung durch Ramm- oder Vibrationserschütterungen auf die Verdichtung des Bodens hat. Auch die Reichweite der zur Verdichtung beitragenden Erschütterungen im Boden ist von Interesse, da es auch zu Verdichtungen außerhalb der Bodenverdrängungszone kommen kann. Es ist durchaus zu erwarten, dass die am Pfahlmantel infolge der Verdrängung aufgebauten horizontalen Spannungszustände durch die Erschütterungen während der Rammung des Pfahles bis auf die erforderliche Tiefe durch Verdichtung des Bodens wieder abgebaut werden. Bei bindigen, wassergesättigten Böden sind Kenntnisse über die Entwicklung des effektiven Spannungszustandes notwendig. Hier spielt die Wasserdurchlässigkeit des Bodens und der sich entwickelnde Porenwasserüberdruck und dessen Abbau im Laufe der Zeit eine ausschlaggebende Rolle.³

Bei anderen, nach dem Verdrängungsprinzip hergestellten Pfahlsystemen ergeben sich gegenüber den bisher beschriebenen Zuständen Abweichungen. Beim Ortbetonrammpfahl werden zwar zunächst während der Rammarbeit gleiche Zustände eintreten, beim Ziehen des Vortreibrohres wird der Horizontalspannungszustand am Pfahlmantel jedoch vom Frischbetondruck geprägt. Bei der Ausbildung eines Pfahlfußes durch Ausrammen des Pfropfenbetons wird der Boden in der Umgebung, insbesondere unter dem Fuß, verdichtet.

Da beim Teilverdrängungsverfahren wie auch beim Ortbetonschraubpfahl die dynamische Beanspruchung durch das Bohren erheblich geringer ist als bei einem gerammten Pfahl, dürfte die Verdichtung des Bodens im Bereich des Pfahlschaftes geringer sein, bzw. nicht so weit reichen. Der Horizontalspannungszustand wird auch bei diesem Pfahlsystem durch den Frischbetondruck geprägt.

2.1.2 Bohrpfahlsysteme

Bei der Herstellung von Bohrpfählen (z.B.: Schlagbohrverfahren mit Greiferaushub) wird der Boden in der Regel im Schutze einer Verrohrung, die der Aushubtiefe vorausziehen soll, gelöst.

Eine Verdichtung des den Pfahl umgebenden Bodens oder unter der Pfahlaufstandsfläche ist nicht zu erwarten, da keine Bodenverdrängung erfolgt und wesentliche dynamische Beanspruchungen des Bodens nicht auftreten. Bei einem Rohr mit konstant gleichem Durchmesser wird der in horizontaler Richtung vorhandene Spannungszustand bei korrekter Pfahlherstellung nicht wesentlich gestört. Wenn dieser Spannungszustand jedoch eine Mantelreibung hervorruft, das große Auflasten erfordert, um das Rohr in den Boden zu drücken, wird mit einem Schneidkranzüberstand am unteren Ende der Verrohrung gearbeitet. Dieser bewirkt, dass ein Ringraum entsteht, der bei bindigen Böden offen stehen bleiben kann. Bei „rolligen“ Böden kann er sich mit lockerem Material füllen. In beiden Fällen führt der Ringraum zu einer Abminderung der im Primärzustand im Boden vorhandenen Horizontalspannung und möglicherweise zu einer Auflockerung des umgebenden Bodens. Hierzu sei zur Verdeutlichung auf den Spannungszustand einer unendlichen Scheibe aus elastischem Material mit kreisförmigem Loch unter gleichmäßigem Außendruck hingewiesen. Ein solcher Spannungszustand führt zumindest bei nicht bindigen Böden sofort zu Scherfestigkeitsüberschreitungen.

³ Vergleiche Kap. 5.5.3.

Der Horizontalspannungszustand nach dem Ziehen der Verrohrung wird bei den Bohrpfahlsystemen durch den Frischbetondruck geprägt.

Am Pfahlfuß wird der Boden in vertikaler Richtung entspannt, was aber bei sorgfältiger Ausräumung nicht zu einer nennenswerten Auflockerung des Bodens unter der Pfahlaufstandfläche führen muss.

Bei in bindigen Böden unverrohrt hergestellten Pfählen stellt sich ein eigener Spannungszustand ein. Während der Herstellung kann es zu Verformungen und damit zu Veränderungen der bodenmechanischen Eigenschaften kommen, die sich ungünstig auf das Tragverhalten auswirken können. Der Frischbetondruck ist nicht in der Lage diese Effekte rückgängig zu machen.

Bei der Verwendung einer Stützflüssigkeit kann der Suspensionsdruck durchaus größer sein als die im Primärzustand vorhandenen Horizontalspannungen, so dass mit Auflockerungserscheinungen in diesem Fall nicht zu rechnen ist.

Bei der Herstellung von Pfählen mit Endlosschnecken wird der umgebende Boden durch den in der Schnecke vorhandenen Boden gestützt. Eine, wenn auch geringere Verdrängung des Bodens zur Seite in der Größenordnung des Volumens des Seelenrohres kann erwartet werden, so dass mit wesentlichen Auflockerungen des Bodens nicht gerechnet werden muss.

Bei Pfahlherstellungsverfahren, bei dem das Bohrohr in den Boden eingerüttelt werden kann, wird ein verdichtungsfähiger Boden durch die eingetragene Energie verdichtet, was zu einer Verbesserung der Tragfähigkeit des Pfahles führen kann.

Bei unsachgemäßer Ausführung von in „rolligen“ Böden verrohrt herzustellenden Bohrpfählen können Auflockerungen im Boden hervorgerufen werden, die nicht nur zu einer Reduzierung der Tragfähigkeit des Pfahles und größeren Pfahlsetzungen unter Belastung sondern auch zu Setzungen des umgebenden Bodens führen. Dies ist dann zu erwarten, wenn der Aushub des Bodenmaterials in größerer Tiefe erfolgt, als die Verrohrung reicht. In diesem Fall kann es unbemerkt zu grundbruchartigen Vorgängen kommen, die erhebliche Auflockerungen oder auch Hohlräume in der Pfahlumgebung bewirken können. Auch durch hydraulische Effekte, z.B.: bei zu geringem Wasserstand im Bohrloch oder durch zu schnelles Heraufziehen des Aushubgerätes können Auflockerungen entstehen.

3 Pfahlherstellung

3.1 Qualitätssicherung

3.1.1 Gründe für ein Qualitätssicherungssystem

Herkömmlicherweise hat man eine Qualitätssicherung dadurch betrieben, dass teilweise extrem überdimensioniert gebaut wurde. So hatte auch ein mit geringem Qualitätsmangel hergestellter Pfahl immer noch Tragreserven, um die Lasten im Baugrund abzutragen. Die extreme Überdimensionierung ist aber wirtschaftlich kaum zu rechtfertigen und kann daher zukünftig, gerade bei härter werdenden internationalen Wettbewerb, nicht beibehalten werden.

Im Rahmen des ständig wachsenden Umweltbewusstseins werden nicht nur die Finanzen, sondern auch die eventuelle Beeinträchtigung der Umwelt durch den Herstellungsprozess, z.B.: Lärm, Erschütterungen, Arbeiten auf und in kontaminierten Böden und die Beeinträchtigung von Nachbarbauten einen erheblichen Einfluss haben.⁴

Im Grundbau, speziell bei der Pfahlherstellung, kann man das „Produkt“ nach der Fertigstellung nicht sehen (Ausnahme: Baugrubenwände). Dadurch werden auch die „Fehler“ verdeckt. Früher konnten sich die Herstellerfirmen so jeglicher Verantwortung möglicher Folgen (z.B.: Setzungen) von mangelhaft hergestellten Pfählen entziehen. Im Rahmen der weiter fortschreitenden Produkthaftung ist dies in Zukunft kaum noch möglich. Ist z.B. schon ein Verschulden bei der Überwachung der eigenen Leistung nachzuweisen, wird diese nach einem Urteil des Bundesgerichtshofes in Deutschland vom 12.03.92 mit einer arglistigen Täuschung gleichgesetzt, wenn der Mangel bei richtiger Organisation entdeckt worden wäre. Daraus folgt, dass sich die Gewährleistungspflicht für Baumängel und Baumängelfolgeschäden von 5 Jahre auf 30 verlängert. Wird darüber hinaus noch „Pfusch“ nachgewiesen haftet die Haftpflichtversicherung nicht.

Neben den wirtschaftlichen und umweltpolitischen Gründen sollten gerade die rechtlichen Erwägungen jeden Unternehmer bestärken, ein Qualitätssicherungssystem aufzubauen.

Qualität ist natürlich sehr kostenintensiv. Doch kostet sie weit weniger als Nacharbeiten von Schäden, Ersatz- und Vertragsstrafen und schafft Zufriedenheit beim Auftraggeber.

3.1.2 Möglichkeiten der Schadensreduzierung⁵

Um ein qualitativ hochwertiges Bauwerk herzustellen, sollte auch der Bauherr oder die ihn beratenden Ingenieurbüros über entsprechende Qualifikationen verfügen. Denn konzeptionelle Planungsfehler können auch durch beste materielle und verfahrenstechnische Qualität nicht kompensiert werden.

Untersuchungen im allgemeinen Tiefbau haben ergeben, dass nur ca. 15% aller Schäden bzw. Qualitätsmängel unvorhersehbar waren, der Rest hätte vermieden werden können.

⁴ Vergleiche Sicherheitsstrategie der Grenzzustände (ULS, SLS und DLS).

⁵ Vergleiche Kap. 7 „Schadensfälle“.

Insgesamt gesehen lassen sich die Verantwortungsbereiche für Qualitätsmängel grob einteilen in:

- 40 % Planungsfehler
- 40 % Ausführungsfehler
- 10 % Materialfehler
- 10 % sonstige Fehler

Die Ausführungsfehler setzen sich zusammen aus:

- 33 % fehlenden Informationen
- 67 % Sorglosigkeit

Die Zahlen belegen, dass in Zukunft mit relativ geringem Aufwand sehr viele Schäden vermieden werden könnten. Ein Qualitätssicherungssystem kann hierzu entscheidend beitragen.

3.1.3 Inhalt eines Qualitätssicherungssystems

Ein Qualitätssicherungssystem zur Pfahlherstellung in den Firmen aufzubauen und zu implementieren ist eine sehr komplexe Aufgabe. Jedes Verfahren, jede Firma hat ihre spezifischen Eigenarten, die von einem Außenstehenden kaum erkannt werden können. Daher können die entsprechenden Institutionen nur äußere Rahmenvorgaben entwickeln, die in den Firmen mit verfahrens- und firmenspezifischen Eigenarten ergänzt werden müssen.

Das Qualitätsmanagement beinhaltet eine technische und eine menschliche Komponente. Das Ziel der technischen Komponente ist, jegliches Improvisieren auf den Baustellen weitgehend entbehrlich zu machen, damit man sich voll auf die Ausführung konzentriert werden kann.

Weitaus komplexer ist der menschliche Aspekt. Was nützt das beste Qualitätssicherungssystem wenn es nicht praktikabel ist und von den Mitarbeitern nicht akzeptiert wird. Daher wird schon lange vor Einführung der Grundstein für eine erfolgreiche Anwendung dadurch gelegt, dass die Mitarbeiter beim Aufbau mit einbezogen werden und sie so die Möglichkeit haben, sich mit dem neuen System zu identifizieren.

3.2 Pfahlherstellungsarten - Bohrverfahren

3.2.1 Hydraulikbohrverfahren mit Verrohrungsmaschine

Bei diesem Verfahren wird ein Bohrrohr (Verrohrungsrohr) mit einer Verrohrungsmaschine in den Boden oszillierend eingedrückt bzw. –gedreht.

Der Boden im Rohr wird durch Greifer und Meißeln gelöst und ausgehoben, während das Verrohrungsrohr immer einen Vorlauf hat. Längen sind bis zu 50 m Tiefe möglich.

Außer in Felsformationen ist dieses Verfahren in allen Untergrundverhältnissen anwendbar.

3.2.2 Trockendrehbohrverfahren

Die Bodenförderung erfolgt hier trocken mittels Schnecken oder Bohreimer, auch wenn es in einem wassergefüllten Bohrrohr erfolgt; im Gegensatz zur Spülbohrung, bei der die Bodenförderung mit Hilfe eines Spülstromes einer Flüssigkeit erfolgt.

Dazu gehört auch das Schneckenortbetonverfahren, SOB genannt, welches ohne Verrohrung arbeitet, da das zu stützende Gebirge durch das Bodenmaterial auf der Schnecke gestützt wird; und beim ziehen der Schnecke gleichzeitig Beton eingebracht wird.

Ein „Erkennungsmerkmal aus der Ferne“ für dieses Verfahren ist, dass die Betonzufuhrleitung am höchsten Punkt der Bohrlafette in das Seelenrohr eingebracht wird.

3.2.3 Spülbohrverfahren

Bei diesem Verfahren wird der Boden mit Hilfe der Lösegeräte nur gelöst, aber mit einem Spülstrom gefördert. Als Lösegeräte dienen Flügelmeißel, Rollenmeißel und Fußerweiterungsschneider.

Der Einsatzbereich dieses Verfahren beginnt dort, wo die zul. Tiefe des Trockendrehbohrverfahrens erreicht und/oder im Fels gebohrt werden soll.

Das Auftreten von Grundwasser ist keine Behinderung, sondern wegen des geringeren Spülungszusatzes sogar erwünscht.

Die wichtigsten Bohrverfahren sind:

- Direkte Spülbohrverfahren,
- Indirekte Spülbohrverfahren,
- Lufthebebohrverfahren und
- Saugbohrverfahren;

wobei der Großteil des Einsatzgebietes dieser Verfahren in der Tiefbohrtechnik für die Erdölexploration zu finden ist.

3.2.4 HW-Verfahren

Verfahren nach *HOCHSTRASSER und WEISSE*. Das Absenken des Bohrrohres erfolgt mittels einer durch Druckluft angetriebenen doppelseitig wirkenden Drehschwinge, die als geschlossener Schwenkkopf oben am Rohr befestigt ist.

Geeignet für Arbeiten an exponierten Stellen (Hanglage, Schwimmponton,), da ein unabhängiger Arbeitseinsatz zwischen Trägergerät (Bagger) und Verrohrungssystem besteht. Von einem Einsatz nahe eines Siedlungsgebietes ist aber aufgrund der extremen Lärmbelastung abzuraten.

3.2.5 Vibrationsverfahren

Das Einbringen des beiderseits offenen Rohres erfolgt mittels Vibrationsbären, deren Schwingungen mechanisch durch umlaufende Exzentermassen im Vibrationsbären erzeugt werden. Diese kreisenden Unwuchtmassen erzeugten freie Fliehkräfte übertragen sich auf das Rohr, das in

Längsschwingungen versetzt wird, welche sich über das Rohr in den Boden fortpflanzt. Dazu müssen das Rohr und der Vibrationsbär fest miteinander verbunden sein.

3.3 Sicherung der Bohrlochwand gegen Erddruck und Grundbruch mit Verrohrung

Als wichtigstes Kapitel im Bereich der Pfahlherstellung sei die Verrohrung im nicht standfesten Gebirge erwähnt, welche durch fehlerhafte und unsachgemäße Anwendung ein Bohrloch „zerstören“ kann.

Obwohl dies nicht Hauptthema der gegenständlichen Arbeit ist, können Anwendungsfehler zu Schadensfällen an Pfählen führen, welche wiederum die Tragfähigkeit beeinträchtigen, aber gerade diese Tragfähigkeit des Pfahlschaftes durch Pfahlprüfungen untermauert werden soll.

Im bindigen, festen oder trockenen Böden, in welchen die Bohrlochwandung stabil und regelmäßig bleibt, werden, infolge ihrer günstigen Eigenschaften für die Gründung, meist keine tiefen Gründungen ausgeführt. Bei allen übrigen Verhältnissen werden fünf Bodenarten unterschieden, bei denen das Abteufen und die Gründung des Pfahlfußes besondere Vorsichtsmaßnahmen erfordern.

3.3.1 Bindige Böden mit mittlerer bis schlechter Konsistenz

Dies sind Böden, in denen Bohrarbeiten mit fast allen Bohrverfahren möglich sind. Trotzdem ist es schwierig Verrohrungsrohr ab ca. 2m Durchmesser in größere Tiefen abzuteufen, weil der horizontale Erddruck mit der Tiefe sehr schnell zunimmt. In solchen Böden ist ein Abteufen in größere Tiefen mit Wasser oder einer Stützsuspension empfehlenswert.

3.3.2 Lockere Böden ohne Wasser

Zwei Verfahren können angewendet werden:

- abteufen mit „widergewinnbaren“ Verrohrungsrohren, solange der horizontale Erddruck (seitliche Reibungsdruck) geringer ist, als die Herausziehkräfte der Verrohrungsmaschine.
- Stützung des Gebirges mit einer Bentonitsuspension.

Trockenkernbohrung wäre theoretisch möglich, wenn im unverrohrten Bereich ein Feinkornanteil (und somit Kohäsion) vorliegt.

In diesen Böden ist ein Abteufen mit Wasserüberdruck wegen des hohen k_f -Wertes unangebracht. Aufgrund der bodenphysikalischen und geomechanischen Eigenschaften dieser Böden besteht die Gefahr des mechanischen Grundbruchs!

3.3.3 Lockere, durchlässige Böden mit Wasser

Es handelt sich um lockere, nichtbindige Böden unter dem Grundwasserspiegel; aber nicht vergleichbar mit einer tiefen Baugrube unter Grundwasser.

Wenn der Bohrlochwasserspiegel tiefer liegt als Aussengrundwasserspiegel, besteht mit großer Wahrscheinlichkeit die Gefahr des hydraulischen Grundbruchs. Diese Gefahr ist deshalb nicht zu unterschätzen, da der hydraulische Grundbruch nicht sofort an der Oberfläche ersichtlich ist, aber um den Pfahlschaft Auflockerungen entstehen, welche die Scherfestigkeit des Bodens herabsetzt. Aufgrund dieses Scherfestigkeitsverlustes können mit Aufbringung der Bauwerkslast unkontrollierte und nicht vorausberechenbare Setzungen entstehen, welche nicht durch den Verlust der Mantelreibung, sondern durch den Verlust der Scherfestigkeit des Bodens entsteht. Es kommt also nicht zu einer unkontrollierten Setzung des Pfahles alleine, sondern zu einer unkontrollierten Setzung des Pfahles und des aufgelockerten Bodenmaterials.

3.3.4 Junge Ablagerungen

Dies sind einerseits Ablagerungen jünger als ca. 2000 Jahre, welche in Küstennähe (Schlickablagerungen), in Senken und im Untergrund sumpfiger Täler (Torfmoor) anzutreffen sind. Andererseits sind dies gestörte Böden und Anschüttungen (Dämme, Deponien,....).

Diese Böden haben nur sehr geringe bodenmechanische Eigenschaften, weshalb deren Bodenvoruntersuchung unbedingt notwendig ist (Beschaffung alter geologischer Unterlagen, zusätzliche Schürfe,.....).

3.3.5 Karstige Böden

Karstige, holraumartige Böden (auch das anbohren alter, aufgelassener Kanäle) bedeuten für die Auswahl eines Bohrverfahrens unangenehme Schwierigkeiten: Die Wahl der Gründung hängt hier von der Kenntnis der Bodenbeschaffenheit ab. Eine Lösung zu dieser Kenntnis der Bodenbeschaffenheit „um jeden Preis“ ist nur dann sinnvoll, wenn die Bohrarbeiten bereits im Gange sind.

Wichtig ist hierbei wieder die geologische Vorerkundung, wobei bei solchen Bedingungen ein Standortwechsel empfohlen wird.

4 Wellentheorie, Einflüsse auf Boden und Beton

4.1 Theoretische Grundlagen dynamischer Pfahltestverfahren

4.1.1 Einleitung

Dynamische Pfahltestverfahren sind Messverfahren, die dynamische Vorgänge in Ramm- oder Ortbetonpfählen messtechnisch erfassen und auf der Grundlage eines physikalisch-mathematischen Modells eine Auswertung im Hinblick auf die Tragfähigkeit oder die Unversehrtheit (Integrität)⁶ des untersuchten Pfahls ermöglichen.

Bei der Tragfähigkeitsprüfung wird der Pfahl durch einen Rammschlag dynamisch belastet, wobei der Pfahl große Längsverformungen („High-strain“-Methode)⁷ und Verschiebungen erfährt. Der Rammschlag auf den Pfahlkopf löst den dynamischen Vorgang einer Wellenausbreitung im Pfahl aus. Am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze werden dabei Bodenwiderstände geweckt, welche die Messergebnisse beeinflussen.

Bei der Integritätsprüfung kann die dynamische Belastung am Pfahlkopf durch ein wenige Kilogramm schweres Fallgewicht oder einen Hammerschlag aufgebracht werden. Man spricht daher von einer „low-strain“-Messung⁸.

Den bisher bekannten Pfahlprüfverfahren ist gemeinsam, dass sie sich die Grundgesetze der eindimensionalen Wellenausbreitung im Kontinuum zunutze machen. Auf dieser theoretischen Grundlage und der im Wesentlichen darauf beruhen Pfahltestverfahren soll im Folgenden eingegangen werden.

4.1.2 Grundlagen des dynamischen Verhaltens von Pfählen

4.1.2.1 Allgemeines

Zur Rammung von Pfählen werden Freifall-, Dampf- und Dieselmrammgeräte eingesetzt. Allen Rammgeräten gemeinsam ist, dass eine durch die Erdanziehung oder zusätzlichen Dampf- oder Explosionsdruck beschleunigte Masse (Rambbär) auf die Pfahlhaube oder ein Schlagstück auftrifft. Gedämpft durch ein Rammfutter wird die kinetische Energie des Rambbären an den Pfahl übertragen. Mit dem Auftreffen des Rambbären ist ein mechanischer Spannungsanstieg im Pfahl verbunden, der sich als Stoßwellenfront vom Pfahlkopf aus abwärts bewegt. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle wird durch das Pfahlmaterial und den Bodenwiderstand am Pfahlmantel bestimmt.

⁶ Vergleiche Kap. 6.5.

⁷ Vergleiche Kap. 6.3.6.

⁸ Vergleiche Kap. 6.5.3.

Während sich die Welle mit ihrem Spannungs- und Verformungsfeld im Pfahl hinunter bewegt, werden entlang dem Pfahlmantel Widerstände des Bodens geweckt. Diese Widerstände können von den drei Bewegungsgrößen Verschiebung, Geschwindigkeit und Beschleunigung abhängen und daher zugleich von statischer und dynamischer Natur sein.

An der Pfahlspitze treten ebenfalls statische und dynamische Widerstände des Bodens auf, die bestimmen, wie die Welle an der Pfahlspitze reflektiert wird.

Im folgendem sollen die einzelnen Gesichtspunkte der Wellenausbreitung in Rammpfählen vorgestellt werden. Dazu ist es hilfreich, zunächst den mit den Grundlagen der eindimensionalen Wellentheorie beschreibbaren Vorgang der Wellenausbreitung im freien, nicht mit dem Boden verbundenen Pfahl zu betrachten.⁹

4.1.2.2 Die eindimensionale Wellengleichung am freien, elastischen Pfahl

4.1.2.2.1 Historischer Überblick

Stöße zwischen schlanken, elastischen Körpern und die damit zusammenhängenden Wellenausbreitungsprobleme weckte bereits im vergangenen Jahrhundert das Interesse von Forschern wie [De Saint-Venant, 1867] und [Neumann, 1885].

Ausführliche Darstellung der Zusammenhänge der Wellenausbreitung in Stäben finden sich bei [Timoshenko und Goodier (1970)] und [Graff (1975)]. Hier können nur die wesentlichen Gesichtspunkte der Theorie vorgestellt werden.

4.1.2.2.2 Voraussetzungen und Annahmen

Für die folgenden Herleitungen sollen einige Annahmen und Konventionen gelten:

- Die Bewegungsgrößen Beschleunigung $a(x,t)$, Geschwindigkeit $v(x,t)$ und Verschiebung $u(x,t)$ werden nach unten positiv angenommen.
- Druckspannungen werden als positiv vereinbart.
- Der betrachtete Pfahl ist stabförmig, geradachsig, homogen, elastisch mit einem Elastizitätsmodul E und besitzt eine konstante Querschnittsfläche A .
- Die Spannungen $\sigma(x,t)$ sind konstant über den Querschnitt.
- Die Querschnitte bleiben unter Belastung eben und parallel zueinander.
- Querschnittsänderungen des Pfahles bleiben ohne Einfluss auf die am Pfahlmantel wirkenden Kräfte.
- Trägheitskräfte sollen nur in Längsrichtung des Stabes wirksam werden.
- Eingeprägte Dehnungen, Verschiebungen und Geschwindigkeiten vor der Stoßbelastung sind nicht vorhanden.
- Die bei der Pfahlrammung auftretenden Beschleunigungen sind so groß, dass die Wirkung der Erdbeschleunigung vernachlässigt werden kann.

Die Forderung der Parallelität und Ebenheit der Querschnitte und Wellenfronten wird von genügend schlanken Pfählen erfüllt. Damit auch radiale Trägheitswirkungen ohne Bedeutung auf die Wellenausbreitung bleiben, fordert [Zukas et al. (1982)] ein Verhältnis der Länge des Pfahles zu seinem Durchmesser von $l/d > 10$. Für Rammpfähle mit typischen Schlankheiten l/d von 20 bis 50 ist diese Bedingung erfüllt. Durch Rammfutter und Pfahlhaube wird eine gleichförmige

⁹ Im Gegensatz dazu vergleiche Kap. 4.1.2.3, 4.1.2.4 und 5.

Spannungsverteilung schon bei der Einleitung des Rammschlages in den Pfahlkopf erreicht. Treten durch möglicherweise doch vorhandene örtliche Spannungsspitzen gekrümmte Wellenfronten auf, so dürfen diese in Anlehnung von etwa zwei Pfahldurchmessern als eben angesehen werden.

4.1.2.2.3 Die eindimensionale Wellengleichung

Unter den getroffenen Annahmen und Voraussetzungen kann für einen freien Pfahl mit konstantem Querschnitt aus dem dynamischen Kräftegleichgewicht eine homogene Differentialgleichung hergeleitet werden, welche die Wellenausbreitung im Pfahl beschreibt.

Bezeichnet u die Verschiebung, x die vom Pfahlkopf aus gemessene Ortskoordinate, E den Elastizitätsmodul und ρ die Dichte des Pfahlmaterials, so lautet diese als eindimensionale Wellengleichung bezeichnete Differentialgleichung [Timoshenko und Goodier, 1970]:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (4-1)$$

Die in Gl (4-1) eingeführte Größe

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (4-2)$$

ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit der longitudinalen Stoßwelle im Stab [Timoshenko u. Goodier, 1970].

Die Wellengleichung (4-1) gilt nur für den freien Stab. Die Wirkung der Widerstände des Bodens am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze wird in Kap. 4.1.2.3, 4.1.2.4 und 5 erläutert.

Eine allgemeine Lösung der eindimensionalen Wellengleichung kann durch die d'Alembertsche Integrationsmethode ermittelt werden. Nach [Graff (1975)] lautet mit zwei beliebigen, zweifach differenzierbaren Funktionen f und g die allgemeine Lösung der Differentialgleichung (4-1):

$$u(x,t) = f(x-ct) + g(x+ct) \quad (4-3)$$

Die Richtigkeit dieser Lösung kann durch zweifaches Differenzieren nach x und t und Einsetzen in (4-1) nachgewiesen werden.

Zur Deutung der Lösung sei die Funktion g in Gl. (4-3) zu Null gesetzt. Das Argument $x-ct$ der Funktion f kann als eine Ortskoordinate aufgefasst werden, die sich mit der Geschwindigkeit c in positive x -Richtung bewegt. Analog ist g eine mit gleicher Geschwindigkeit in der Gegenrichtung wandernde Welle.

Aus dieser Beschreibung wird auch deutlich, dass die Wellenausbreitung im Orts-Zeit-Diagramm (x - t -Diagramm) als Bewegung einer Störung entlang charakteristischer Linien verstanden werden kann, die gegenüber der Zeitachse um den positiven oder negativen Wert der Wellengeschwindigkeit geneigt ist.

Für den Vorgang der Pfahlrammung ist die Längskraft $F(x,t)$ im Pfahl und die Geschwindigkeit $v(x,t)$, mit der die Verschiebung $u(x,t)$ eines Pfahlpunktes stattfindet, von Bedeutung. Die Verschiebungsgeschwindigkeit darf nicht mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit c der Stoßwelle verwechselt werden.

Aus Gl. (4-3) folgt:

$$v(x,t) = \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} = \frac{\partial f}{\partial t} + \frac{\partial g}{\partial t} = v_i + v_r = -c \frac{\partial f}{\partial x} + c \frac{\partial g}{\partial x} \quad (4-4)$$

und

$$F(x,t) = -EA \frac{\partial u(x,t)}{\partial x} = -EA \frac{\partial f}{\partial x} - EA \frac{\partial g}{\partial x} = F_i + F_r \quad (4-5)$$

Die Indizierung in Gl. (4-4 und -5) haben folgende Bedeutung: Index i steht für einfallend (abwärts gerichtet, „inzident“) und Index r für aufwärts gerichtet („reflektiert“). Die Summation ab- und aufwärtsgerichteter Teilwellen der Geschwindigkeit und der Kraft ist möglich, da die Wellengleichung (4-1) linear ist und somit das Superpositionsgesetz gültig ist [Timoshenko u. Goodier, 1970].

Betrachtet man die jeweils zusammengehörigen Einzelanteile der Kraft und Geschwindigkeit in den Gl. (4-4 und -5), so ergibt sich:

$$v_i = -c \frac{\partial f}{\partial x} \quad \text{und} \quad F_i = -EA \frac{\partial f}{\partial x} \quad \text{und} \quad F_i = \frac{EA}{c} v_i = Z v_i \quad (4-6)$$

sowie:

$$v_r = c \frac{\partial g}{\partial x} \quad \text{und} \quad F_r = -EA \frac{\partial g}{\partial x} \quad \text{und} \quad F_r = -\frac{EA}{c} v_r = -Z v_r \quad (4-7)$$

Der in Gl. (4-6 und -7) errechnete Proportionalitätsfaktor

$$Z = \frac{EA}{c} = A \sqrt{E\rho} \quad (4-8)$$

wird als Impedanz des Querschnittes bezeichnet.¹⁰

Durch Zusammenfassung der Gl. (4-6 und -7) gemäß Gl. (4-4 und -5) erhält man

$$F = Z(v_i - v_r) \quad \text{und} \quad v = \frac{1}{Z} (F_i - F_r) \quad (4-9)$$

und daraus wieder unter Berücksichtigung von Gl. (4-6 und -7)

$$F_i = \frac{F + Zv}{2} \quad \text{und} \quad F_r = \frac{F - Zv}{2} \quad (4-10)$$

Solange keine reflektierte Wellenanteile im Pfahl auftreten, kann aus Gl. (4-10) auf die Proportionalität von Kraft oder Spannung und Geschwindigkeit geschlossen werden [Timoshenko u. Goodier, 1970]:

$$F = Zv \quad \text{oder} \quad \sigma = \frac{E}{c} v = \sqrt{E\rho} v \quad (4-11)$$

4.1.2.2.4 Einfluss von Querschnittsänderungen

Änderungen der Querschnittsfläche und der Materialeigenschaften des Pfahles führen zu Impedanzwechslern (siehe Gl. 4-8). An einer Übergangsstelle zwischen Pfahlkopfschnitten unterschiedlicher Impedanz sind Übergangsbedingungen der Kraft und der Verschiebung zu erfüllen. Aus diesen Bedingungen lassen sich allgemeine Beziehungen für die Reflexion und Transmission von Spannungswellen an Impedanzwechslern ableiten.

¹⁰ Vergleiche Kap. 5.3.2.6 - Gl (5-40).

Nach Gl. (4-9) lassen sich folgende Gleichungen formulieren:

$$F = F_{i1} + F_{r1} = F_{i2} + F_{r2} \quad (4-12)$$

$$\begin{bmatrix} F_{r1} \\ F_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_{i1} \\ F_{r2} \end{bmatrix} \quad (4-13)$$

Gl. (4-12 und -13) lassen sich als ein lineares Gleichungssystem für die unbekanntenen Kraftanteile F_{r1} und F_{i2} in einer anderen Form schreiben [Pain, 1976].

Der erste Index der Koeffizienten a bezeichnet die Zielrichtung, der zweite die Ursprungsrichtung. Daher werden a_{11} und a_{22} als Reflexionsfaktoren und a_{12} und a_{21} als Transmissionsfaktoren bezeichnet. Sie ergeben sich aus den Gl. (4-12 und -13) zu:

$$a_{11} = \frac{1 - Z_1 / Z_2}{1 + Z_1 / Z_2} \quad (4-14)$$

$$a_{12} = \frac{2 * Z_1 / Z_2}{1 + Z_1 / Z_2} = 1 - a_{11} \quad (4-15)$$

$$a_{21} = \frac{2}{1 + Z_1 / Z_2} = 1 + a_{11} = 1 - a_{22} \quad (4-16)$$

$$a_{22} = \frac{Z_1 / Z_2 - 1}{1 + Z_1 / Z_2} = -a_{11} \quad (4-17)$$

Durch zusammenführen der Gl. (4-6 und -7) erhält man die folgende Übertragungsgleichung für die Geschwindigkeiten:

$$\begin{bmatrix} v_{r1} \\ v_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} \\ b_{21} & b_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_{i1} \\ v_{r2} \end{bmatrix} \quad (4-18)$$

in der gilt:

$$b_{11} = -a_{11} = a_{22} = \frac{Z_1 / Z_2 - 1}{1 + Z_1 / Z_2} \quad (4-19)$$

$$b_{12} = \frac{Z_2}{Z_1} a_{12} = a_{21} = \frac{2}{1 + Z_1 / Z_2} \quad (4-20)$$

$$b_{21} = \frac{Z_1}{Z_2} a_{21} = a_{12} = \frac{2 * Z_1 / Z_2}{1 + Z_1 / Z_2} \quad (4-21)$$

$$b_{22} = -a_{22} = a_{11} = \frac{1 - Z_1 / Z_2}{1 + Z_1 / Z_2} \quad (4-22)$$

Die Gl. (4-18) eignet sich auch zur Darstellung einiger Sonderfälle. Insbesondere gilt sie auch für die zwei Grenzbedingungen freies und vollkommen starres Pfahlende, wie im Folgenden gezeigt wird.

Für das **freie Pfahlende** gilt $F_{r2} = 0$, $Z_2 = 0$ und $Z_1/Z_2 = \infty$.
 Die Gl. (4-18) kann auf folgende Weise neu formuliert werden:

$$\begin{bmatrix} F_{r1} \\ F_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \end{bmatrix} F_{i1} \quad (4-23)$$

$$\begin{bmatrix} v_{r1} \\ v_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \end{bmatrix} v_{i1}$$

Aus Gl. (4-23) folgt, dass am freien Pfahlende die einfallende Kraft vollständig und mit Vorzeichenumkehr reflektiert wird. Die Geschwindigkeit in der Grenzfläche (v_{i2}) ist doppelt so groß wie der einfallende Anteil. Die vollständige Reflexion der Geschwindigkeit geht ohne Vorzeichenwechsel vonstatten.

Für ein **starr gelagertes Pfahlende** mit $F_{r2} = 0$, $Z_2 = \infty$ und $Z_1/Z_2 = 0$ folgt:

$$\begin{bmatrix} F_{r1} \\ F_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \end{bmatrix} F_{i1} \quad (4-24)$$

$$\begin{bmatrix} v_{r1} \\ v_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \end{bmatrix} v_{i1}$$

Die Verhältnisse sind folglich genau der Situation am freien Ende entgegengesetzt. Die Kraft wird vorzeichengleich und vollständig mit einer Amplitudenverdoppelung in der Grenzfläche reflektiert. Die Geschwindigkeit kehrt ihr Vorzeichen um.

4.1.2.3 Wirkung des Bodens

4.1.2.3.1 Statische Wirkung

Wird ein im Boden einbindender Pfahl statisch belastet, so treten neben elastischen Stauchungen im Pfahl auch wiedergewinnbare und bleibende Relativverschiebungen zwischen dem Pfahl und dem umgebenden Boden auf. Relativverschiebungen u eines Punktes am Pfahlmantel oder an der Pfahlspitze gegenüber dem umgebenden Boden wecken Bodenwiderstände R („Reaktionen“) an den betreffenden Stellen des Pfahles.

Formal ausgedrückt gilt:

$$R_{\text{stat}} = R_{\text{Mantel}} + R_{\text{Spitze}} = f(u(x)) \quad (4-25)$$

Die auftretenden Widerstände können von den Bodeneigenschaften, der Einbindetiefe, dem Spannungszustand im Boden, der Rauigkeit des Pfahlmantels, vom Pfahldurchmesser und von den Verschiebungen selbst abhängen.

Auch bei dynamischer Belastung während der Pfahlrammung erfährt ein Pfahl durch die Ausbreitung einer Welle belastungsabhängige und zeitabhängige Verschiebungen, die dem Widerstandsverhalten des Bodens am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze gemäße Reaktionen wecken; sie werden im

dynamischen Belastungsfall als statischer Widerstandsanteil bezeichnet. die zugehörigen Verschiebungen setzen sich aus einem wiedergewinnbaren elastischen und einem bleibenden plastischen Anteil zusammen.

4.1.2.3.2 Dynamische Wirkung

Eine durch den Rammschlag im Pfahl erzeugte Welle wird während ihrer Ausbreitung im Pfahl gedämpft. Dämpfung tritt in einem rein elastischen Medium unendlicher Ausdehnung (elastischer Halbraum) durch Energieabstrahlung und bei Scher- und Verdichtungsvorgängen in Form dissipativer Dämpfung auf. Der Vorgang der Amplitudendämpfung einer sich im Pfahl ausbreitenden Welle kann auch durch die Weckung dynamischer Bodenwiderstände R_{dyn} erklärt werden.

Sie hängen definitionsgemäß nicht von der Verschiebung, sondern von den Bewegungsgrößen Geschwindigkeit v und Beschleunigung a ab. Formal lässt sich für die zeitabhängige dynamische Bodenreaktion schreiben

$$R_{\text{dyn}}(t) = f(v(x,t), a(x,t)) \quad (4-26)$$

Der Gesamtbodenwiderstand R_{ges} ergibt sich folglich als die Summe der jeweiligen Momentanwerte des statischen und des dynamischen Anteils:

$$R_{\text{ges}}(t) = R_{\text{stat}}(t) + R_{\text{dyn}}(t) \quad (4-27)$$

4.1.2.3.3 Rechnerische Modelle

Um Pfahldynamische Messergebnisse im Hinblick auf die Pfahltragfähigkeit auswerten zu können, müssen Annahmen über das Zusammenwirken von Pfahl und Boden entlang dem Pfahlmantel und an der Pfahlspitze getroffen werden. Es muss also die Abhängigkeit des Bodenwiderstandes von den Verschiebungs- und Bewegungsgrößen u , v und a mathematisch formuliert werden.

Dabei bedient man sich in der Regel einfacher physikalischer Modellvorstellungen.

Der statische Bodenwiderstand wird durch ein bilinear elasto-plastisches Modell¹¹ und der dynamische Widerstand durch geschwindigkeitsproportionale viskose Dämpfung¹² beschrieben. Beschleunigungsabhängige dynamische Widerstände werden in der Regel nicht angesetzt. Zugkräfte am Pfahlfuß werden ausgeschlossen. Physikalisch kann man sich das beschriebene Widerstandsmodell als eine Parallelschaltung von Dämpferelementen und Feder-Reib-Elementen vorstellen.¹³

Der kontinuierlich verteilte Mantelwiderstand wird für Berechnungen diskretisiert, d.h. in einzelnen Punkten des Pfahles konzentriert zusammengefasst. Wie sich ein diskretisierter Mantelwiderstand auf eine Wellenbewegung im Pfahl auswirkt, wird im Folgenden gezeigt.

Die Wirkung eines einzelnen, am Pfahlmantel wirkenden Bodenwiderstandes R auf eine vorbeilaufende Welle lässt sich wie folgt beschreiben. Bezeichnet man mit 1 einen Schnitt oberhalb

¹¹ Vergleiche Kap. 5.4.3 und 6.3.1.

¹² Vergleiche Kap. 5.3.

¹³ Vergleiche Abb. *Abbildung 6-12* und *Abbildung 6-22*.

und mit 2 einen Schnitt unterhalb des Angriffspunktes des Bodenwiderstandes, so lässt sich mit Gl. (4-5) die Gleichgewichtsbedingung formulieren:

$$F_{i1} + F_{r1} - F_{i2} - F_{r2} - R = 0 \quad (4-28)$$

Aus Gl. (4-9) folgt die Geschwindigkeit für den Pfahl mit konstanter Impedanz Z zu:

$$v = \frac{F_{i1} - F_{r1}}{Z} = \frac{F_{i2} - F_{r2}}{Z} \quad (4-29)$$

Daraus ergibt sich dann

$$\begin{aligned} F_{i1} &= Zv + F_{r1} \\ F_{i2} &= Zv + F_{r2} \end{aligned} \quad (4-30)$$

und Einsetzen von Gl. (4-30) in Gl. (4-29) liefert

$$F_{r1} = F_{r2} + \frac{R}{2} \quad (4-31)$$

$$F_{i2} = F_{i1} - \frac{R}{2} \quad (4-32)$$

Für die Geschwindigkeit des Angriffspunktes von F findet man aus Gl. (4-29 und -31)

$$v = \frac{F_{i1} - F_{r2} - R/2}{Z} \quad (4-33)$$

Anschaulicher lässt sich das Ergebnis auf folgender Weise deuten:

Trifft eine im Pfahl aufwärts laufende Welle mit nach unten gerichteter Geschwindigkeit auf einen einzelnen Widerstand R an Pfahlmantel, so wird die Kraft um den Anteil $R/2$ vergrößert Gl. (4-31). Für die abwärts laufende Welle ergibt sich eine Verminderung der Kraft um $R/2$ Gl. (4-32). Die Geschwindigkeit verringert sich um einen Anteil $R/(2Z)$ Gl. (4-33).

Für den Sonderfall einer nur von oben einfallenden Welle ($F_{r2} = 0$) gilt:

$$F_{r1} = \frac{R}{2} \quad (4-34)$$

$$F_{i2} = F_{i1} - \frac{R}{2} \quad (4-35)$$

$$v = \frac{F_{i1} - R/2}{Z} \quad (4-36)$$

4.1.2.4 Exkurs zur „Eindimensionalen Wellenausbreitung“^{14 15}

4.1.2.4.1 Theoretische Grundlagen

Vektorgleichung des dynamischen Grundgesetzes im dreidimensionalen Halbraum:

$$\mu \Delta u + (\lambda + \mu) \text{grad}(\text{div} u) + f = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Einführung der elastischen Potentiale:

$$u = \text{grad} \Phi + \text{rot} \Psi$$

führt zur vektoriellen Gleichung:

$$\text{grad} [(\lambda + 2\mu)\Delta\Phi - \rho \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2}] + \text{rot} [\mu\Delta\Psi - \rho \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2}] = 0$$

Lösungen der hyperbolischen Differentialgleichungen:

A) Kompressionswellen¹⁶:

$$\Delta\Phi = \frac{1}{c_p^2} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2}, \quad c_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

B) Scherwellen¹⁷:

$$\Delta\Psi = \frac{1}{c_s^2} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2}, \quad c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Zur Erfüllung der Randbedingungen treten an der freie Oberfläche des Halbraumes zusätzlich Rayleigh-Wellen auf, deren Einfluß auf die Oberfläche begrenzt ist und deren Ausbreitungsgeschwindigkeit $c_R < c_S$ beträgt.

4.1.2.4.2 Eindimensionale Spannungswellenlehre

Die mathematische Grundlage des Messverfahrens ist die Theorie über die Fortbewegung von Spannungswellen in festen Medien.

D =	Durchmesser
r =	Radius
F =	Querschnitt
U =	Umfang
w =	Verschiebung in x-Richtung

¹⁴ Vergleiche Kap. 6.5.1.

¹⁵ [LUDWIG, J; MAISS, B.; (2004)].

¹⁶ Vergleiche Kap. 5.3.2.3.

¹⁷ Vergleiche Kap. 5.3.2.2.

$v =$	Geschwindigkeit der Massenteilchen
$c =$	Geschwindigkeit der Spannungswelle
$P =$	Kraft
$G =$	Gleitmodul des Bodens
$E = \sigma / \varepsilon$	dynamischer Elastizitäts-Modul des Pfahlbetons
$\sigma_x = P / F$	Normalspannung
$m = \rho A dx$	Massenteilchen
$\varepsilon = \partial w / \partial x$	Verzerrung
$\rho =$	Dichte

Im Folgenden wird die Bewegungsgleichung für eine Welle im Stabelement in x-Richtung erläutert:

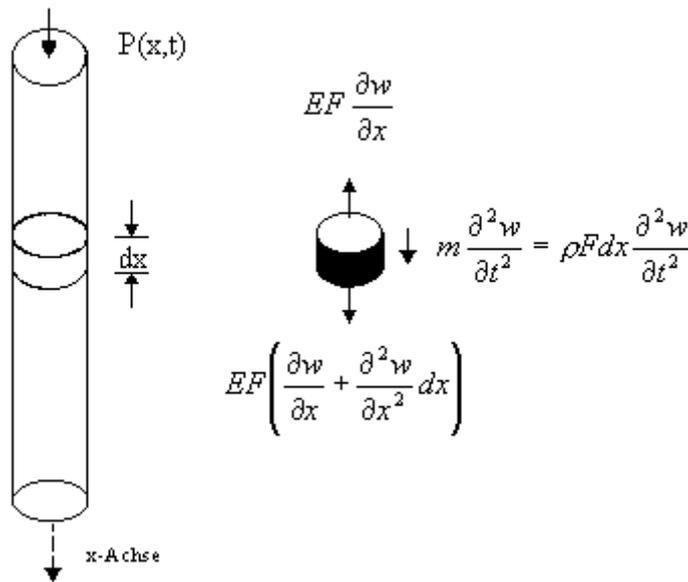


Abbildung 4-1: Zylindrischer Körper mit Kopflastaufbringung [LUDWIG; MAISS]

Nach Abbildung (4-1) ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung der am Stabelement wirkenden Kräfte:

$$E * F \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx \right) - E * F \frac{\partial w}{\partial x} = \rho * F * dx \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (4-37)$$

und in der daraus gekürzten Form:

$$E \frac{\partial w}{\partial x} + E \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx - E \frac{\partial w}{\partial x} = \rho dx \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (4-38)$$

ergibt sich die allgemeine Bewegungsgleichung der Welle im Stabelement:

$$E * \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \rho * \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad \text{und mit} \quad c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad \text{folgt:} \quad (4-39)$$

$$c^2 * \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (4-40)$$

Diese Gleichung gilt für den dämpfungsfreien Fall. Unter Berücksichtigung der innerhalb des Stabes auftretenden Dämpfungskräfte geht diese Gleichung über in

$$R * \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial t} + \omega^2 * \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (4-41)$$

mit R = Dissipationszahl;
 womit die Dissipationsenergie¹⁸ errechnet werden kann¹⁹:

$$W^P = \int \sigma_{ij}^{\circ P} \varepsilon_{ij}^{\circ P} \quad \text{mit } \varepsilon_{ij}^{\circ P} \text{ als deviatorische Verzerrungsgeschwindigkeit}^{20} \quad (4-42)$$

Für Gl. (4-41 und -42) gilt der allgemeine Lösungsansatz:

$$w = f_1(u) + f_2(v) \quad \text{mit} \quad \begin{aligned} u &= x + ct \\ v &= x - ct \end{aligned} \quad (4-43)$$

Die zweimalige partielle Differenziation nach x und t ergibt:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = f_1''(x + ct) + f_2''(x - ct) \quad (4-44)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = c^2 f_1''(x + ct) + c^2 f_2''(x - ct) \quad (4-45)$$

Aus der Diskussion der obigen Gleichungen kann auf den Verlauf und die Bewegungsrichtung der Longitudinalwelle geschlossen werden, indem durch Substitution gezeigt wird, dass sowohl jede Funktion $f_1(x + ct)$ als auch jede Funktion $f_2(x - ct)$ eine Lösung der Differentialgleichung (4-40) ist (siehe Gl. 4-44 und -45).

Die Lösung lässt sich sehr einfach physikalisch interpretieren, was durch die folgenden Erläuterungen gezeigt werden soll:

Die Funktion $w = f_2(x - ct)$ gibt in Abhängigkeit von der Zeit t den Verlauf der Verschiebung w als Funktion von x längs der Stabachse zum Pfahlfuß an, und ist für $t = \text{const.}$ nur von x abhängig. Nach der Zeiteinheit Δt wird das Argument der Funktion $f_1 : (x - c(t + \Delta t))$ erzeugt.

Die Funktion f_1 bleibt unverändert, wenn gleichzeitig mit der Zunahme von $t + \Delta t$ die Abszisse um $\Delta x = c * \Delta t$ zunimmt. Dies bedeutet, dass die Form der Verschiebung zur Zeit t auch für die Zeit $t + \Delta t$ gilt, wenn sie sich in x -Richtung um die Länge $\Delta x = c * \Delta t$ verschoben hat. Aus dieser Überlegung folgt, dass das zweite Glied der Gl. (4-40) eine in x -Richtung mit konstanter Geschwindigkeit c fortlaufende Welle darstellt.

Mit derselben Betrachtung lässt sich zeigen, dass das erste Glied eine in entgegengesetzter Richtung verlaufende Welle bedeutet.

Die allgemeine Lösung stellt mathematisch somit zwei Wellen dar, die sich längs der x -Achse in entgegengesetzter Richtung mit der konstanten Geschwindigkeit c ausbreiten. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit c hängt dabei von Materialkonstanten, dem Elastizitätsmodul E und der Dichte ρ ab.

Die Funktionen f_1 und f_2 im allgemeinen Lösungsansatz ergeben sich für jeden einzelnen Fall aus den Randbedingungen zur Zeit $t = 0$.

¹⁸ Definition: Plastische Energie, welche geometrisch als Projektion des Verzerrungsgeschwindigkeitsvektors auf den Spannungsvektor aufgefasst werden kann.

¹⁹ Vergleiche Kap. 5.3.2 und 5.6.1.3.

²⁰ Vergleiche Kap. 5.4.3.3 und 5.4.3.4 - Gl. (5-161).

Die Gesamtverschiebung des Querschnittes ergibt sich aus der Integration der elastischen Verformung.

Unter Berücksichtigung der Stabkraft wird:

$$P = -E * F * \frac{\partial w}{\partial x} = E * F [f_1'(x + ct) + f_2'(x - ct)] \quad (4-46)$$

mit $w = \int \varepsilon_x d_x = \int \frac{P}{E * F} d_x \quad (4-47)$

Für eine differenziell kleine Zeiteinheit gilt $\Delta_x = c\Delta t$ und damit für die Laufgeschwindigkeit der Spannungswelle:

$$c = \frac{dx}{dt} \quad \text{und damit:} \quad w = \int \frac{P}{E * F} * c * dt \quad (4-48)$$

Für die Verschiebung der Massenteilchen ergibt sich die Geschwindigkeit zu:

$$v = \frac{\partial w}{\partial t} = \frac{P}{E * F} * c = c [f_1 \dot{}(x + ct) - f_2 \dot{}(x - ct)] \quad (4-49)$$

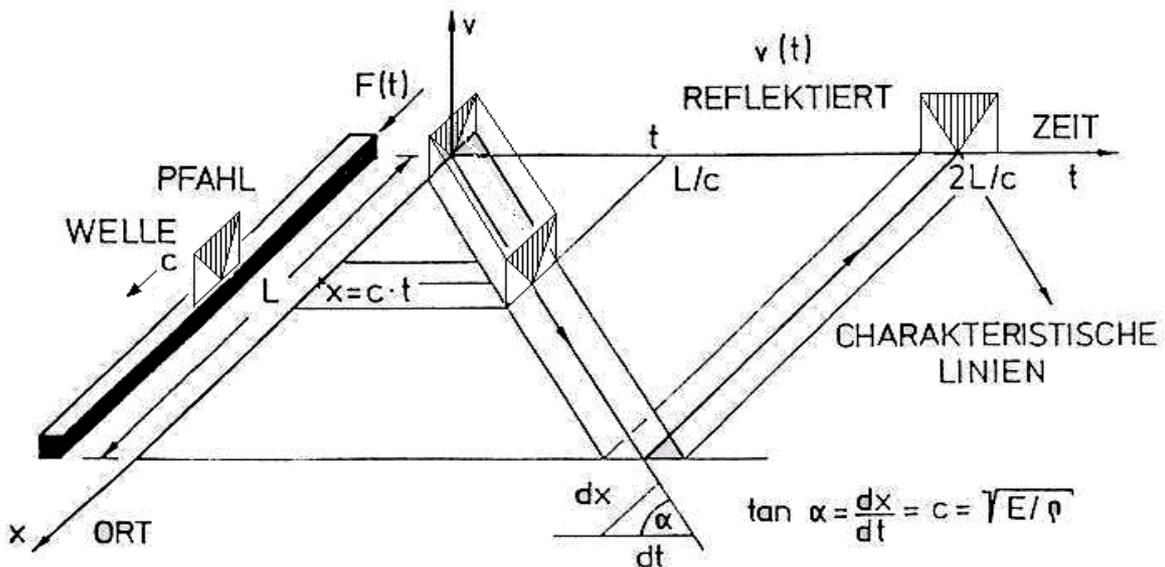


Abbildung 4-2: Schematische Bewegungsrichtung einer Longitudinalwelle [LUDWIG; MAISS]

Die Verschiebung ist bei der Einleitung des Impulses infolge des Hammerschlages nach unten gerichtet; die Spannungswelle läuft also in Richtung Pfahlfuß.

Am Pfahlfuß wird dann eine Zugspannung erzeugt, die eine zum Pfahlkopf zurücklaufende Zugspannungswelle zur Folge hat und am Pfahlkopf eine nach unten gerichtete Verformung verursacht.

Bei diesem Vorgang geht bereits ein geringer Teil der Energie im Boden unterhalb des Pfahlfußes verloren.

Von wesentlichem Einfluss auf die Bewegung der Spannungswelle ist außerdem die Mantelreibung des Pfahles.

Sie ist der Geschwindigkeit v und dem Gleitmodul G des Bodens proportional. Die allgemeine Bewegungsgleichung unter Berücksichtigung des Reibungsverlustes infolge der Mantelreibung lautet:

$$E * F * \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - \rho * F * \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - \frac{G * U}{r} * w + 2 \sqrt{\frac{G * U * E * \rho}{r}} * \frac{\partial w}{\partial t} = 0 \quad (4-50)$$

Als Lösung dieser Differenzialgleichung ergibt sich:

$$w = e^{-\chi * x} * f(x \pm ct) \quad \text{mit} \quad \chi = + \sqrt{\frac{G * U}{r * E * F}} \quad (4-51)$$

Die Abnahme der Amplitude der Spannungswelle aus dem Reibungsverlust folgt aus der Funktion:

$$R_{(x)} = e^{-\chi * x} = e^{-\sqrt{\frac{G * U}{r * E * F}} * x} \quad (4-52)$$

und mit $U = 2r\pi$ ergibt sich die Reduktionsfunktion²¹:

$$R_{(x)} = e^{-\sqrt{\frac{2\pi * G}{E * F}} * x} \quad (4-53)$$

Im Rahmen dieser Ausführungen über die Messmethode sind die Ergebnisse aus der Reduktionsfunktion von besonders großer Bedeutung. So zeigt die nachfolgende Berechnung für 4 Pfähle mit Durchmessern zwischen $D = 50\text{cm}$ und $D = 150\text{cm}$, dass die ermittelten Reduktionswerte mit zunehmender Pfahlänge erheblich voneinander abweichen. Die Abminderung der Amplitude wird bei gleich bleibenden Vorwerten für E und G mit zunehmendem Pfahldurchmesser geringer. Daraus folgt, dass Pfähle mit unterschiedlichem Durchmesser ohne Veränderung des Schlagimpulses überprüft werden können.

<u>Beispiel (1):</u>	<u>Beispiel (2):</u>	<u>Beispiel (3):</u>	<u>Beispiel (4):</u>
$D = 50 \text{ [cm]}$	$D = 90 \text{ [cm]}$	$D = 120 \text{ [cm]}$	$D = 150 \text{ [cm]}$
$F = 1.963,5 \text{ [cm}^2\text{]}$	$F = 6.362 \text{ [cm}^2\text{]}$	$F = 11.310 \text{ [cm}^2\text{]}$	$F = 17.671 \text{ [cm}^2\text{]}$
$E = 4.000 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$			
$G = 5 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$			

Reduktionsfunktion der Amplitude $R_{(x)}$:

$$(1): \quad e^{-\sqrt{\frac{2\pi * 5}{4000 * 1963,5}} * x} = e^{-2 * (10^{-3}) * x} \quad (2): \quad e^{-\sqrt{\frac{2\pi * 5}{4000 * 6362}} * x} = e^{-1,11 * (10^{-3}) * x}$$

$$(3): \quad e^{-\sqrt{\frac{2\pi * 5}{4000 * 11309,7}} * x} = e^{-8,33 * (10^{-4}) * x} \quad (4): \quad e^{-\sqrt{\frac{2\pi * 5}{4000 * 17671,46}} * x} = e^{-6,66 * (10^{-4}) * x}$$

²¹ Vergleiche Kap. 5.3.2.2 (Gl. (5-23)) und Kap. 5.3.3.6.

R(x)=e ^{-((Wurzel(2PiG/EF)) * x)}						
L [m]	x [cm]		D = 50 cm	D = 90 cm	D = 120 cm	D = 150 cm
		G [kN/m ²]	5,00	5,00	5,00	5,00
		E [kN/m ²]	4.000,00	4.000,00	4.000,00	4.000,00
		F [cm ²]	1.963,50	6.361,73	11.309,73	17.671,46
		r [cm]	25,00	45,00	60,00	75,00
0,00	0,00	R(x)=	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
5,00	1.000,00	R(x)=	0,135335	0,329193	0,434598	0,513417
10,00	2.000,00	R(x)=	0,018316	0,108368	0,188876	0,263597
15,00	3.000,00	R(x)=	0,002479	0,035674	0,082085	0,135335
20,00	4.000,00	R(x)=	0,000335	0,011744	0,035674	0,069483

Tabelle 4-1: Ergebnisse der Reduktionsfunktion der Amplitude für verschiedene Pfahldurchmesser [LUDWIG; MAISS]

Um die Reduktion der Amplitude auszugleichen, kann eine lineare bzw. exponentielle Verstärkung vorgenommen werden. Dabei wird der vom Beschleunigungsmesser aufgenommene Impuls mit der Länge der dargestellten bzw. der insgesamt aufgenommenen Messstrecke wie oben beschrieben linear bzw. exponentiell zunehmend verstärkt.

4.1.3 Messtechnische Verfahren zur Tragfähigkeitsbestimmung

4.1.3.1 Allgemeines

Da die genaue Vorausbestimmung des Tragverhaltens eines Rammpfahles eine nahezu unlösbare Aufgabe darstellt, liegt der Gedanke nahe, das Verhalten des Pfahles während der Rammung zu beobachten, messtechnisch zu erfassen und aus den Beobachtungsergebnissen Rückschlüsse auf das dynamische Tragverhalten zu ziehen. Der Rammschlag auf den Pfahl wird dazu als eine „dynamische Probelastung“ aufgefasst. Ausgehend von der Annahme, dass in das dynamische Eindringverhalten die auf den Pfahl wirkenden statischen und dynamischen Bodenwiderstände am Pfahlmantel und an der Spitze eingehen, wird anschließend versucht, aus den Messergebnissen während der Rammung den statischen und dynamischen Widerstandsanteil rechnerisch zu ermitteln und die statische Tragfähigkeit zu bestimmen.

Mit der raschen Entwicklung der Messtechnik in den letzten Jahrzehnten wurde es möglich, außer den bleibenden Setzungen pro Schlag auch Kraft- und Bewegungsgrößen während des Rammschlages als Funktion der Zeit aufzuzeichnen. Als besonders geeignet hat sich die Messung von Kraft und Beschleunigung in der Nähe des Pfahlkopfes erwiesen. Die Zeitverläufe dieser physikalischen Größen ergeben sich nicht allein aus den durch die Pfahlhaube und das Rammfutter gedämpften Einwirkungen des Rammhärens, sondern sie werden auch durch die geweckten Bodenwiderstände beeinflusst.

Legt man ein Rechenmodell für die Wellenausbreitung im Pfahl und Ansätze für die statischen und dynamischen Bodenwiderstände am Pfahlmantel und an der Spitze zugrunde, so kann aus den Messergebnissen eine statische Tragfähigkeit des Rammpfahles errechnet werden. Solche kombinierten Mess- und Rechenverfahren haben gegenüber reinen Rechenverfahren und den Rammformeln den wesentlichen Vorteil, dass die tatsächlich in den Pfahl eingeleitete Rammenergie für die Auswertung des Eindringverhaltens und die Bestimmung der Tragfähigkeit herangezogen wird. Die kombinierten Verfahren gelten daher für alle Rammverfahren.

Die Grundlagen der wichtigsten kombinierten Verfahren, des CASE- und des CAPWAP-Verfahrens, werden im Folgenden beschrieben.

4.1.3.2 Das Case-Verfahren²²

Ein Einfaches, auf der Grundlage der eindimensionalen Wellengleichung Gl. (4-1) für schlanke Pfähle beruhendes Rechenverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Rammpfählen aus Messungen der Beschleunigungen und Kräfte am Pfahlkopf wurde 1975 von [Goble et al.] vorgestellt. Eine Diskussion und Bewertung des Verfahrens gaben außerdem [Rausche et al. (1985)].

Ein Pfahl der Länge L mit konstanter Impedanz Z und Wellengeschwindigkeit c werde zum Zeitpunkt $t=0$ mit einer konstanten Last P beaufschlagt. Auf den Pfahl sollen zwei Bodenwiderstände einwirken: ein ideal-plastischer Mantelwiderstand R_i an der Stelle x_i vom Pfahlkopf aus gemessen und ein ideal-plastischer Spitzenwiderstand R_s . Die Last P sei größer als die Summe der beiden Widerstände. Trifft die im Pfahl nach unten laufende Wellenfront an der Stelle x_i auf den Mantelwiderstand R_i , so wird aus Gleichgewichtsgründen ein Anteil $R_i/2$ nach oben reflektiert und ein Anteil $P-R_i/2$ nach unten durchgelassen Gl. (4-34 und -35).

Am Pfahlfuß gilt das Kräftegleichgewicht:

$$F_{si}(t) + F_{sr}(t) = R_s(t) \quad (4-54)$$

Darin ist $F_{si}(t)$ der um $R_i/2$ verminderte, am Pfahlkopf zur Zeit $t-L/c$ messbare, einfallende Kraftanteil F_i . Dann gilt:

$$F_{si}(t) = F_i(t - \frac{L}{c}) - \frac{R_i}{2} \quad (4-55)$$

$F_{sr}(t)$ bewegt sich ungestört zum Pfahlkopf und ist dort um $\Delta t = L/c$ später feststellbar. Der messbare Anteil F_r am Pfahlkopf ist jedoch zu diesem Zeitpunkt bereits durch die zuvor eingetroffene Reflexion $R_i/2$ vom Mantelwiderstand vergrößert worden. Daher muss gelten:

$$F_{sr}(t) = F_r(t + \frac{L}{c}) - \frac{R_i}{2} \quad (4-56)$$

Setz man Gl. (4-55 und -56) in Gl. (4-54) ein, so folgt:

$$R_s(t) + R_i = F_i(t - \frac{L}{c}) + F_r(t + \frac{L}{c}) \quad (4-57)$$

Drück man F_i und F_r wie in Gl. (4-10) aus, so ergibt sich:

$$R(t) = R_s(t) + R_i = \frac{1}{2} [F(t - \frac{L}{c}) + F(t + \frac{L}{c}) + Zv(t - \frac{L}{c}) - Zv(t + \frac{L}{c})] \quad (4-58)$$

$$\text{oder } R(t) = \frac{1}{2} [F_1 + F_2 + Zv_1 - Zv_2] \quad \text{mit } t_2 = t_1 + \frac{2L}{c} \quad (4-59)$$

²² Vergleiche Kap. 6.3.6.1.

Gl. (4-58) ist die Grundgleichung des Case-Verfahrens [Goble et al., 1975]. In der Herleitung fällt auf, dass der Mantelwiderstand R_i unabhängig von der Zeit betrachtet wurde. Tatsächlich tritt er zur Zeit $t=x/c$ zum ersten Mal auf, während der Spitzenwiderstand erst ab $t = L/c$ wirkt.

Die an verschiedenen Orten wirkenden Bodenwiderstände sind also auch nur zu verschiedenen Zeiten am Pfahlkopf messbar. In der Herleitung wurde daher von einer Pfahlbelastung mit ausreichender Höhe und Dauer ausgegangen, die wesentlich für die Voraussetzung des „Case-Verfahren“ ist. Nur dann dürfen die an verschiedenen Orten wirkenden Widerstände wie in Gl. (4-58) addiert werden.

Die Herleitung von Gl. (4-58) lässt sich auf eine Folge von verteilten Mantelwiderständen R_i ($1 \leq i \leq N$) ausdehnen, wenn zusätzlich zu den getroffenen Annahmen die gegenseitige Unabhängigkeit der einzelnen Widerstände vorausgesetzt wird. Wesentlich ist auch hier wieder die dauerhafte Wirkung aller Widerstände über einen ausreichend langen Zeitraum. In Gl. (4-58) wird R_i dann durch die Summe aller Mantelwiderstände ersetzt.

Aus Gründen der Anschaulichkeit wurde in der Herleitung die Messung der Kräfte und Geschwindigkeiten am Pfahlfuß vorausgesetzt. Ohne Nachweis sei hier festgestellt, dass die Gedankengänge sich auf eine Messstelle unterhalb des Pfahlfußes übertragen lassen. Der Abstand dieser Messstelle zum Pfahlkopf wird dann mit L bezeichnet. Gl. (4-58) gilt unverändert.

Die auch in der ursprünglichen Herleitung von Goble getroffene Annahme ideal-plastischer Bodenwiderstände ist nicht zwingend. Bedingung für die Gültigkeit der Herleitung ist, dass die aufgebrachte Last ausreichende Pfahlverschiebungen auslöst, die die Bodenwiderstände am Pfahlmantel und an der Spitze in einen plastischen Grenzzustand bringen.

Der Gesamtbodenwiderstand $R(t)$ in Gl. (4-58) wird als die Summe eines statischen und eines dynamischen Anteils aufgefasst:

$$R(t) = R_{\text{stat}}(t) + R_{\text{dyn}}(t) \quad (4-60)$$

Ist man nun in der Lage, den dynamischen Widerstandsanteil R_{dyn} zu berechnen, so lässt sich Gl. (4-58) zur Berechnung der statischen Tragfähigkeit eines Rammpfahles einsetzen, wenn man während der Rammung die Zeitverläufe von Kraft und Geschwindigkeit am Pfahlkopf misst und anschließend zu den Zeitpunkten t_1 und t_2 gemäß Gl. (4-58) auswertet.

Zur Bestimmung des dynamischen Widerstandes müssen zwei weitere Annahmen getroffen werden. Der dynamische Widerstand wird an der Pfahlspitze konzentriert angenommen und das linear viskos, also geschwindigkeitsproportional aufgefasst. Von [Rausche et al. (1985)] wurden diese Annahmen mit der Erfahrung aus zahlreichen Vergleichsberechnungen begründet.

Mit einer viskosen Dämpfungskonstanten J und der Pfahlfußgeschwindigkeit v_s folgt

$$R_{\text{dyn}} = Jv_s = j_c Z v_s \quad (4-61)$$

Darin ist j_c der so genannte Case-Dämpfungsfaktor.

Unter Berücksichtigung der aufwärtswandernden Wellenanteile aus der Wirkung der Mantelwiderstände lässt sich nach [Rausche et al. (1985)] die Geschwindigkeit für einen freien Pfahlfluß zu

$$v_s(t) = \frac{1}{Z} F\left(t - \frac{L}{c}\right) + v\left(t - \frac{L}{c}\right) \quad (4-62)$$

errechnen.

Der Einfluss der am Widerstand R_i entstehenden, abwärts gerichteten Teilwelle auf die Fußgeschwindigkeit lässt sich wie folgt ausdrücken:

$$v_{s,i}(t) = -\frac{1}{Z} R_i \quad (4-63)$$

Fasst man alle Geschwindigkeitsanteile nach Gl. (4-63) zusammen und erweitert Gl. (4-62) um diese Summe, so folgt

$$v_s(t + L/c) = v(t) + \frac{1}{Z} [F(t) - R(t)] \quad (4-64)$$

Mit dieser Fußgeschwindigkeit lässt sich der dynamische Widerstand nach Gl. (4-61) errechnen und der statische Widerstand, der als statische Tragfähigkeit des Pfahles aufgefasst wird, bestimmen:

$$R_{stat}(t) = R(t) - R_{dyn}(t) \quad (4-65)$$

$$R_{stat}(t) = R(t) - j_c Z [v(t) + \frac{1}{Z} \{F(t) - R(t)\}]$$

In dieser Gleichung soll der Zeitpunkt t bei den Widerständen andeuten, dass sich für verschiedene Auswertzeitpunkte unterschiedliche Widerstände errechnen lassen. Als maßgeblicher statischer Widerstand wird der Maximalwert von $R_{stat}(t)$ im Messzeitraum aufgefasst.

Der Case-Dämpfungsfaktor j_c kann durch Vergleich der Ergebnisse von statischen Probelastungen und rambbegleitenden Messungen mit anschließender Case-Auswertung bestimmt werden. Diese Art der Festlegung des Dämpfungsfaktors entspricht einer Kalibrierung des Verfahrens mit Hilfe von statischen Vergleichsmessungen. Auf der Grundlage einer Vielzahl von solchen Kalibrierungen wurden von [Goble et al. (1975)] auf empirischen Wege Case-Dämpfungsfaktoren²³ für verschiedene Böden gewonnen. Zur Bestimmung der statischen Grenztragfähigkeit wurde das Kriterium nach [Davisson]²⁴ verwendet.

4.1.3.3 Das CAPWAP-Verfahren²⁵

Das so genannte CAPWAP-Verfahren (CAse Pile Wave Analysis Programm) wurde Anfang der 70er Jahre entwickelt und von [Goble et al. (1975)] vorgestellt.

Ähnlich wie das bereits erläuterte Case-Verfahren benutzt es am Pfahlkopf gemessene Zeitverläufe der Kraft und Geschwindigkeit und berechnet nach der eindimensionalen Wellentheorie auf der Grundlage geschätzter Kennwerte für den Bodenwiderstand das dynamische Verhalten des Pfahles unter einem Rammschlag.

Für die Wellenausbreitung im Pfahl wird in der Regel ein diskretes Modell zugrunde gelegt. Für den Bodenwiderstand werden vereinfachte Annahmen getroffen. Der statische Widerstandsanteil wird meist durch ein bilinear elastoplastisches Modell und der dynamische Widerstand durch einen linear viskosen Ansatz dargestellt. Der Widerstand am Pfahlmantel wird diskretisiert. Die Parameter für den Bodenwiderstand werden zunächst geschätzt oder aus Mess- oder Erfahrungswerten ermittelt.

Auf das so vereinfachte und diskretisierte Pfahl-Boden-System wird der am Pfahlkopf gemessene Geschwindigkeits-Zeitverlauf als äußere Belastung aufgebracht. Die Wellenausbreitung im Pfahl und die Einflüsse der Bodenwiderstände und Reflexionen werden rechnerisch nachvollzogen und der Kraft-Zeitverlauf am Pfahlkopf wird ermittelt. Er ist von den gewählten Bodenkennwerten abhängig und kann mit dem gemessenen Kraftverlauf verglichen werden. Stimmen die beiden Verläufe nicht

²³ Vergleiche [DGGT EA-Pfähle (2007)].

²⁴ Vergleiche [Peck et al., 1974].

²⁵ Vergleiche Kap. 6.3.6.2.

miteinander überein, so werden die gewählten Bodeneigenschaften und ihre Verteilung iterativ so lange angepasst, bis eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung erzielt worden ist. Nach [Goble et al. (1975)] sind die so ermittelbaren Bodenkennwerte für das statische und dynamische Verhalten des untersuchten Pfahles repräsentativ.

Die statischen Bodenwiderstandswerte können als Grundlage für eine anschließende Berechnung der Last-Setzungslinie des Pfahles dienen.

Der dynamische Berechnungsvorgang kann umgekehrt werden, indem die am Pfahlkopf gemessene Kraft als Belastung angesetzt wird und die Anpassung über einen Vergleich von gemessener und gerechneter Geschwindigkeit erfolgt („WAPCAP“).

4.1.4 Grundlagen der Integritätsprüfung²⁶

Für die Integritätsprüfung nach dem „Low-Strain-Verfahren“ wird während eines leichten Prüfschlages auf den Pfahlkopf eine einkanalige Beschleunigungsmessung durchgeführt. Die Messergebnisse werden analog oder numerisch zu einem Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf integriert und stehen in dieser Form zur Interpretation zur Verfügung.

Zuvor wurden bereits die Reflexionsgesetze bei Querschnittsveränderungen und Impedanzwechsel hergeleitet Gl. (4-22).

An einem Punkt des Pfahles, an dem sich die Impedanz ändert, wird die einfallende Welle (v_{i1}) in einen transmittierten (v_{t2}) und einen reflektierten Anteil (v_{r1}) aufgespalten. Führt man einen Reflexionsfaktor

$$r = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} \quad (4-66)$$

($r=b_{11}$ nach Gl. 4-19) und einen Transmissionsfaktor

$$t = 1 + r \quad (4-67)$$

($t = b_{21}$ nach Gl. 4-21) ein, so lassen sich die Geschwindigkeiten des reflektierten und des durchgelassenen Wellenanteils aus Gl. 4-18 zu

$$v_{r1} = r v_{i1} \quad \text{und}$$

$$v_{t2} = t v_{i1} \quad (4-68)$$

berechnen.

Durch Messung der Geschwindigkeit am Pfahlkopf können auf der Grundlage der beschriebenen Reflexionsgesetze die Länge des Pfahles und die Lage von Fehlstellen bestimmt werden.

Vernachlässigt man die im Pfahl und entlang des Pfahlmantels auftretenden Dämpfungserscheinungen, so lassen sich Rückschlüsse von den am Pfahlkopf messbaren Geschwindigkeitsamplituden auf die Größenordnung vorhandener Querschnittsveränderungen ziehen.

Dazu bestimmt man aus den gemessenen Geschwindigkeitsamplituden den Reflexionsfaktor r und nutzt die Beziehung

²⁶ Vergleiche Kap. 6.5.

$$Z_2 = \frac{1-r}{1+r} Z_1 \quad (4-69)$$

zur Berechnung der Impedanz Z_2 unterhalb der Querschnittsveränderung.

5 Mathematische Beschreibung der Dynamik gesättigter und ungesättigter Böden²⁷

5.1 Einführung

Die Studie beschreibt die Theorie der Wellenfortpflanzung [Biot 1956] und die Theorie der Konsolidation [Terzaghi 1925] kombiniert in einem Modell.

Randbedingungen für dieses Modell sind:

- Bei kurzer dynamischer Belastung und geringer Permeabilität kann das Materialverhalten als undrainiert angesehen werden.
- Bei langsamer dynamischer Belastung können die Trägheitskräfte vernachlässigt werden.

Erkenntnisse und Ziele:

- Ziele: Verhalten des Materials unter dynamischer Belastung und die Suche nach einer Antwort auf die Frage, ob Zweiphasenbeschreibung notwendig ist oder Einphasenbeschreibung genügt²⁸.
- Praktische Problemstellungen: (Pfahl-) Rammung, dynamische Bodenverdichtung, Wellenbrecher an Dämmen, Gründungen unter rotierenden Maschinenfundamenten.
- Aus soeben genannten Gründen kann eine Linearität nicht angenommen werden (wie z.B.: in der Seismik).
- Erste Erkenntnis: Wellenfortpflanzung unter dynamisch belasteten Pfählen in gesättigten Böden ist wesentlich verschieden von dynamisch belasteten Pfählen in trockenen Böden.

5.2 Generelle Beschreibung der Dynamik poröser Böden

5.2.1 Gleichungen für poröses Material

5.2.1.1 Dreidimensionale Grundgleichung

Für die weitere grundlegende Beschreibung der Wellentheorie gab [Biot] folgende Detailbedingungen an:

- > die volumetrische Porosität entspricht der Flächenporosität,
- > das Medium ist homogen und
- > die Wellenlänge ist viel grösser als eine Partikelgröße (=Korngröße).

Folgende Grundgleichungen werden im kartesischen Koordinatensystem mit der Summenkonvention i, j und k verwendet:

²⁷ Vergleiche [Hölscher].

²⁸ Antwort: Grenze liegt bei kritischer Frequenz; vergleiche Kap. 5.3.2.2, 5.3.2.6 und 5.3.3.6; *Abbildung 5-23* und *Abbildung 5-26*.

➤ **Kinematische Gleichungen:** (5-1)

$$\text{Boden: } \varepsilon_{ij}^s = \frac{1}{2}(u_{i,j}^s + u_{j,i}^s) \qquad \text{Wasser: } \varepsilon_{ii}^f = (u_{i,i}^f + \frac{1-n}{n}u_{i,i}^s)$$

➤ **Konstitutive Gleichungen:** (5-2)

$$\text{Boden: } \sigma_{ij}^s = (K_s - \frac{2}{3}G_s)\varepsilon_{kk}^s \delta_{ij} + 2G_s \varepsilon_{ij}^s \qquad \text{Wasser: } \pi = K_f \varepsilon_{kk}^f$$

$$\text{Volumetrische adhäsive Reibung: } R_j = b(\dot{u}_j^f - \dot{u}_j^s)$$

➤ **Bewegungsgleichungen:** (5-3)

$$\begin{aligned} \sigma_{ij,i}^s + (1-n)\pi_{,j} + R_j &= [(1-n)\rho_s + \rho_a]\ddot{u}_j^s - \rho_a \ddot{u}_j^f \\ n\pi_{,j} - R_j &= -\rho_a \ddot{u}_j^s + [\rho_a + n\rho_f]\ddot{u}_j^f \end{aligned}$$

mit der entsprechenden Legende²⁹:

b = Reibungskoeffizient für das Gesetz von Darcy	[Ns/m ⁴]	
μ = dynamische Viskosität	[kg/sm]	$b = n^2 \mu k / K$
k = Durchlässigkeit	[m/s]	
K = intrinsische Permeabilität	[m ²]	und

u [m] *Verschiebung*

ε [-] *Dehnung*

σ^s [N/m²] *effektive Spannung (pos. für Kompression)*

π [N/m²] *Porenwasserdruck (pos. für Kompression)*

ρ [kg/m³] *Dichte*

ρ_a : *Scheinbare Masse*

ρ_s : *Feststoffdichte*

ρ_f : *Dichte des Wassers*

δ_{ij} [-] *Kronecker Delta*

n [-] *Porenanteil*

K_s [N/m²] *Kompressionsmodul Boden*

K_f [N/m²] *Kompressionsmodul Wasser*

K_g [N/m²] *Kompressionsmodul Einzelkorn*

G_s [N/m²] *Schubmodul Boden*

D_{ijkl} *Steifigkeitstensor*

R_j [N/m²] *Volumetrische adhäsive Reibung*

Das Subscript „,“ entspricht der partiellen Ableitung nach dem Raum;
 das Superscript „[.]“ entspricht der partiellen Ableitung nach der Zeit.

²⁹ Vergleiche [PREGL, O; Band 9, Kap 3.10].

5.2.1.2 Diskussion über die beeinflussenden Terme

Folgende drei Beeinflussungen treten beim Zweiphasensystem auf:

- kinematische,
- Reibungs- bzw. Viskositäts- und
- dynamische Beeinflussungen.

Nach Gl. (5-1) zeigt der rechte Term der rechten Seite den kinematischen Anteil und beweist, dass die volumetrische Belastung des Bodens zu einer volumetrischen Belastung der Flüssigkeit bedingt; abgeleitet entspricht dieser Term dem Prinzip der „Erhaltung der Masse“. Das definierte Volumen wird mit $V = \Delta x_1 \Delta x_2 \Delta x_3$ beschrieben. Die Poren sind mit Wasser gefüllt und definieren das Volumen nV . Der Rest wird mit dem Bodenmaterial bezeichnet und beschreibt das Volumen $(1-n)V$.

Biot schlug vor, die elastischen Eigenschaften mittels einen vollkommenen drainierten Test (entspricht dem CD-Test) und einem Test mit const. Volumen (entspricht dem CCV-Test) zu messen.

Triaxialversuche:

Erstes Experiment: konsolidierter, drainierter mit const. gehaltenem Volumen Triaxialversuch (CCV)

$$\begin{aligned} u^s = 0 \text{ (Boden)} &\Rightarrow \epsilon_{kk}^s = 0 \\ u^f \neq 0 \text{ (Wasser)} &\Rightarrow \epsilon_{kk}^f = u_{k,k}^f \end{aligned} \quad (5-4)$$

Zweites Experiment: konsolidierter, undrainierter Triaxialversuch (CU)

$$\begin{aligned} u^s \neq 0 \text{ (Boden)} &\Rightarrow \epsilon_{kk}^s = u_{k,k}^s \\ u^f = 0 \text{ (Wasser)} &\Rightarrow \epsilon_{kk}^f = \frac{(1-n)}{n} u_{k,k}^s \end{aligned} \quad (5-5)$$

Drittes Experiment: konsolidierter, drainierter Triaxialversuch (CD); dies entspricht einer Kombination aus CCV und CU Versuch

$$\begin{aligned} u^s \neq 0 \text{ (Boden)} &\Rightarrow \epsilon^s = u_{i,i}^s \\ u^f \neq 0 \text{ (Wasser)} &\Rightarrow \epsilon^f = u_{i,i}^f + \frac{(1-n)}{n} u_{i,i}^s \end{aligned} \quad (5-6)$$

Die **Steifigkeit des Kornes über das Prinzip zur Erhaltung der Masse [Biot 1962]**, mit der Annahme der unendlich hohen Steifigkeit des Einzelkorns ($\alpha=1$):

$$\frac{1}{3} \sigma_{kk}^s + (1-\alpha)\pi = K_s u_{k,k}^s \quad \text{und} \quad \pi = (\alpha-n)M u_{i,i}^s + nM u_{i,i}^f \quad \text{mit} \quad M = K_f / n \quad \text{und} \quad \alpha = 1 - \frac{K_s}{K_g} \quad (5-7)$$

Beim **vollkommen drainierten Test** ist der Porenwasserdruck gleich Null und die totale Spannung (welche hier ident ist mit der effektiven Spannung) und die Boden- und Wasserverschiebung wird gemessen. Errechnet wird der Kompressionsmodul des Bodens K_s und der const. Faktor α .

Beim **Test mit const. Volumen** tritt keine Bodenverschiebung auf; gemessen wird der Porenwasserdruck, die Wasserverschiebung und die totale Spannung im Boden. Daraus wird die Steifigkeit M ermittelt.

Teil eins und zwei von Gl. (5-4) beschreiben die Möglichkeit der Evaluierung der Abhängigkeit der Parameter α und M von der Steifigkeit des Kornes K_g . Abhängig von der Kompressibilität des Einzelkorns tritt die summierte volumetrische Dehnung im Boden $\tilde{u}_{k,k}$ bei Zunahme des Porenwasserdruckes auf. Beim Test mit const. Volumen ist eine volumetrische Dehnung unmöglich, weshalb man für das Bodenskelett eine anderwertige Größe für deren Dehnung herleitet.

$$\tilde{u}_{k,k} = \frac{\pi}{K_g} = -\frac{\sigma_{kk}^s}{3K_s} \quad (5-8)$$

Der const. Faktor α wird ermittelt bei der Elimination der isotropen Spannung bei der Anwendung der Rechte-Hand-Regel der Gl. (5-8) und der ersten Gleichung der Formel (5-7) unter der Annahme, dass die volumetrische Verformung des Bodens null beträgt.

$$\frac{1}{3}\sigma_{kk}^s = -\frac{K_s}{K_g}\pi \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{3}\sigma_{kk}^s + (1-\alpha)\pi = -\frac{K_s}{K_g}\pi + (1-\alpha)\pi = 0 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 1 - \frac{K_s}{K_g} \quad (5-9)$$

Für eine geschlossene Sandbodenschichte beträgt der Kompressionsmodul für den Sandboden $K_s = 20$ MPa und der Kompressionsmodul des Sandeinzelkorns $K_g = 20$ GPa womit die Approximation für $\alpha = 1$ als exakt angenommen werden kann.

Die Steifigkeit M wird beim Test mit const. Volumen ermittelt mittels Trennung der injizierten Flüssigkeit in zwei Parts.

$$u_{i,i}^f = \hat{u}_{i,i} + \tilde{u}_{i,i} \quad \text{und} \quad \hat{u}_{i,i} = \pi / K_f \quad \tilde{u}_{i,i} = \pi / K_g \quad \Rightarrow \quad M = \frac{1}{n} K_f \left(\frac{1}{1 + \frac{K_f}{K_g}} \right) \quad (5-10)$$

wobei:

$\hat{u}_{i,i}$ Porenwasserdruck bei inkompressiblem Korngerüst

$\tilde{u}_{i,i}$ Porenwasserdruck bei kompressiblem Korngerüst

Die Größe der Steifigkeit des Wassers beträgt 2 GPa und die des Einzelkorns 20 GPa, womit die spezielle Formel mit diesen Stoffkennwerten als $M = 0,9 \frac{K_f}{n}$ bezeichnet werden kann.

Der Term R_j in der Gl. (5-2) beschreibt die volumetrische adhäsive Reibung in Richtung x_j der Flüssigkeit im Boden. Diese Strömungskraft wird durch die Viskosität der Flüssigkeit induziert. Nach Darcy wird die Reibung als linear angenommen.

Der nächste eingeführte Term ist die „scheinbare Masse“ ρ_a in Gl. (5-3)³⁰.

Sie wurde von [Biot (1956)] eingeführt und beschreibt den Unterschied zwischen der gespeicherten kinetischen Energie in einem porösem Medium und der gerechneten kinetischen Energie von der Flüssigkeitgeschwindigkeit. Verursacht wird die scheinbare Masse durch die seitliche Bewegung

³⁰ Vergleiche Kap. 5.3.2.2.

(=Scherwellen) der Flüssigkeit aufgrund der unregelmäßigen Porenform. Sie ist hier nicht wie in allg. erdstatischen Berechnungen mit Null anzusetzen.

Diese scheinbare Masse erhöht die Bodenmasse in der dynamischen Bodengleichung wenn keine Flüssigkeitsbewegung stattfindet, und erhöht die Flüssigkeitsmasse der dynamischen Flüssigkeitgleichungen wenn keine Bodenbewegung stattfindet.

5.2.1.3 Einführung in die „spezielle Ableitung q_i “

Die Bewegung der Flüssigkeit kann beschrieben werden relativ zur Bewegung des Bodenskeletts. Die relative Flüssigkeitsverschiebung w multipliziert mit der Porosität n wird verwendet zur Beschreibung des dynamischen Verhaltens des gesättigten porösen Mediums; die „spezielle Ableitung q_i “ davon nach der Zeit wird verwendet zur Beschreibung des statischen Verhaltens des gesättigten porösen Mediums.

Bodenverschiebung:

$$u_i = u_i^s$$

Relativverschiebung:

$$w_i = u_i^f - u_i^s$$

In der linearen Approximation ist die relative Flüssigkeitsverschiebung limitiert, womit mit dieser Annäherung die Konsolidierung nicht beschrieben werden kann. Der Gebrauch der Ableitung ist aber nützlich, indem die Konsolidierung mit dem dynamischen Mechanismus den gleichen Algorithmus verwendet.

Die Grundgleichung der „speziellen Ableitung“ lautet:

$$q_j = n \partial w_j / \partial t$$

$$\Rightarrow \Rightarrow \sigma_{ij}^s = (K_s - \frac{2}{3} G_s) u_{k,k} \delta_{ij} + G_s (u_{i,j} + u_{j,i})$$

$$\Rightarrow \pi = \frac{1}{n} K_f (\dot{u}_{k,k} + q_{k,k})$$

$$\Rightarrow \sigma_{ij,i}^s + \pi_{,j} = [(1-n)\rho_s + n\rho_f] \ddot{u}_j + \rho_f \dot{q}_j \Rightarrow (1-n)\rho_s + n\rho_f \quad \text{gesamte Volumsdichte}$$

$$\Rightarrow n\pi_{,j} - \frac{b}{n} q_j = n\rho_f (\ddot{u}_j + \frac{1}{n} \dot{q}_j) + \frac{\rho_a}{n} \dot{q}_j \Rightarrow \sigma_{ij}^s + \pi \delta_{ij} \quad \text{totale Spannung}$$

(5-11)

5.2.1.4 Einzelphasenbeschreibung

Um eine Einzelphase mit einem gesättigten porösen Material vergleichen zu können, wird das Einzelphasematerial von den Beschreibungen eines gesättigten porösen Materials (5-11) abgeleitet. Die relative Verschiebung und die Ableitung nach der Zeit werden Null gesetzt.

$$\sigma_{ij}^s = (K_s - \frac{2}{3} G_s) u_{k,k} \delta_{ij} + G_s (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad \Leftarrow \quad \pi = \frac{1}{n} K_f u_{k,k} \quad (5-12)$$

$$\sigma_{ij,j}^s + (1-n)\pi_{,j} = (1-n)\rho_s \ddot{u}_j \quad \Leftarrow \quad n\pi_{,j} = n\rho_f \ddot{u}_j$$

Hierbei wird die zweite in die erste, und die vierte in die dritte Gleichung eingefügt.

Die Gleichung $\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^s + \pi \delta_{ij}$ beschreibt die totale Spannung, und die entsprechenden Materialeigenschaften werden in der Gleichung (5-13 rechter Teil) definiert.

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= (K_{eq} - \frac{2}{3} G_{eq}) u_{k,k} \delta_{ij} + G_{eq} (u_{i,j} + u_{j,i}) & \rho_{eq} &= (1-n)\rho_s + n\rho_f \\ \sigma_{ij,i} &= \rho \ddot{u}_j & K_{eq} &= \frac{1}{n} K_f + K_s \\ \pi &= \frac{1}{n} K_f u_{k,k} & G_{eq} &= G_s \end{aligned} \quad (5-13)$$

Die ersten beiden Gleichungen links in der Gl. (5-13) beschreiben die Einzelphaseneigenschaft, die dritte Gleichung ermöglicht die Berechnung des Porenwasserdruckes und weiterführend daraus die effektive Spannung. In der weiterführenden Literatur wird diese Einzelphasebeschreibung auch als „gefestigtes“ oder „gefrorenes“ Gemenge bezeichnet.

5.2.2 Anfangs- und Grenzbedingungen

Bisher wurde ein homogenes Feld angenommen. Dies, welches durch Anfangsbedingungen definiert wird, ist in den meisten praktischen Fällen fast nie der Fall, wodurch sich eventl. Änderungen der Stoffeigenschaften in Grenzbedingungen und in weiterer Folge als Bedingungen an den Schnittstellen ergeben. Die ersten beiden Fälle werden in diesen Kapiteln beschrieben.

5.2.2.1 Anfangsbedingungen

Die Anfangsbedingungen müssen bei jedem Knotenpunkt für den Zeitpunkt $t = 0$ festgelegt werden. Die spezielle Ableitung und der Porenwasserdruck sind die neuen Variablen für die Anfangsbedingungen (dies waren bisher die Feldvariablen):

f_j Anteil für die Verschiebung
 g_j Anteil für die Geschwindigkeit

$$\begin{aligned} q_j(t, x_i) &= n \dot{w}_j(t, x_i) = n(\dot{u}_j^f(t, x_i) - \dot{u}_j^s(t, x_i)) \\ \Rightarrow q_j(t = t_0, x_i) &= n(g_j^f(x_i) - g_j^s(x_i)) \\ \pi(t, x_i) &= \frac{(1-n)}{n} K_f u_{k,k}^s(t, x_i) + K_f u_{k,k}^f(t, x_i) \\ \Rightarrow \pi(t = t_0, x_i) &= \frac{(1-n)}{n} K_f f_{k,k}^s(x_i) + K_f f_{k,k}^f(x_i) \end{aligned}$$

(5-14)

5.2.2.2 Grenzbedingungen

An der Oberfläche eines jeden abgeschlossenen Feldes sind Grenzbedingungen für den Feststoff- und Flüssigkeitskörper erforderlich. Eine Grenzbedingungsbeschreibung kann erfolgen als:

- > Dirichlet Grenzbedingung (mit Angabe des Potentialwertes oder des Wasseranteils (die Höhe ist vorgegeben))
- > von Neumann Grenzbedingung (entspricht streng genommen der Angabe eines bestimmten Gradienten durch die Berandung [McCORD, 1991], wird aber häufig zur Spezifikation des Flusses, also des Produktes aus dem Gradienten und dem Leitvermögen verwendet [SIMUNEK, 1999])
- > Cauchy- oder gemischte Grenzbedingung aus Dirichlet und von Neumann; der Fluss durch die Berandung ist keine Konstante wie bei Neumann, sondern eine Funktion des Randpotentials oder auch anderer Größen.

Für den Boden: Dirichlet Grenzbedingung beschreibt die Verschiebung,
von Neumann Grenzbedingung beschreibt die Spannung.

Für das Wasser: Dirichlet Grenzbedingung beschreibt den Porenwasserdruck,
von Neumann Grenzbedingung beschreibt die spezielle Ableitung.

Für die Dynamik: > Bodenverschiebung und die spezielle Ableitung sind Null,
> Bodenspannung und Porenwasserdruck sind gegeben,
> spezielle Ableitung ist Null und die totale Spannung ist gegeben.

5.2.3 Bedingungen an den Schnittstellen

Grenzfläche 1: zwei gesättigte poröse Medien [1) und 2) Deresiewicz und Skalak 1963]

Grenzfläche 2: ein gesättigtes poröses Medium und ein undurchlässiges Medium (Bauwerk)

Grenzfläche 3: ein gesättigtes poröses Medium und ein trockenes poröses Medium (GW-Oberfläche)

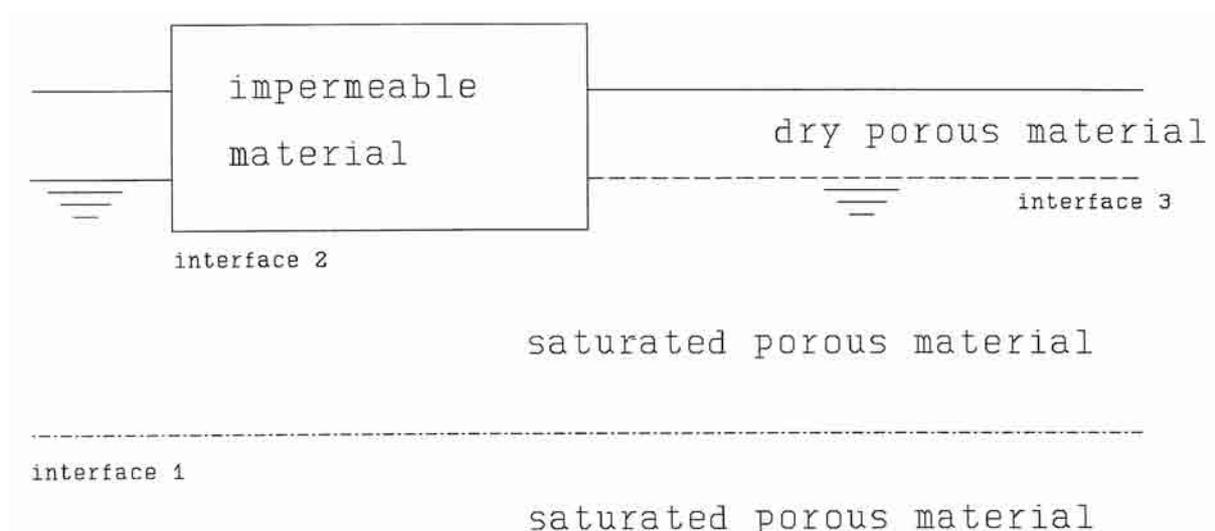


Abbildung 5-1: Abbildung zu den physikalisch relevanten Schnittstellen [HÖLSCHER]

5.2.3.1 Bedingungen zwischen zwei gesättigten porösen Medien

Es wird angenommen, dass beide Medien mit dem gleichen Fluid gesättigt sind. In der Bodendynamik ist das Fluid meistens Wasser, welches mit Luft gemeinsam die Poren auffüllt. An beiden Seiten nahe der Schnittfläche wird der Wasser- und Luftgehalt als gleich angesetzt.

> Kinematische Gleichung:

Diese kinematische Gleichung genügt dem Prinzip der Massenerhaltung. Es wird angenommen das beide Bodenmaterialien über- und unterhalb der Schnittstelle „fest verbunden“ sind (Geotechnisch: Reibungswinkel und eventl. Kohäsion sind wirksam), und kein „Rutschschaden“ (Geotechnisch: Grundbruch, Harnischflächen, ...) die Verschiebung und damit die Verschiebungsgeschwindigkeit unterbricht. Die Fluidbewegung nahe der Schnittstelle wird in parallel und senkrecht zur Schnittstelle zerlegt.

$$\begin{aligned} u_n^{s_a} &= u_n^{s_b} \\ u_t^{s_a} &= u_t^{s_b} \\ q_n^a &= q_n^b \Rightarrow \dot{u}_n^{f_a} - \dot{u}_n^{s_a} = \dot{u}_n^{f_b} - \dot{u}_n^{s_a} \end{aligned} \quad (5-15)$$

Da die spezielle Ableitung gleich der relativen Fluidgeschwindigkeit multipliziert mit der Porosität entspricht $q_j = n \partial w_j / \partial t$ kann die Fluidgeschwindigkeit auf einer Seite der Schnittstelle nur aufrecht erhalten bleiben, wenn die Porosität an beiden Seiten der Schnittstelle gleich ist.

> Dynamische Gleichung:

Dieser Anteil bezieht sich auf das Prinzip der Erhaltung des Impulses. Die dynamischen Gleichungen können nicht hergeleitet werden aus dem dynamischen Gleichgewicht einer dünnen Ebene in der Schnittstelle, da ein eventl. sprunghafter Unterschied in den Materialeigenschaften innere Kräfte verursacht, welche durch die Abnahme der Dicke in der Schnittebene nicht berücksichtigt werden können.

Anbei wird folgende Formel (5-16) beschrieben:

1. Gleichung: totale Spannung normal zur Grenzfläche wird über die Schnittstelle weitergeleitet
2. Gleichung: Schubspannung wird über die Schnittstelle weitergeleitet
3. Gleichung: Grenzfläche kann Durchfluss über die Schnittstelle verhindern und somit unterschiedliche Porenwasserdrücke herstellen.

q_n = spezielle Ableitung

κ_s = wird als Unterschied der k_f -Werte ober- und unterhalb der Schnittstelle verwendet; in der Literatur auch als „Maß“ für die Filterregel verstanden.

$$\begin{aligned} \sigma_n^{s_a} + \pi^a &= \sigma_n^{s_b} + \pi^b \\ \sigma_t^{s_a} &= \sigma_t^{s_b} \\ \pi^b - \pi^a &= \frac{q_n}{\kappa_s} \end{aligned} \quad (5-16)$$

Beim stationären Problem kann die spezielle Ableitung parallel zur Schnittfläche zu folgender Formel hergeleitet werden:

$$\frac{q_t^a}{\kappa^a} = \frac{q_t^b}{\kappa^b} \quad (5-17)$$

5.2.3.2 Bedingungen zwischen porösen und undurchlässigen Medium (=Bauwerk)

Die Bedingungen an den Schnittstellen zwischen gesättigten porösen Medium und einem undurchlässigen Medium werden von den Schnittstellenbedingungen (Gl. 5-16 und Gl. 5-17) hergeleitet. Material b (Index) entspricht dem undurchlässigen Medium, in dem nur die Bodenverschiebung und die totale Spannung definiert sind.

$$\begin{aligned}\sigma_n^a + \pi^a &= \sigma_n^b & \sigma_t^a &= \sigma_t^b & q_n &= 0 \\ \dot{u}_n^a &= \dot{u}_n^b & \dot{u}_t^a &= \dot{u}_t^b\end{aligned}\tag{5-18}$$

5.2.3.3 Grundwasseroberfläche

Ebenfalls von den Schnittstellenbedingungen wird die GW-Oberflächenbedingung hergeleitet. Hierbei ist der Porenwasserdruck oberhalb des GW-Spiegels (Material b) gleich Null, und der Wert für die Permeabilität $\kappa_s = \infty$. Die Bedingungen für die spezielle Ableitung im gesättigten Bereich scheiden aus und werden als freie Variablen bezeichnet.

$$\begin{aligned}\pi^a &= 0 & \sigma_n^a &= \sigma_n^b & \sigma_t^a &= \sigma_t^b \\ u_n^a &= u_n^b & u_t^a &= u_t^b\end{aligned}\tag{5-19}$$

Die Beschreibung der Situation entlang der GW-Oberfläche ist in der Realität nicht so einfach, deren Kompliziertheit sich in den Fragestellungen zur Kapillarität (Steighöhe, Teilsättigung) widerspiegelt. In deren Modellfähigkeit muss auf die Literatur [e.g. Alonso et al., 1990] verwiesen werden.

5.3 Analytische Lösung von Wellen in der Nähe von Grenzflächen³¹

5.3.1 Einführung und Abgrenzung dieses Kapitels

Die Existenz einer **Welle zweiter Art**³² unterscheidet sich in den Eigenschaften vom gesättigten Medium zum Einzelphasenmedium. Falls diese Welle zweiter Art eine starke Dämpfung erfährt, liegt sie mit großer Wahrscheinlichkeit nahe einer Grenzfläche. Dafür werden in diesem Kapitel Lösungen angeboten.

Unterteilung der Grenzflächen in:

- Schichtmodell
- Bodenstruktur
- GW-Oberfläche

³¹ Vergleiche Kap. 4.1.2.3.3 Fußnote ¹¹ und ¹².

³² Definition und Antwort vergleiche Kap. 5.3.2.2, 5.3.2.6 und 5.3.3.6.

Analytische Lösungen werden evaluiert für gerade Grenzflächen. Dieses Problem wird im Frequenzbereich gelöst. Zeitbereichslösungen werden für numerische Fourier-Transformationen angewandt.

Vier eindimensionale Situationen:

- Scherwellen in Bodenschichten
- Kompressionswellen in einer Bodenschicht
- Kompressionswellen an einer Bodengrenzschicht
- Kompressionswellen an einer Bodenstrukturänderung

[Geertsma & Smit, 1961] entwickelten in einer Studie eine Beschreibung der Grenzfläche zwischen einem undurchlässigen Bodenmaterial und einem gesättigten porösen Material.

[Simon et al., 1984] entwickelte eine analytische Lösung für eine Eindimensionale Wellenfortpflanzung im gesättigten porösen Medium. Diese Lösung ist für spezielle Materialien, so genannte dynamisch kompartible Materialien.

[Van der Grinten et al. 1987] entwickelte Fourier-Transformationen für Wellenfortpflanzungen in gesättigten porösen Medien. Diese Lösung ist nicht eingeschränkt für dynamisch kompartible Materialien. Diese Technik wird verwendet für mehrere Probleme mit Grenzflächen.

[Degrande, 1992] verwendeten die Fourier Transformation für die zweidimensionale Wellenfortpflanzung in horizontalen Schichten gesättigter poröser Medien.

Zweidimensional:

- Oberflächenwellen entlang eines Halbraumes

[Deresiewicz, 1963] beschäftigte sich mit dem Problem der Rayleigh Wellen. Im Artikel wurde aber keine Beachtung zu den Rayleigh Wellen zweiter Art gegeben.

5.3.2 Eindimensionale Wellenfortpflanzung

5.3.2.1 Einführung

In diesem Kapitel wird die Eigenschaft des gesättigten porösen Mediums analytisch studiert; die Begrenzung liegt beim eindimensionalen Problem. Im diesem Problem können die Kompressionswellen und die Scherwellen getrennt werden. Da die Materialeigenschaft linear elastisch ist, kann das Problem im Frequenzbereich transformiert werden.

Zuerst werden die **Scherwellen** beschrieben. Für das lineare Problem müssen die Boden- und Flüssigkeitsbewegungen immer gleichzeitig im niederen Frequenzbereich liegen. Für höhere Frequenzbereiche hängt die Flüssigkeitsbewegung stark von der „**scheinbaren Masse**“ ab.

Als zweites wird die **Kompressionswelle** beschrieben. Über die Fourier-Transformationen werden Lösungen nach der Zeit berechnet. Drei Fälle werden unterschieden:

- Wellenreflexion an der Grenzfläche zwischen zwei gesättigte poröse Medien mit unendlicher Länge.
- Wellenreflexion an der Grenzfläche zwischen einem gesättigten poröses Material begrenzter Länge und einem gesättigten poröses Material unbegrenzter Länge.
- Wellenreflexion an der Grenzfläche zwischen einem undurchlässigen Material begrenzter Länge und einem gesättigten poröses Material unendlicher Länge.

5.3.2.2 Generallösung für die Fortpflanzung von Scherwellen im Frequenzbereich³³

Feldgleichungen:

Die Grundgleichungen in den Gl. (5-1 bis 5-3) können vereinfacht für das eindimensionale Problem beschrieben werden:

$$\begin{aligned} \tau_{,x} + b(v^f - v^s) &= [(1-n)\rho_s + \rho_a]\dot{v}^s - \rho_a \dot{v}^f \\ -b(v^f - v^s) &= -\rho_a \dot{v}^s + [n\rho_f + \rho_a]\dot{v}^f \\ \dot{\tau} &= G v_{,x}^s \end{aligned} \quad (5-20)$$

mit

v^s = Geschwindigkeit des Bodens
 v^f = Geschwindigkeit des Fluids
 τ = Scherspannung im Bodens

Substitution der harmonischen Wellen mit einer e-Fuktion $e^{-i\kappa x} e^{i\omega x}$ in Abhängigkeit von Zeit und x-Richtung ergibt:

$$\begin{pmatrix} \omega m_2 & -\omega m_a & \kappa \\ -\omega m_a & \omega m_1 & 0 \\ \kappa G & 0 & \omega \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \hat{v}^s \\ \hat{v}^f \\ \hat{\tau} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \text{mit} \quad \begin{aligned} m_j &= \rho_j - ib/\omega \\ \rho_1 &= n\rho_f + \rho_a \\ \rho_2 &= (1-n)\rho_s + \rho_a \end{aligned} \quad (j = 1,2 \text{ und } a)$$

führt zu³⁴:

$$\kappa^\pm = \pm \frac{\omega}{\sqrt{G}} \sqrt{\frac{m_1 m_2 - m_a^2}{m_1}} = \pm \frac{\omega}{c_s^{dry}} \sqrt{\frac{m_1 m_2 - m_a^2}{m_1(m_2 - m_a)}} = \pm \frac{\omega}{c_s^{dry}} f_\kappa(\omega) \quad (5-21)$$

mit

$$c_s^{dry} = \sqrt{G/(m_2 - m_a)} \quad \text{Scherwellengeschwindigkeit im trockenen Boden}$$

$f_\kappa(\omega)$ Wellennummerkoeffizient, Verhältnis zw. Scherwellengeschwindigkeit im trockenen Boden und gesättigten Boden, abhängig von der Frequenz.

$$\frac{\hat{v}^f}{\hat{v}^s} = \frac{m_a}{m_1} = A^\pm(\omega) \quad \text{Faktor A (Geschwindigkeitsanteil)}$$

$$\frac{\hat{\tau}}{\hat{v}^s} = -\frac{\kappa^\pm G}{\omega} = \mp \frac{G f_\kappa(\omega)}{c_s^{dry}} = B^\pm(\omega) \quad \text{Faktor B (Schubspannungsanteil)}$$

³³ Vergleiche Kap. 4.1.2.4.

³⁴ Vergleiche (Gl. 5-31).

Diskussion über die Generallösung:

Der erste Teil in Abbildung (5-2) zeigt in der Ordinate den Wellennummerkoeffizient $f_{\kappa}(\omega)$ und Multiplikator $A^{\pm}(\omega)$. Aus folgender Abbildung ergibt sich, dass in hohen und niederen Frequenzbereichen die Wellennummer immer real ist, sodass die Scherwellenfortpflanzung immer ungedämpft ist. Für niedere Frequenzen ist der Wellennummerkoeffizient $f_{\kappa}(\omega) = 1,1$; somit beträgt die Wellengeschwindigkeit ca. 90% der Geschwindigkeit im trockenen Material. Der Boden und das Fluid bewegen sich gemeinsam ab $A(\omega) = 1$.

Für dazwischen liegende Frequenzen wird der Wellennummerkoeffizient komplex. Eine **kritische Frequenz** existiert an jener Stelle, für welche beim imaginären Teil der Wellennummerkoeffizient $f_{\kappa}(\omega)$ und der Multiplikator $A^{\pm}(\omega)$ ein Maximum ausweisen. Diese kritische Frequenz wird durch Nullsetzen der Ableitung des imaginären Teils des Multiplikator $A^{\pm}(\omega)$ in Abhängigkeit der Frequenz gewonnen.

$$A(\omega) = \frac{m_a}{m_1} = \frac{\omega^2 \rho_1 \rho_a + b^2}{\omega^2 \rho_1^2 + b^2} + i \frac{-\omega b(\rho_1 - \rho_a)}{\omega^2 \rho_1^2 + b^2}$$

$$\frac{d}{d\omega} \left(\frac{\omega b(\rho_1 - \rho_a)}{\omega^2 \rho_1^2 + b^2} \right) = 0 \tag{5-22}$$

$$\Rightarrow \omega = \omega_c = \frac{b}{\rho_1}$$

Für dieses Material beträgt die kritische Frequenz 637 Hz (Abbildung 5-2, oberer Bereich). Die Dämpfung pro Meter wird errechnet mit³⁵:

$$1 - e^{-|\text{Im}\{\kappa\}|} \tag{5-23}$$

Eine Dämpfung von ca. 5% pro Meter im Bereich naher der kritischen Frequenz ist realistisch.

Bei Frequenzen weit über der **kritischen Frequenz**³⁶ kann das Wasser der Bodenwelle nicht folgen und bleibt zurück. **Die Scherwelle wandert ungedämpft in den trockenen Boden; in diesem Frequenzbereich wird die scheinbare Masse (=Luftmasse) ρ_a maßgebend.**³⁷

$$\lim_{\omega \rightarrow \infty} A(\omega) = \frac{\rho_a}{\rho_1} \tag{5-24}$$

Abbildung (5-2) unterer Bereich, zeigt im identen Bild bei gleichem Material, nur bei einer scheinbaren Masse von 400 kg/m³, dass sich die kritische Frequenz bei $f_c=318$ Hz befindet, und der imaginäre Teil des Wellennummerkoeffizienten $f_{\kappa}(\omega)$ und des Multiplikator $A^{\pm}(\omega)$ etwas schmaler ist; das bedeutet, dass die Dämpfung abnimmt. In hohen Frequenzen wird der Faktor A nicht Null.

³⁵ Vergleiche: Kap. 4.1.2.4.2 Gl (4-51 bis 53) und Kap. 5.3.3.6.

³⁶ Vergleiche Fußnote ²⁸.

³⁷ Definition der scheinbaren Masse vergleiche Kap. 5.2.1.2 und 5.3.2.1.

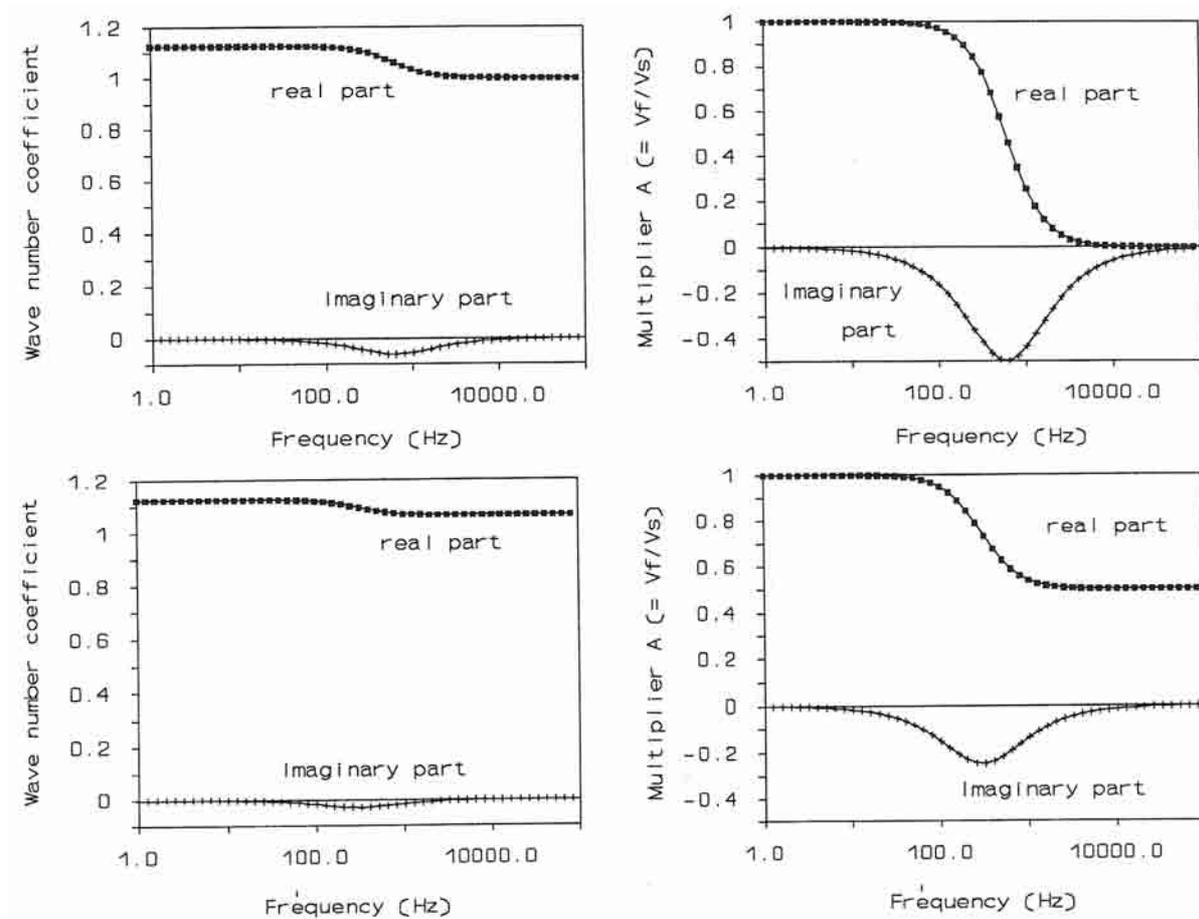


Abbildung 5-2: Scherwellenfortpflanzung in einem durchlässigen gesättigten Sand ohne „scheinbarer Masse“ (oben), und in einem durchlässigen Sand mit „scheinbarer Masse“ (unten) [HÖLSCHER]

Für praktische Zwecke in der Bodenmechanik wird die Frequenz bei 1.000 Hz limitiert. In den meisten Fällen kann für die Scherwellenfortpflanzung ein gesättigter Sand als einzelne Phase betrachtet werden, ab der kritischen Frequenz ist ein Anstieg des Reibungskoeffizienten b zu berücksichtigen.

Eigenschaften der Scherwellen an der Grenzfläche:

In diesem Abschnitt wird die Bodenspannung ermittelt, wenn die Scherwelle eine ebene Grenzfläche zwischen zwei gesättigten porösen Medien durchläuft. Eine Welle startet im unendlichen Bereich des Materials a, erreicht die Grenzfläche, ein Teil davon wird nach Material a zurückreflektiert und ein anderer Teil wird nach Material b weitergeleitet, abhängig von der Impedanz der beiden Materialien. Siehe Abbildung (5-3).

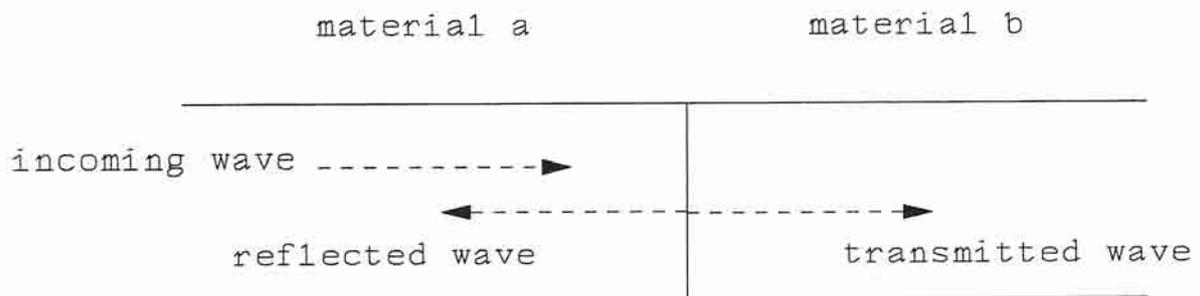


Abbildung 5-3: Definition des Scherwellenverhaltens an einer Schnittstelle [HÖLSCHER]

Der linke Teil der Formel (5-25) beschreibt das Material a mit der ankommenden und der reflektierten Welle; der rechte Teil beschreibt Material b mit der weitergeleiteten Welle (Material a beinhaltet die negative Seite orographisch zur Grenzfläche).

$$\begin{aligned}
 \hat{v}^{s,a} &= v_0 + v^{s,a-} & \hat{v}^{s,b} &= v^{s,b+} \\
 \hat{v}^{f,a} &= A^{a+} v_0 + A^{a-} v^{s,a-} & \hat{v}^{f,b} &= A^{b-} v^{s,b+} \\
 \hat{t}^{s,a} &= B^{a+} v_0 + B^{a-} v^{s,a-} & \hat{t}^b &= B^{b+} v^{s,b+}
 \end{aligned}
 \tag{5-25}$$

Substitution an der Grenzfläche:

$$\begin{aligned}
 \hat{t}^a &= \hat{t}^b \Rightarrow B^{a-} \hat{v}^{s,a-} + B^{a+} v_0 = B^{b+} \hat{v}^{s,b+} \\
 \hat{v}^{s,a} &= \hat{v}^{s,b} \Rightarrow \hat{v}^{s,a-} + v_0 = \hat{v}^{s,b+}
 \end{aligned}
 \tag{5-26}$$

Die Amplituden der reflektierten und der weitergeleiteten Welle können beschrieben werden:

$$\begin{aligned}
 v^{s,a-} &= \frac{B^{b-} - B^{a+}}{B^{a-} - B^{b+}} v_0 \\
 v^{s,b+} &= \frac{B^{a-} - B^{a+}}{B^{a-} - B^{b+}} v_0
 \end{aligned}
 \tag{5-27}$$

Der Wert des Multiplikators B (als auch des Multiplikators A, siehe auch Gl. 5-21), hängt ab vom Schermodul des Bodens, der Scherwellengeschwindigkeit des trockenen Bodens und vom Wellennummernkoeffizienten $f_k(\omega)$.

5.3.2.3 Generallösung für die Fortpflanzung von Kompressionswellen im Frequenzbereich³⁸

Feldgleichungen:

Die Gleichungen in den bisherigen Kapiteln sind vereinfacht für das eindimensionale Problem entlang der x-Achse. Ferner wird die Ableitung nach der Zeit für die Boden- und Fluidverschiebung je ersetzt mit der Boden- und Fluidgeschwindigkeit. Somit wird die Grundgleichung für den Boden und das Fluid nach der Zeit differenziert.

$$\begin{aligned}
 \rho_2 v_{,t}^s - \rho_a v_{,t}^f - \sigma_{,x} - (1-n)\pi_{,x} - b(v^f - v^s) &= 0 \\
 -\rho_a v_{,t}^s + \rho_1 v_{,t}^f - n\pi_{,x} + b(v^f - v^s) &= 0 \\
 \sigma_{,t} - K_c v_{,x}^s &= 0 \\
 \pi_{,t} - K_f v_{,x}^f - \frac{1-n}{n} K_f v_{,x}^s &= 0
 \end{aligned}
 \tag{5-28}$$

mit

v^s = Geschwindigkeit des Bodens

v^f = Geschwindigkeit des Fluids

K_c = Steifemodul

$$\rho_1 = n\rho_f + \rho_a$$

$$\rho_2 = (1-n)\rho_s + \rho_a$$

³⁸ Vergleiche Kap. 4.1.2.4.

$$\sigma = \sigma_{11}^s = \text{Bodennormalspannung}$$

Generallösung:

Die Feldgleichungen sind gelöst für harmonische Wellen. Substitution dieser harmonischen Welle

$$\underline{u} = \hat{u} e^{-i\kappa x} e^{i\omega t} \quad (5-29)$$

mit dem Wellennummerkoeffizienten κ ergibt:

$$\begin{bmatrix} \omega m_2 & -\omega m_a & \kappa & (1-n)\kappa \\ -\omega m_a & \omega m_1 & 0 & n\kappa \\ \kappa & 0 & \omega S_2 & 0 \\ \frac{1-n}{n}\kappa & \kappa & 0 & \omega S_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{v}_s \\ \hat{v}^f \\ \hat{\sigma} \\ \hat{\pi} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5-30)$$

mit

$$m_j = \rho_j - ib/\omega \quad (j = 1, 2 \text{ und } a)$$

$$S_1 = 1/K_f$$

$$S_2 = 1/K_c$$

und führt zu den drei Faktoren:

$$\begin{aligned} A_j^\pm &= \frac{\hat{v}_j^f}{\hat{v}_j^s} = \frac{\omega^2 m_a S_1 + (1-n)(\kappa_j^\pm)^2}{-n(\kappa_j^\pm)^2 + \omega^2 m_1 S_1} \\ B_j^\pm &= \frac{\hat{\sigma}_j}{\hat{v}_j^s} = -\frac{\kappa_j^\pm}{\omega S_2} \\ C_j^\pm &= \frac{\hat{\pi}_j}{\hat{v}_j^s} = \frac{-\omega \kappa_j^\pm [(1-n)m_1 + n m_a]}{-n^2 (\kappa_j^\pm)^2 + n \omega^2 m_1 S_1} \end{aligned} \quad (5-31)$$

Faktor A (Geschwindigkeitsanteil)

Faktor B (Spannungsanteil)

Faktor C (Porenwasserdruckanteil)

und führt zur Generallösung³⁹:

$$\begin{aligned} v^s(x,t) &= (\hat{v}_1 e^{-i\kappa_1 x} + \hat{v}_2 e^{-i\kappa_2 x} + \hat{v}_3 e^{i\kappa_1 x} + \hat{v}_4 e^{i\kappa_2 x}) e^{i\omega t} \\ v^f(x,t) &= (A_1^+ \hat{v}_1 e^{-i\kappa_1 x} + A_2^+ \hat{v}_2 e^{-i\kappa_2 x} + A_1^- \hat{v}_3 e^{i\kappa_1 x} + A_2^- \hat{v}_4 e^{i\kappa_2 x}) e^{i\omega t} \\ \sigma(x,t) &= (B_1^+ \hat{v}_1 e^{-i\kappa_1 x} + B_2^+ \hat{v}_2 e^{-i\kappa_2 x} + B_1^- \hat{v}_3 e^{i\kappa_1 x} + B_2^- \hat{v}_4 e^{i\kappa_2 x}) e^{i\omega t} \\ \pi(x,t) &= (C_1^+ \hat{v}_1 e^{-i\kappa_1 x} + C_2^+ \hat{v}_2 e^{-i\kappa_2 x} + C_1^- \hat{v}_3 e^{i\kappa_1 x} + C_2^- \hat{v}_4 e^{i\kappa_2 x}) e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (5-32)$$

mit:

- v1: Amplitude der Bodengeschwindigkeit der schnellen Kompressionswellenfortpflanzung
- v2: Amplitude der Bodengeschwindigkeit der langsamen Kompressionswellenfortpflanzung.

³⁹ Vergleiche Gl. (5-21).

5.3.2.4 Zwei gesättigte poröse Medien mit unendlicher Länge

In diesem Kapitel wird die Bodenspannung ermittelt, wobei eine Kompressionswelle eine gerade Grenzfläche zwischen zwei gesättigten porösen Medien passieren muss.

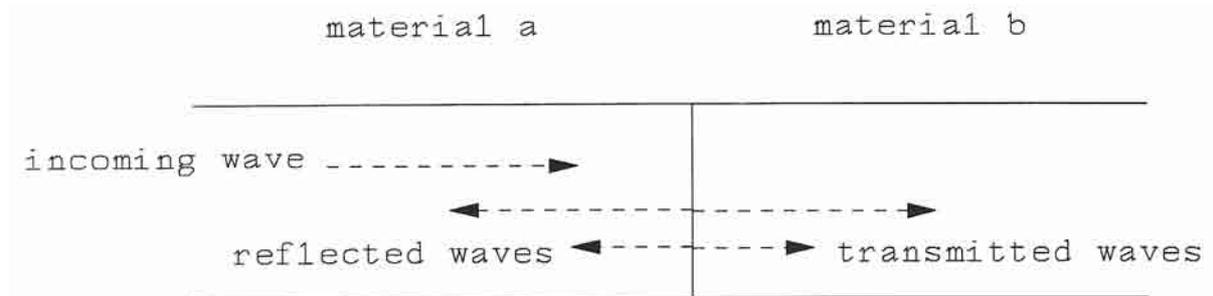


Abbildung 5-4: Definition des Kompressionswellenverhaltens an einer Schnittstelle [HÖLSCHER]

So wie bei den Kapiteln zuvor liegt die Grenzfläche bei $x = 0$; Material a beschreibt den negativen x -Wert; die Welle startet bei $x = -\infty$ und wird bei $x = 0$ teils reflektiert und teils weitergeleitet, abhängig von der Impedanz der Materialien a und b; bei beiden Materialien wird einen „halbe Unendlichkeit“ vorausgesetzt. Die Intensität der ankommenden Welle wird beschrieben durch die Amplitude der Bodengeschwindigkeit der Welle erster Art an der Grenzfläche.

Im Material a, zwei reflektierte Wellen werden an der Grenzfläche erzeugt: die „schnelle“ und „langsame“, welche sich in neg. Richtung fortpflanzen. An der Grenzfläche werden die Amplituden wie folgt beschrieben:

$$\begin{aligned}\hat{v}^{s,a} &= \hat{v}_0 + \hat{v}_3^a + \hat{v}_4^a \\ \hat{v}^{f,a} &= A_1^{a+} \hat{v}_0 + A_1^{a-} \hat{v}_3^a + A_2^{a-} \hat{v}_4^a \\ \hat{\sigma}^a &= B_1^{a+} \hat{v}_0 + B_1^{a-} \hat{v}_3^a + B_2^{a-} \hat{v}_4^a \\ \hat{\pi}^a &= C_1^{a+} \hat{v}_0 + C_1^{a-} \hat{v}_3^a + C_2^{a-} \hat{v}_4^a\end{aligned}\tag{5-33}$$

Der Index 0 beschreibt die ankommende Welle, die Indizes 1 und 2 die „schnelle“ und „langsame“ Welle. Die hochgestellten Zeichen a beschreiben das Material, „-“ und „+“ die Wellenfortpflanzung in die jeweilige neg. oder pos. Richtung.

Im Material b, zwei weitergeleitete Wellen werden an der Grenzfläche erzeugt: die „schnelle“ und „langsame“, welche sich in pos. Richtung fortpflanzen. An der Grenzfläche werden die Amplituden wie folgt beschrieben:

$$\begin{aligned}\hat{v}^s &= \hat{v}_1^b + \hat{v}_2^b \\ \hat{v}^f &= A_1^{b+} \hat{v}_1^b + A_2^{b+} \hat{v}_2^b \\ \hat{\sigma} &= B_1^{b+} \hat{v}_1^b + B_2^{b+} \hat{v}_2^b \\ \hat{\pi} &= C_1^{b+} \hat{v}_1^b + C_2^{b+} \hat{v}_2^b\end{aligned}\tag{5-34}$$

In Anlehnung an die Gl. (5-16 und -17) stimmt folgende Bedingung an der Grenzfläche:

$$v^{s,b} = v^{s,a}$$

$$v^{f,b} = \frac{n^a}{n^b} v^{f,a} + \left(1 - \frac{n^a}{n^b}\right) v^{s,a} \quad (5-35)$$

$$\pi^b = \pi^a + \frac{n^a}{\kappa_s} (v^{f,a} - v^{s,a})$$

$$\sigma^b + \pi^b = \sigma^a + \pi^a$$

κ_s = Permeabilität an der Grenzfläche

Obige Gleichungen führen zu folgender Grenzflächenbedingung zu vier Gleichungen mit vier Unbekannten:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & -1 \\ \eta A_1^{a-} + (1-\eta) & \eta A_2^{a-} + (1-\eta) & -A_1^{b+} & -A_1^{b+} \\ C_1^{a-} + \frac{n^a}{\kappa_s} (A_1^{a-} - 1) & C_2^{a-} + \frac{n^a}{\kappa_s} (A_2^{a-} - 1) & -C_1^{b+} & -C_2^{b+} \\ B_1^{a-} + C_1^{a-} & B_2^{a-} + C_2^{a-} & -B_1^{b+} - C_1^{b+} & -B_2^{b+} - C_2^{b+} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \hat{v}_3^a \\ \hat{v}_4^a \\ \hat{v}_1^b \\ \hat{v}_2^b \end{bmatrix} = \hat{v}_0 \begin{bmatrix} -1 \\ -\eta A_1^{a+} - (1-\eta) \\ -C_1^{a+} - \frac{n^a}{\kappa_s} (A_1^{a+} - 1) \\ -B_1^{a+} - C_1^{a+} \end{bmatrix} \quad (5-36)$$

mit $\eta = \frac{n^a}{n^b}$

Die Koeffizienten sind Frequenzabhängig, wie bei Gleichung (5-31). Die rechte Seite der Gleichung ist nicht Null, da $\hat{v}_0 \neq 0$. Ausgehend von dieser Gleichung können alle Amplituden-Werte an der Grenzfläche ermittelt werden.

Ein Numerisches Beispiel:

Mit der zuvor beschriebenen Lösungsmethode ist es möglich die Bodenspannung zu beschreiben wenn die Materialeigenschaften eine Diskontinuität beinhalten. Die wichtigsten Parameter von „weichen“ Böden sind die Porosität und die Permeabilität. Material b hat eine geringere Porosität und Permeabilität, woraus geschlossen werden kann, dass es eine abgestufere (intermetrierendere) Kornverteilungslinie und eine höhere Dichte als Material a besitzt. Tab. 5-1 zeigt die Angaben zu den Materialeigenschaften.

Variable		Einheit	Material a	Material b
Kompressionsmodul Boden	K_s	[MPa]	12,5	12,5
Schubmodul Boden	G_s	[MPa]	6,0	6,0
Kompressionsmodul Wasser	K_f	[MPa]	2000	2000
Feststoffdichte	ρ_s	[kg/m ³]	2500	2500
Dichte des Wassers	ρ_f	[kg/m ³]	1000	1000
Scheinbare Masse	ρ_a	[kg/m ³]	0	0
Permeabilität	k	[mm/s]	0,1	0,01
Porosität	n	[-]	0,37	0,33
Permeabilität an der Schnittstellen	κ_s	[mm/s]	∞	∞

Tabelle 5-1: Materialparameter für ein numerisches Beispiel

Die Abhängigkeit der Bodenspannung von der Frequenz zeigt Abbildung (5-6). Für alle Frequenzen ist die Bodenspannung geringer als die Spannung der ankommenden Welle.

Abb. (5-5) beschreibt die räumliche Aufteilung im Bereich der Grenzfläche für drei Frequenzen. Dies zeigt, dass die Reduktion der Spannung einen limitierten Platz nahe der Grenzfläche einnimmt. Die Dämpfung ist abhängig von der Frequenz, welche an der abfallenden Seite mit ansteigender Frequenz ersichtlich ist.

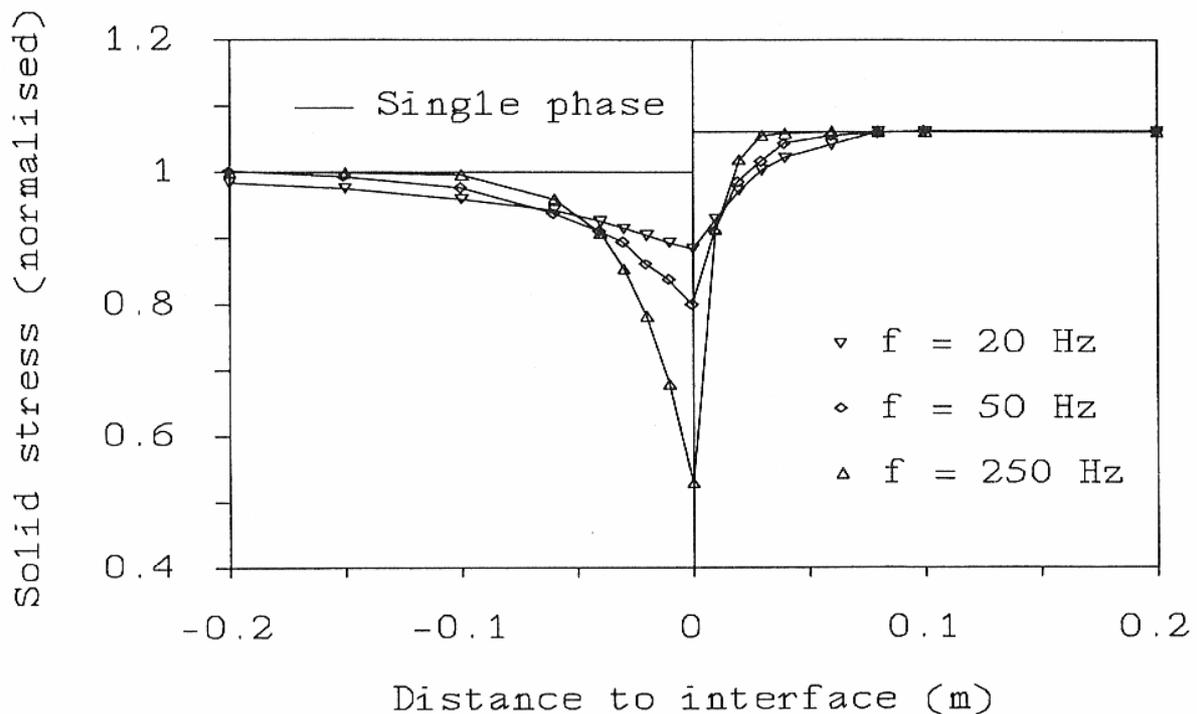


Abbildung 5-5: Effektive Spannung an der Schnittstelle [HÖLSCHER]

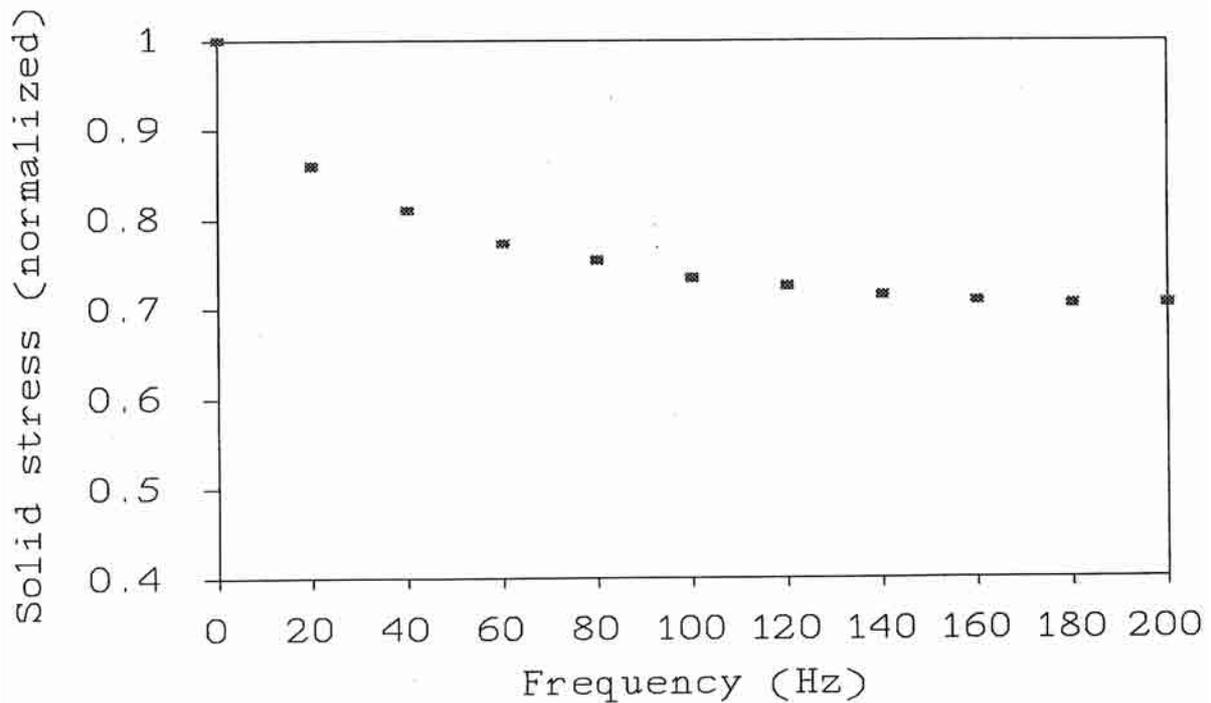


Abbildung 5-6: Effektive Spannung an der Schnittstelle in Abhängigkeit von der Frequenz [HÖLSCHER]

5.3.2.5 Ein gesättigtes poröses Material begrenzter Länge und ein gesättigtes poröses Material unbegrenzter Länge (≈ jungen, gerissenen Pfahl oder Pfahl-Boden System)

In diesem Kapitel ist die Länge des Materials a limitiert. Das bedeutet, dass die ankommende Welle an der Grenzfläche an das andere Ende von Material a zurück reflektiert wird und somit bis zum Ausklingen der Dämpfung hin und her pendelt.

Ein spezieller Fall tritt ein, wenn Material a und b ident sind ($≈$ junger, gerissener Pfahl); dann wird die Lösung dieses Problems auf ein homogenes Material zurückgeführt⁴⁰.

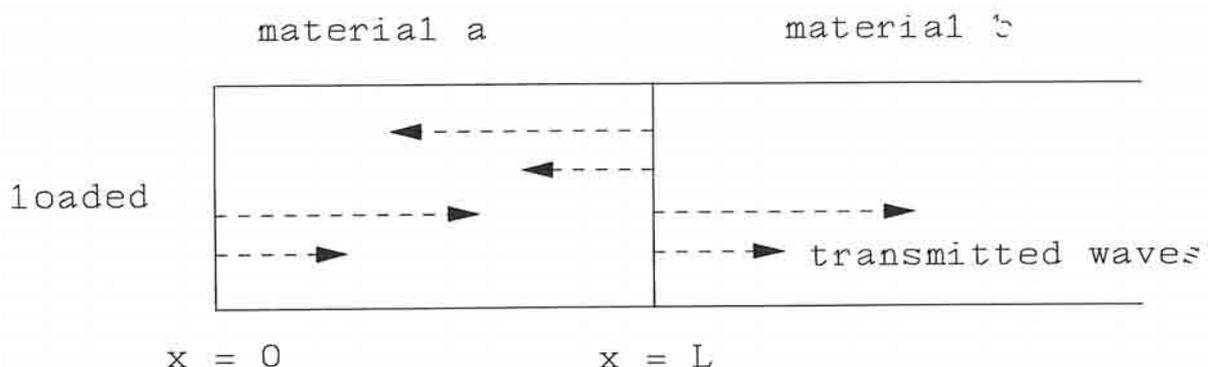


Abbildung 5-7: Definition der Wellenausbreitung im begrenzten und unbegrenzten Bereich [HÖLSCHER]

Rand- und Grenzbedingungen:

⁴⁰ Vergleiche [Van der Grinten et al. [1987]].

$$x = 0: \quad \pi^a = \hat{\pi}_0 e^{i\omega x}$$

$$\sigma^a = 0$$

$$x = L: \quad v^{s,b} = v^{s,a}$$

$$v^{f,b} = \frac{n^a}{n^b} v^{f,a} + \left(1 - \frac{n^a}{n^b}\right) v^{s,a} \quad (5-37)$$

$$\sigma^b + \pi^b = \sigma^a + \pi^a$$

$$\pi^b = \pi^a + \frac{n^a}{\kappa^s} (v^{f,a} - v^{s,a})$$

$x \rightarrow \infty$: *radiale Abstrahlungsbedingungen*

Für die acht unbekannt sind 8 Gleichungsbedingungen vorhanden.

Die Bedingungen bei $x = 0$ bedeuten, dass das Porenwasser zyklisch belastet wird und der effektive Druck Null ist.

Die Abstrahlungsbedingungen können erfüllt werden mit dem Null-Setzen der beiden „schnellen“ und „langsamen“ in neg. Richtung laufenden Wellenfortpflanzungen.

Die restlichen sechs Konstanten können gelöst werden durch einsetzen in die Generalgleichung (5-32) und die Bedingungsgleichung (5-37) für $x = 0$ und $x = L$.

Dies führt zu einem System von sechs Gleichungen mit sechs Unbekannten.

$$\begin{bmatrix} C_1^{a+} & C_2^{a+} & C_1^{a-} & C_2^{a-} & 0 & 0 \\ B_1^{a+} & B_2^{a+} & B_1^{a-} & B_2^{a-} & 0 & 0 \\ e^{-i\kappa_1^a L} & e^{-i\kappa_2^a L} & e^{i\kappa_1^a L} & e^{i\kappa_2^a L} & -e^{-i\kappa_1^b L} & -e^{-i\kappa_2^b L} \\ F_1^{a+} e^{-i\kappa_1^a L} & F_2^{a+} e^{-i\kappa_2^a L} & F_1^{a-} e^{i\kappa_1^a L} & F_2^{a-} e^{i\kappa_2^a L} & -A_1^{b+} e^{-i\kappa_2^b L} & -A_2^{b+} e^{-i\kappa_2^b L} \\ G_1^{a+} e^{-i\kappa_1^a L} & G_2^{a+} e^{-i\kappa_2^a L} & G_1^{a-} e^{i\kappa_1^a L} & G_2^{a-} e^{i\kappa_2^a L} & -C_1^{b+} e^{-i\kappa_1^b L} & -C_2^{b+} e^{-i\kappa_2^b L} \\ H_1^{a+} e^{-i\kappa_1^a L} & H_2^{a+} e^{-i\kappa_2^a L} & H_1^{a-} e^{i\kappa_1^a L} & H_2^{a-} e^{i\kappa_2^a L} & -H_1^{a+} e^{-i\kappa_1^b L} & -H_2^{a+} e^{-i\kappa_2^b L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{v}_1^a \\ \hat{v}_2^a \\ \hat{v}_3^a \\ \hat{v}_4^a \\ \hat{v}_1^b \\ \hat{v}_2^b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{\pi}_0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

mit

$$F_j^{ms} = \frac{n^a}{n^b} A_j^{ms} + \left(1 - \frac{n^a}{n^b}\right) v_j^{ms}$$

$$G_j^{ms} = C_j^{ms} + \frac{n^m}{\kappa^s} (A_j^{ms} - 1) \quad (5-38)$$

$$H_j^{ms} = B_j^{ms} + C_j^{ms}$$

Für $L = 0$, $v_1^a = v_0$ und $v_2^a = 0$ sind die letzten vier Gleichungen ident mit Gl. (5-36).

Ein Numerisches Beispiel:

Dieses Beispiel ist für Druckwellen an der Stelle $x = 0$ als Lösung geeignet. Die Anreizeit beträgt 1ms.

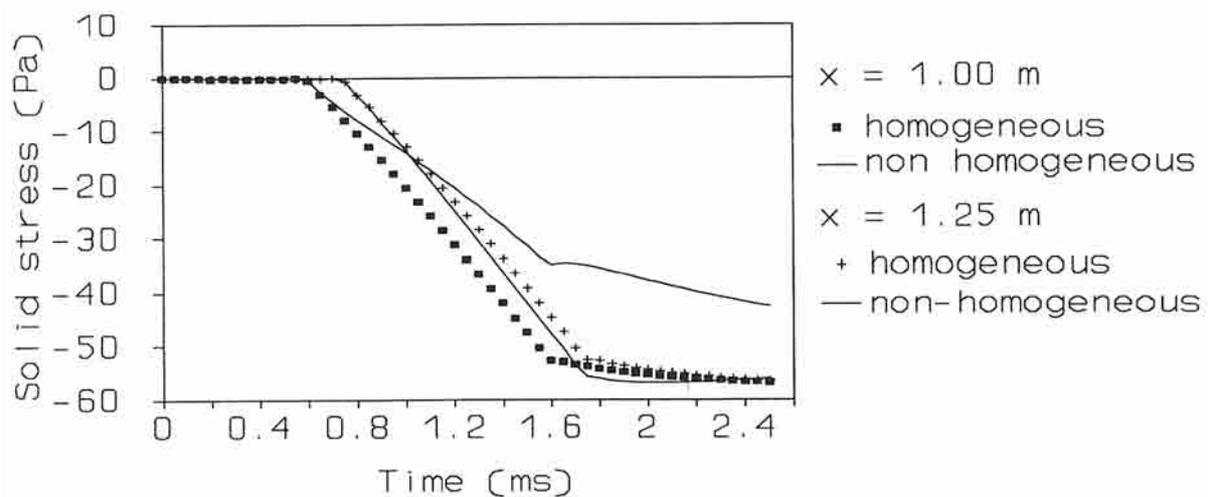


Abbildung 5-8: Bodenspannung nahe der Grenzfläche mit Änderung der Permeabilität [HÖLSCHER]

Die Lösung für dieses Druckwellenproblem erfolgt mittels Fourier-Transformation. Diese erfolgt in drei Schritten:

- Im ersten Schritt erfolgt die Umwandlung der Fourier-Gleichung in Abhängigkeit von der Zeit auf die Abhängigkeit von der Frequenz,
- Es folgt die Berechnung nach der Frequenz (Lösung nach Gl. 5-38),
- Im dritten Schritt erfolgt die Umkehrung der Fourier Transformation von der Abhängigkeit der Frequenz in die Abhängigkeit der Zeit.

Abbildung (5-8) beschreibt die Bodenspannung bei $x = 1,00\text{m}$ (Grenzfläche) und bei $x = 1,25\text{m}$. Die Symbole („Quadrat“ und „+“) beschreiben den homogenen Teil, in welchem Material a und b ident sind. Diese Wellenfortpflanzung ist ungestört und deren Geschwindigkeit beträgt $1,6 \text{ m/[ms]}$. Die Linien beschreiben den inhomogenen Teil in welcher die Permeabilität unterschiedlich ist.

- Obwohl der Permeabilitätsunterschied nur den Faktor 4 ausmacht, sind große Unterschiede an der Bodenspannung bei der Grenzfläche ($x = 1,00\text{m}$) zwischen homogenen und inhomogenen Material ersichtlich.
- Bei $x = 1,25\text{m}$ sind die Unterschiede gering; offensichtlich ist hier der Einfluss der Kompressionswelle ersichtlich.

5.3.2.6 Ein undurchlässiges Material begrenzter Länge und ein gesättigtes poröses Material unendlicher Länge (Boden-Pfahl-Wechselwirkung)

In diesem Kapitel wird die Boden-Konstruktions Wechselwirkung für eindimensionale Wellen beschrieben. Skizze siehe Abbildung *Abbildung 5-7*. Material a ($0 < x < L$) ist ein dichtes Einzelphasensystem. Material b ($x > L$) ist ein gesättigtes poröses Material. Die dynamische Einwirkung erfolgt wie immer bei $x = 0$.

Die Lösung für dieses Einzel-Phasen-System wird aus Kap. 5.2.1.4 hergeleitet:

$$\begin{aligned} \sigma_{,t}^d + K_c^d v_{,x}^d &= 0 \\ \sigma_{,x}^d - \rho^d v_{,t}^d &= 0 \end{aligned} \tag{5-39}$$

Der Abhängigkeitsfaktor $e^{-i\kappa x} e^{i\omega t}$ ⁴¹ wird eingeführt und die Gleichung wird mit dem Wellennummerkoeffizienten κ gelöst. Zwei reale Wellennummerkoeffizienten entstehen, einer für die Wellenfortpflanzung in die pos. x-Richtung und einer für die neg. x-Richtung. Dies führt zur Generallösung in Abhängigkeit von der Zeit⁴²:

$$v^d(x,t) = (\hat{v}^{d+} e^{-i\kappa^d x} + \hat{v}^{d-} e^{i\kappa^d x}) e^{i\omega t} \quad \text{mit} \quad \kappa^d = \omega \left(\frac{K_c^d}{\rho^d} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (5-40)$$

$$\hat{\sigma}^{d\pm} = \mp Z^d \hat{v}^{d\pm} \quad \text{mit} \quad Z^d = \sqrt{K_c^d \rho^d}$$

Die Anfangs- und Randbedingungen lauten wie folgt:

$$\begin{aligned} x = 0: \quad & \sigma^d = \hat{\sigma}_0 e^{i\omega t} \\ x = L: \quad & v^d = v^s \\ & \sigma^d = \sigma^s + \pi \\ & v^d = v^f \\ x = \infty: \quad & \text{radiale Abstrahlungsbedingungen} \end{aligned} \quad (5-41)$$

Die radialen Abstrahlungsbedingungen⁴³ können mit Nullsetzten der Amplitude für die „schnelle“ und „langsame“ Welle gelöst werden.

Die restlichen vier Konstanten können gelöst werden mit folgender Gleichung:

$$\begin{bmatrix} Z^d & -Z^d & 0 & 0 \\ e^{\kappa^d L} & e^{-\kappa^d L} & -e^{\kappa_1 L} & -e^{\kappa_2 L} \\ 0 & 0 & A_1^+ e^{\kappa_1 L} & A_2^+ e^{\kappa_2 L} \\ Z^d e^{\kappa^d L} & -Z^d e^{-\kappa^d L} & -(B_1^+ + C_1^+) e^{\kappa_1 L} & -(B_2^+ + C_2^+) e^{\kappa_2 L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{v}^{d+} \\ \hat{v}^{d-} \\ \hat{v}_1^s \\ \hat{v}_2^s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{\sigma}_0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5-42)$$

Ein numerisches Beispiel:

Eine Stosswelle wird eingebracht bei x = 0. Die Anregezeit beträgt 1 ms. Die Länge des undurchlässigen Materials beträgt 2m. Das Verhalten der Stosswelle wird mittels Fourier-Transformation berechnet.

Abbildung 5-9 zeigt die Spannung an der Grenzfläche (x = 2,0m) und 20cm weiter (x =2,2m). Die „untere“ Linie beschreibt das Biot Modell, die „obere“ die Einzelphasenbeschreibung. Der untere Teil ist ein Kurvenausschnitt der ersten 6 ms vom oberen Teil.

⁴¹ Vergleiche Gl. (5-21 und -29).

⁴² Z^d entspricht der Impedanz; hier wird die normierte Impedanz angewendet, also ohne Abhängigkeit der Fläche A (A=1): $Z^d = \frac{Z}{A} \Rightarrow \frac{E}{c} \Rightarrow \frac{F/A}{v} \Rightarrow \frac{\sigma}{v} \Rightarrow \sqrt{E\rho}$ (vergleiche Gl. 5-

145 bis -148 und Kap. 5.4.4).

⁴³ Vergleiche *Abbildung 5-31* und Kap. 5.5.3.3.

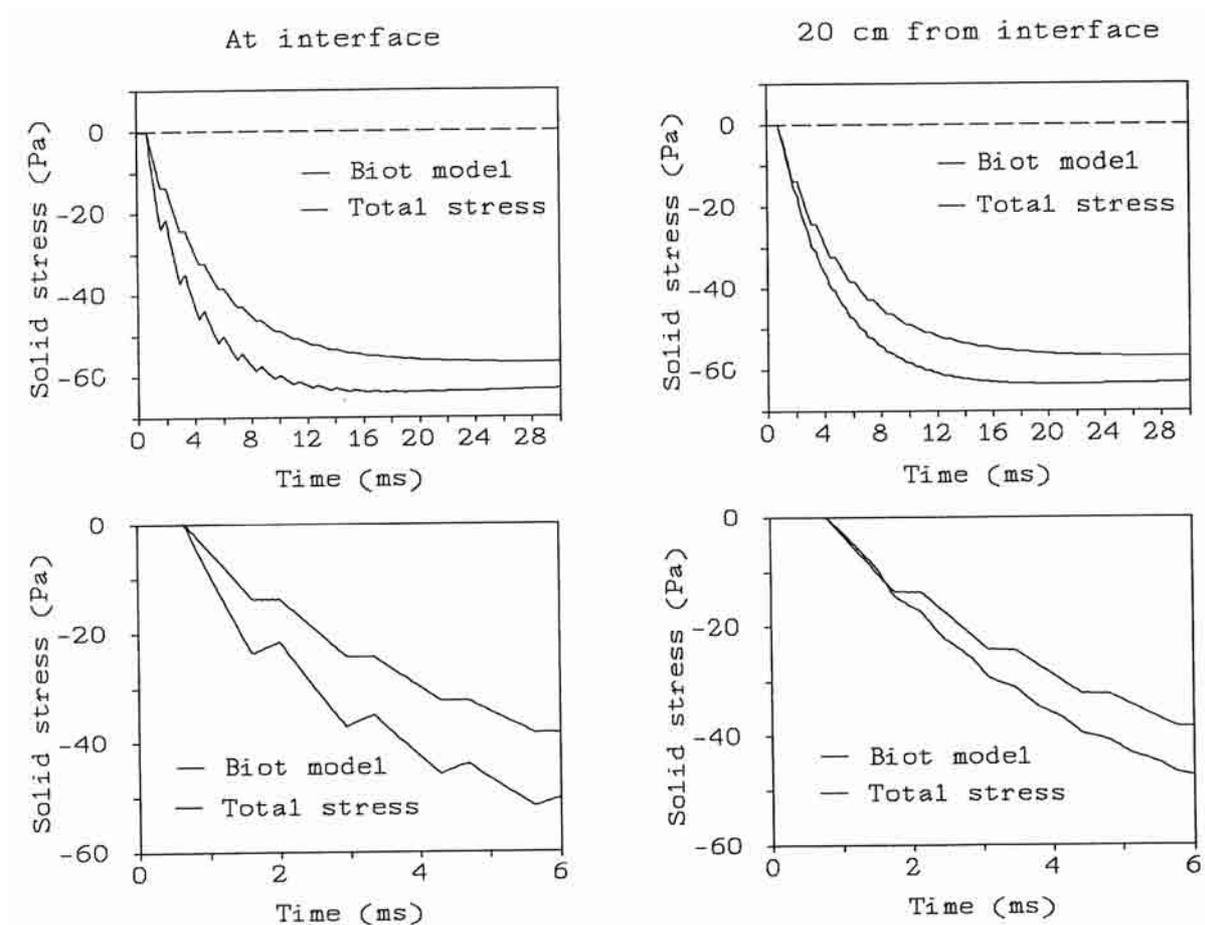


Abbildung 5-9: Bodenspannung nahe der Grenzfläche mit einem undurchlässigen Material [HÖLSCHER]

Zwei Erkenntnisse können aus diesen Abbildungen gewonnen werden:

- die Theorie von Biot ergibt eine höhere Spannung (ca. 12%),
- an der Grenzfläche ergibt die Theorie von Biot eine sperrigere Kurve, 20 cm weiter dafür eine glattere Kurve.

In Abbildung 5-10 werden diese Erkenntnisse beschrieben. Der linke Teil zeigt die Spannung an der Grenzfläche, 10 und 20 cm jeweils nach der Grenzfläche. Die Kurven an der Grenzfläche und 20 cm weiter sind ident mit *Abbildung 5-9*.

Punkt **A0** der Kurve 0 zeigt die Ankunft der Spannungswelle an der Grenzfläche ($t = \tau = L / c^{dry} = 2 / 2,986 = 0,67 \text{ ms}$).

Punkt **C0** ist 1 ms nach A0, dies ist das Ende des Anstiegs der Beanspruchung.

Die Welle wird teils an der Grenzfläche reflektiert. Nach der Reflexion am Ende der Belastung bei $x = 0$, erreicht die so genannte erste Reflexion die Grenzfläche.

Punkt **E0** zeigt das Erreichen der ersten Reflexion ($t = 3\tau = 2,01 \text{ ms}$).

Punkt **G0** zeigt das Ende des Anstieges der ersten Reflexion 1 ms nach E0.

Die Punkte **A1** und **A2** zeigen die Ankunft der „schnellen“ Welle an zwei Pos. im gesättigten porösen Material an den Stellen 10 und 20 cm nach der Grenzfläche. Die Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit beträgt ca. 1,6 m/[ms].

Die Punkte **C1** und **C2** sind 1 ms nach A1 und A2 und zeigen den Anfang von Ende des Anstieges der Belastung.

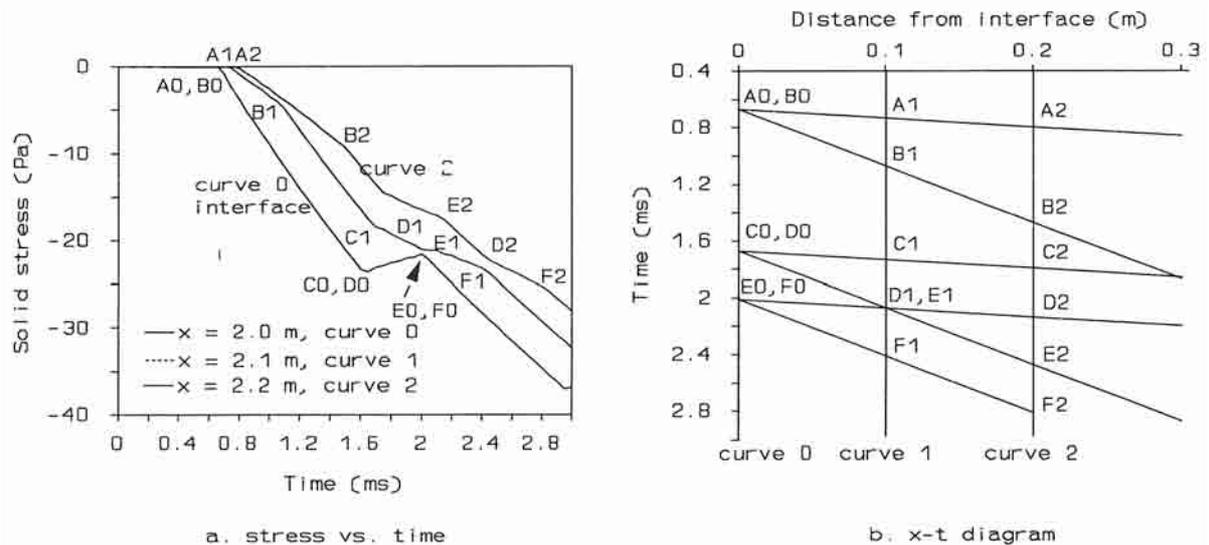


Abbildung 5-10: a) Bodenspannung an und im Bereich der Grenzfläche; b) x-t Diagramme für Wellen an und im Bereich der Grenzfläche [HÖLSCHER]

Die Knicke an den Punkten B1 und B2 treten bei der Einzelphasenbeschreibung nicht ein, auch nicht an der Grenzfläche. Nach diesen Knicken ist die Steilheit der Kurven 1 und 2 ident mit der Steilheit der Kurve an der Grenzfläche (Kurve 0).

An der Grenzfläche wird eine **zweite Welle** erzeugt. Abhängig von der Steilheit der Kurve vor und nach dem Knick beträgt der Betrag des Druckes der ersten Welle 53% des Druckes an der Grenzfläche, und der Betrag des Druckes der zweiten Welle beträgt 47% des Druckes an der Grenzfläche.

Aus dieser Erkenntnis wird ein Weg-Zeit-Diagramm erstellt **Abbildung 5-10.b**. Die Charakteristik der

- Initial Welle (A und B),
- Ende des Anstiegs (C und D) und
- Erste Reflektion (E und F)

werden für die flache und steile Welle erzeugt.

Die Punkte **C1** und **C2** hängen allerdings mit der ersten Welle zusammen. Jedoch nimmt die Bodenspannung nicht ab (wie an der Grenzfläche), da der Betrag der ersten Welle nicht groß genug ist.

An der Stelle $x = 2,1\text{m}$, die Punkte **D1** (Ende des Anstiegs der zweiten Welle) und **E1** (Ankunft der ersten Welle der ersten Reflektion) können nicht angezeichnet werden, da sie sich immer in der Zeit decken.

An der Stelle $x = 2,2\text{m}$ der Punkt **E2** (ersten Welle der ersten Reflektion) übertrifft Punkt **D2** (zweite Welle des Endes des Anstiegs).

Dies ist die Erklärung für das Auftreten einer Welle zweiter Art an der Grenzfläche zwischen einem undurchlässigen Material und einem gesättigten porösen Material⁴⁴. Diese Erkenntnisse über das Auftreten einer Welle zweiter Art von [Biot] sind nicht ident mit den Erkenntnissen von Geertsma und Smit [1961].

⁴⁴ Vergleiche Fußnote ²⁸.

5.3.3 Rayleighwellen im gesättigten porösen Halbraum

5.3.3.1 Einführung

Dieses Kapitel beantwortet die Frage, ob in einem gesättigten porösen Halbraum ein oder zwei Rayleigh Wellen existieren.⁴⁵ Die Frage kann erweitert werden, da die Rayleigh Welle eine Kombination von Scher- und Kompressionswelle ist. Im gesättigten porösen Medium existieren zwei Kompressionswellen, somit zwei Rayleigh Wellen erwartet werden.

Die Gleichungen aus dem Kapitel 5.2 werden in Potentialform für die ebene Beanspruchung unter Verwendung der *Helmholtz-Zerlegung* umgeschrieben. Somit kann die Generallösung für die ebene Wellenfortpflanzung abgeleitet werden. Die Oberflächenwelle entsteht an den Grenzbedingungen der Oberfläche.

5.3.3.2 Potentialbeschreibung

Die Potentialbeschreibung wird abgeleitet von den Gl. (5-1 bis -3). Als Unbekannte wird die Verschiebung auserwählt mit folgender Gleichung:

$$[(1-n)\rho_s + \rho_a]\ddot{u}_j^s - \rho_a\ddot{u}_j^f = (K_s - \frac{2}{3}G_s)u_{k,kj}^s + G_s(u_{i,ij}^s + u_{j,ii}^s) + (1-n)K_f(u_{i,ij}^f + \frac{1-n}{n}u_{i,ij}^s) + b(\dot{u}_j^f - \dot{u}_j^s) \quad (5-43)$$

$$-\rho_a\ddot{u}_j^s + [n\rho_f + \rho_a]\ddot{u}_j^f = nK_f u_{i,ij}^f + (1-n)K_f u_{i,ij}^s - b(\dot{u}_j^f - \dot{u}_j^s) \quad (5-44)$$

Als zweiter Schritt wird die *Helmholtz-Zerlegung* durchgeführt. Für das grundsätzlich dreidimensionale Problem wird der Vektor \vec{a} in zwei unabhängige Potentiale zerlegt:

- ein Skalar-Potential ϕ , und
- ein Vektor-Potential $\vec{\psi}$.

$$\vec{a} = \vec{\nabla}\phi + \vec{\nabla} * \vec{\psi} \quad (5-45)$$

$$\Leftrightarrow \begin{pmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial \phi}{\partial x_1} \\ \frac{\partial \phi}{\partial x_2} \\ \frac{\partial \phi}{\partial x_3} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \frac{\partial \psi_2}{\partial x_3} - \frac{\partial \psi_3}{\partial x_2} \\ \frac{\partial \psi_1}{\partial x_3} - \frac{\partial \psi_3}{\partial x_1} \\ \frac{\partial \psi_1}{\partial x_2} - \frac{\partial \psi_2}{\partial x_1} \end{pmatrix}$$

mit:

- $\vec{\nabla}$ als Nabla Operator, und
- * als Vektor Produkt.

⁴⁵ Antwort: Gl. (5-66 und -72) und Kap. 5.3.3.6.

Bei einem zweidimensionalen Problem sind die dritte Komponente von \vec{a} und die Ableitung in die x_3 -Richtung Null. Somit wird die Zerlegung beschrieben als:

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{\partial \phi}{\partial x_1} + \frac{\partial \psi_3}{\partial x_2} \\ a_2 &= \frac{\partial \phi}{\partial x_2} - \frac{\partial \psi_3}{\partial x_1} \end{aligned} \quad (5-46)$$

Dabei werden die Potentiale ψ_1 und ψ_2 ohne Verlust an Generalität gleich Null gesetzt.

Von nun an wird die Beziehung vereinfacht; die Komponente ψ_3 des Vektor-Potentials wird mit ψ bezeichnet, die Ableitung des Potentials in Richtung x_i wird beschrieben mit dem Index i .

Nach Übereinstimmung mit Gleichung (5-46) wird für das Fluid und den Boden jeweils ein Potential eingeführt.

$$\begin{aligned} u_1^s &= \phi_{,1}^s + \psi_{,2}^s \\ u_2^s &= \phi_{,2}^s - \psi_{,1}^s \\ u_1^f &= \phi_{,1}^f + \psi_{,2}^f \\ u_2^f &= \phi_{,2}^f - \psi_{,1}^f \end{aligned} \quad (5-47)$$

Diese Gleichungen können in die Gleichungen (5-43 und -44) mit jeweils $j = 1$ und 2 eingesetzt werden.

(1) Bei der Differentialbildung der Gleichungen in x_1 und x_2 Richtung und Summation der Ergebnisse erhält man die Potential-Gleichungen des Skalar Potentials ϕ^s und ϕ^f .

$$\begin{aligned} [(1-n)\rho_s + \rho_a]\ddot{\phi}^s - \rho_a\ddot{\phi}^f - (K_s + \frac{4}{3}G_s)\Delta\phi^s - \frac{(1-n)^2}{n}K_f\Delta\phi^s - \\ (1-n)K_f\Delta\phi^f - b(\dot{\phi}^f + \dot{\phi}^s) = 0 \end{aligned} \quad (5-48)$$

$$(n\rho_f + \rho_a)\ddot{\phi}^f - \rho_a\ddot{\phi}^f - nK_f\Delta\phi^f - (1-n)K_f\Delta\phi^s - b(\dot{\phi}^f - \dot{\phi}^s) = 0 \quad (5-49)$$

mit Δ als Laplace Operator.

In dieser Ableitung ist die Tatsache $\Delta f = 0$ eine ausreichende Bedingung für die Verwendung von $\Delta\Delta f = 0$.

(2) Bei der Differentialbildung der Gleichungen in x_1 und x_2 Richtung und Subtraktion der Ergebnisse erhält man die Potential-Gleichungen des Vektor Potentials ψ^s und ψ^f .

$$[(1-n)\rho_s + \rho_a]\ddot{\psi}^s - \rho_a\ddot{\psi}^f - G_s\Delta\psi^s - b(\dot{\psi}^f - \dot{\psi}^s) = 0 \quad (5-50)$$

$$(n\rho_f + \rho_a)\ddot{\psi}^f - \rho_a\ddot{\psi}^s + b(\dot{\psi}^f - \dot{\psi}^s) = 0 \quad (5-51)$$

Zur Vereinfachung der Beziehungen werden neue Variablen eingeführt:

$$\begin{aligned}
 P &= K_s + \frac{4}{3}G_s + \frac{(1-n)^2}{n}K_f \\
 Q &= (1-n)K_f \\
 R &= nK_f \\
 N &= G_s \\
 \rho_1 &= (1-n)\rho_s - \rho_a \\
 \rho_2 &= n\rho_f - \rho_a
 \end{aligned} \tag{5-52}$$

für folgende Potential-Gleichungen:

$$\begin{aligned}
 P\Delta\phi^s + Q\Delta\phi^f &= +\rho_1\ddot{\phi}^s - \rho_a\ddot{\phi}^f - b(\dot{\phi}^f - \dot{\phi}^s) \\
 Q\Delta\phi^s + R\Delta\phi^f &= -\rho_a\ddot{\phi}^s + \rho_2\ddot{\phi}^f + b(\dot{\phi}^f - \dot{\phi}^s) \\
 N\Delta\psi^s &= +\rho_1\ddot{\psi}^s - \rho_a\ddot{\psi}^f - b(\dot{\psi}^f - \dot{\psi}^s) \\
 0 &= -\rho_a\ddot{\psi}^s + \rho_2\ddot{\psi}^f + b(\dot{\psi}^f - \dot{\psi}^s)
 \end{aligned} \tag{5-53}$$

Dies sind vier partielle Differentialgleichungen mit den vier Feldvariablen ϕ^s, ϕ^f, ψ^s und ψ^f , deren Lösung in der harmonischen Analysis zu finden ist.

5.3.3.3 Generallösung für ebene Wellen

Die Analyse in diesem Kapitel basiert an der Annäherung von Tajuddin [1984]. Ebene harmonische Wellen mit einer Fortpflanzung in x_2 -Richtung werden beschrieben mit folgenden Formeln:

$$\begin{aligned}
 \phi^s &= f_s(x_1) \exp[i(\kappa x_2 + \omega t)] \\
 \phi^f &= f_f(x_1) \exp[i(\kappa x_2 + \omega t)] \\
 \psi^s &= g_s(x_1) \exp[i(\kappa x_2 + \omega t)] \\
 \psi^f &= g_f(x_1) \exp[i(\kappa x_2 + \omega t)]
 \end{aligned} \tag{5-54}$$

mit κ : Wellennummerkoeffizient,
 und ω : Kreisfrequenz.

Substitution in die Potentialgleichung (5-53) führt zu zwei Systemen von Gleichungen:

$$\begin{aligned}
 P(f_s'' - \kappa^2 f_s) + Q(f_f'' - \kappa^2 f_f) &= -\omega^2(m_{11}f_s + m_{12}f_f) \\
 Q(f_s'' - \kappa^2 f_s) + R(f_f'' - \kappa^2 f_f) &= -\omega^2(m_{12}f_s + m_{22}f_f)
 \end{aligned} \tag{5-55}$$

$$\begin{aligned}
 N(g_s'' - k^2 g_s) &= -\omega^2(m_{11}g_s + m_{12}g_f) \\
 0 &= -\omega^2(m_{12}g_s + m_{22}g_f)
 \end{aligned} \tag{5-56}$$

mit:⁴⁶

$$\begin{aligned} m_{11} &= \rho_1 - i \frac{b}{\omega} \\ m_{22} &= \rho_2 - i \frac{b}{\omega} \\ m_{12} &= \rho_a + i \frac{b}{\omega} \end{aligned} \quad (5-57)$$

(1) Skalar Potential

Zuerst werden die Gleichungen (5-55) für das Skalarpotential ϕ^s und ϕ^f betrachtet. Die zweite Ableitung nach f_f wird eliminiert durch Multiplikation der ersten Gleichung mit R und der zweiten mit Q. Die Subtraktion ergibt:

$$(PR - Q^2)(f_s'' - \kappa^2 f_s) = -\omega^2(Rm_{11} - Qm_{12})f_s - \omega^2(Rm_{12} - Qm_{22})f_f \quad (5-58)$$

Und die Funktion f_f kann ausgedrückt werden in f_s und deren Ableitung:

$$f_f = H_1^2 f_s'' - H_2^2 f_s \quad (5-59)$$

mit:

$$\begin{aligned} H_1^2 &= \frac{-(PR - Q^2)}{\omega^2(Rm_{12} - Qm_{22})} \\ H_2^2 &= \frac{Rm_{11} - Qm_{12}}{Rm_{12} - Qm_{22}} + \kappa^2 H_1^2 \end{aligned} \quad (5-60)$$

Diese Gleichung wird verwendet für die Elimination der zweiten Ableitung von f_f der ersten Gleichung von Gl. (5-55). Dies führt zu einer Gleichung vierter Ordnung.

$$QH_1^2 f_s^{IV} + [P - QH_2^2 + \omega^2 m_{12} H_1^2 - \kappa^2 QH_1^2] f_s^{IV} + [\kappa^2 QH_2^2 - \kappa^2 P + \omega^2 m_{22} - \omega^2 m_{12} H_2^2] f_s = 0 \quad (5-61)$$

Die Generallösung kann ermittelt werden durch Umschreibung der Gleichung vierter Ordnung in eine einfachere Schreibweise:

$$\left(\frac{d^2}{dx_1^2} + \omega^2 E_1^2\right) \left(\frac{d^2}{dx_1^2} + \omega^2 E_2^2\right) f_s = 0 \quad \Rightarrow \quad (5-62)$$

$$f_s^{IV} + \omega^2 (E_1^2 + E_2^2) f_s'' + \omega^4 E_1^2 E_2^2 f_s = 0$$

Diese ist kompatibel mit Gleichung (5-61), wenn folgendes gilt:

$$\begin{aligned} QH_1^2 \omega^2 (E_1^2 + E_2^2) &= P - QH_2^2 + \omega^2 m_{12} H_1^2 - \kappa^2 QH_1^2 \\ QH_1^2 \omega^4 E_1^2 E_2^2 &= -\kappa^2 P + \kappa^2 QH_2^2 + \omega^2 m_{22} - \omega^2 m_{12} H_2^2 \end{aligned} \quad (5-63)$$

Nach Multiplikation der oberen Gl. von Gl. (5-63) mit ω^2 und anschließender Lösung der quadratischen Gleichung mit der Form $ax^2 + bx + c = 0$ erhält man:

$$\begin{aligned} a &= \omega^4 QH_1^2 \\ b &= -\omega^2 (P - QH_2^2 + \omega^2 m_{12} H_1^2 - \kappa^2 QH_1^2) \\ c &= \kappa^2 QH_2^2 - \kappa^2 P + \omega^2 m_{11} - \omega^2 m_{12} H_2^2 \end{aligned} \quad (5-64)$$

Die Funktion f_s kann gelöst werden mit Gl. (5-62)

⁴⁶ Vergleiche Gl. (5-21, -30 und -31).

$$\begin{aligned} f_s'' + \omega^2 E_1^2 f_s &= 0 && \text{oder} \\ f_s'' + \omega^2 E_2^2 f_s &= 0 \end{aligned} \quad (5-65)$$

Die Generallösung lautet:

$$f_s = A_1 e^{i\omega E_1 x_1} + A_2 e^{i\omega E_2 x_1} + A_3 e^{-i\omega E_1 x_1} + A_4 e^{-i\omega E_2 x_1} \quad (5-66)$$

Diese Lösung zeigt, dass es jeweils zwei Wellen in pos. Richtung und zwei Wellen in neg. Richtung gibt.

Das Hauptinteresse liegt aber in Wellen, welche in neg. Richtung eine Dämpfung aufweisen. Dies ist aber nur möglich, wenn E_1 und E_2 einen pos. imaginären Anteil besitzen und A_3 und A_4 gleich Null sind. Die Lösung für die Funktion f_s lautet:

$$\begin{aligned} f_s &= A_1 e^{i\omega E_1 x_1} + A_2 e^{i\omega E_2 x_1} \\ \text{mit } \operatorname{Im}(E_1) &> 0 \\ \text{und } \operatorname{Im}(E_2) &< 0 \end{aligned} \quad (5-67)$$

Die Funktion f_f ist ähnlich zu f_s in Gl. (5-59). Die Substitution von f_s ergibt:

$$\begin{aligned} f_f &= B_1 A_1 e^{i\omega E_1 x_1} + B_2 A_2 e^{i\omega E_2 x_1} \\ \text{mit} \\ B_1 &= -\omega^2 E_1^2 H_1^2 - H_2^2 \\ B_2 &= -\omega^2 E_2^2 H_1^2 - H_2^2 \end{aligned} \quad (5-68)$$

Die Lösung für das Skalar Potential lautet somit:

$$\begin{aligned} \phi_s &= f_s e^{i(\kappa x_2 + \omega t)} = A_1 e^{i\omega E_1 x_1} e^{i(\kappa x_2 + \omega t)} + A_2 e^{i\omega E_2 x_1} e^{i(\kappa x_2 + \omega t)} \\ \phi_f &= f_f e^{i(\kappa x_2 + \omega t)} = B_1 A_1 e^{i\omega E_1 x_1} e^{i(\kappa x_2 + \omega t)} + B_2 A_2 e^{i\omega E_2 x_1} e^{i(\kappa x_2 + \omega t)} \end{aligned} \quad (5-69)$$

(2) Vektor Potential

Die Vektor-Potentiale ψ^s und ψ^f werden durch eine einfachere Prozedur hergeleitet. Aus dem zweiten Teil der Gl. (5-56) ergibt sich

$$g_f = -\frac{m_{12}}{m_{22}} g_s \quad (5-70)$$

Substitution in den ersten Teil der Gl. (5-56) ergibt

$$\begin{aligned} g_s'' + \omega^2 E_3^2 g_s &= 0 \\ \text{mit} \\ E_3^2 &= -\left(\frac{\kappa^2}{\omega^2} - \frac{1}{N} \frac{m_{11} m_{22} - m_{12}^2}{m_{22}} \right) \end{aligned} \quad (5-71)$$

Unter Bedachtnahme jener Wellen mit einer Dämpfung in neg. x-Richtung ($\operatorname{Im}(E_s > 0)$) ergibt sich folgende Lösung für das Vektor Potential:

$$\begin{aligned} \psi_s &= A_3 e^{i\omega E_3 x_1} e^{i(\kappa x_2 + \omega t)} \\ \psi_f &= B_3 \psi_s \\ \text{mit } B_3 &= -\frac{m_{12}}{m_{22}} \end{aligned} \quad (5-72)$$

Dieses Ergebnis ist in Übereinstimmung mit Kap. 5.3.2.2.

5.3.3.4 Grenzbedingung und Berechnung der Lösung

An der freien Oberfläche des gesättigten porösen Halbraumes, gelten drei Bedingungen:

- keine Schubspannungen,
- keine Normalspannungen und
- kein Porenwasserdruck.

Diese Bedingungen müssen in der Potentialschreibweise neu erfasst werden.

(1) Schubspannungen

Bei Verwendung der Gl. (5-1 und -2) und der Gl. (5-47 und -52) wird die Schubspannung ausgedrückt als:

$$\tau = G_s(u_{1,2}^s + u_{2,1}^s) = N[2\phi_{,12}^s - \psi_{,11}^s + \psi_{,22}^s] = 0 \quad (5-73)$$

(2) Porenwasserdruck

Der Porenwasserdruck wird mit der Porosität n multipliziert, mit Verwendung der Gl. (5-1 und -2) und der Gl. (5-47 und -52) beschrieben mit:

$$\begin{aligned} n\pi &= nK_f(u_{1,1}^f + u_{2,2}^f) + (1-n)K_f(u_{1,1}^s + u_{2,2}^s) = \\ &R(\phi_{,11}^f + \phi_{,22}^f) + Q(\phi_{,11}^s + \phi_{,22}^s) = 0 \end{aligned} \quad (5-74)$$

(3) Normalspannungen

Für die Umschreibung der Normalspannung werden ebenfalls die Gl. (5-1 und -2) und der Gl. (5-47 und -52) verwendet:

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= (K_s - \frac{2}{3}G_s)(u_{1,1}^s + u_{2,2}^s) + 2G_s u_{1,1}^s = \\ &(K_s + \frac{4}{3}G_s + \frac{(1-n)^2}{n}K_f)(u_{1,1}^s + u_{2,2}^s) - \frac{(1-n)^2}{n}K_f(u_{1,1}^f + u_{2,2}^f) - 2G_s u_{2,2}^s = 0 \end{aligned} \quad (5-75)$$

Bei Verwendung der Gl. (5-74) kann der zweite Term ersetzt werden mit $(1-n)K_f(u_{1,1}^f + u_{2,2}^f)$ zu:

$$\sigma_{11} = P(\phi_{,11}^s + \phi_{,22}^s) + Q(\phi_{,11}^f + \phi_{,22}^f) - 2N(\phi_{,11}^s + \psi_{,21}^s) = 0 \quad (5-76)$$

5.3.3.5 Lösung

Die Generallösungen (Gl. 5-69 und -72) beinhalten drei unbekannte Konstante A_1 , A_2 und A_3 . Diese können gelöst werden in dem die Lösung der Aufgabe die Grenzbedingungen an der Oberfläche befriedigt. Dies geschieht durch Einführung der Generallösungen mit der Grenzbedingung $x_1 = 0$. Welches wiederum zu drei Gleichungen mit drei Unbekannten führt.

$$\begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (5-77)$$

mit

$$\begin{aligned}
 C_{11} &= 2N\kappa^2 - (\kappa^2 + \omega^2 E_1^2)(P + QB_1) \\
 C_{21} &= N\kappa\omega E_1 \\
 C_{31} &= (\kappa^2 + \omega^2 E_1^2)(Q + RB_1) \\
 C_{12} &= 2N\kappa^2 - (\kappa^2 + \omega^2 E_2^2)(P + QB_2) \\
 C_{22} &= N\kappa\omega E_2 \\
 C_{32} &= (\kappa^2 + \omega^2 E_2^2)(Q + RB_2) \\
 C_{13} &= -N\kappa\omega E_3 \\
 C_{23} &= (\kappa^2 + \omega^2 E_3^2)N \\
 C_{33} &= 0
 \end{aligned}
 \tag{5-78}$$

Das System in Gl. (5-77) ist homogen. Um eine nicht triviale Lösung zu bekommen muss die Determinante gleich Null sein. Somit muss der Wellennummerkoeffizient κ , welcher eine Null-Determinante ergibt, gesucht werden. Daraus können die Amplituden A_1 , A_2 und A_3 berechnet werden.

Die Geschwindigkeit und die Dämpfung der Welle kann aus dem realen und imaginären Teil des Wellennummerkoeffizient κ ermittelt werden.⁴⁷

Zum Schluss kann die Boden- und Fluidverschiebung ermittelt werden durch Substitution der Lösung in Gl. (5-47).

$$\begin{aligned}
 u_1^s(x_1, x_2) &= [i\omega E_1 A_1 e^{i\omega E_1 x_1} + i\omega E_2 A_2 e^{i\omega E_2 x_1} + i\kappa A_3 e^{i\omega E_3 x_1}] e^{i(\kappa x_2 + \omega t)} \\
 u_2^s(x_1, x_2) &= [i\kappa A_1 e^{i\omega E_1 x_1} + i\kappa A_2 e^{i\omega E_2 x_1} - i\omega E_3 A_3 e^{i\omega E_3 x_1}] e^{i(\kappa x_2 + \omega t)} \\
 u_1^f(x_1, x_2) &= [i\omega E_1 B_1 A_1 e^{i\omega E_1 x_1} + i\omega E_2 B_2 A_2 e^{i\omega E_2 x_1} + i\kappa B_3 A_3 e^{i\omega E_3 x_1}] e^{i(\kappa x_2 + \omega t)} \\
 u_2^f(x_1, x_2) &= [i\kappa B_1 A_1 e^{i\omega E_1 x_1} + i\kappa B_2 A_2 e^{i\omega E_2 x_1} - i\omega E_3 B_3 A_3 e^{i\omega E_3 x_1}] e^{i(\kappa x_2 + \omega t)}
 \end{aligned}
 \tag{5-79}$$

⁴⁷ Vergeiche Gl. (5-21).

5.3.3.6 Numerische Beispiele zu den Rayleighwellen⁴⁸

Eine Null-Determinante der Gl. (5-77) lässt sich für mehrere Wellennummerkoeffizient κ finden. Aber nur eine dieser Wellennummerkoeffizienten kann der realen Oberflächenwelle zugeordnet werden. Eine reale Oberflächenwellenfortpflanzung entlang der Oberfläche folgt mathematisch gesehen in x_2 -Richtung. Von den Gl. (5-69 und -72) ist daraus abzuleiten, dass dies nur möglich ist, wenn der reale Teil von E_1 , E_2 und E_3 gleich Null ist, oder die dazugehörigen Amplituden A_1 , A_2 und A_3 sind gleich Null.

Variable		Einheit	Wert
Kompressionsmodul Boden	K_s	[MPa]	50,0
Schubmodul Boden	G_s	[MPa]	6,0
Kompressionsmodul Wasser	K_f	[MPa]	2000
Feststoffdichte	ρ_s	[kg/m ³]	2500
Dichte des Wassers	ρ_f	[kg/m ³]	1000
Scheinbare Masse	ρ_a	[kg/m ³]	0
Permeabilität	k	[m/s]	9,00E-04
Porosität	n	[-]	0,3
Reibungskoeffizient	b	[Ns/m ⁴]	1,44E+07

Tabelle 5-2: Materialeigenschaften

Die Materialeigenschaften sind in *Tabelle 5-2* ersichtlich. Die Frequenz beträgt 10 Hz. *Tabelle 5-3* zeigt das Ergebnis. Da die Lösung der Gl. (5-77) zu einer Systemabhängigkeit führt, können nur die Relationen zwischen A_1 , A_2 und A_3 ermittelt werden. Daher sind die A-Werte in *Tabelle 5-3* relative Werte. Aus dieser Tabelle folgt schließlich daraus, dass der Amplitudenwert A_1 um einiges geringer ist als die Amplitudenwerte A_2 und A_3 , und E_2 und E_3 sind in der Tat immer imaginäre Werte. Die Geschwindigkeit beträgt: $c_R = 2\pi f / \text{Re}(\kappa) = 2\pi 10 / 1,2 = 52,4 \text{ m/s}$.

Da dies die einzige Lösung der Gl. (5-77) für eine Oberflächenwelle ist, folgt daraus, dass im gesättigten porösen Halbraum nur eine einzige Oberflächenwelle auftritt, unabhängig von der Existenz der zwei Kompressionswellen.⁴⁹

Variable		realer Anteil	imaginärer Anteil
Wellennummer	κ	1,2000E+00	-5,4550E-04
Amplitude	A1	-4,2320E-04	2,6000E-06
	A2	2,9480E-03	5,3490E-01
	A3	1,1340E+00	0,0000E+00
E-Werte	E1	-1,4830E-01	1,4930E-01
	E2	8,6000E-06	1,9090E-02
	E3	2,7800E-05	4,7860E-03
B-Werte	B1	-2,3620E+00	1,1800E-05
	B2	1,0000E+00	1,3510E-03
	B3	1,0000E+00	-1,3090E-03

Tabelle 5-3: Lösungen für die Oberflächenwellen ($f=10\text{Hz}$)

⁴⁸ Vergleiche Kap. 4.1.2.4.2 Gl (4-51 bis 53) und Kap. 5.3.2.2 Gl. (5-23).

⁴⁹ Vergleiche Fußnote ²⁸.

➤ **Vergleich mit der Literatur**

(1) [Bourbie, 1987]

Bourbie präsentierte eine Lösung für die Oberflächenwellengeschwindigkeit

$$2\sqrt{2} \frac{m^2 n c_R}{a c_p} \left[1 - \left(\frac{c_r}{c_s}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\omega}{\omega_c}\right)^{\frac{1}{2}} = 4 \left[1 - \left(\frac{c_R}{c_s}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}} \left[1 - \left(\frac{c_r}{c_p}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}} - \left[2 - \left(\frac{c_R}{c_s}\right)^2\right] \quad (5-80)$$

und für die Dämpfung

$$-\sqrt{2} \alpha_R \left(\left[3 \left(\frac{c_p}{c_s}\right)^2 - 1 - 2 \left(\frac{c_R}{c_s}\right)^2\right] - 2 \left[\left(\frac{c_p}{c_s}\right)^2 - 1\right] \right) = \left(\frac{\omega}{\omega_c}\right)^{\frac{1}{2}} \frac{\omega m^2 n}{c_R a} \left[1 - \left(\frac{c_r}{c_s}\right)^2\right] \left[2 - \left(\frac{c_R}{c_p}\right)^2\right] \frac{c_p}{c_s} \quad (5-81)$$

mit:

$$m = \frac{\beta K_f}{K_s + \frac{4}{3} G_s + \beta K_f}$$

$$a = \frac{(1 - \beta m) m}{\beta} \frac{n \rho_f}{(1 - n) \rho_s + n \rho_f} \quad (5-82)$$

$$\beta = \frac{1 - n}{n}$$

$$\omega_c = \frac{gn}{k}$$

Legende:

- c_R Geschwindigkeit der Oberflächenwelle (Rayleigh)
- c_p Geschwindigkeit der Kompressionswelle
- c_s Geschwindigkeit der Scherwelle
- ω Kreisfrequenz

Tabelle 5-4 zeigt die Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungen nach Bourbie und Tajuddin. Daraus ist ersichtlich, dass die Wellengeschwindigkeit in beiden Berechnungsmodellen nahezu ident ist; die Dämpfung hingegen ist bei Tajuddin etwas geringer, da in beiden Berechnungsmodellen die Dämpfung proportional zur Frequenz ist.

	<i>Bourbie e.a.</i>		<i>acc. Tajuddin</i>	
Frequenz	Geschwindigkeit	Im{κ}	Geschwindigkeit	Im{κ}
[Hz]	[m/s]	[1/m]	[m/s]	[1/m]
1	52,1	-3,00E-05	52,4	-1,50E-05
10	52,1	-9,90E-04	52,4	-5,46E-04
100	52,1	-3,22E-02	52,3	-2,19E-02

Tabelle 5-4: Vergleich der Ergebnisse von Bourbie und Tajuddin

(2) [Degrande, 1992]

In dieser These wird die Oberflächenwellenfortpflanzung über eine numerische Simulation präsentiert. Die Materialeigenschaften sind in *Tabelle 5-5* ersichtlich. Der Boden hat eine Materialdämpfung, wodurch der Kompressions- und der Schermodul des Bodens durch komplexe Variablen beschrieben werden.

Variable		Einheit	Wert
Kompressionsmodul Boden			2,98E+08
imaginärer Anteil	K_s	[Pa]	1,49E+07
Schubmodul Boden			1,12E+08
imaginärer Anteil	G_s	[Pa]	5,60E+06
Kompressionsmodul Wasser	K_f	[Pa]	2,20E+09
Feststoffdichte	ρ_s	[kg/m ³]	2.650,0
Dichte des Wassers	ρ_f	[kg/m ³]	1.000,0
Scheinbare Masse	ρ_a	[kg/m ³]	0,0
Permeabilität	k	[m/s]	1,00E-03
Porosität	n	[-]	0,388
Reibungskoeffizient	b	[Ns/m ⁴]	1,48E+07

Tabelle 5-5: Materialeigenschaften für Sand [Degrande]

Tabelle 5-6 zeigt die guten übereinstimmenden Ergebnisse der Simulation nach Degrande (linker Teil) und nach Tajuddin (rechter Teil) für zwei Frequenzen (50 und 100 Hz).

		Degrande		Tajuddin	
		Frequenz [Hz]		Frequenz [Hz]	
		50	100	50	100
Dämpfung	[1/m]	0,960	0,910	0,963	0,925
Geschwindigkeit	[m/s]	223,0	223,0	228,1	228,3
		Beschleunigung [m/s ²]			
Abstand [m]	12,5	0,20	0,155		
	25,0	0,14	0,070		
	37,5	0,09	0,025		
	50,0	0,06	0,005		

Tabelle 5-6: Vergleich von Geschwindigkeit und Dämpfung; linker Teil Degrande, rechter Teil Tajuddin

Ohne Materialdämpfung (imaginäre Anteil von $K_s = 0$ und $G_s = 0$) im Boden beträgt die Dämpfung pro Meter $(1 - e^{-|\text{Im}\{k\}|})$ ⁵⁰ für die Oberflächenwelle $0,997 \text{ m}^{-1}$ bei 50 Hz. Das bedeutet einen Energieverlust, welcher um das zehnfache geringer ist als mit einer Materialdämpfung. Somit kann die Materialdämpfung nicht vernachlässigt werden, da diese Dämpfung für die Oberflächenwelle sehr wichtig ist.

⁵⁰ Vergleiche Gl. (5-23) und Kap. 4.1.2.4.

➤ **Bewegung von Bodenmaterial und Fluid**

Die physikalische Bewegung vom Boden kann nach Gl. (5-79) mit den Daten aus *Tabelle 5-3* berechnet werden. Nur die zweite Lösung für ϕ^s (Index 2) und die Lösung für ψ^s (Index 3) werden in Betracht gezogen. Die relative Bewegung zwischen dem Bodenkörper und dem Fluid ist sehr gering. Dies ist ersichtlich mit den Werten B_2 und B_3 in *Tabelle 5-3*. **Daraus folgt, dass sich ein poröses Medium mehr oder weniger wie ein Einzelphasensystem verhält.**⁵¹

Für einen Punkt an der Oberfläche ($x_1 = 0$) kann angegeben werden:

$$\text{Vertikal: } u_1^s(x_1, x_2) = 2,00 i e^{i(kx_2 - \omega t)}$$

$$\text{Horizontal: } u_2^s(x_1, x_2) = 0,98 e^{i(kx_2 - \omega t)}$$

(5-83)

Die vertikale Amplitude ist um das zweifache größer als die horizontale Amplitude. Diese ist um 10% größer als ein fast inkompressibler Festkörper nach der Einzelphasentheorie. Der Phasenwinkel beträgt immer 90 Grad.

➤ **Einfluss der Parameter**

Da das gesättigte poröse Material sich immer gleich verhält wie das Einzelphasenmaterial, kann die Abhängigkeit der Parameter abgeleitet werden von der Theorie der Oberflächenwellen im elastischen Halbraum. Das bedeutet, dass

- die Wellengeschwindigkeit der Rayleigh-Wellen ist stark beeinflusst von der Scherwellengeschwindigkeit, und
- die Dämpfung wird stark beeinflusst von der Materialdämpfung des Festkörpers.

⁵¹ Vergleiche Kap. 5.2.1.4.

5.4 Numerische Lösungen

5.4.1 Einführung

In diesem Kapitel wird eine Finite-Elemente-Methode für die numerische Lösung der Biot-Gleichungen dargestellt.

Grundsätzlich sind zwei Aspekte für die FE-Methode zur Lösung dynamischer Probleme wichtig:

- 3-dimensionale Diskretisierung: definiert bei Variablen, welche im Feld interpoliert werden (Feldbeschreibung),
- temporäre Diskretisierung: Integration der 3-dimensionale Diskretisierung in Abhängigkeit der Zeit (Integration nach der Zeit).

Geschichtlicher Überblick:

- *Simon [1986-a und -b]*: präsentierte zwei Artikel mit mehreren Methoden für den Vergleich des ein- und zweidimensionalen Problems,
- *Zienkiewicz & Shiomi [1984] und Ishihara [1970]*: mehrere Beiträge zur Grundlagenforschung,
- *Ghaboussi & Wilson [1972]*: Interpolation der Verschiebung der Matrix und des Fluids => **u-v Methode**. (nur für homogene Felder mit const. Porosität) Die semi-diskretisierte Gleichung wird integriert in Abhängigkeit der Zeit,
- *Sweet [1980]*: präsentierte eine ähnliche Methode mit der Zentralen-Differenzen-Methode,
- *Prevost [1985]*: **u-w Methode** für inhomogene Felder mit nicht const. Porosität (Implizit-Explizit Methode),
- *Simon, Wu & Zienkiewicz [1986]*: **u- π Methode** in der die Festkörperverschiebung und der Porenwasserdruck interpoliert werden,
- *Park [1983 und 1984] und Zienkiewicz [1988]*: präsentierten ähnliche Methoden,
- *Sandhu, Shaw & Hong [1990]*: **u- π -w Methode** in der die Festkörperverschiebung, spezifische Verschiebung und der Porenwasserdruck interpoliert werden, Weiterentwicklung in die Newmark- α, β -Methode,
- *Oka [1994]*: Abwandlung der **u-w Methode**,
- *Degrande [1992]*: FE-Methode auf Basis der Fourier-Transformation, nur für lineare Probleme,
- *Simon [1984]*: analytische Lösung mit Laplace-Transformation, nur für eindimensionale Aufgaben
- *Van der Grinten [1985]*: analytische Lösung mit Fourier-Transformation, nur für eindimensionale Aufgaben.

5.4.2 Entwicklung eines Finite Elemente Modells

5.4.2.1 Raum – Diskretisierung

Die Feldgleichungen (5-11) werden mit der Standard Finite Elemente Methode diskretisiert, und hier mit geringen Umstellungen nochmals angeschrieben:

$$\begin{aligned} \rho \ddot{u}_j - \sigma_{ij,i}^s &= \pi_{,j} - \rho_f \dot{q}_j \\ n \pi_{,j} - \frac{b}{n} q_j - (\rho_f + \frac{1}{n} \rho_a) \dot{q}_j &= n \rho_f \ddot{u}_j \\ \sigma_{ij}^s &= (K_s - \frac{2}{3} G_s) u_{k,k} \delta_{ij} + G_s (u_{i,j} + u_{j,s}) \\ \dot{\pi} &= \frac{1}{n} K_f (q_{j,j} + \dot{u}_{j,j}) \end{aligned} \quad (5-84)$$

mit:

$$\rho = (1-n)\rho_s + n\rho_f$$

➤ Bewegungsgleichungen und Grundgleichungen für das Korngerüst:

Eine „schwache“ Formulierung stammt von Galerkin

$$\iint_{\Omega} \delta u_j [\rho \ddot{u}_j - \sigma_{ij,i}^s - \pi_{,j} + \rho_f \dot{q}_j] d\Omega = 0 \quad (5-85)$$

Der Satz von Gauss ist angelehnt an den zweiten Term

$$- \iint_{\Omega} \delta u_j \sigma_{ij,i}^s d\Omega = \iint_{\Omega} \delta u_{j,i} \sigma_{ij}^s d\Omega - \int_{\Gamma_i} \delta u_j \tilde{\sigma}_{ij} n_i d\Gamma \quad (5-86)$$

mit

n_i die äußere normale an die Grenze.

Die Schlangenlinie bei $\tilde{\sigma}_{ij}$ bezieht sich auf den vorgegebenen Wert des kartesischen Spannungstensors an der Grenze.

Somit bedeutet:

$$\iint_{\Omega} \delta u_j \rho \ddot{u}_j d\Omega + \iint_{\Omega} \delta u_{j,i} \sigma_{ij}^s d\Omega = \iint_{\Omega} \delta u_j \pi_{,i} \delta_{ij} d\Omega - \iint_{\Omega} \delta u_j \rho_f \dot{q}_j d\Omega + \int_{\Gamma_i} \delta u_j \tilde{t}_j d\Gamma \quad (5-87)$$

mit:

$$\tilde{t}_j = n_j \tilde{\sigma}_{ij}^s$$

Der zweite Term der Gl. (5-87) kann mit Hilfe der Grundgleichung (dritte Gleichung der Gl. 5-84) beschrieben werden als

$$\iint_{\Omega} \delta u_{j,i} \sigma_{ij}^s d\Omega = \iint_{\Omega} \delta u_{j,i} D_{ijkl} u_{k,l} d\Omega \quad (5-88)$$

mit:

$$D_{ijkl} = (K_s - \frac{2}{3} G_s) \delta_{ij} \delta_{kl} + G_s (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk})$$

D_{ijkl} = Steifigkeitstensor (Tensor mit Rang 4), siehe auch Gl. (5-2).

➤ **Gleichungen für die Bewegung des Fluids:**

Eine „schwache“ Formulierung für die Bewegung des Fluids aus Gl. (5-84) lautet wie folgt:

$$\iint_{\Omega} \delta q_j \left[\left(\rho_f + \frac{1}{n} \rho_a \right) \dot{q}_j - n \pi_{,j} + \frac{b}{n} q_j + n \rho_f \ddot{u}_j \right] d\Omega = 0$$

➤ **Grundgleichungen des Fluids:**

Eine ebenfalls „schwache“ Formulierung der Grundgleichung des Fluids aus Gl. (5-84) lautet wie folgt:

$$\iint_{\Omega} \delta \pi \left[\dot{\pi} - \frac{1}{n} K_f q_{j,j} - \frac{1}{n} K_f \dot{u}_{j,j} \right] d\Omega = 0 \quad (5-89)$$

Der Satz von Gauß ist angelehnt an den zweiten Term

$$- \iint_{\Omega} \delta \pi \frac{1}{n} K_f q_{j,j} d\Omega = \iint_{\Omega} \delta \pi_{,j} \frac{1}{n} K_f q_j d\Omega - \int_{\Gamma_q} \delta \pi \frac{1}{n} K_f \tilde{q}_j n_j d\Gamma \quad (5-90)$$

Γ_q beschreibt jene Grenze, an der das Fluid eine Grenze überschreitet ($q_j = \tilde{q}_j$).

Somit wird aus Gl. (5-89):

$$\iint_{\Omega} \delta \pi \dot{\pi} d\Omega + \iint_{\Omega} \delta \pi_{,j} \frac{1}{n} K_f q_j d\Omega = \iint_{\Omega} \delta \pi \frac{1}{n} K_f \dot{u}_{j,j} d\Omega + \int_{\Gamma_q} \delta \pi \frac{1}{n} K_f \tilde{q}_n d\Gamma$$

mit: $\tilde{q}_n = \tilde{q}_j n_j$ (5-91)

\tilde{q}_n beschreibt die spezielle Ableitung normal zu einer Grenzfläche⁵².

➤ **Diskretisierung:**

Die Indexbeschreibung wird für die Lösung dreidimensionaler Probleme verwendet. Für die Anwendung zweidimensionaler Probleme (ebene Verzerrung, axiale Symmetrie, ...) wird die Matrix Schreibweise verwendet.

➤ **Verschiebungsvektor**

Der Verschiebungsvektor lautet:

$$\mathbf{u}(x_1, x_2) = \begin{pmatrix} u_1(x_1, x_2) \\ u_2(x_1, x_2) \end{pmatrix} \approx \mathbf{N}_u(x_1, x_2) \hat{\mathbf{u}} \quad (5-92)$$

mit:

- $\mathbf{u}(x_1, x_2)$ Verschiebungsvektor,
- $\hat{\mathbf{u}}$ Vektor mit der numerischen Annäherung zu \mathbf{u} ,
- \mathbf{N}_u Matrix mit der Interpolationsfunktion.

⁵² Vergleiche Kap. 5.2.1.3.

➤ Verzerrungsvektor

Dieser ist definiert mit:

$$\boldsymbol{\varepsilon}(x_1, x_2) = \begin{pmatrix} \varepsilon_{11}(x_1, x_2) \\ \varepsilon_{22}(x_1, x_2) \\ 2\varepsilon_{12}(x_1, x_2) \\ \varepsilon_{33}(x_1, x_2) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} \\ \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1(x_1, x_2) \\ u_2(x_1, x_2) \end{pmatrix} \quad (5-93)$$

Daraus ergibt sich:

$$\boldsymbol{\varepsilon}(x_1, x_2) = \mathbf{D}_u \mathbf{u}(x_1, x_2) \approx \mathbf{D}_u \mathbf{N}_u(x_1, x_2) \hat{\mathbf{u}} = \mathbf{B}_{uu}(x_1, x_2) \hat{\mathbf{u}}$$

➤ Spannungsvektor

Der Spannungsvektor ist definiert als

$$\boldsymbol{\sigma}(x_1, x_2) = \begin{pmatrix} \sigma_{11}(x_1, x_2) \\ \sigma_{22}(x_1, x_2) \\ \sigma_{12}(x_1, x_2) \\ \sigma_{33}(x_1, x_2) \end{pmatrix} \quad \text{und} \quad \boldsymbol{\sigma}(x_1, x_2) = \mathbf{S} \boldsymbol{\varepsilon}(x_1, x_2)$$

$$\text{mit} \quad \mathbf{S} = \begin{pmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & K - \frac{2}{3}G \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 & K - \frac{2}{3}G \\ 0 & 0 & G & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & K + \frac{4}{3}G \end{pmatrix} \quad \text{als Steifigkeitsmatrix}$$

(5-94)

➤ Vektor der Speziellen Ableitung

$$\mathbf{q}(x_1, x_2) = \begin{pmatrix} q_1(x_1, x_2) \\ q_2(x_1, x_2) \end{pmatrix} \approx \mathbf{N}_q(x_1, x_2) \hat{\mathbf{q}} \quad (5-95)$$

mit:

$\mathbf{q}(x_1, x_2)$ Vektor mit der speziellen Ableitung

$\hat{\mathbf{q}}$ Vektor mit der numerischen Annäherung zu \mathbf{q}

\mathbf{N}_q Matrix mit der Interpolationsfunktion für die spezielle Ableitung.

➤ Porenwasserdruck⁵³

Der Porenwasserdruck wird beschrieben

$$\pi(x_1, x_2) \approx \mathbf{N}_p(x_1, x_2) \hat{\pi} \quad (5-96)$$

mit:

- $\pi(x_1, x_2)$ Porenwasserdruck
- $\hat{\pi}$ Vektor mit der numerischen Annäherung zu π
- \mathbf{N}_p Matrix mit der Interpolationsfunktion für den Porenwasserdruck.

Weitere Ableitungen:

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} \\ \frac{\partial}{\partial x_2} \end{pmatrix} \pi(x_1, x_2) = \mathbf{D}_p \pi(x_1, x_2) \approx \mathbf{D}_p \mathbf{N}_p(x_1, x_2) \hat{\pi} = \mathbf{B}_{pp}(x_1, x_2) \hat{\pi} \quad (5-97)$$

$$\frac{\partial u_1(x_1, x_2)}{\partial x_1} + \frac{\partial u_2(x_1, x_2)}{\partial x_2} = {}^t \mathbf{D}_p \mathbf{u}(x_1, x_2) \approx {}^t \mathbf{D}_p \mathbf{N}_u(x_1, x_2) \hat{\mathbf{u}} = \mathbf{B}_{pu}(x_1, x_2) \hat{\mathbf{u}} \quad (5-98)$$

Die Vektoren $\hat{\mathbf{u}}$, $\hat{\mathbf{q}}$ und $\hat{\pi}$ sind Vektoren mit „Knoten-Unbekannten“; diese sind abhängig von der Zeit.

Die Matrizen \mathbf{N}_u , \mathbf{N}_q und \mathbf{N}_p sind die Matrizen mit Interpolationsfunktion.

Die Matrizen \mathbf{B}_{uu} , \mathbf{B}_{pp} und \mathbf{B}_{pu} sind Matrizen mit Ableitungen der Formfunktionen; diese sind abhängig von den Raumkoordinaten.

Daraus entstehen folgende Gleichungen:

a) für den Festkörper

$$\iint_{\Omega} {}^t N_u \rho N_u d\Omega \frac{d^2 \hat{\mathbf{u}}}{dt^2} + \iint_{\Omega} {}^t \mathbf{B}_{uu} S \mathbf{B}_{uu} d\Omega \hat{\mathbf{u}} = \iint_{\Omega} {}^t N_u \mathbf{B}_{pp} d\Omega \hat{\pi} - \iint_{\Omega} {}^t N_u \rho_f N_q d\Omega \frac{d\hat{\mathbf{q}}}{dt} + \int_{\Gamma_t} {}^t N_u \tilde{t} d\Gamma \quad (5-99)$$

b) für die Bewegung des Fluids

$$\iint_{\Omega} {}^t N_q \left(\rho_f + \frac{1}{n} \rho_a \right) N_q d\Omega \frac{d\hat{\mathbf{q}}}{dt} - \iint_{\Omega} {}^t N_u \mathbf{B}_{pp} d\Omega \hat{\pi} + \iint_{\Omega} {}^t N_q \frac{b}{n} N_q d\Omega \hat{\mathbf{q}} = - \iint_{\Omega} {}^t N_q n \rho_f N_u d\Omega \frac{d^2 \hat{\mathbf{u}}}{dt^2} \quad (5-100)$$

c) Grundgleichungen für das Fluid

$$\iint_{\Omega} {}^t N_p N_p d\Omega \frac{d\hat{\pi}}{dt} + \iint_{\Omega} {}^t \mathbf{B}_{pp} \frac{1}{n} K_f N_q d\Omega \hat{\mathbf{q}} = \iint_{\Omega} {}^t N_p \frac{1}{n} K_f \mathbf{B}_{pu} d\Omega \frac{d\hat{\mathbf{u}}}{dt} + \int_{\Gamma_t} {}^t N_p \frac{1}{n} K_f \tilde{\mathbf{q}}_n d\Gamma \quad (5-101)$$

⁵³ Wie allg. in der Wissenschaft bekannt, wird die Interpolationsfunktion des Porenwasserdruckes mit dem Index p (bzw. u) und nicht mit dem Index π bezeichnet wird.

➤ **Symbolische Gleichungen:**

In anderer Symbolischer Form können die Gl. (5-99 bis -101) beschrieben werden als:

a) für den Festkörper

$$\mathbf{M}_{uu} \frac{d^2 \hat{\mathbf{u}}}{dt^2} + \mathbf{K}_{uu} \hat{\mathbf{u}} = \mathbf{K}_{up} \hat{\boldsymbol{\pi}} + \mathbf{C}_{uq} \frac{d \hat{\mathbf{q}}}{dt} + \mathbf{f}_u \quad (5-102)$$

mit:

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_{uu} &= \iint_{\Omega} {}^t N_u \rho N_u d\Omega \\ \mathbf{K}_{uu} &= \iint_{\Omega} {}^t \mathbf{B}_{uu} \mathbf{S} \mathbf{B}_{uu} d\Omega \\ \mathbf{K}_{up} &= \iint_{\Omega} {}^t N_u \mathbf{B}_{pp} d\Omega \\ \mathbf{C}_{uq} &= - \iint_{\Omega} {}^t N_u \rho_f N_q d\Omega \\ \mathbf{f}_u &= \int_{\Gamma_t} {}^t N_u \tilde{\mathbf{t}} d\Gamma \end{aligned} \quad (5-103)$$

b) für die Bewegung des Fluids

$$\mathbf{C}_{qq} \frac{d \hat{\mathbf{q}}}{dt} + \mathbf{K}_{qp} \hat{\boldsymbol{\pi}} + \mathbf{K}_{qq} \hat{\mathbf{q}} = \mathbf{M}_{qu} \frac{d^2 \hat{\mathbf{u}}}{dt^2} \quad (5-104)$$

mit:

$$\begin{aligned} \mathbf{C}_{qq} &= \iint_{\Omega} {}^t N_q \left(\rho_f + \frac{1}{n} \rho_a \right) N_q d\Omega \\ \mathbf{K}_{qp} &= - \iint_{\Omega} {}^t N_q n \mathbf{B}_{pp} d\Omega \\ \mathbf{K}_{qq} &= \iint_{\Omega} {}^t N_q \frac{b}{n} N_q d\Omega \\ \mathbf{M}_{qu} &= - \iint_{\Omega} {}^t N_q n \rho_f N_u d\Omega \end{aligned} \quad (5-105)$$

c) Grundgleichungen für das Fluid

$$\mathbf{C}_{pp} \frac{d \hat{\boldsymbol{\pi}}}{dt} + \mathbf{K}_{pq} \hat{\mathbf{q}} = \mathbf{C}_{pu} \frac{d \hat{\mathbf{u}}}{dt} + \mathbf{h}_p \quad (5-106)$$

mit:

$$\begin{aligned} \mathbf{C}_{pp} &= \iint_{\Omega} {}^t N_p N_p d\Omega \\ \mathbf{K}_{pq} &= \iint_{\Omega} {}^t \mathbf{B}_{pp} \frac{1}{n} K_f N_q d\Omega \\ \mathbf{C}_{pu} &= \iint_{\Omega} {}^t N_p \frac{1}{n} K_f \mathbf{B}_{pu} d\Omega \\ \mathbf{h}_p &= \int_{\Gamma_t} {}^t N_p \frac{1}{n} K_f \tilde{\mathbf{q}} d\Gamma \end{aligned} \quad (5-107)$$

5.4.2.2 Wahl der Interpolation

In diesem Kapitel werden die Interpolationsfunktionen beschrieben. Die Diskussion ist begrenzt auf zwei Raummaße. Beide Dreiecke, eines mit drei, ein anderes mit sechs Knoten werden betrachtet.

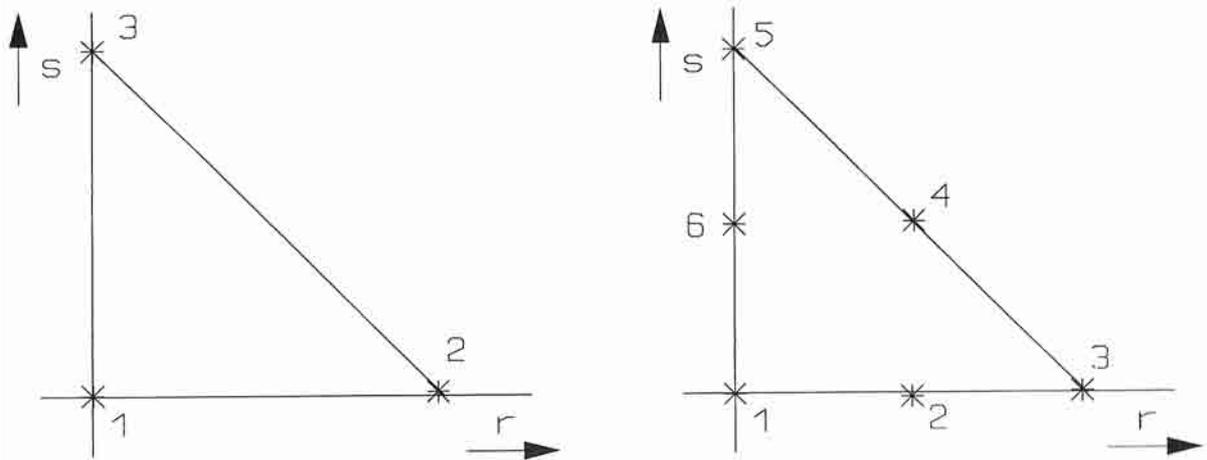


Abbildung 5-11: Referenzelemente für lokales Koordinatensystem [HÖLSCHER]

Hierfür werden drei Interpolationsfunktionen definiert:

- Verschiebung des Festkörpers
- Porenwasserdruck
- Die relative Ableitung des Fluids

Die Verschiebung in r- und s-Richtung werden interpoliert mit

- linearen Funktionen für Elemente mit drei Knoten, und
- quadratische Funktionen für Elemente mit sechs Knoten.

$$u_r(r,s) = \sum_{j=1}^{M_{nod}} N_u^j(r,s) u_r^j \tag{5-108}$$

$$u_s(r,s) = \sum_{j=1}^{M_{nod}} N_u^j(r,s) u_s^j$$

mit $M_{nod} = 3$ für lineare Elemente und $M_{nod} = 6$ für quadratische Elemente.

Schreibweise in Vektorform lautet:

$$\mathbf{u}(r,s) = \mathbf{N}_u(r,s) \hat{\mathbf{u}} \tag{5-109}$$

mit:

$$\hat{\mathbf{u}} = {}^t(u_r^1, u_s^1, u_r^2, u_s^2, u_r^3, u_s^3, \dots) \tag{5-110}$$

und

$$\mathbf{N}_u = \begin{pmatrix} N_u^1 & 0 & N_u^2 & 0 & N_u^3 & 0 & \dots \\ 0 & N_u^1 & 0 & N_u^2 & 0 & N_u^3 & \dots \end{pmatrix}$$

Die Interpolation des Porenwasserdruckes und der relativen Ableitung bedarf einer speziellen Beachtung. Passend zur Diskretisierung des Porenwasserdruckes ist die so genannte „konstante Variable“, und die relative Ableitung ist die so genannte „Hauptvariable“ [e.g. Zienkiewicz und Taylor 1989]. Die Interpolation der relativen Ableitung und des Porenwasserdruckes muss nach den Kriterien nach *Babuska-Brezzi* erfolgen. Somit kann die Interpolation der relativen Ableitung um eine Stufe geringer erfolgen als der Porenwasserdruck.

- 1) Der **Porenwasserdruck** kann interpoliert werden mit linearen Funktionen bei linearen Elementen und mit quadratischen Funktionen bei quadratischen Elementen.

$$\pi(r,s) = \sum_{j=1}^{M_{nod}} N_p^j(r,s) \pi^j \quad (5-111)$$

mit:

$$N_p^i(r,s) = N_u^i(r,s) \quad (5-112)$$

In Vektorform:

$$\pi(r,s) = N_p(r,s) \hat{\pi} \quad (5-113)$$

mit:

$$\hat{\pi} = {}^t(\pi^1 \pi^2 \pi^3 \dots)$$

und (5-114)

$$N_p = (N_p^1 \ N_p^2 \ N_p^3 \ \dots)$$

- 2) Die **relative Ableitung** kann auf einer Schnittstelle zwischen zwei unterschiedlichen Materialien unterbrochen sein. Wenn eine Schnittstelle mit einer Elementgrenze übereinstimmt, erfolgt der Durchgang in der senkrechten Richtung. Falls der Durchgang der parallelen Ableitung auch auferlegt wird, tritt ein so genannter „übertriebener Durchgang“ auf.

Zwei Methoden der Interpolation sind möglich:

- die Standartpolynome Interpolation (der Durchgang an den Grenzen wird freigegeben)

Mit folgenden Formeln:

$$q_r(r,s) = \sum_{j=1}^{M_{Q-nod}} N_q^j(r,s) \hat{q}^j \quad (5-115)$$

$$q_s(r,s) = \sum_{j=1}^{M_{Q-nod}} N_q^j(r,s) \hat{q}^j$$

mit $M_{Q-nod}=1$ für lineare Elemente und $M_{Q-nod}=3$ für quadratische Elemente.

In Vektorschreibweise:

$$\mathbf{q}(r,s) = N_q(r,s) \hat{\mathbf{q}} \quad (5-116)$$

$$\hat{\mathbf{q}} = {}^t(q_r^1 \ q_s^1 \ q_r^2 \ q_s^2 \ q_r^3 \ q_s^3 \ \dots)$$

und (5-117)

$$N_q = \begin{pmatrix} N_q^1 & 0 & N_q^2 & 0 & N_q^3 & 0 & \dots \\ 0 & N_q^1 & 0 & N_q^2 & 0 & N_q^3 & \dots \end{pmatrix}$$

- die Raviart-Thomas Interpolation

Diese wird für die Grundwasserhydraulik angewendet.

5.4.2.3 Zeit – Diskretisierung

➤ Überblick

Die zuvor beschriebenen Bereiche nach den Gl. (5-102 bis -104) werden mit der Zeitintegration miteinander verbunden. Die zwei Systeme für die Flüssigkeit werden zu einem zusammengeführt, das System für die Festkörperverschiebung wird als zweites eingesetzt.

Das erste System (π, q) ist ein gemischtes System, wobei die relative Ableitung aus dem System eliminiert wird. Das restliche erste (= Porenwasserdruck) der beiden Systeme wird nach Euler gelöst, und wird „Flüssigkeitssystem“ genannt.

Das zweite System für die Verschiebung u wird nach der [Hilbert-Hughes-Taylor] α -Methode gelöst und wird im weiteren „Festkörpersystem“ bezeichnet.

Beide Systeme verwenden die Rechte-Hand-Regel, welche zur Abhängigkeit der jeweiligen anderen Seite führt. Wie bei der Methode von Heun werden Hauptarbeitsschritte eingeführt. Der Hauptvorteil der Methode nach Heun gegenüber der Methode nach Euler ist der Gewinn eines Arbeitsschrittes.

➤ Beseitigung der Ableitung

Zuerst wird die semi-diskretisierte Gl. (5-104) der relativen Ableitung betrachtet:

$$C_{qq} \frac{dq}{dt} + K_{qp} \pi + K_{qq} q = M_{qu} \frac{d^2 u}{dt^2} \quad (5-118)$$

Nach der Zeit gelöst führt dies zu:

$$C_{qq} \left(\frac{dq}{dt} \right)^{n+1} + K_{qp} \pi^{n+1} + K_{qq} q^{n+1} = M_{qu} \left(\frac{d^2 u}{dt^2} \right)^{n+1} \quad (5-119)$$

n: beschreibt das vorhergehende Zeitniveau,

n+1: beschreibt das aktuelle Zeitniveau.

Die relative Ableitung kann mit der Euler Methode berechnet werden.

Aus der Taylor Reihe ergibt sich:

$$q^{n+1} = q^n + \Delta \left(\frac{dq}{dt} \right)^{n+1} \quad (5-120)$$

Δ : entspricht dem Zeitschritt.

Somit ergibt die Ableitung nach q zum aktuellen Zeitpunkt:

$$\left(\frac{dq}{dt} \right)^{n+1} = \frac{q^{n+1} - q^n}{\Delta} \quad (5-121)$$

Die neue Form der Ableitung lautet:

$$C_{qq} q^{n+1} + \Delta K_{qp} q^{n+1} = \Delta M_{qu} \left(\frac{d^2 u}{dt^2} \right)^{n+1} + C_{qq} q^n - \Delta K_{qp} \pi^{n+1} \quad (5-122)$$

Falls die inverse Matrix existiert:

$$q^{n+1} = (C_{qq} + \Delta K_{qp})^{-1} \left[\Delta M_{qu} \left(\frac{d^2 u}{dt^2} \right)^{n+1} + C_{qq} q^n - \Delta K_{qp} \pi^{n+1} \right] \quad (5-123)$$

Zweitens wird die semi-diskretisierte Gl. (5-106) für die Ableitung des Porenwasserdruckes betrachtet, mit einer Nullsetzung der relativen Ableitung an der Grenze Γ_q .

$$C_{pp} \frac{d\pi}{dt} + K_{pq} q = C_{pu} \frac{du}{dt} \quad (5-124)$$

Nach der Zeit gelöst führt dies zu:

$$C_{pp} \left(\frac{d\pi}{dt} \right)^{n+1} + K_{pq} q^{n+1} = C_{pu} \left(\frac{du}{dt} \right)^{n+1} \quad (5-125)$$

Bei Verwendung von Gl. (5-123) mit q^{n+1} ergibt sich:

$$C_{pp} \left(\frac{dp}{dt} \right)^{n+1} - \Delta K_{pq} Q_{qq} K_{qp} p^{n+1} = C_{pu} \left(\frac{du}{dt} \right)^{n+1} - K_{pq} Q_{qq} \left[C_{qq} q^n + \Delta M_{qu} \left(\frac{d^2 u}{dt^2} \right)^{n+1} \right] \quad (5-126)$$

oder

$$C_{pp} \left(\frac{d\pi}{dt} \right)^{n+1} + \Delta K_{pp} \pi^{n+1} = f_p^{n+1} \quad (5-127)$$

mit:

$$Q_{qq} = (C_{qq} + \Delta K_{qq})^{-1} \\ K_{pp} = -\Delta K_{pq} Q_{qq} K_{qp} \quad (5-128)$$

$$f_p^{n+1} = C_{pu} \left(\frac{du}{dt} \right)^{n+1} - K_{pq} Q_{qq} \left[C_{qq} q^n + \Delta M_{qu} \left(\frac{d^2 u}{dt^2} \right)^{n+1} \right]$$

➤ Zeitintegration des Systems für den Porenwasserdruck

Nun wird das System (Gl. 5-127)

$$C_{pp} \left(\frac{d\pi}{dt} \right)^{n+1} + \Delta K_{pp} \pi^{n+1} = f_p^{n+1} \quad (5-129)$$

nach der *Euler-Methode* gelöst werden.

Bei der Verwendung von:

$$\left(\frac{d\pi}{dt} \right)^{n+1} = \frac{\pi^{n+1} - \pi^n}{\Delta} \quad (5-130)$$

ergibt sich:

$$\frac{1}{\Delta} C_{pp} \pi^{n+1} + K_{pp} \pi^{n+1} = f_p^{n+1} + \frac{1}{\Delta} C_{pp} \pi^n \quad (5-131)$$

oder:

$$S_{pp} \pi^{n+1} = g_p^{n+1} \quad (5-132)$$

mit:

$$S_{pp} = \frac{1}{\Delta} C_{pp} + K_{pp} \quad (5-133)$$

$$g_p^{n+1} = \frac{1}{\Delta} C_{pp} \pi^n + f_p^{n+1}$$

Die Gl. (5-133 und -123) sind dem Fluidsystem (erstes System) zuzuordnen und werden numerisch gelöst.

➤ **Zeitintegration für Gleichungen des Festkörpers**

Die Gleichung für den Festkörper lautet:

$$\mathbf{M}_{uu} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_{uu} \mathbf{u} = \mathbf{K}_{up} \boldsymbol{\pi} + \mathbf{C}_{up} \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{f}_u \quad (5-134)$$

Diese Gleichung wird gelöst nach der Methode von [Hilbert, Hughes & Taylor, 1977]. Die Verschiebung, Geschwindigkeit und Beschleunigung zur Zeit $t = t^{n+\alpha}$ werden ermittelt mit der Verwendung von $\mathbf{u}^n, \mathbf{v}^n, \mathbf{a}^n, \mathbf{u}^{n+1}, \mathbf{v}^{n+1}$ und \mathbf{a}^{n+1} . Die zeit-diskretisierende Gleichung beschreibt dann:

$$\mathbf{M}_{uu} \mathbf{a}^{n+1} + (1+\alpha)\mathbf{K}_{uu} \mathbf{u}^{n+1} - \alpha\mathbf{K}_{uu} \mathbf{u}^n = \mathbf{K}_{up} \boldsymbol{\pi}^{n+\alpha} + \mathbf{C}_{uq} \left(\frac{d\mathbf{q}}{dt} \right)^{n+\alpha} + \mathbf{f}_u(t^{n+\alpha}) \quad (5-135)$$

mit: $t^{n+\alpha} = (1+\alpha)t^{n+1} - \alpha t^n = t^{n+1} + \alpha\Delta$.

Zwecks Erreichen einer stabilen Lösung ist der Wert von α begrenzt mit $-1/3 < \alpha < 0$. Die Verschiebungen und Geschwindigkeiten werden errechnet mit:

$$\mathbf{u}^{n+1} = \mathbf{u}^n + \Delta \mathbf{v}^n + \frac{1}{2} \Delta^2 [(1-2\beta)\mathbf{a}^n + 2\beta\mathbf{a}^{n+1}] \quad (5-136)$$

$$\mathbf{v}^{n+1} = \mathbf{v}^n + \Delta[(1-\gamma)\mathbf{a}^n + \gamma\mathbf{a}^{n+1}]$$

mit:

$$\beta = 0,25(1-\alpha)^2 \quad \text{und} \quad \gamma = 0,5(1-2\alpha)^2$$

Zwei Hauptargumente $\tilde{\mathbf{u}}$ und $\tilde{\mathbf{v}}$ für die Verschiebung und die Geschwindigkeit werden somit definiert mit:

$$\tilde{\mathbf{u}}^{n+1} = \mathbf{u}^n + \Delta \mathbf{v}^n + \frac{1}{2} \Delta^2 (1-2\beta)\mathbf{a}^n \quad (5-137)$$

$$\tilde{\mathbf{v}}^{n+1} = \mathbf{v}^n + \Delta(1-\gamma)\mathbf{a}^n$$

Womit berechnet werden kann:

$$\mathbf{a}^{n+1} = \frac{\mathbf{u}^{n+1} - \tilde{\mathbf{u}}^{n+1}}{\beta\Delta^2} \quad (5-138)$$

Zum abschließenden System gelangt man durch die Elimination von \mathbf{a}^{n+1} bei der Zeit-Diskretisierungsgleichung (5-135) zu:

$$\left[\frac{1}{\beta} \mathbf{M}_{uu} + (1+\alpha)\Delta^2 \mathbf{K}_{uu} \right] \mathbf{u}^{n+1} = \alpha\Delta^2 \mathbf{K}_{uu} \mathbf{u}^n + \frac{1}{\beta} \mathbf{M}_{uu} \tilde{\mathbf{u}}^{n+1} + \Delta^2 [\mathbf{f}_u(t^{n+\alpha}) + \mathbf{K}_{up} \boldsymbol{\pi}^{n+\alpha} + \mathbf{C}_{uq} \left(\frac{d\mathbf{q}}{dt} \right)^{n+\alpha}] \quad (5-139)$$

In Symbolischer Schreibweise lautet die Gleichung wie folgt:

$$\mathbf{S}_{uu} \mathbf{u}^{n+1} = \mathbf{g}_u^{n+1} \quad (5-140)$$

mit:

$$\mathbf{S}_{uu} = \frac{1}{\beta} \mathbf{M}_{uu} + (1+\alpha)\Delta^2 \mathbf{K}_{uu} \quad (5-141)$$

$$\mathbf{g}_u^{n+1} = \alpha\Delta^2 \mathbf{K}_{uu} \mathbf{u}^n + \frac{1}{\beta} \mathbf{M}_{uu} \tilde{\mathbf{u}}^{n+1} + \Delta^2 [\mathbf{f}_u(t^{n+\alpha}) + \mathbf{K}_{up} \boldsymbol{\pi}^{n+\alpha} + \mathbf{C}_{uq} \left(\frac{d\mathbf{q}}{dt} \right)^{n+\alpha}]$$

➤ **Lösung des gemeinsamen Systems**

Die beiden Matrixgleichungen (5-132 und -140) müssen gleichzeitig gelöst werden, aber für die Lösung der rechten Seite jedes Systems ist das Resultat vom anderen System erforderlich. Gelöst wird dieses Problem mit der Methode nach Heun [Van Kann, 1992] mit folgenden Lösungen:

$$\begin{aligned}
 S_{pp} \tilde{\pi}^{n+1} &= g_p^{n+1}(t, q^n, q^{n-1}, v^n, a^n) \\
 S_{uu} \tilde{u}^{n+1} &= g_u^{n+1}(t, u^n, v^n, a^n, \tilde{\pi}^{n+1}, q^n, \tilde{q}^{n+1}) \\
 S_{pp} \pi^{n+1} &= g_p^{n+1}(t, q^n, q^{n-1}, \tilde{v}^{n+1}, \tilde{a}^{n+1}) \\
 S_{uu} u^{n+1} &= g_u^{n+1}(t, u^n, v^n, a^n, \pi^{n+1}, q^n, q^{n+1})
 \end{aligned} \tag{5-142}$$

Die ersten beiden Schritte sind die Hauptschritte, die letzten beiden Schritte sind so genannte Korrekturschritte. Nach jedem Schritt wird die Ableitung berechnet aus dem Porenwasserdruck (Gl. 5-123), und die Geschwindigkeit wird berechnet aus der Verschiebung (Gl. 5-136).

5.4.2.4 Bedingungen an Grenzen und Schnittstellen und die Bearbeitung eines trockenen porösen Materials und eines undurchlässigen Materials

In diesem Kapitel wird die Durchführung der Grenzbedingungen an den Schnittstellen eines

- gesättigten porösen Materials,
- eines undurchlässigen Materials und
- eines trockenen porösen Materials

in ein numerisches Modell behandelt.

Im Kapitel 5.2 wurden drei Typen der Schnittstellen diskutiert:

- Schnittstelle zwischen gesättigten porösen Materialien,
- Schnittstelle zwischen gesättigten porösen und undurchlässigen Material und
- Grundwasseroberfläche innerhalb eines porösen Materials.

Die numerische Behandlung dieser Randbedingungen wird in kurzen Abschnitten diskutiert. Durch die Wahl der Feld-Variablen tritt ein Fall ein, der eine Schnittstelle zwischen zwei gesättigten porösen Materialien automatisch richtig behandelt, indem die Kontinuität auf u^s und π an der Schnittstelle überprüft wird; dies wird aber in diesem Abschnitt nicht erläutert. Ein besonderes Problem ist auch das Auftreten von künstlichen Randbedingungen im Finite Elemente Netz.

➤ **Gewöhnliche Randbedingungen:**

Der Festkörper des gesättigten porösen Mediums wird als normales Kontinuum behandelt. Die Verschiebung an den Grenzen sind die wichtigen Grenzbedingungen, und die Drücke an den Grenzen sind die normalen Grenzbedingungen.

Für das Fluid des gesättigten porösen Materials ist der Porenwasserdruck die eingeschränkte Variable; somit an den Schnittstellen der Porenwasserdruck der essentiellen Grenzbedingung entspricht. Die beschriebene relative Ableitung ist eine normale Grenzbedingung, welche in dynamischen Problemlösungen nicht relevant ist.

➤ **Undurchlässiges und trockenes poröses Material:**

Im Finite Elemente Modell wird der undurchlässige Festkörper und das trockene poröse Material gleich behandelt wie der Festkörper eines gesättigten porösen Materials. Die resultierende Steifigkeitsmatrix ist gespeichert in der Systemmatrix des Festkörpers.

Der Vektor mit Unbekannten des Festkörpers beinhaltet Verschiebungen des Skelettes des gesättigten porösen Materials, des Skelettes des trockenen porösen Materials und des undurchlässigen Festkörpers.

Die Systemmatrix des Festkörpers verweist auf das Skelett des gesättigten porösen Materials, des Skelettes des trockenen porösen Materials und des undurchlässigen Festkörpers.

Der Vektor mit Unbekannten des Fluid Systems beinhaltet den Porenwasserdruck im gesättigten porösen Material.

Die Systemmatrix des Fluid Systems verweist auf das Fluid des gesättigten porösen Materials, und existiert nicht in Bereichen des undurchlässigen Materials und des trockenen porösen Materials.

➤ **Schnittstelle zwischen gesättigten porösen und undurchlässigen Material:**

Die erforderlichen Schnittstellenbedingungen wurden von [Deresiewicz und Skalak, 1963] hergeleitet.⁵⁴ Bezogen auf den zweidimensionalen Fall lauten die Bedingungen wie folgt:

$$\begin{aligned} u_n^i &= u_n, & u_t^i &= u_t, & q_n &= 0 \\ \sigma_n^i &= \sigma_n + \pi & \sigma_t^i &= \sigma_t & & \end{aligned} \quad (5-143)$$

mit:

u = Verschiebung des Festkörpers

σ = Festkörper Spannung

π = Porenwasserdruck

q = relative Ableitung

Hochzeichen i: bezieht sich auf den undurchlässigen Festkörper,

Tiefzeichen n: normal zur Schnittfläche; t: tangential zur Schnittfläche.

Die Schnittfläche ist eine normale Grenzbedingung für das Fluid System, d.h. die normale relative Ableitung ist Null. Die Verschiebung des undurchlässigen Festkörpers und des Skelettes des gesättigten porösen Materials sind aufgrund der Tatsache das beide Verschiebungen im selben Vektor sind (Vektor der Unbekannten des Festkörpersystems) an der Schnittfläche ident.

➤ **Grundwasserspiegel:**

Beschränkt auf den zweidimensionalen Fall lauten die Bedingungen für den Grundwasserspiegel wie folgt:

$$\begin{aligned} u_n^d &= u_n, & u_t^d &= u_t, & & \\ \sigma_n^d &= \sigma_n, & \sigma_t^d &= \sigma_t, & \pi &= 0 \end{aligned} \quad (5-144)$$

mit:

u = Verschiebung des Festkörpers

σ = Festkörper Spannung

π = Porenwasserdruck

Hochzeichen d: bezieht sich auf das Skelett des trockenen Festkörpers,

Tiefzeichen n: normal zur Schnittfläche; t: tangential zur Schnittfläche.

Der Grundwasserspiegel ist eine wichtige Grenzbedingung des Fluid Systems, definiert mit der Bedingung, dass der Porenwasserdruck am Grundwasserspiegel gleich Null ist ($\pi = 0$). Der Festkörper des trockenen Materials oberhalb des Grundwasserspiegels ist als Einzelphasensystem modelliert, und die Unbekannten sind ersichtlich im Vektor der Unbekannten des Festkörper Systems. Somit ist die Verschiebung des Skelettes des trockenen und des gesättigten Materials gleich.

⁵⁴ Vergleiche Kap. 5.2.

➤ **Schnittstellenübergang:**

Künstliche Grenzen werden eingeführt aufgrund der Tatsache, dass die Dimensionen des Finite Elemente Netzes limitiert sind, aber in der Realität die Grenzen unendlich sind. Eine einfache Lösung liegt in der Anwendung eines überdimensionalen FE Netzes, welches aber bedeutende Zeit in der Berechnung in Anspruch nimmt.

Die Gleichungen für die Übertragung an der Grenze sind mit einer eindimensionalen Wellenausbreitung abgeleitet. Das Fluid- und Festkörper-System werden separat berechnet.

Für die Wellenfortpflanzung in pos. x-Richtung wird der Porenwasserdruck und die Ableitung wie folgt beschrieben:

$$\pi = -Z_f q_x \quad (5-145)$$

mit:

$$Z_f = \frac{1}{n} \sqrt{K_f \rho_f} \quad \text{als „Mechanische Impedanz“}$$

Diese Gleichung wird benutzt zum eliminieren der normalen Ableitung des Integrals der Gl. (5-101). Dies führt zum Additionsterm der Steifigkeitsmatrix K_{pp} der Gl. (5-127) und ergibt folgendes Integral:

$$\int_{\Gamma_q} \delta\pi \frac{K_f}{nZ_f} \pi d\Gamma \quad (5-146)$$

In symbolischer Schreibweise:

$$K_{pp} = \int_{\Gamma_q} N_p^t \frac{K_f}{nZ_f} N_p d\Gamma \quad (5-147)$$

Für die Kompressions- und Scherwellenfortpflanzung in pos. Richtung sind die Geschwindigkeiten und Drücke wie folgt definiert:

$$\sigma_n = -Z_n v_n \quad (5-148)$$

$$\sigma_t = -Z_s v_t$$

mit:

$$Z_n = \sqrt{((K_s + 4G_s / 3) / \rho_{eq})} \quad \text{als „Kompressions-Impedanz“, und}$$

$$Z_s = \sqrt{(G_s / \rho_{eq})} \quad \text{als „Scher-Impedanz“.⁵⁵}$$

Diese Gleichung kann verwendet werden für die Elimination der Normalanteile der Grenzintegrale der Gl. (5-87). Die führt zur Dämpfungsmatrix (aus Gl. 5-102) zu folgender symbolischer Schreibweise:

$$C_{uu} = \int_{\Gamma_b} N_u^t D_{tb} N_u d\Gamma \quad (5-149)$$

mit:

$$D_{tb} = \begin{pmatrix} n_1^2 Z_n + n_2^2 Z_s & n_1 n_2 (Z_n - Z_s) \\ n_1 n_2 (Z_n - Z_s) & n_2^2 Z_n + n_1^2 Z_s \end{pmatrix}$$

Hier sind n_1 und n_2 normal nach außen gerichtete Vektoren an den Grenzen. Diese werden umgewandelt zu einer dreidimensionalen Matrix.

⁵⁵ Vergleiche Kap. 5.3.2.6 und 5.4.4.

5.4.3 Nicht-lineares Modell für eine Bodenmatrix⁵⁶

5.4.3.1 Einführung

Das Grundverhalten des Bodenskelettes ist nicht linear. Das Verhalten eines Bodens (z.B: Sand), gesättigt mit einem Fluid (z.B: Wasser) ist nicht leicht zu beschreiben. In dieser Beschreibung liegt der Schwerpunkt auf zwei Phänomene:

- erstens die Tatsache, dass eine gesättigte Probe während einer zyklische Scherung verflüssigt, aufgrund des Porenwasserdruck Aufbaues,
- zweitens die Tatsache, dass die Steifigkeit einer Probe deutlich verringert wird, wenn der Druck aus der Vorkonsolidierung überschritten wurde.

Dieses Modell enthält eine Konsolidierungsoberfläche (f_c) und ein elastisch-plastisches Konzept incl. Nicht-lineare Härte. Dieses elastisch-plastisches Modell mit nicht-linearer kinematischer Härte ist definiert mit einer Verzerrungsoberfläche (f_η), einen plastischen Potential (g_η) und einen Härteanteil. Weiters wird ein Scherversagenskriterium beschrieben.

5.4.3.2 Elastisches Modell und Konsolidierungsoberfläche

Zuerst wird das Verhalten während eines Oedometer Test betrachtet. Während des Oedometer Tests hängt die Steifigkeit vom Druckniveau ab. Unterhalb der Überkonsolidierung ist die Bsp.-Probe relativ steif, oberhalb der Überkonsolidierung ist die Probe relativ weich. Das Verhalten beschreibt ein bilineares Modell, in welcher die Steifigkeit des Spannungszustandes im Spannungsraum mit der Konsolidierung verglichen wird.

Die Konsolidationsoberfläche welche die elastische Steifigkeit des Materials beschreibt ist definiert mit:

$$f_c = (\eta_{ij}\eta_{ij})^{\frac{1}{2}} + M_m \ln\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{m,\max}}\right) = 0 \quad (5-150)$$

mit:

$$\eta_{ij} \text{ „Spannungsverhältnistensor“ } \eta_{ij} = (\sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij}) / \sigma_m \quad \text{und} \quad \sigma_m = \sigma_{ij} / 3,$$

M_m Materialkonstante (Entfestigungszahl beim Scherversagen),

$\sigma_{m,\max}$ Wertmaximum von σ_m an der Oberfläche.

An der Konsolidierungsoberfläche ist das Material normalkonsolidiert und die elastische Steifigkeit wird durch den Kompressionsbeiwert bestimmt.

Innerhalb der Oberfläche ist das Material überkonsolidiert und die elastische Steifigkeit wird mit dem Schwellungsindex bestimmt.

Die Elastizitätsmodule sind definiert:

$$K_s = \frac{(1 + e_0)\sigma_m}{S_i} \quad (5-151)$$

$$G_s = \frac{3(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \frac{(1 + e_0)\sigma_m}{S_i}$$

⁵⁶ Vergleiche Kap. 4.1.2.3.3 Fußnote ¹¹ und ¹².

mit:

- ν Poisson Verhältnis,
- e_0 Anfangsporenzahl,
- σ_m mittlere Spannung,
- S_i Schwellungsindex κ falls $f_c < 0$ und
 λ Kompressionsbeiwert falls $f_c = 0$.

Für einen Triaxialtest ist die Konsolidationsoberfläche in *Abbildung 5-12* mit anderen Oberflächen in einem Modell dargestellt.

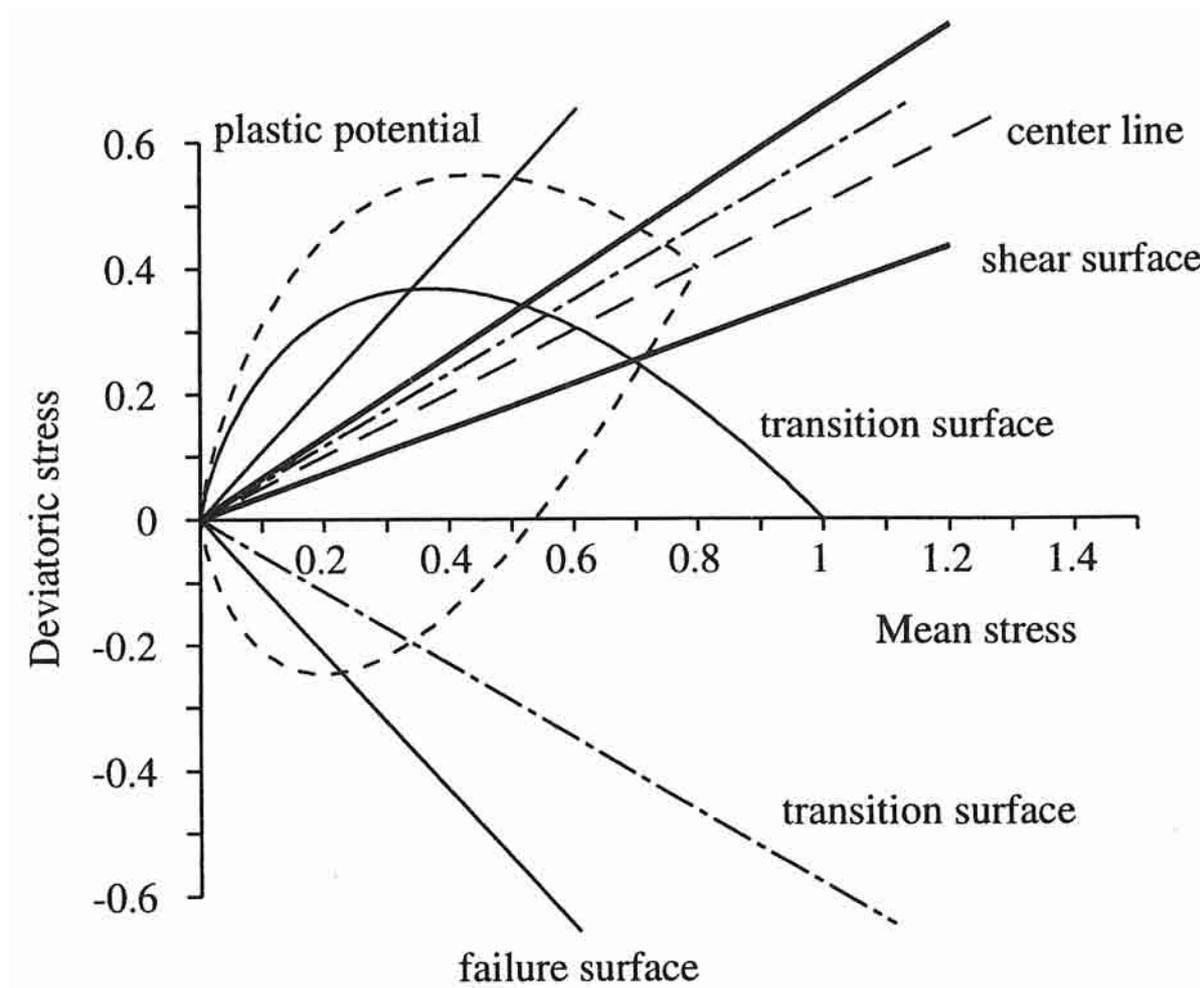


Abbildung 5-12: Oberflächenverhalten in einem nicht-linearen Modell [HÖLSCHER]

5.4.3.3 Elasto-plastisches Modell

Das elasto-plastische Modell ist eine modifizierte Version des vorgeschlagenen Modells von [Oka, 1994]. Während eines undrainierten Triaxial-Test ist die Steifigkeit streng druckabhängig und dabei sind grosse volumetrische Änderungen möglich. Dieses Modell ist geeignet für die Beschreibung einer Verflüssigung während eines undrainierten Tests.

➤ **Verzerrungsoberfläche:**

Die Verzerrungsoberfläche ist definiert mit:

$$f_{\eta} = [(\eta_{ij} - x_{ij})(\eta_{ij} - x_{ij})]^{\frac{1}{2}} - R_{\eta} = 0 \quad (5-152)$$

mit:

x_{ij} kinematischer Steifigkeitstensor für die Restscherfestigkeit (Anfangswert ist Null),

R_{η} Skalarwert, welcher die elastische Zone definiert.

➤ **Nichtlineare Härte:**

Die Steigerung des „Härtetensors“ ist definiert mit:

$$dx_{ij} = B_{\eta}(A_{\eta}de_{ij}^p - x_{ij}d\gamma^p) \quad (5-153)$$

mit:

A_{η}, B_{η} Materialparameter,

A_{η} in Bezug auf die maximale Kompression bei Versagen,

B_{η} in Bezug auf die Rate der Verdichtung und

de_{ij}^p Steigerung des deviatorischen, plastischen Verzerrungstensors.

$$de_{ij}^p = d\epsilon_{ij}^p - \frac{1}{3}d\epsilon_{kk}^p\delta_{ij} \quad (5-154)$$

de_{ij}^p Steigerung des plastischen Anteils des Verzerrungstensors

$d\gamma^p$ zweite unveränderliche der Steigerung des plastischen Anteils des Verzerrungstensors

$$d\gamma^p = (de_{ij}^p de_{ij}^p)^{\frac{1}{2}} \quad (5-155)$$

Diese Regeln führen zu einer verringerten Härte (Verdichtung), wenn sich die plastische Verzerrung erhöht.

➤ **Plastisches Potential:**

Das plastische Potential ist definiert als

$$g_{\eta} = [(\eta_{ij} - x_{ij})(\eta_{ij} - x_{ij})]^{\frac{1}{2}} - M * \ln\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{ma}}\right) = 0 \quad (5-156)$$

mit:

M^* ist eine Konstante, welche von der Übergangszone abhängt:
 außerhalb der Fläche $f_t > 0$: $M^* = M_m$
 innerhalb der Fläche $f_t < 0$: $M^* = -\eta / \ln(\sigma_m / \sigma_{mc})$ mit $0 < M^* < M_m$
 wird die Normalkonsolidierungszone erreicht, gilt immer $M^* = M_m$

σ_{ma} Skalierungsfaktor
 die Spannung σ_{mc} ist ident mit der Konsolidierungsspannung $\sigma_{m,max}$

$$\eta = \sqrt{(\eta_{ij} \eta_{ij})}$$

Die volumetrische Veränderung während der Plastifizierung wird durch das plastische Potential beschrieben. Das aktuell gewählte plastische Potential führt innerhalb der Übergangszone zu einer Dilatanz, welche das Spannungsverhältnis erhöht. Außerhalb der Übergangszone führt es zu geringeren Spannungen. Falls σ_{ma} und σ_{mc} ident sind ist das Modell in der Übergangszone.

➤ **Schnittstellenfläche, Übergangszone:**

Die Übergangszone ist definiert mit:

$$f_t = [(\eta_{ij} - \eta_{ij}^0)(\eta_{ij} - \eta_{ij}^0)]^{\frac{1}{2}} - M_m = 0 \quad (5-157)$$

Der Index 0 bezieht sich auf Variablen am Ende der Konsolidation.

➤ **Scherversagen:**

Das Scherversagen ist definiert mit:

$$f_{failure} = (\eta_{ij} \eta_{ij})^{\frac{1}{2}} - D_{f_\eta} M_m = 0 \quad (5-158)$$

mit $D_{f_\eta} > 1$ (Verzerrungstensor) als einen dynamischer Korrekturfaktor der zeigt, dass die Scherspannung beim Durchgang der Übergangszone erreicht ist. Dieser Faktor beweist auch, dass die Kräfte während der dynamischen Belastung höher sind als bei statischer Belastung.

5.4.3.4 Implementierung⁵⁷

➤ **Der elasto-plastische Steifigkeitstensor:**

Der elastisch plastische Steifigkeitstensor ist abgeleitet von der Partition der Verzerrung in einen elastischen und einen plastischen Anteil und eine Steifigkeitsform [Zienkiewicz & Taylor 1989].

Die Trennung der Verzerrung ergibt:

$$d\sigma_{kl} = D_{klj} d\varepsilon_{ij}^e = D_{klj} (d\varepsilon_{ij} - d\varepsilon_{ij}^p) \quad (5-159)$$

Die Steifigkeit ergibt:

$$df_\eta = \frac{\partial f_\eta}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f_\eta}{\partial x_{ij}} dx_{ij} = 0 \quad (5-160)$$

⁵⁷ Vergleiche Kap. 4.1.2.4.2.

Mit Verwendung der Gl. (5-156) und Beschreibung als plastische Verzerrung ergibt sich:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial g_\eta}{\partial \sigma_{ij}} \quad 58 \quad (5-161)$$

mit Λ als plastischer Multiplikator werden die Gl. (5-159 und -160) umgeschrieben als:

$$d\sigma_{kl} + D_{klij} \frac{\partial g_\eta}{\partial \sigma_{ij}} \Lambda = D_{klij} d\varepsilon_{ij}^e \quad (5-162)$$

$$\frac{\partial f_\eta}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f_\eta}{\partial x_{ij}} H_{ij} \Lambda = 0$$

mit:

$$H_{ij} = B \left[A \frac{\partial g_\eta}{\partial s_{ij}} - x_{ij} \left(\frac{\partial g_\eta}{\partial s_{kl}} \frac{\partial g_\eta}{\partial s_{kl}} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (5-163)$$

mit s_{ij} als derivativer Spannungstensor.

Der plastischer Multiplikator Λ kann eliminiert werden. Das Ergebnis ist der plastisch-elastische Spannungstensor S_{mij} definiert als:

$$d\sigma_{mn} = \left(D_{mij} - \frac{1}{H} D_{mnpq} \frac{\partial g_\eta}{\partial \sigma_{pq}} \frac{\partial f_\eta}{\partial \sigma_{kl}} D_{klij} \right) d\varepsilon_{ij} = S_{mij} \varepsilon_{ij}$$

mit:

$$H = \frac{\partial f_\eta}{\partial \sigma_{mn}} D_{mij} \frac{\partial g_\eta}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{\partial f_\eta}{\partial x_{ij}} H_{ij} \quad (5-164)$$

➤ **Integration des nicht linearen Modells:**

Nun ist die Steigerung des Verzerrungstensors $d\varepsilon_{ij}$ bekannt. Die Werte der Steigerung des Spannungstensors $d\sigma_{ij}$ können berechnet werden aus Gl. (5-159); mit der Berücksichtigung, dass im Falle einer Plastizität die Spannung an der Verzerrungsoberfläche liegen muss. Diese Anforderungen werden mit der iterativen Methode erfüllt. Diese Methode wird in Gl. (5-165) erklärt. Falls die Verzerrungsoberfläche klein ist und die Methode nach *Newton-Raphson* angewendet wird, sind die Konvergenzen der Integrations-Methode sicher.

Den Anfangswert von Λ erhält man, in dem man Λ gleich Null setzt. Das bedeutet, dass der elastische Spannungszuwachs ermittelt wird, welche aber eine Überschätzung des Spannungszuwachses bedeutet [Brinkgreve, 1994]. Die Integration des Spannungs- und Verzerrungstensors wird durchgeführt mit einer numerischen Integrationsmethode wie z.B. der klassischen *Runge-Kutta* Methode.

⁵⁸ Vergleiche Gl. (4-42).

Im Folgenden wird in einem Flussdiagramm die iterative Lösung für das elastisch-plastische Gesetz erläutert:

es gilt : $\left(|f^f| \geq \delta \right)$

$$\Lambda^{k+1} = \Lambda^k - \frac{f^k}{\left(\frac{df^k}{d\lambda} \right)}$$

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda^{k+1} \frac{\partial g_{\eta}^p}{\partial \sigma_{ij}}$$

$$d\sigma_{mn} = D_{mnij}(d\varepsilon_{ij} - d\varepsilon_{ij}^p)$$

$$\sigma_{mn}^{k+1} = \sigma_{ij}^k + d\sigma_{mn}$$

$$\eta_{ij}^{k+1} = \frac{\sigma_{ij}^{k+1} - \sigma_{mean}^{k+1} \delta_{ij}}{\sigma_{mean}^{k+1}}$$

$$dx_{ij} = B(Ade_{ij}^p - x_{ij}^k d\gamma^p)$$

$$x_{ij}^{k+1} = x_{ij}^k + dx_{ij}$$

$$f^{k+1} = [(\eta_{ij}^{k+1} - x_{ij}^{k+1})(\eta_{ij}^{k+1} - x_{ij}^{k+1})]^{\frac{1}{2}} - R_{\eta}$$

$$k = k + 1$$

(5-165)

als endlose Schleife

mit :

k : Iterationsnummer

δ : erforderliche Genauigkeit

5.4.3.5 Ergebnisse der Simulation von Modell-Tests

In diesem Kapitel wird über die Möglichkeit der Modellierung von undrainierten Triaxialtests und drainierten Oedomerterests während zyklischer Belastung berichtet. Tab. (5-7) zeigt die Materialeigenschaften und einige Testergebnisse.

Variable		Einheit	Wert
Anfangsporenzahl	e_0	[-]	1,286
Kompressionsindex	λ	[-]	0,030
Schwellungsindex	κ	[-]	0,006
Poisson Zahl	ν	[-]	0,33
Entfestigungszahl beim Scherversagen	M_m	[-]	0,77
Skalarwert für elastische Zone	R_η	[-]	0,14
Parameter für die Rate der Verdichtung	B_η	[-]	600,0
Parameter für die Max. Kompression bei Versagen	A_η	[-]	1,48
Skalierungsfaktor für die Einheitsspannung	σ_{ma}	[kPa]	100,0
Dynamischer Korrekturfaktor (Verzerrungstensor)	$D_{f\eta}$	[-]	4,0
min. Schubspannung (*)	τ_{min}	[kPa]	-33,00 / 0,01
max. Schubspannung (*)	τ_{max}	[kPa]	33,00 / 33,00
Skalierungsfaktor für Anfangsspannung	$\sigma_{m,0}$	[kPa]	100
Durchschnitt der Vorkonsolidierungsspannung	$\sigma_{m,p}$	[kPa]	120
Verformungszuwachs (*)	$\Delta\varepsilon$	[1/1000]	0,50 / 0,01

Tabelle 5-7: Materialeigenschaften und deren Ergebnisse; (*) erster Wert bedeutet Triaxial Test, zweiter Wert bedeutet Oedometer Test

In diesem Kapitel werden folgende Tests berücksichtigt:

- 1) drainierter Oedometer Versuch
- 2) undrainierter Triaxial Versuch
- 3) undrainierter Triaxial Versuch mit $D_{f\eta} = 1,35$
- 4) undrainierter Triaxial Versuch an einer überkonsolidierten Probe
- 5) undrainierter Triaxial Versuch mit $A_\eta = 1,00$
- 6) drainierter Oedometer Versuch mit großen Be- und Entlastungsamplituden.

Der Einfachheit halber wird hier die bodenmechanische Vorzeichenkonvention verwendet: Kompressionsspannungen sind pos.

- 1) Abbildung (5-13) zeigt die mittlere Spannung abhängig von der vertikalen Verformung während des Oedometer Versuches. Der Wechsel von der Überkonsolidierung zur Normalkonsolidierung während der ersten Belastung ist sichtbar. Die folgenden Belastungszyklen sind rein elastisch.

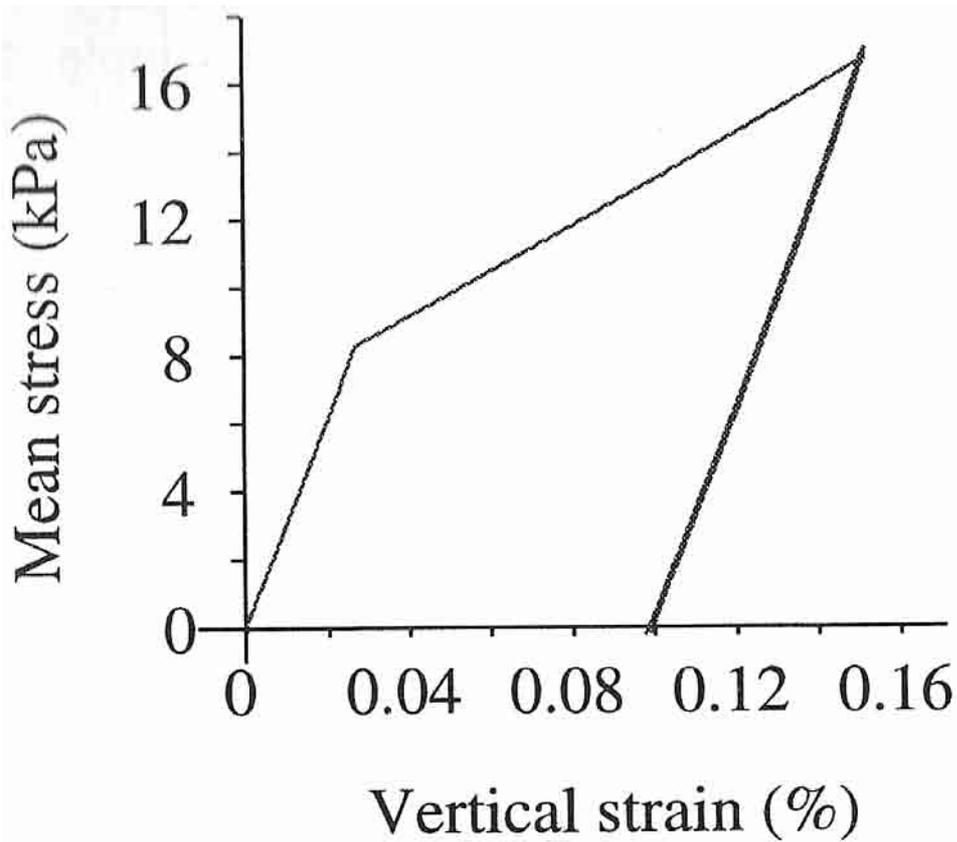
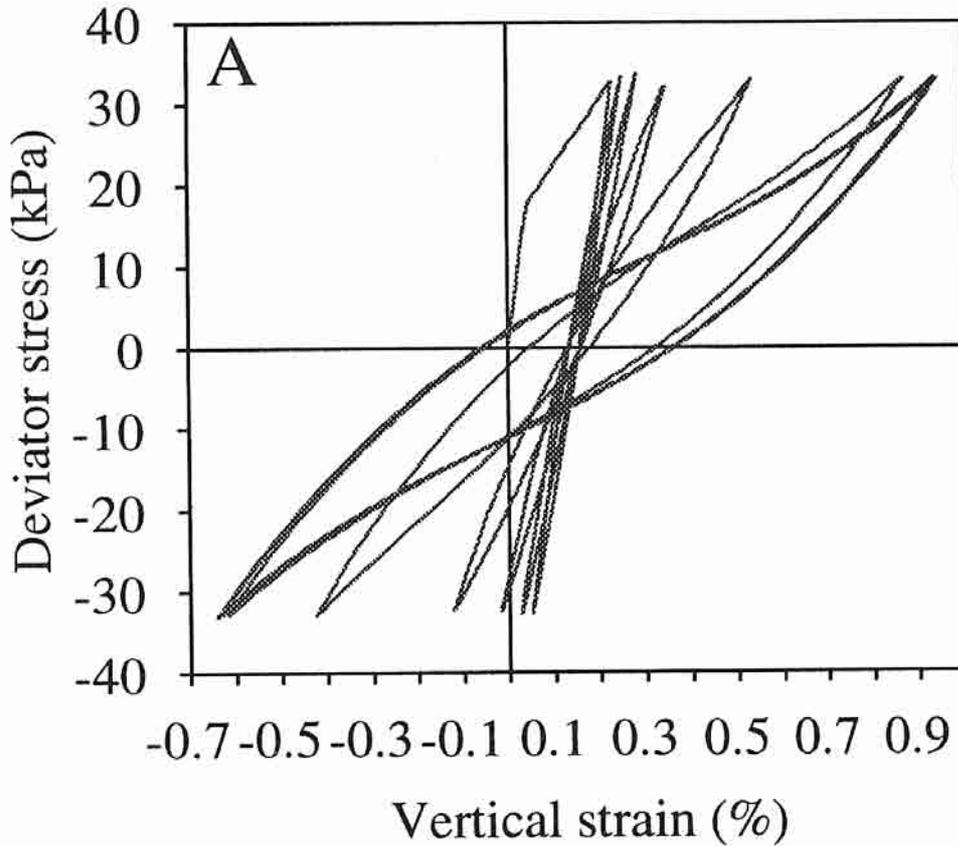


Abbildung 5-13: Ergebnisdiagramm zum Oedometerversuch [HÖLSCHER]



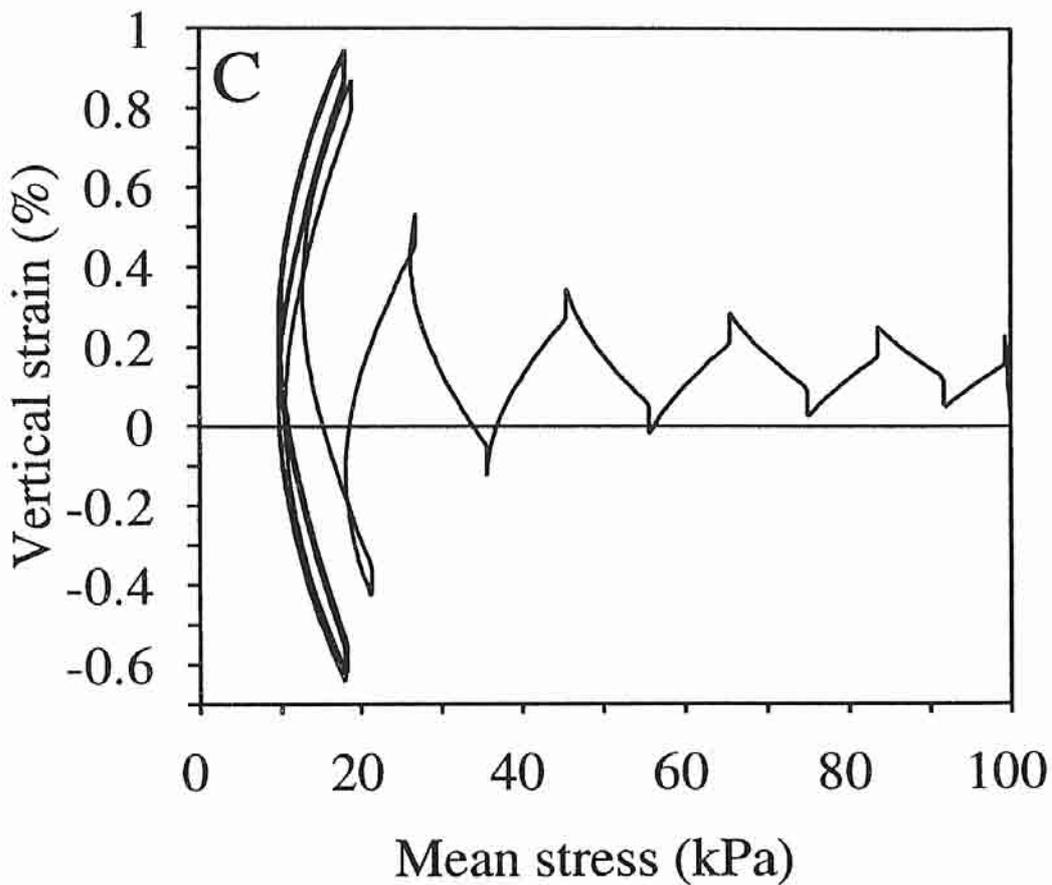
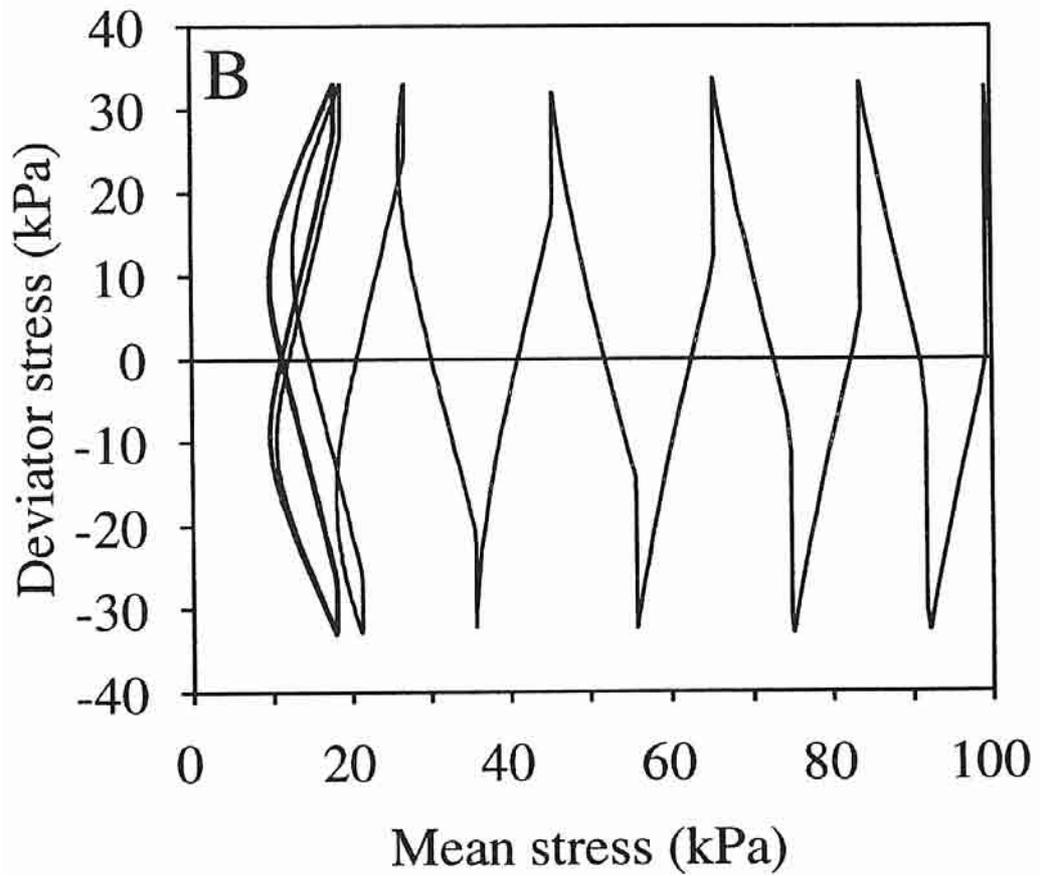


Abbildung 5-14: Ergebnisdiagramme zum undrainierten Triaxialtest (Bilder A, B und C) [HÖLSCHER]

- 2) Die drei Bilder (A, B und C) in *Abbildung 5-14* zeigen das Verhalten der Probe während eines zyklischen undrainierten Triaxial Versuches. Während der zyklischen Belastung verliert die Probe aufgrund des Rückganges der mittleren Spannung an Steifigkeit. Unmittelbar nach der Spannungsumkehrung reagiert die Probe elastisch, welches am const. Wert (vertikale Linie) im Bild C ersichtlich ist. Nach sechs Zyklen stellt sich ein stabiles Verhalten ein.⁵⁹

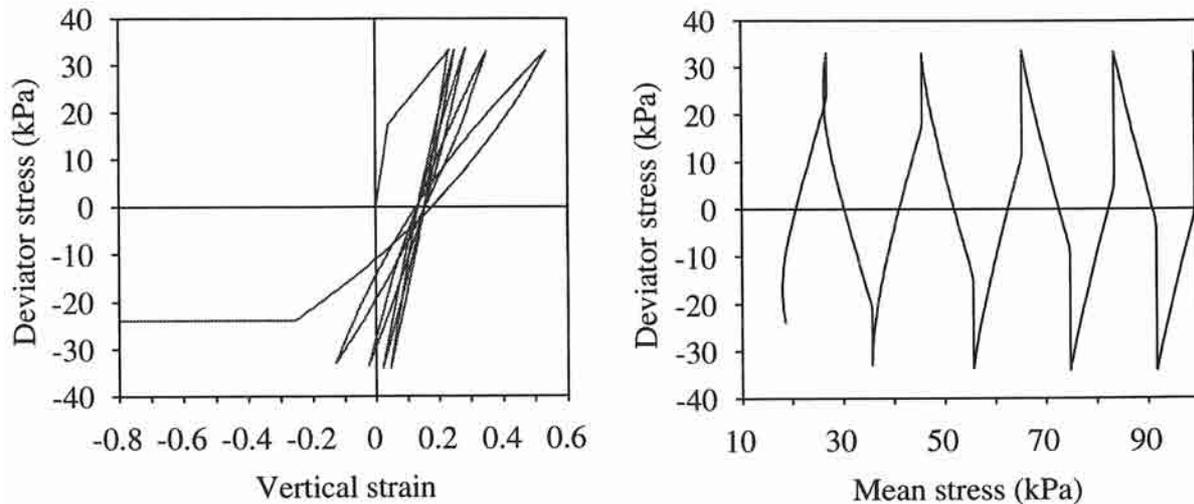


Abbildung 5-15: Undrainierter Triaxial Versuch mit gleichen Materialeigenschaften wie zuvor, außer dynamische Verzerrungstensor $D_{f\eta} = 1,35$ [Hölscher]

- 3) *Abbildung 5-15* zeigt wie zuvor das Verhalten der Probe während einer zyklischen undrainierten Triaxial Versuchsbelastung. Die Materialeigenschaften sind ident, ausser dem dynamischen Verzerrungstensor $D_{f\eta} = 1,35$. Während der zyklischen Belastung verliert die Probe auch in diesem Fall, aufgrund des Rückganges der mittleren Spannung, an Steifigkeit. Diese Probe und deren Belastung führen zu keinem stabilem zyklischen Verhalten, es versagt nach dem dritten Zyklus. Mit dem Scherversagen verliert die Probe richtigerweise ihre komplette Steifigkeit.
- 4) Der Einfluss der Überkonsolidierung wird in diesem Fall mit einer Vorkonsolidierungsspannung $\sigma_{m,o} = 300 \text{ kPa}$ (OCR=3,0) berücksichtigt. Die Überkonsolidierung hat somit einen Einfluss auf das Spannungsverhältnis beim Scherbruch⁶⁰, dem elastischen Beiwert R_η , Anfangsporenzahl e_o ⁶¹, dem Schwellbeiwert κ und dem Kompressionsindex λ . Die *Abbildung 5-16* zeigt die Ergebnisse dafür. Um einen Scherbruch zu verhindern wird der dynamische Verzerrungstensor auf $D_{f\eta} = 4,0$ gesetzt; Vergleiche mit Pkt. 3 dieses Kapitels sind erstrebenswert.
- 5) Die *Abbildung 5-17* zeigt den Einfluss des Härteparameters A_η . Vergleiche mit den drei Figuren der *Abbildung 5-14* zeigen, dass die Bereiche der Schleife der deviatorischen Spannungen im vertikalen Verzerrungs-Diagramm wechseln, da die Probe mehr Energie pro Zyklus verbraucht.

⁵⁹ Vergleiche [Ishihara & Okada, 1978].

⁶⁰ Entspricht der Entfestigungszahl M_m .

⁶¹ In diesem Bsp. für weiche – steife Tone.

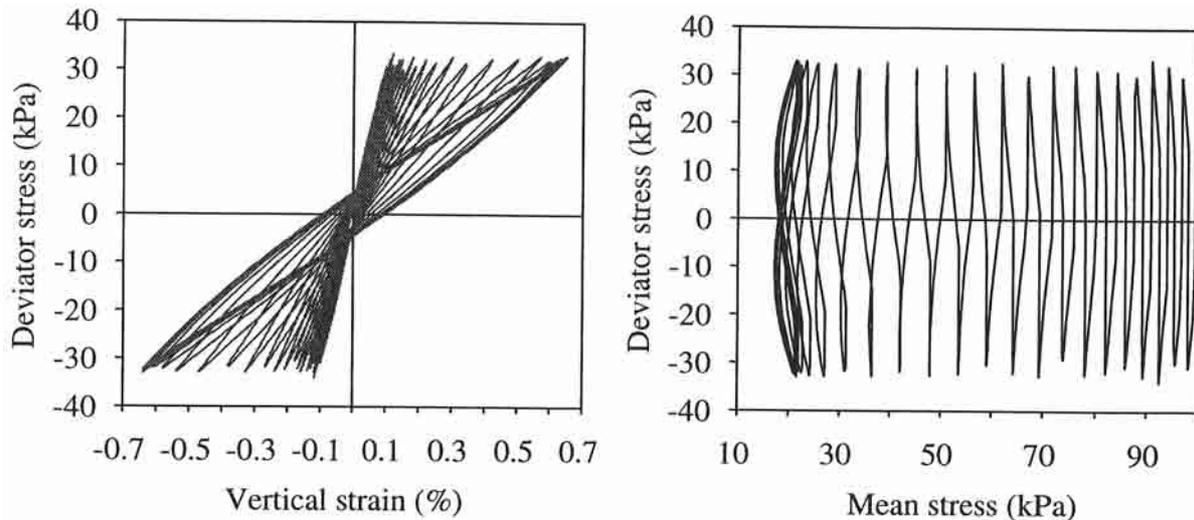


Abbildung 5-16: Ergebnisdigramm des Triaxialversuches einer überkonsolidierten Probe (Daten wie Tab. 5-7, mit folgenden Änderungen: $\sigma_{m,0} = 300$ kPa; $M_m = 0,51$; $R_\eta = 0,21$; $e_0 = 1,0$; $\lambda = 0,035$ und $\kappa = 0,007$) [HÖLSCHER]

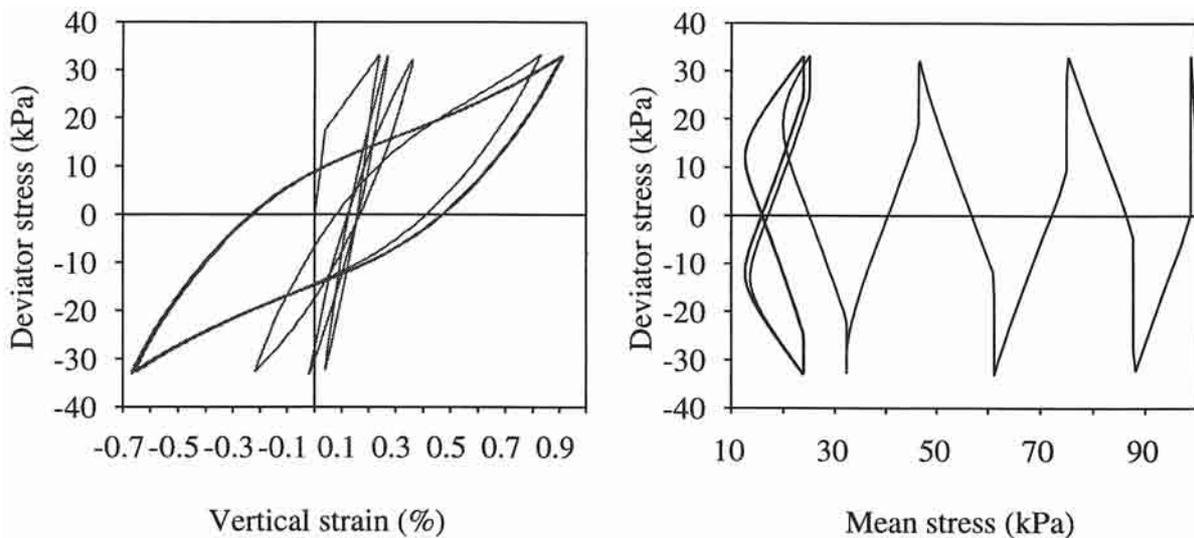


Abbildung 5-17: Ergebnisdigramm mit zusätzlichen Parameter $A_\eta = 1,0$ [HÖLSCHER]

- 6) *Abbildung 5-18* zeigt zwei Oedometer Versuche. Beide Versuche sind sehr ähnlich, da beim ersten die max. Belastung gesteigert wird (der Spannungspfad ist außerhalb der Verzerrungsfläche auf der Kompressionsseite), und beim zweiten Versuch die min. Belastung gesteigert wird (der Spannungspfad ist außerhalb der Verzerrungsfläche auf der Dehnungsseite).

Für große Belastungsamplituden ist das Ergebnis in Ordnung (linkes Bild), für große Entlastungen tritt eine Art „Schranke“ ein. Für die Simulation von Materialeigenschaften mit hohem Spannungsniveau kombiniert mit hohen Be- und Entlastungen ist dieses Modell nicht zufrieden stellend.

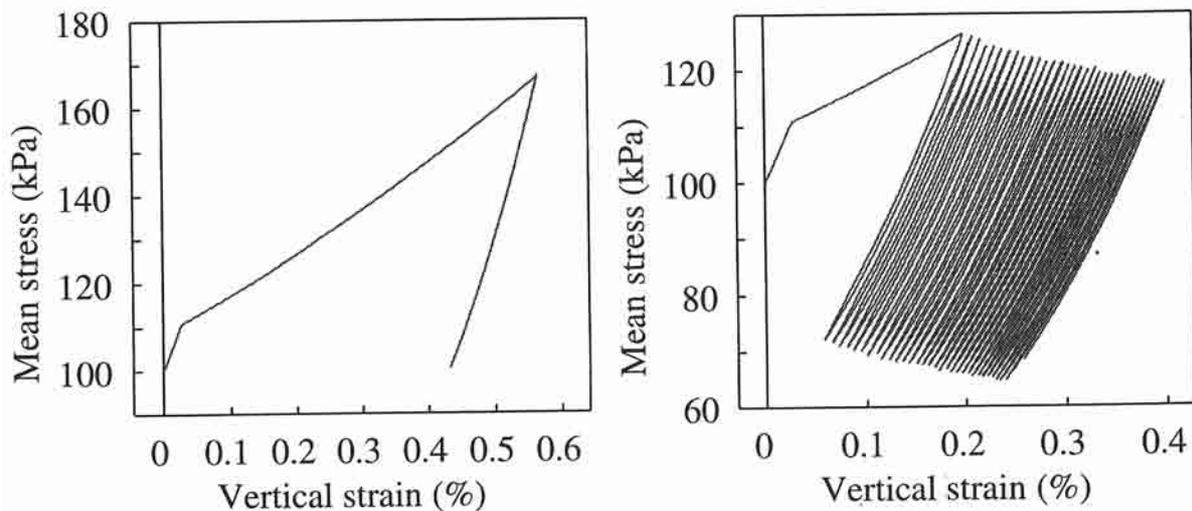


Abbildung 5-18: Diagramme zu zwei Oedometerversuche mit Be- (links), und Entlastungen (rechts), (Daten wie Tab.5-7, mit der Änderung, dass τ_{\max} und/oder τ_{\min} wechseln) [HÖLSCHER]

5.4.4 Beispiel: Eindimensionale Kompressionswelle

➤ Einführung:

In diesem Kapitel werden mehrere Beispiele für eindimensionale Probleme behandelt; ein Vergleich mit analytischen Lösungen ist möglich. Die Simulation von zwei-dimensionalen Lösungen wird in Kap. 5.6 erklärt. Folgende sechs Beispiele werden hier behandelt:

➤ Ein kompressibles Fluid System in einem reibungslosen, steifen Körper:

Für die Lösung dieses Fluid-Modells wird eine speziell entwickelte Integrationsmethode angewendet. Für dieses Beispiel wird die Deformation des Festkörpers, die Reibung und die scheinbare Masse jeweils gleich Null gesetzt ($u_j^s = b = \rho_a = 0$). Mit diesem eindimensionalen Problem wird gezeigt, dass die analytische Lösung eine unverzerrte Wellenfortpflanzung durch das Material ergibt.

An der einen Grenze wird das Fluid unter Druck $300\mu s$ lange linear ansteigend belastet und anschließend const. gehalten.

An der anderen Grenze werden zwei Typen von Grenzbedingungen getestet: Das undurchlässige Ende ($q=0$) und ein Schnittstellenübergang.

Die Länge der Probe beträgt 50cm. Tab. (5-8) zeigt die Materialeigenschaften.

Die Wellengeschwindigkeit
$$c = \sqrt{\frac{K_f}{\rho_f}} = 1,41 \frac{m}{ms};$$

und die normierte Impedanz⁶²
$$Z = \frac{1}{n} \sqrt{K_f \rho_f} = 3,54 * 10^6 \frac{Ns}{m}.$$

⁶² Vergleiche Kap. 5.3.2.6 und Gl. 5-145 bis -148.

Variable		Einheit	Wert
Kompressionsmodul Wasser	K_f	[MPa]	2.000,00
Dichte des Wassers	ρ_f	[kg/m ³]	1.000,00
Scheinbare Masse	ρ_a	[kg/m ³]	0,00
Porosität	n	[-]	0,40

Tabelle 5-8: Materialdaten

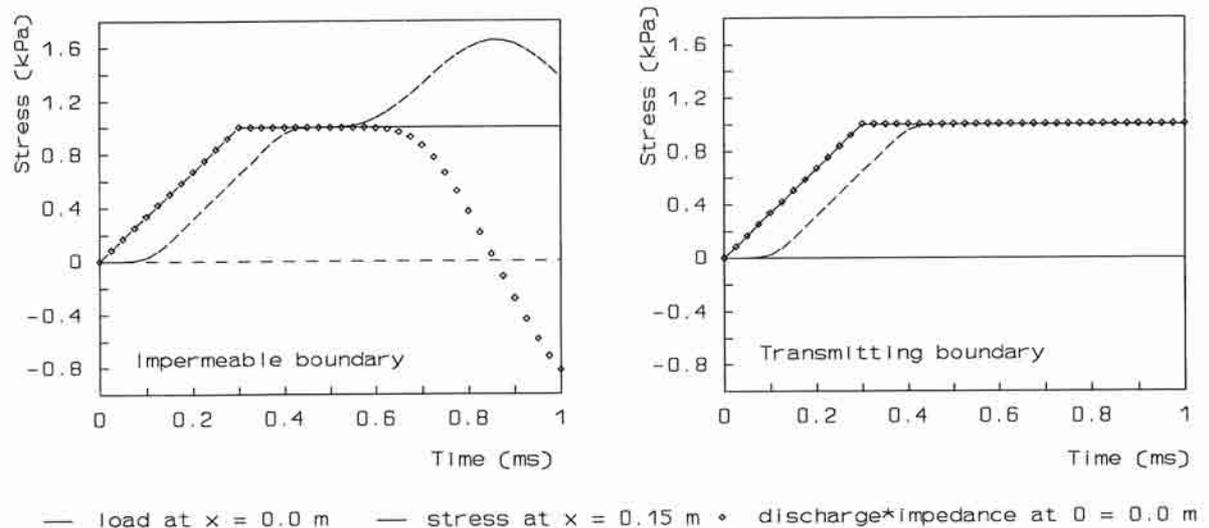


Abbildung 5-19: Testergebnisse der Integration [HÖLSCHER]

Abbildung 5-19 zeigt das Ergebnis der Berechnung. Die linke Seite beschreibt das undurchlässige Ende und die rechte Seite den Schnittstellenübergang. Der Porenwasserdruck an der belasteten Grenze, die berechnete Verschiebung (berücksichtigt mit der Impedanz des Materials) an der belasteten Grenze und der Porenwasserdruck 12cm von der belasteten Grenze entfernt werden in beiden Bildern gezeigt.

Anhand des linken Bildes ist es schlüssig, dass die Integrations-Methode abhängig ist vom analytischen Verhalten des Einzelphasen Materials. Die scharfen Knicke in der Belastung sind verzerrt, aufgrund der numerischen Dispersion dieses Integrationsschemas. Nach der Zeit $t = 0,6$ ms wird der Einfluss der Reflexion des undurchlässigen Endes sichtbar.

Das Ergebnis mit dem Schnittstellenübergang des rechten Bildes zeigt keinen Einfluss dieser Reflexion. Wie am Beispielbeginn beschrieben ist im eindimensionalen Fall ohne Reibung eine Wellenfortpflanzung ohne Verzerrung ersichtlich.

➤ **Simulation des Versuches von Van der Grinten:**

[Van der Grinten, 1985] entwickelte diesen Schlagrohr-Versuch, siehe *Abbildung 5-20*. Dieses Schlagrohr besitzt zwei Kammern, das obere mit Gas (Luft) gefüllt und unter hohem Druck, das untere Rohr ebenfalls mit Gas (Luft) gefüllt aber unter niedrigerem Druck (z.B.: atmosphärischem Druck) in der sich die Bodenprobe incl. Wasser befindet; diese zwei Kammern sind durch eine Membrane getrennt. Schlagartig wird die Membrane vollständig „geöffnet“, wodurch ein rascher Druckausgleich stattfindet; zuerst wird gegenüber dem Wasser und in zweiter Linie das Wasser gegenüber der Bodenprobe eine Druckwelle gebildet. Gemessen werden der Porenwasserdruck und die effektiven Spannungen 125 und 225 mm von der Belastungsfläche entfernt. Materialdaten sind Tab. (5-8) zu entnehmen.

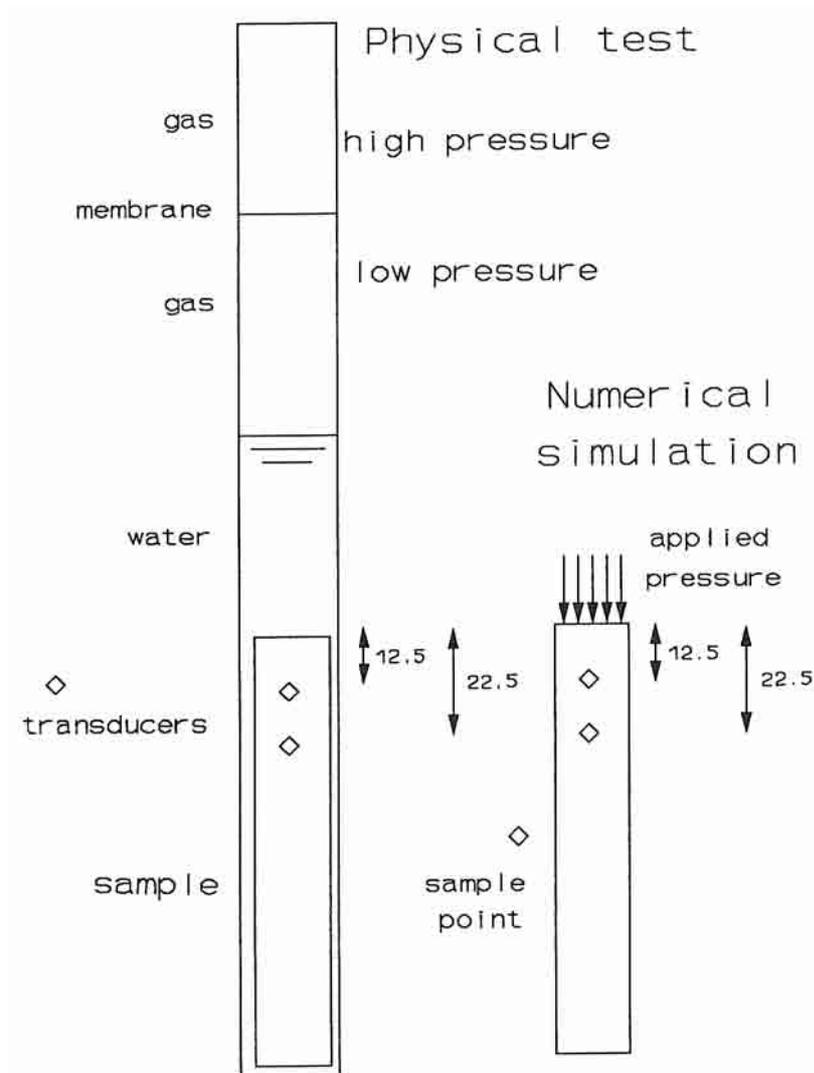


Abbildung 5-20: Schlagrohrversuch nach [Van der Grinten, 1985]

Abbildung 5-21 zeigt die numerischen und analytischen Ergebnisse ohne der scheinbaren Masse. Abbildung 5-22 zeigt dieselben Problemstellungen mit gleichen Lösungen aber mit einer scheinbaren Masse von $\rho_a = 400 \text{ kg/m}^3$. Auch hier sind die Ergebnisse zwischen numerischer und analytischer Lösung sehr gut.

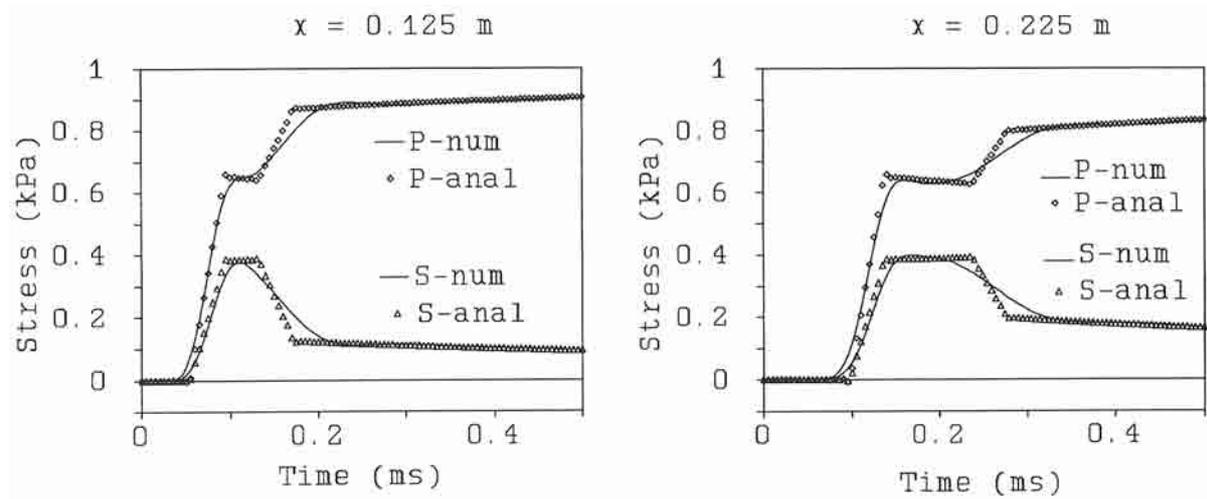


Abbildung 5-21: Vergleich von numerischer und analytischer Ergebnisse ohne scheinbarer Masse [HÖLSCHER]

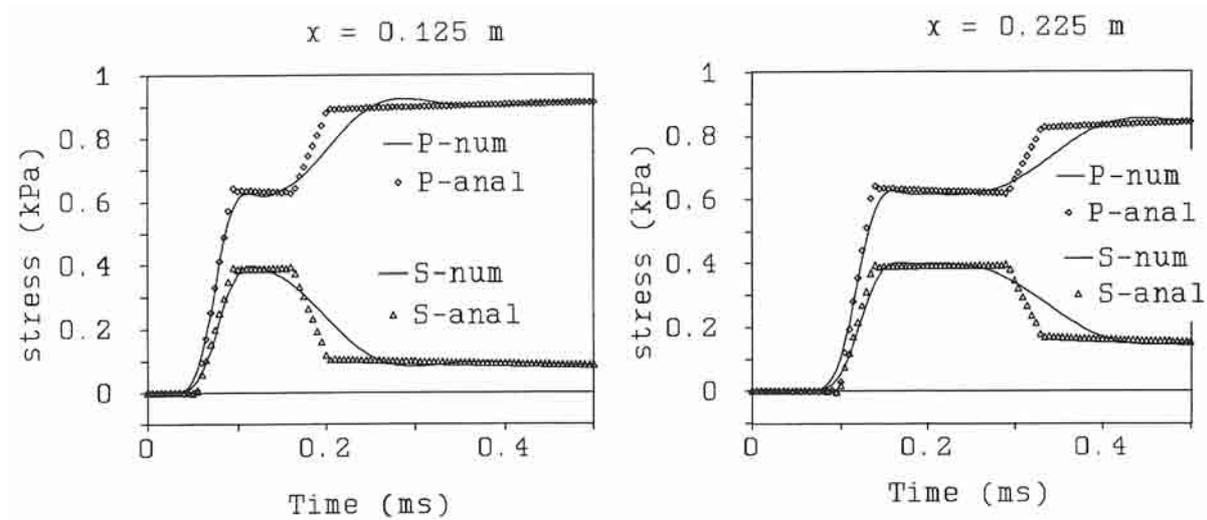


Abbildung 5-22: Vergleich von numerischer und analytischer Ergebnisse mit scheinbarer Masse [HÖLSCHER]

➤ **Leistungsfähigkeit für die Übertragung an den Schnittstellen bei gesättigten porösen Material:**

Die Leistungsfähigkeit für die Übertragung an den Schnittstellen wird infolge einer Evaluierung des Tests von [Van der Grinten] mit der analytischen Lösung verglichen. Weiters wird der Fall jeweils mit und ohne Übertragung an den Schnittstellen betrachtet. Die Materialdaten sind in Tab. (5-9) ersichtlich. Die Länge der Probe entspricht der halben Länge der vorigen Probe.

Variable		Einheit	Wert
Kompressionsmodul Boden	K_s	[MPa]	2.790,00
Schubmodul Boden	G_s	[MPa]	1.286,00
Kompressionsmodul Wasser	K_f	[MPa]	2.000,00
Feststoffdichte	ρ_s	[kg/m ³]	2.600,00
Dichte des Wassers	ρ_f	[kg/m ³]	1.000,00
Scheinbare Masse	ρ_a	[kg/m ³]	.0 / 400
Permeabilität	k	[m/s]	5,50E-04
Porosität	n	[-]	0,3
Reibungskoeffizient	b	[Ns/m ⁴]	1,60E+06

Tabelle 5-9: Materialeigenschaften für Testsimulation [Van der Grinten]

Abbildung 5-23 zeigt den Porenwasserdruck und die Bodenspannung an der Stelle $x = 0,225$ m für die in der Abb. mit a, b und c gezeichnete analytische Lösung, undurchlässige Grenze und übertragungsfähige Grenze. Die Lösungen b und c sind ident bis zum Eintritt der Reflexion bei der unteren Grenze, welche bei ca. $t = 0,35$ ms auftritt. Die Simulation mit dem Schnittstellenübergang (c) ist viel näher als die undurchlässige Grenze (b).

Trotzdem sind aber die Lösungen (c) und (a) nicht ident, aus zwei Effekten:

- der Schnittstellenübergang kann in der Praxis nie einen perfekten Übergang darstellen, was dazu führt, dass der Bodenkörper und das Fluid nie perfekt verkuppelt sind (so wie auch in der Natur nie ein „ideales Gas“ zu erwarten ist),
- die Reflexionen der Welle zweiter Art sind in den Reflexionen eingeschlossen.

Der erste Punkt ist der unvermeidbare Nachteil im Verbrauch von Energie in Form von Dämpfung. Der Einfluss der **Welle zweiter Art** kann insofern eliminiert werden, indem der Schnittstellenübergang weiter entfernt angesetzt wird, womit die **Welle zweiter Art** gedämpft wird.⁶³

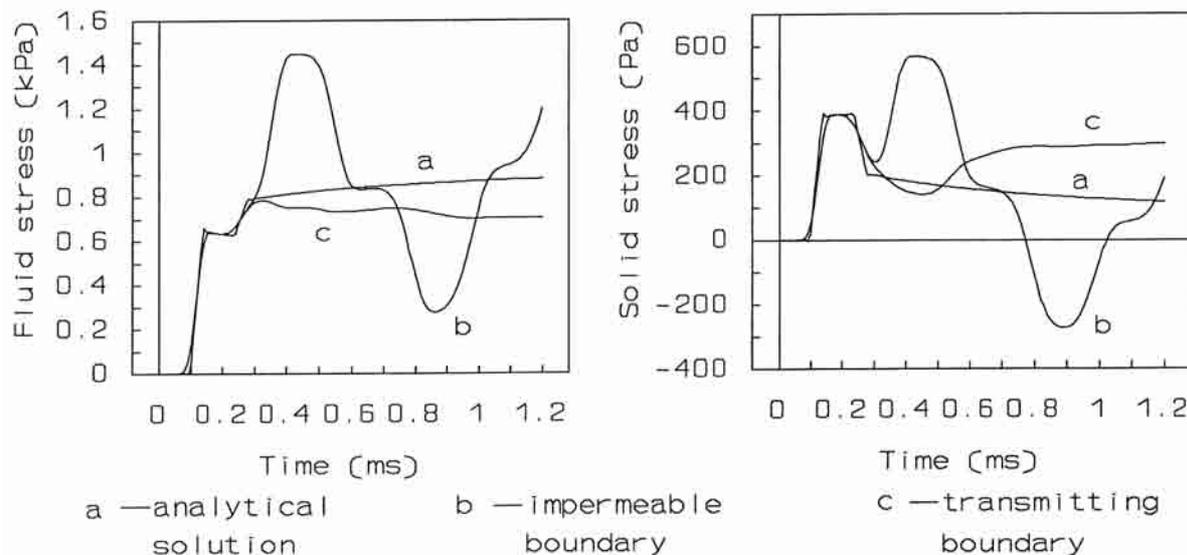


Abbildung 5-23: Porenwasserdruck und Bodenspannung für jeweils analytische Lösung, undurchlässige und übertragungsfähige Grenze. [HÖLSCHER]

⁶³ Vergleiche Fußnote ²⁸.

➤ **Verhalten an den Grenzflächen:**

Das Problem welches in Kap. 5.3 analytisch gelöst wurde, wird hier numerisch verglichen. Die Materialdaten sind wie im Kap. 5.3 gleich, nur dass hier die Poisson Zahl $\nu = 0,3$ verwendet wird, die Länge des undurchlässigen Blockes beträgt 2 m und die Anregezeit 1 ms.

Abbildung 5-24 zeigt die gut übereinstimmende numerische und analytische Lösung der Bodenspannung im Abstand x von der Grenzfläche.

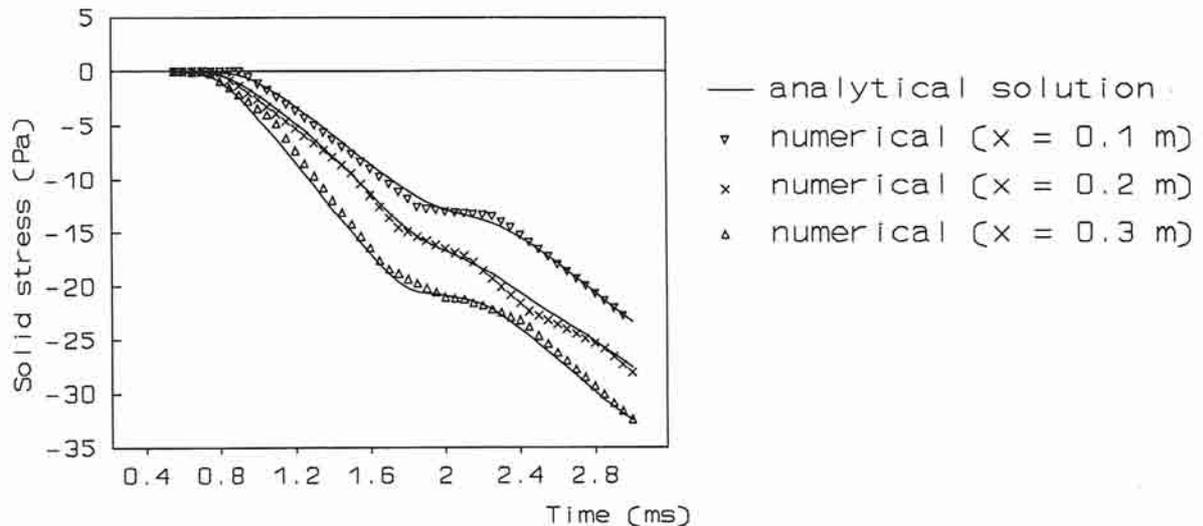


Abbildung 5-24: Ergebnis numerischer und analytischer Lösung der Bodenspannung im Abstand x von der Grenzfläche [HÖLSCHER]

➤ **Konsolidierung einer Sandschicht nach einer plötzlichen Entlastung:**

Um herauszufinden, ob dieses Modell die Konsolidierung berücksichtigt, muss zuerst ermittelt werden, ob das [Van der Grinten] Modell die Konsolidierung überhaupt berücksichtigt.

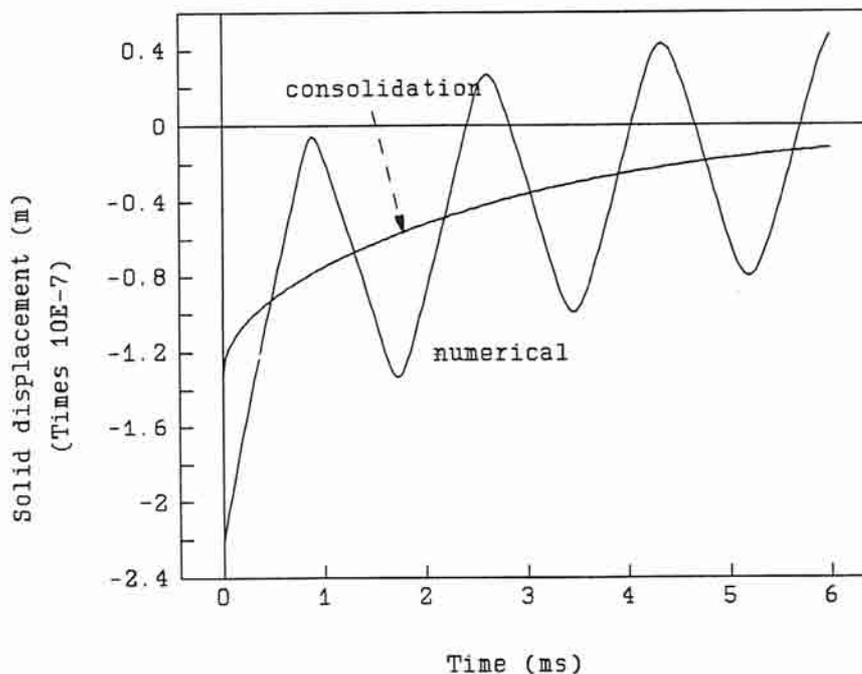


Abbildung 5-25: Verschiebung belasteter Oberflächen im Vergleich zu Konsolidierungswerten [HÖLSCHER]

Abbildung 5-25 zeigt die Verschiebung der belasteten Oberfläche in Abhängigkeit von der Zeit. Aus diesem linearen Fall erkennt man, dass die dynamische Wellenfortpflanzung und die Konsolidierung überlagert werden können.

Abbildung 5-26 zeigt die Berechnung der relativen Verschiebung in Form von der a, b und c Kurve mit dem Abstand x vom belasteten Ende. Zur Zeit des Beginns ist die Ankunft der ersten Welle (pos. Wert) und der zweiten Welle (neg. Wert) ersichtlich. Die relative Verschiebung kann unterteilt werden in zwei Abschnitte: eine quasi-statische glatte Kurve und die mehrfach überlagerte Reflexion an der glatten Konsolidierungskurve. Die glatte Kurve startet nach Ankunft der zweiten Kurve. Aus der Berechnung ergibt sich, dass die pos. Verschiebung zugehörig zur **Welle erster Art** ist, und die neg. Werte gehören zur **Welle zweiter Art**.⁶⁴

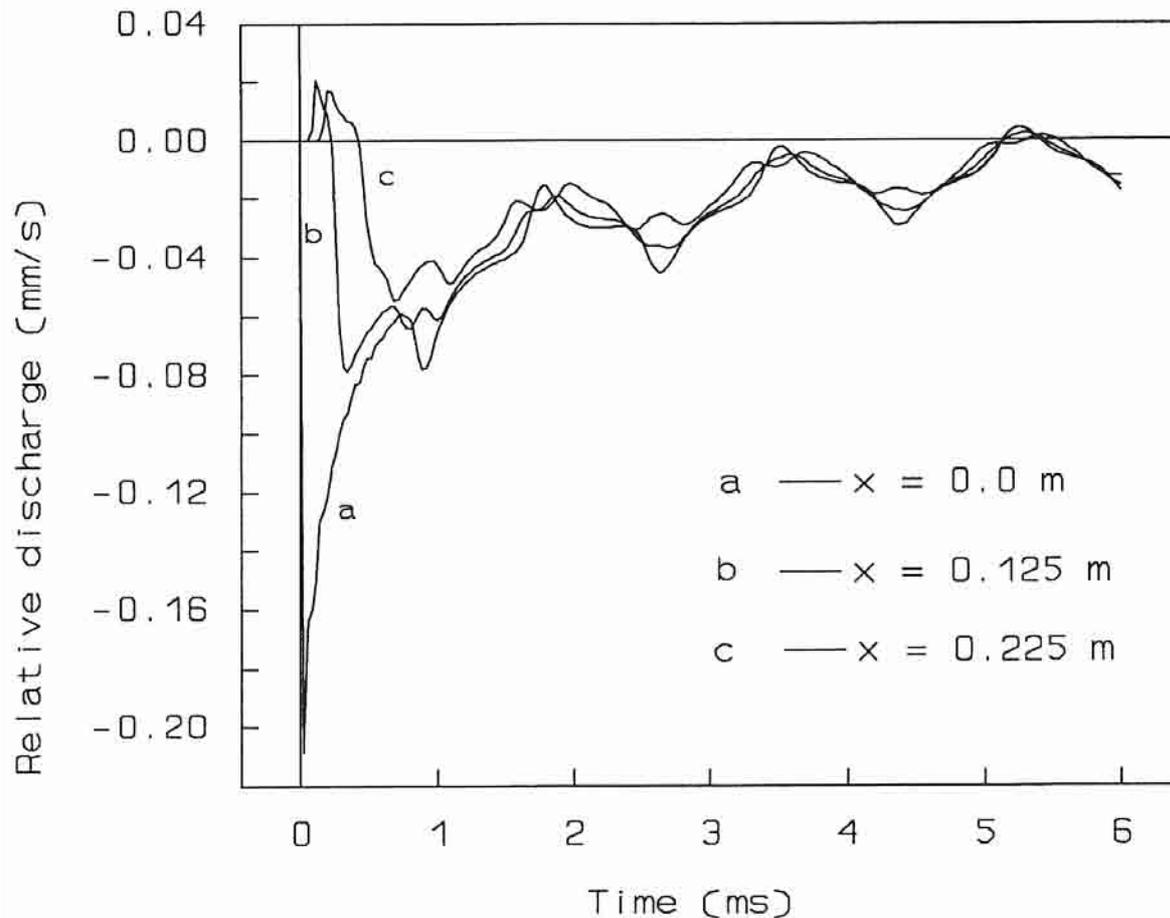


Abbildung 5-26: relative Verschiebung mit dem Abstand x vom belasteten Ende in Abhängigkeit zur Zeit [HÖLSCHER]

Es fällt auf, dass die zur Konsolidierung zugehörige Verschiebung zu Beginn nicht gleich ist der totalen Anfangsverschiebung ($0,22\mu\text{m}$). Dies kann erklärt werden mit folgender Methode:

- Zuerst bewegen sich der Festkörper und das Fluid gleichzeitig bis zum Erreichen des Gleichgewichtes. Diese Bewegung bezeichnet man als momentane Verschiebung.
- Zweitens startet von diesem Gleichgewicht ausgehend die Konsolidierung. Nun bewegt sich das Fluid durch den Festkörper. Siehe *Abbildung 5-27*.

Unter Berücksichtigung des porösen Körpers als zwei elastische Säulen (eine für das Fluid und eine für den Festkörper), kann die momentane Verschiebung vom Gleichgewicht abgeleitet werden. Die Kräfte im Fluid und im Festkörper sind ident.

⁶⁴ Vergleiche Fußnote ²⁸.

$$K_s(u_0 - \delta u) = \frac{1}{n} K_f \delta u \quad \Rightarrow \quad \delta u = \frac{K_s u_0}{K_s + \frac{1}{n} K_f}$$

mit

u_0 statische Verschiebung

δu Verschiebungsdifferenz

(5-166)

Unter der Verwendung der Daten von Tab. (5-9) errechnet sich die momentane Verschiebung zu $\delta u = 0,403$. Das bedeutet, die Konsolidation startet bei $(1,0 - 0,403)0,22 = 0,131 \mu m$. Dieser Wert wird verwendet für die Berechnung der statischen Konsolidation.

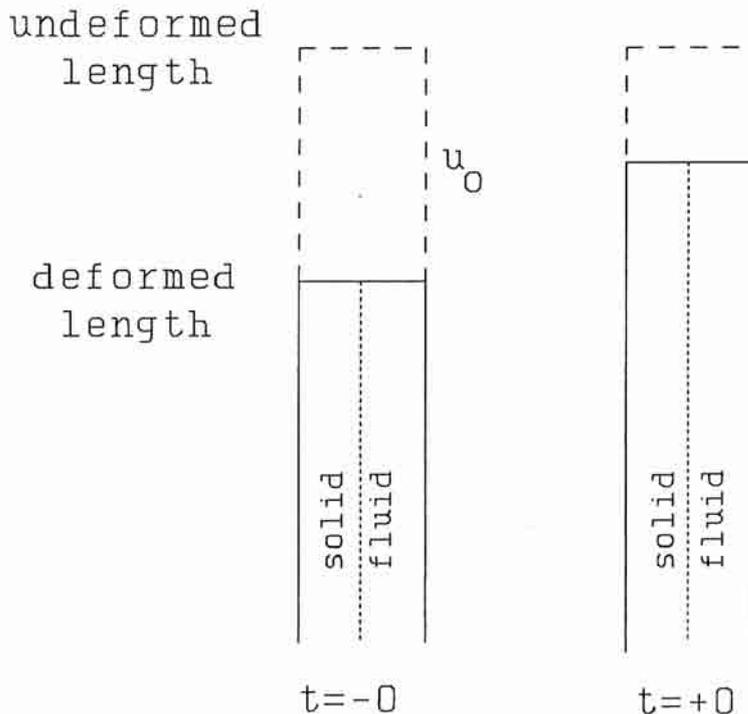


Abbildung 5-27: Deformation vor und nach der Belastung [HÖLSCHER]

➤ **Anwendung eines Nicht lineares Modells mit bi-lineare Elastizität:**

Im letzten Teil dieses Abschnittes wird ein nicht lineares Modell in der FE Berechnung für die Lösung eines eindimensionalen Problems behandelt. Ein überkonsolidiertes trockenes Material wird an einem Ende stufenweise belastet. Die Vorkonsolidierungsspannung wird während der dynamischen Belastung erreicht. Tab. (5-10) zeigt die Materialdaten.

Variable		Einheit	Wert
Feststoffdichte	ρ_s	[kg/m ³]	1.882,00
Anfangsporenzahl	e_0	[-]	1,286
Kompressionsindex	λ	[-]	0,030
Schwellungsindex	κ	[-]	0,006
Poisson Zahl	ν	[-]	0,33
Anfangsspannung	$\sigma_{m,init}$	[kPa]	-1.000,00
Vorkonsolidierungsspannung	$\sigma_{m,max}$	[kPa]	-1.500,00

Tabelle 5-10: Materialdaten für Nicht-lineares Modells mit bi-linearer Elastizität

Abbildung 5-28 zeigt die dynamische Kompressionsspannung entlang der Säule an mehreren Zeitschritten. Das bi-lineare Verhalten ist ersichtlich. Die Überkonsolidierungsspannung beträgt $-1.500,0$ kPa, das 1,5 fache der Zeit der Anfangsspannung von $-1.000,0$ kPa.

Unter der Vorkonsolidierungsspannung ist das Material relativ steif und die Wellenfortpflanzung erfolgt mit einer hohen Geschwindigkeit. Oberhalb der Vorkonsolidierungsspannung ist das Material weicher, womit die Wellenfortpflanzung mit niedriger Geschwindigkeit erfolgt. Der Wechsel der Fortpflanzungsgeschwindigkeit erfolgt im Vorkonsolidierungsspannungsniveau bei $-1.500,0$ kPa.

Basierend auf den Werten des Kompressionsindex und des Schwellungsbeiwertes ist in der Abbildung 5-28 ersichtlich, dass die hohe Geschwindigkeit der 2,2 fachen Zeit der niedrigeren Geschwindigkeit entspricht.

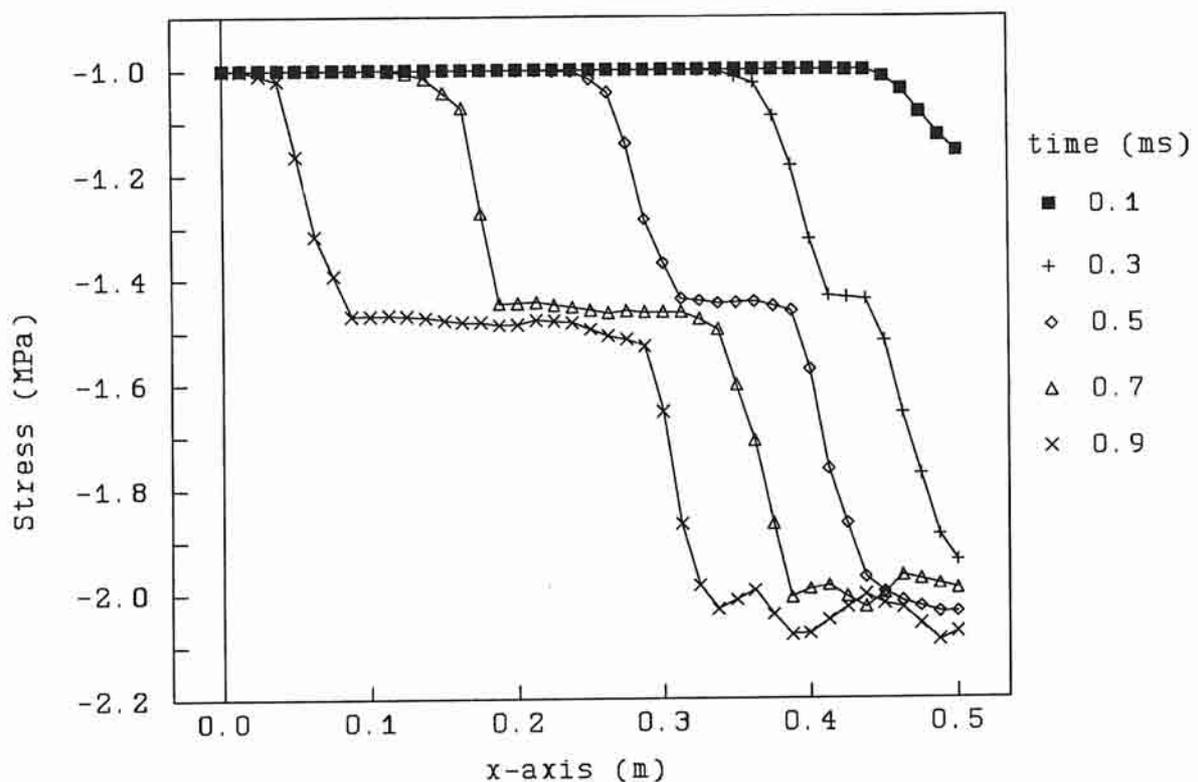


Abbildung 5-28: Eindimensionale Wellenfortpflanzung bei bi-lineare Elastizität [HÖLSCHER]

5.5 Dynamische Experimente

5.5.1 Einführung

Es werden zwei Experimente für das dynamische Verhalten im Boden durchgeführt. Diese in diesem Kapitel beschriebenen Versuche sind essentielle Hinweise für das Verhalten von gesättigten porösen Materialien.

Der erste Versuch beschreibt einen **Rammversuch**. Die Hauptzielgruppe dieses Tests ist die Schaffung eines theoretischen set-up's für Studien welche im allg. die Unterschiede der Wellenabstrahlung unter der Pfahlspitze im trockenen und gesättigten Sand beschreiben.

Der zweite Test ist ein **in-situ Test**. Während der Belastung und Prüfung des Pfahles wird der Porenwasserdruck und die Beschleunigung im Boden 18m unter der Oberfläche gemessen. Diese Beschleunigungsmessung bietet eine komplette Beschreibung der Geschwindigkeit und der Verschiebung während des Belastungsversuches an. Das Bodenverhalten während der Belastung und das Bodenverhalten während der dynamischen und quasi statischen Prüfung nach der Belastung wird ermittelt, um neue Informationen über statische und dynamische Bodeneigenschaften zu erhalten.

5.5.2 Rammgerät Simulator (\approx PDA-Versuch)

5.5.2.1 Einführung

Die numerische Lösung der Wellenfortpflanzung in trockenen und gesättigten Böden unter einem dynamisch belasteten Pfahl zeigt signifikante Unterschiede. Diese Differenzen können erklärt werden durch die relativ geringe Kompressibilität des Wassers im Boden.

Im gesättigten Boden strahlt die Energie kegelförmig unter der Pfahlspitze ab.

Im trockenen Boden ist diese Kegelabstrahlung signifikant umfassender für die Bedeutung des Schermoduls im Vergleich zum Kompressionsmodul.

Das Ziel dieses Experiments beschreibt den Nachweis der numerischen Lösung und das Maß des Abstrahlungskegels im trockenen und gesättigten Sand unter ständiger Pfahlbelastung.

5.5.2.2 Experimentalaufbau

In diesem Kapitel wird der Experimentalaufbau und der Messgeräteaufbau und -technik beschrieben.

➤ **Mechanischer Teil des Experiments:**

Abbildung 5-29 zeigt den mechanischen Teil des Versuchsaufbaues.

Eine Kugel rollt in einem Rohr (1) und trifft auf ein Holzkissen (2a) am Fuß des Pfahles (3a). Der Pfahl aus hartem PVC ist in einer Verrohrung (3b) platziert. Nur die Pfahlspitze hat Kontakt mit dem Boden (4). Der Raum zwischen Pfahl und Verrohrung ist überzogen mit einer Membran (4b) aus Latex. Der Pfahl wird mit vier Federn in Position gehalten (2b). Der Bodenkörper ist in einem schmalen PVC Behälter (4a) und mit einer Plastikfolie überdeckt (4c). Diese Folie ist an den Behälter angeklebt um eine geschlossene Box zu erhalten. Die Probe steht mit einer Vakuumpumpe unter einem niedrigen Unterdruck (4d). Für diesen Test wird die Probe mit einem „freiem Rohr“ mit Wasser gesättigt. Gemessen während der dynamischen Belastung wird die Bewegung der Oberfläche mit optischen Verschiebungsmessgeräten (5b) und indirekt überwacht mit einer Kamera (5a). Die Geschwindigkeit der Kugel (1) wird ebenso gemessen (5c).

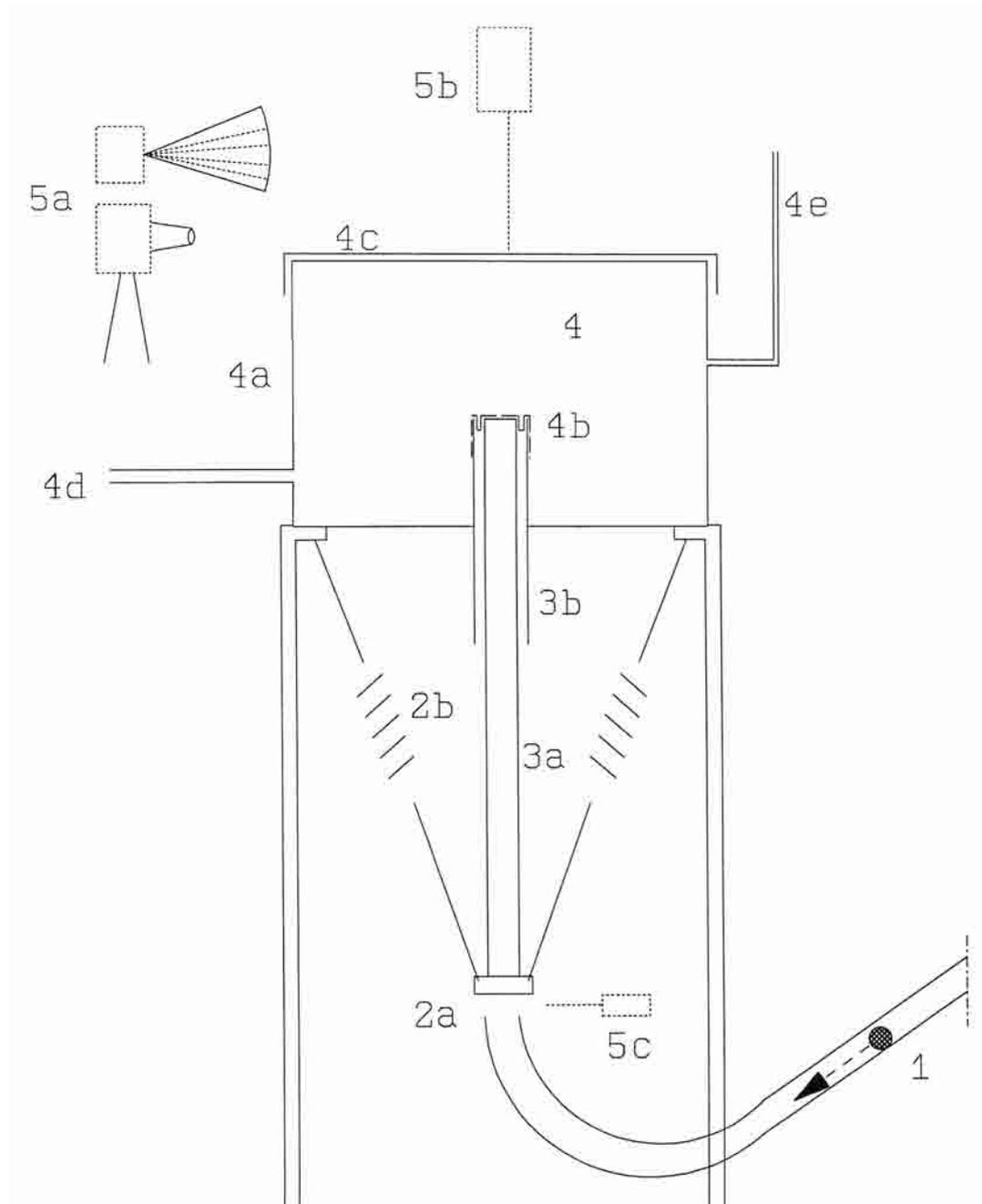


Abbildung 5-29: Schematischer Aufbau eines Rammgerätsimulators, Nummerdefinition im Text [HÖLSCHER]

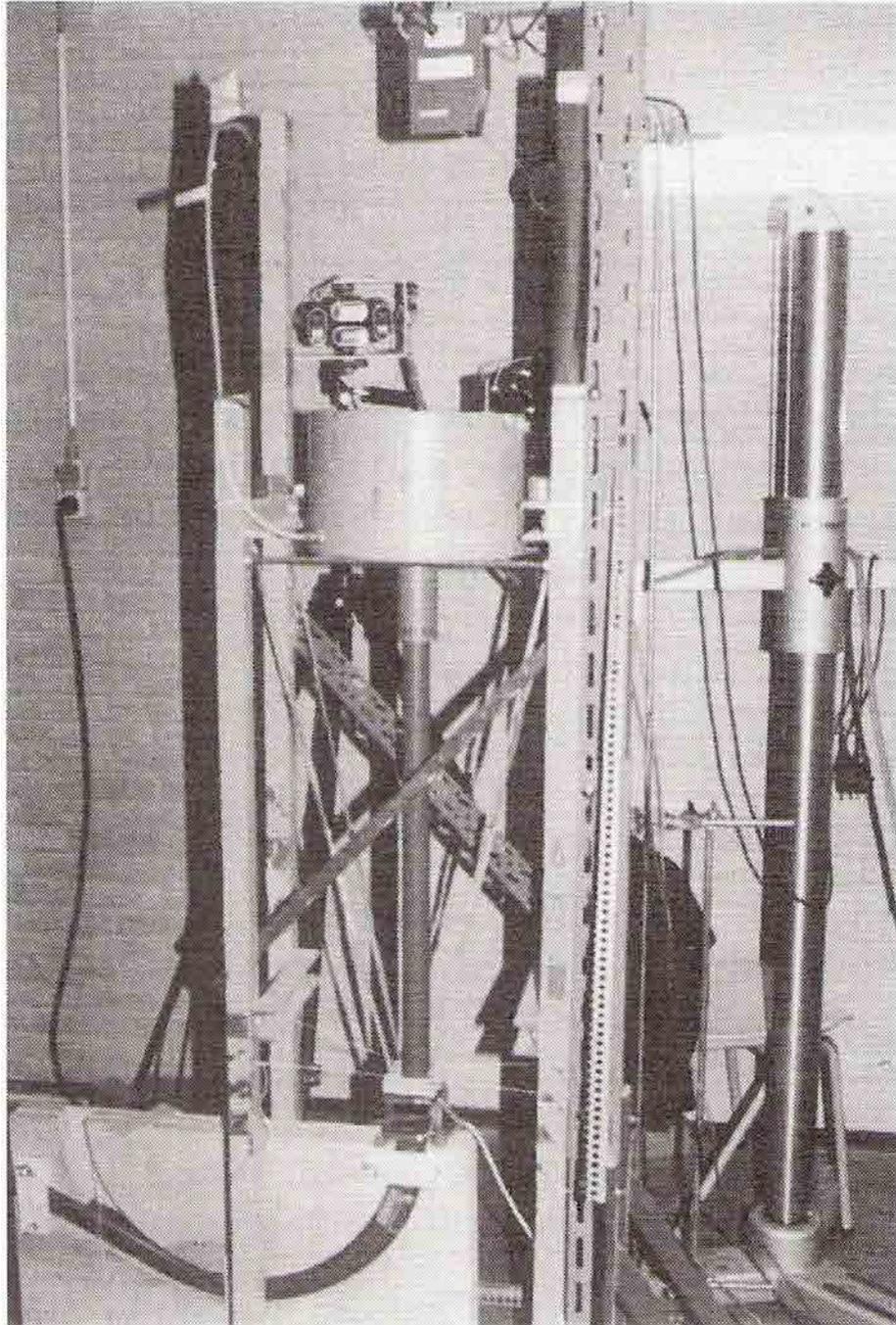


Abbildung 5-30: Ansicht der Versuchsanlage [HÖLSCHER]

➤ **Messtechnik:**

Der Pfahl und das Bodenmaterial sind gegenüber der praktischen Ausführung auf dem Kopf gestellt; dies ermöglicht eine optimale Messmethode an der Grenzfläche „unterhalb“ der Pfahlspitze.

Abbildung 5-31 links zeigt das Problem in normaler Position gemeinsam mit dem Abstrahlungsradius für gesättigte und trockene Böden. Folgende Probleme mit Beschleunigungsmessern bestehen:

- Der Winkel des Abstrahlungskegels aus der numerischen Analysis ist nicht bekannt. Um aber die genaue Kegelform herauszufinden ist eine Vielzahl von Beschleunigungsmessern erforderlich.
- Falls dieser Test ein Modellversuch sein soll, sind die Störungen der Beschleunigungsmesser und deren Anschlusskabel untereinander sehr groß.

Abbildung 5-31 rechts zeigt den Messaufbau mit zwei optischen Messeinrichtungen, montiert „oberhalb“ des Bodens. Diese Einrichtungen messen die lokale Bodenverschiebung ohne Einfluss auf den Boden. Ein Nachteil besteht darin, dass nur einige Punkte an der Bodenoberfläche gemessen werden können, abhängig von der Anzahl der Messeinrichtungen. Um die gesamte Oberfläche zu messen kann der Test mehrmals wiederholt werden mit leichten Schwenkungen der optischen Messeinrichtungen. Eine andere Möglichkeit besteht auch mit der Verwendung von Kameras um einen Film oder Bilder der Oberflächenbewegung zu machen.

In diesem Bsp. wird die Bewegung, mit der Auflage einer trockenen dünnen Sandschicht an die Bodenprobe mit einer dazwischen eingelegten dünnen undurchlässigen Membrane, visualisiert.

Wie in *Abbildung 5-32* bewegt sich der trockene Sand ebenfalls mit der Welle mit nach oben. Diese Sprungbewegung mit diesem Sand ist leichter zu beobachten. Die Magnitude dieser Bewegung wird bestimmt von der Anfangsgeschwindigkeit und die Dauer wird bestimmt von der Beschleunigung. Dies führt zu einem sechsfach langsameren Phänomen und einer zwanzigfach größeren Verschiebung.

Die Anfangsgeschwindigkeit der trockenen Sandschicht bezieht sich auf die Intensität der Ankunft der Welle an der Bodenoberfläche entlang der Sandschicht.

- Grundsätzlich ist die Energie der Welle proportional zum Quadrat der Partikelgeschwindigkeit.
- Die Anfangsgeschwindigkeit der trockenen Sandschicht ist proportional der Partikelgeschwindigkeit.
- Die max. Höhe, in welche sich die Sandschicht von der Membran entfernen kann (Sprunghöhe) ist proportional zur Quadratwurzel der Anfangsgeschwindigkeit.
- Die lokale Sprunghöhe der Sandschicht ist proportional der Energie der Wellenreflexion.

➤ **Messgeräte:**

Lt. *Abbildung 5-29* werden zwei Messeinrichtungen verwendet.

- Messeinrichtung zum messen der Kugelgeschwindigkeit (5c),
- Messeinrichtung zum messen der Bewegung der Bodenoberfläche (genau genommen, wie zuvor beschrieben, die Bewegung der trockenen, dünnen Sandschicht) (5b).

Abbildung 5-33 zeigt die Einrichtung zum messen der Kugelgeschwindigkeit. Zwei LED Leuchten sind mit einem bekannten Abstand hintereinander montiert, gemessen wird die Zeit der Bewegung zwischen den beiden LED Leuchten. Diese Methode ist unempfindlich gegenüber der Gravitation. Typische Zeiten sind $T_{LED} = 10,6\text{ms}$; bei einem bekannten Abstand von 60 mm ergibt sich eine Geschwindigkeit von $v_{Kugel} = 5,7\text{m/s}$.

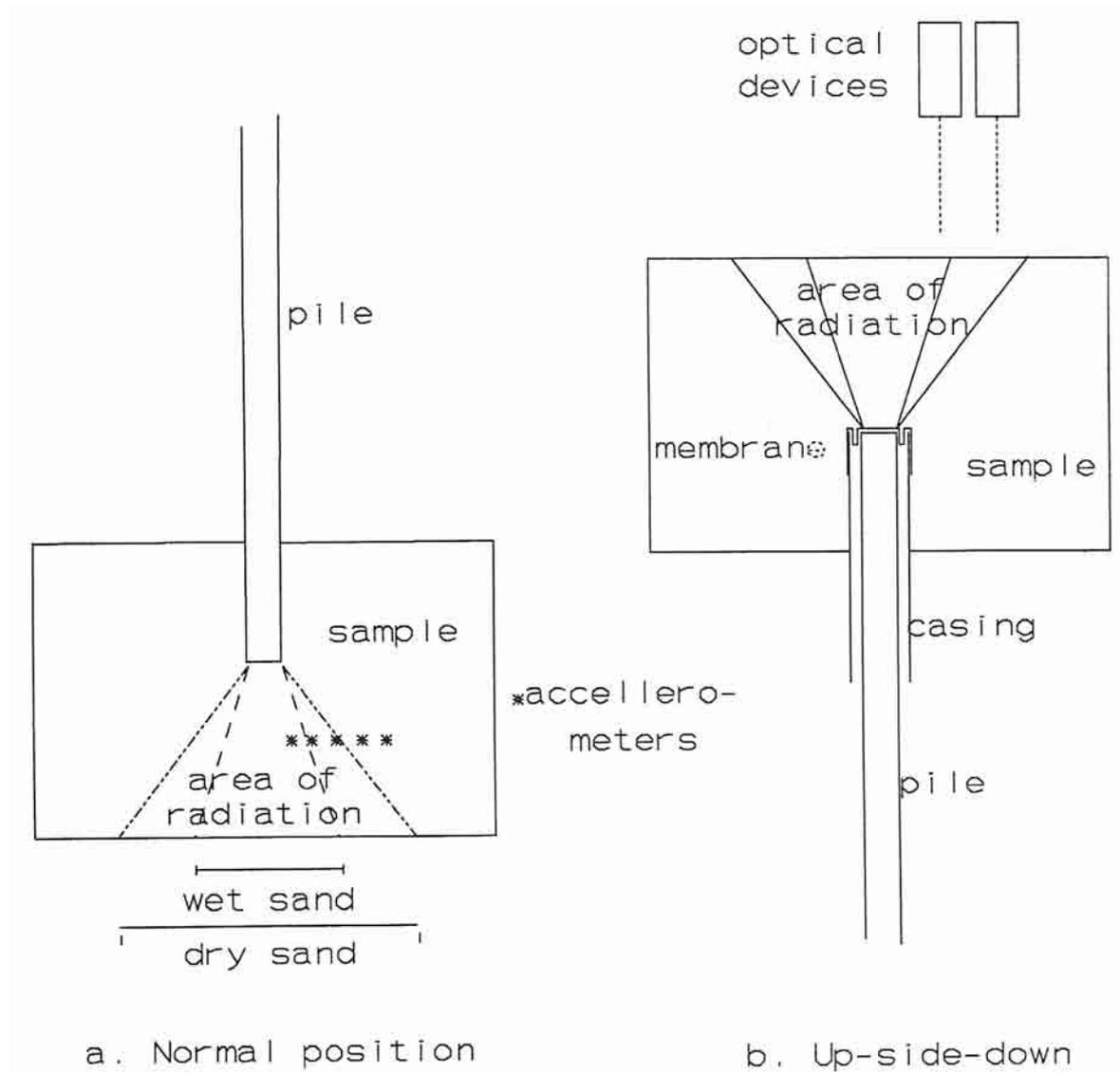


Abbildung 5-31: Normalposition a) und up-side-down Position b) [HÖLSCHER]

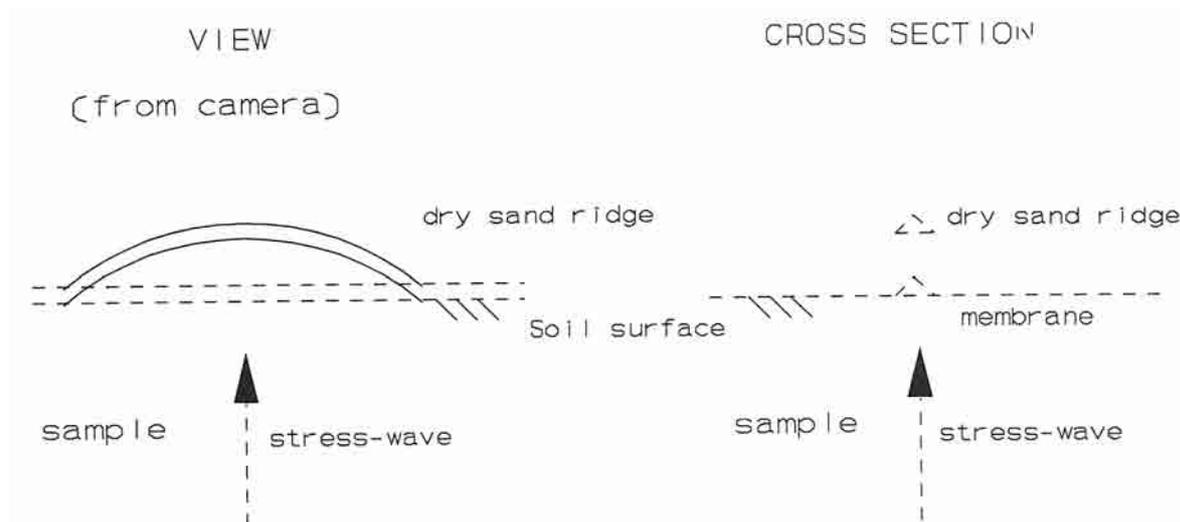


Abbildung 5-32: Sandschichtanordnung und deren Oberflächenbewegung [HÖLSCHER]

Die Bewegung der Bodenoberfläche wird direkt gemessen mit zwei optischen Verschiebungsmessgeräten und indirekt mit der Bewegung der trockenen Sandschicht. Die direkten Messungen sind als nicht sehr exakt einzustufen.

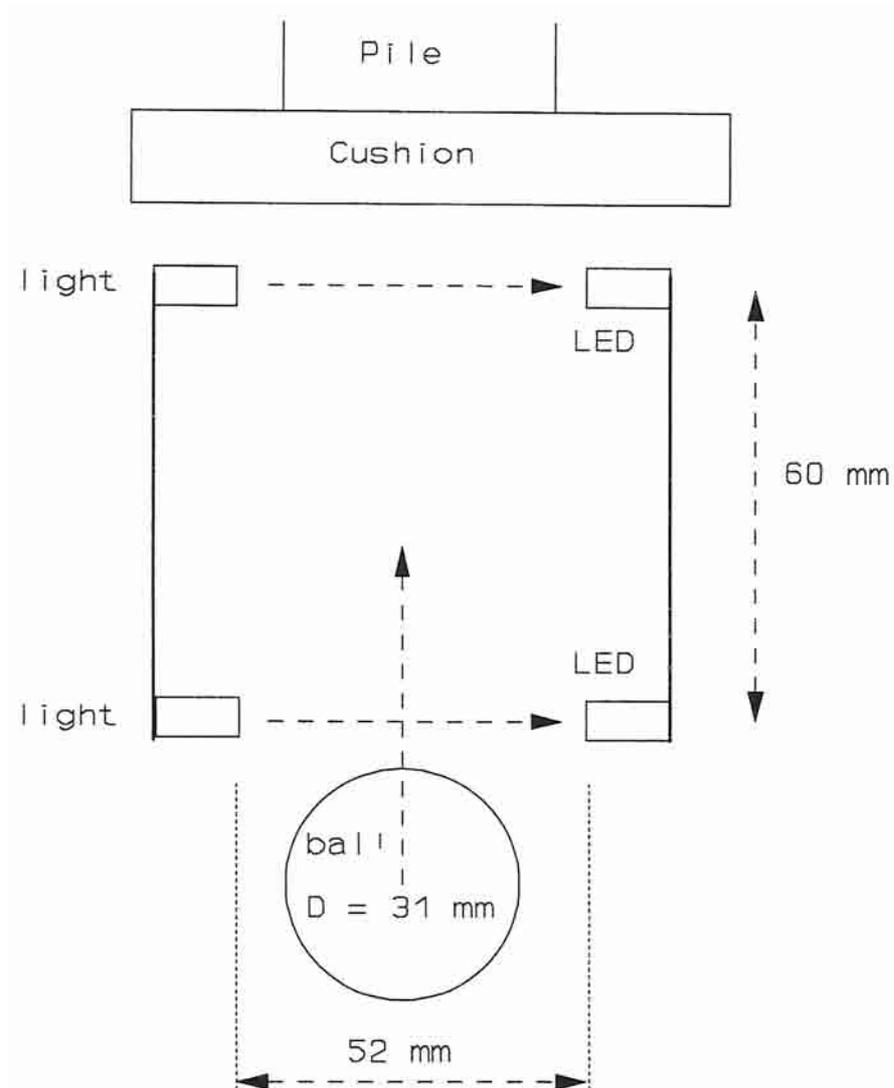


Abbildung 5-33: Anordnung zur Messung der Kugelgeschwindigkeit [HÖLSCHER]

Die Bewegung der trockenen Sandschicht wird angeregt durch die Reflexion der Druckwelle an der Bodenoberfläche. In ersten Versuchen wurde die Bewegung photographiert, in weiterer Folge wurde mit Hochgeschwindigkeitsfilmen gearbeitet (erzeugt am Department of Hydraulics in Delft, in Verwendung mit einer eigenen Kamera, genannt „Hyspeed“), welches bessere Ergebnisse brachte.

5.5.2.3 Testprozedur

Folgende vier Problemstellungen werden untersucht:

- gesättigter und dichter Boden,
- trockener und dichter Boden,
- gesättigter und locker gelagerter Bode und
- trockener und locker gelagerter Boden.

➤ **Aufbereitung eines Beispiels:**

Die Porosität des Sandes liegt bei 38-48%.

- Der **trockene dicht gelagerte Sandboden** wird in dünnen Schichten aufgebracht (1cm Stärke); jede Schicht wird mit einem Stahlblock verdichtet. Nach der Verdichtung wird die Bodenprobe vorsichtig auf die richtige Höhe abgeschnitten. Durch messen der Masse und des Volumens erhält man eine Porosität von 39% und somit eine relative Dichte von

$$D_r = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} = \frac{0,48 - 0,39}{0,48 - 0,38} = 0,90 = 90\% \quad (5-167)$$

- Die **gesättigte dichte Sandprobe** wird wie zuvor aufbereitet, außer, dass die einzelnen Bodenschichten unter Wasser verdichtet werden. Nach dem Abschneiden auf die richtige Probenhöhe wird eine Membrane aufgesetzt um eine Verdunstung zu verhindern.
- Die **trockene locker gelagerte Sandprobe** wird zubereitet mit einem durchlässigen Sieb, welches an der Pfahlspitze platziert wird. Der Behälter wird bis ein paar Zentimeter über dem erforderlichen Niveau mit trockenen Sand gefüllt, anschließend das Sieb vorsichtig herausgezogen und vorsichtig auf das erforderliche Niveau abgezogen. Dies führt dazu, dass der Sand über der Pfahlspitze locker gelagert ist, aber unterhalb der Pfahlspitze der Sand etwas dichter gelagert ist.
- Die **gesättigte locker gelagerte Sandprobe** wird als trockener Sand in die mit Wasser gefüllte Box vorsichtig gefüllt und anschließend die Oberfläche vorsichtig abgezogen.

Nach abziehen der Sandprobe auf die richtige Höhe, wird eine Folie übergezogen, welche am Rand an den Behälter festgeklebt wird. Anschließend werden die Federn, welche den Pfahl in der richtigen Position halten mit dem Behälter verbunden. Zu diesem Zeitpunkt ist die Gesamtkraft in den Federn das Doppelte des Eigengewichtes des Pfahles.

➤ **Testfolge:**

Mit Verwendung der Vakuumpumpe wird ein Unterdruck von 60-80 kPa eingestellt, welcher vor dem Testbeginn erreicht werden muss. Während des Testbetriebes wird die Pumpe abgeschaltet.

5.5.2.4 **Interpretation der Ergebnisse**

➤ **Ermittlung der Sprunghöhe aus dem Film:**

Zuerst wird der Film auf ein Videoband gespielt dem ein Zeitmessgerät beigefügt ist. Das Ziel ist es die Verteilung der max. Sprunghöhe dieser trockenen Sandschicht herauszufiltern. *Abbildung 5-34* zeigt ein Bild dieses Videos mit acht Phasen im Uhrzeigersinn angeordnet.

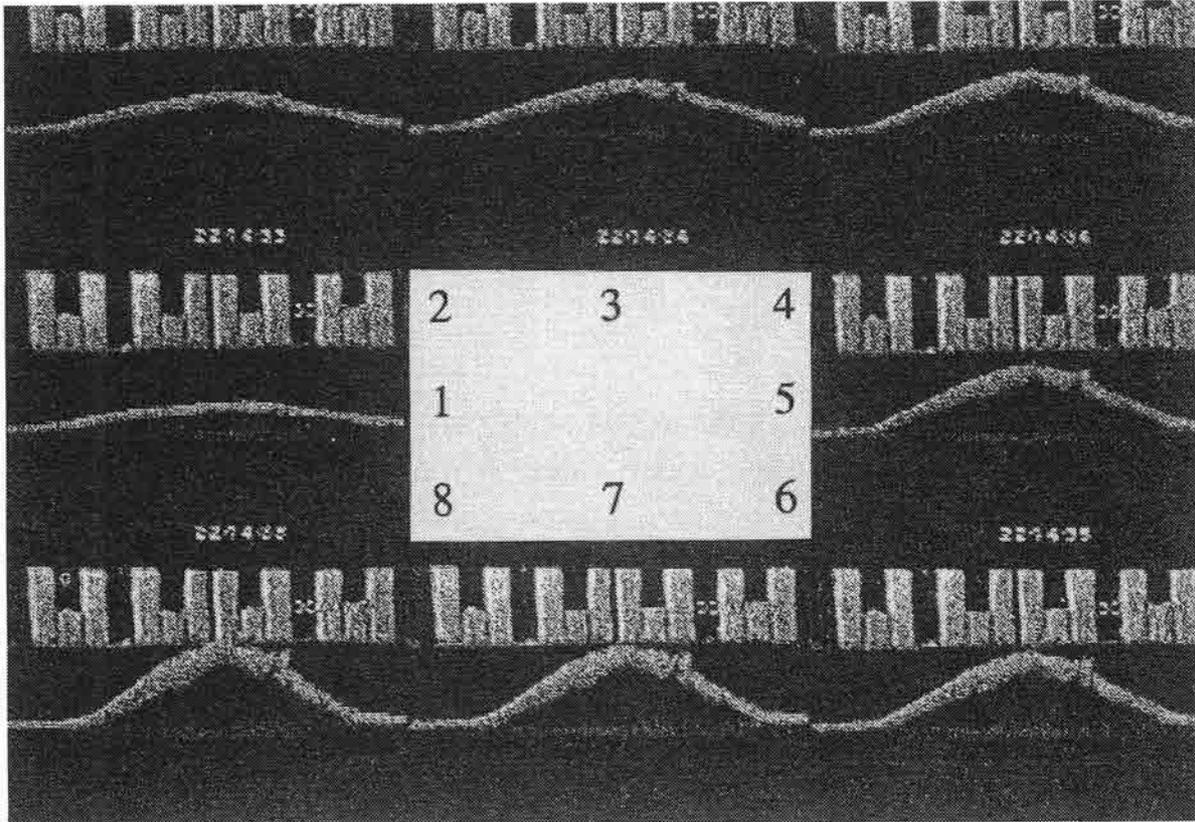


Abbildung 5-34: Ergebnisse der Videobilder [HÖLSCHER]

Die vertikale Position der oberen Grenze dieser Sandschicht wird als Funktion nach der Zeit dargestellt. Diese wird für mehrere Positionen entlang der Sandschicht ausgeführt.

Abbildung 5-35 zeigt die Bewegung der Sandschicht als eine Funktion der Zeit über mehrere Strecken. Diese Zeitanalyse enthält ein gewisses statistisches Rauschen, welches von den Vibrationen der Kameras und der Digitalisierung der Bilder abhängt. Dieses Rauschen ist aber geringer als die Sprunghöhe. Der plötzliche Abfall der Höhe während des Tests im trockenen locker gelagerten Sand erfolgt aufgrund des Digitalisierungsprozesses.

Für diese Zeitanalyse wird die max. Sprunghöhe über mehrere Strecken erhalten. Diese max. Sprunghöhe wird in Abbildung 5-36 an der vertikalen Achse als Funktion des radialen Abstandes in der horizontalen Achse gezeigt. Einige Graphen zeigen zwei Linien, da zwei verschiedene Stöße betrachtet werden. Die Kurven in Abbildung 5-36 sind verschoben und um ein paar Grad verdreht um symmetrische Graphen zu erhalten.

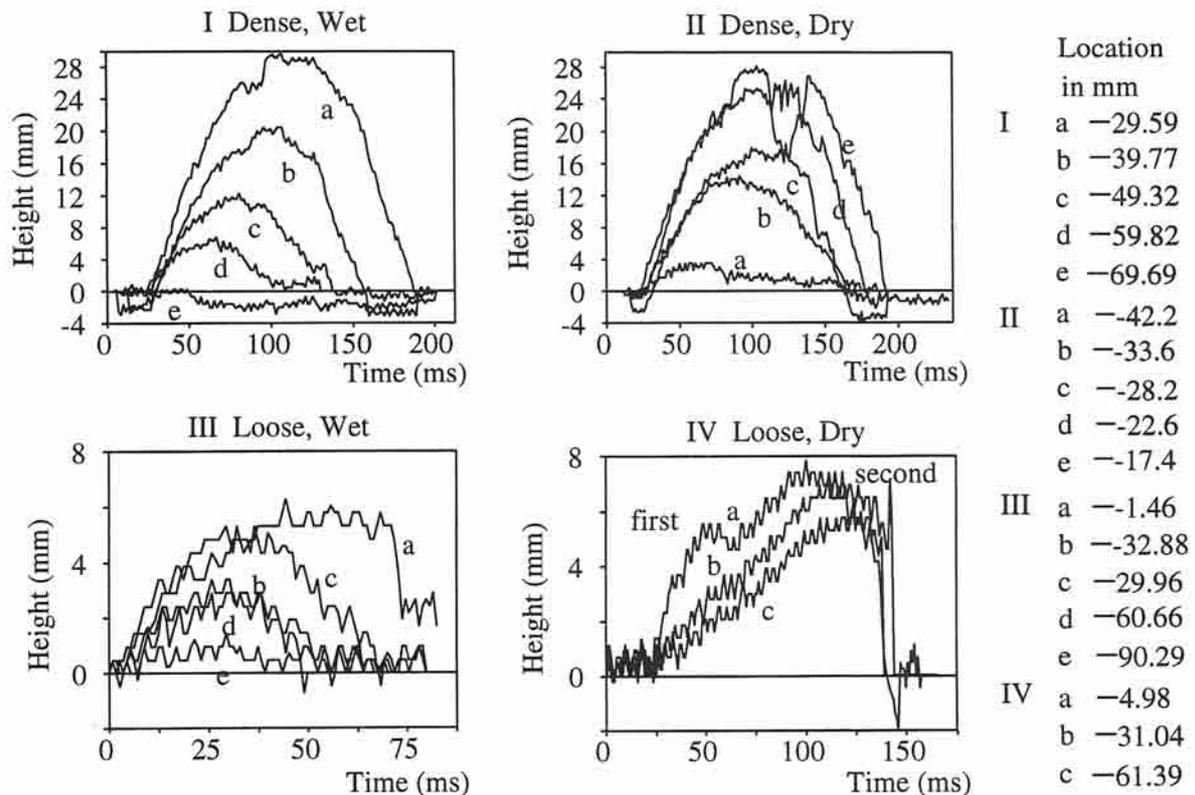


Abbildung 5-35: Deformation der Sandschicht in Abhängigkeit der Zeit [HÖLSCHER]

➤ **Unterschiede zwischen Photos und Film:**

Es ist möglich den Unterschied zwischen Photos und Filme zu diskutieren, um eine Antwort auf die Frage zu finden, warum ein Ergebnis mit Photos nicht gut archivierbar ist. *Abbildung 5-38* zeigt ein Bsp. von Ergebnisbildern eines Tests mit trockenen und gesättigten Sand.

Abbildung 5-38 zeigt die Sprunghöhe eines Tests mit einem „Highspeed Film“. Die vertikalen Linien zeigen die min. Zeit zwischen zwei Aufnahmezeiten (10ms). Die Figur zeigt auch das Erreichen unterschiedlicher max. Sprunghöhe zu unterschiedlichen Zeiten.

Um die Breite der Zone der Bewegung der trockenen Sandschicht zu ermitteln ist eine kurze Aufnahmezeit erwünscht, und die Messung muss unmittelbar sofort nach dem Stoß erfolgen, ersichtlich an der Spitze der Figuren mit der Nummer 1 bis 4.

Um die Höhe der Bewegung zu erhalten ist eine längere Zeit zwischen den Aufnahmen erforderlich, und die Messung erfolgt nicht unmittelbar sofort nach dem Stoß.

Diese Voraussetzungen müssen aber gleichzeitig erfüllt werden. *Abbildung 5-37* zeigt dass mit einer Aufnahmezeit von 20ms alle Maxima gut ersichtlich werden. Mit dieser kleinen Frequenz kann das Ende der kleinen Bewegung der Sprunghöhe nicht ersichtlich gemacht werden.

Ein Vergleich der Ergebnisse der max. Sprunghöhe zwischen Film und Photos zeigen im wesentlichen das gleiche Verhalten; die Ergebnisse des „Highspeed Films“ zeugen aber von mehr Vertrauen, da die durchgeführten Messungen mit höheren Frequenzen ausgeführt werden.

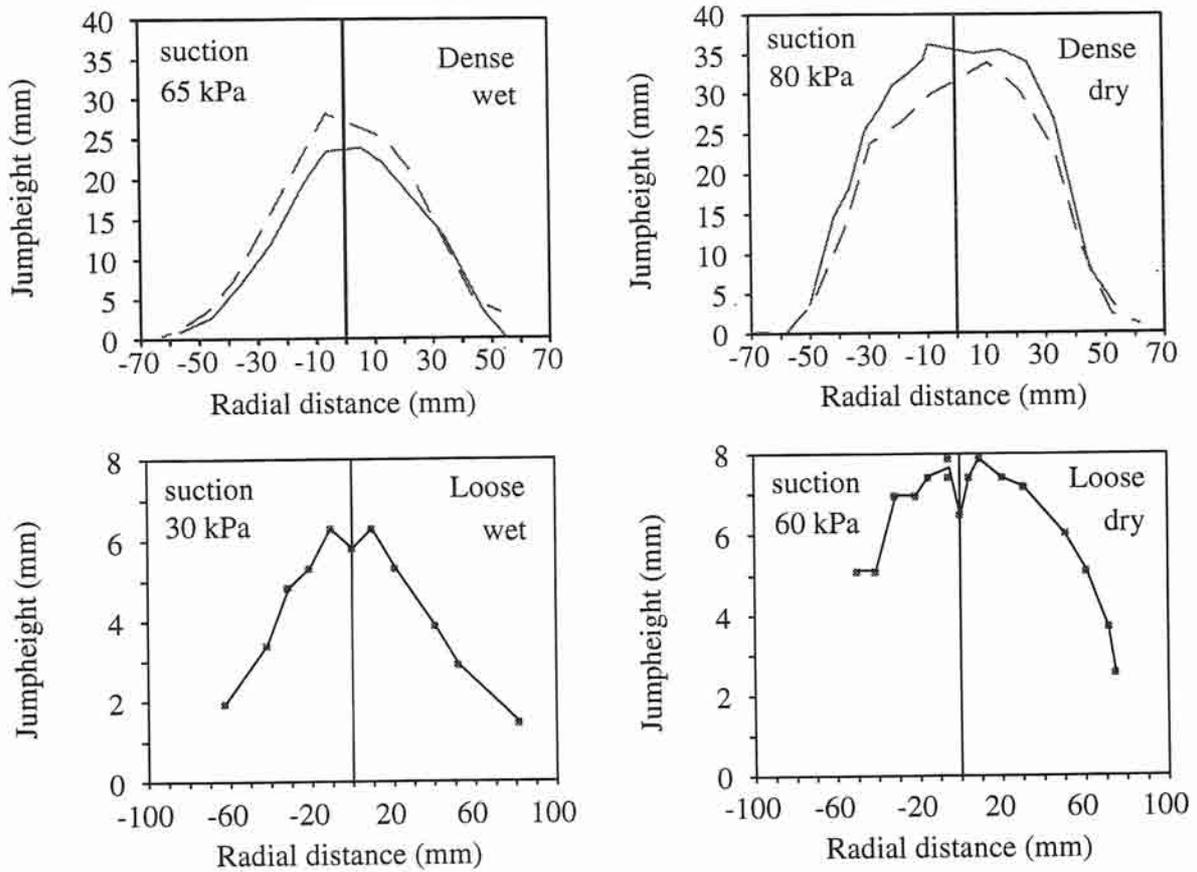


Abbildung 5-36: Max. Sprunghöhe in Abhängigkeit der radialen Entfernung [HÖLSCHER]

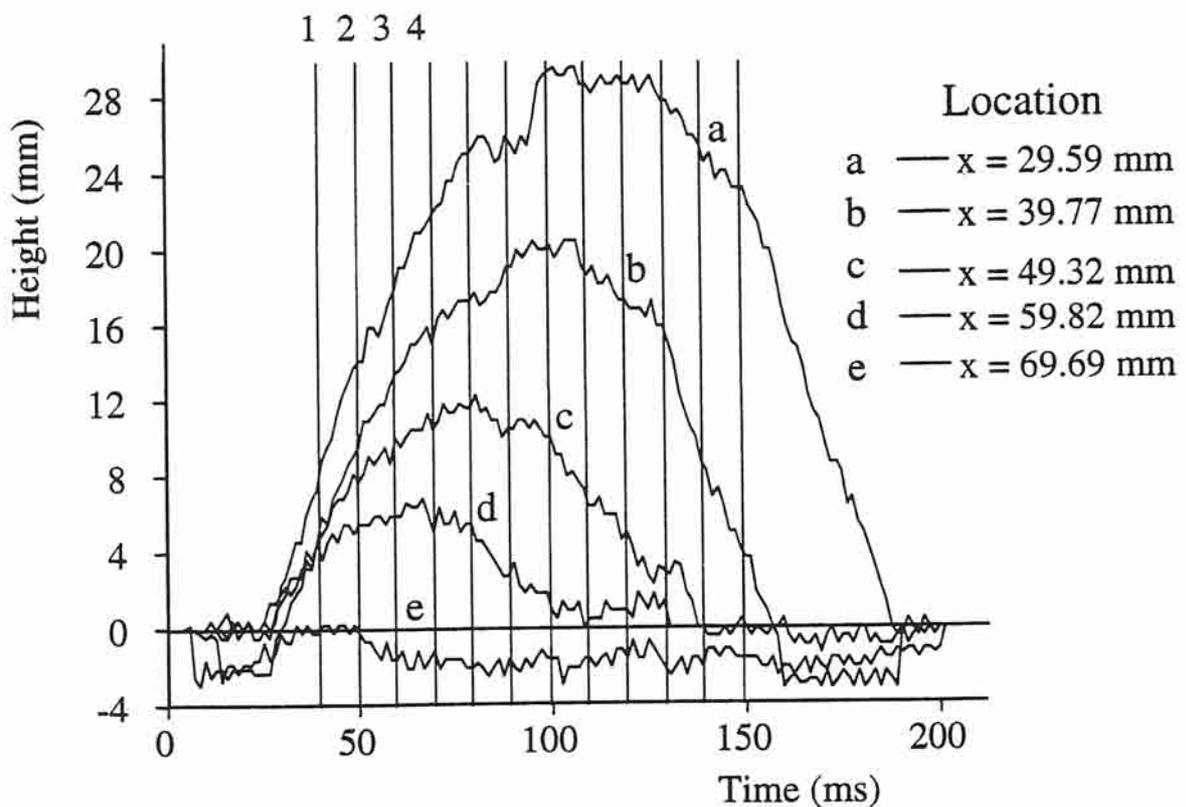


Abbildung 5-37: Sprunghöhe eines Versuchs mit „Highspeed“ Film [HÖLSCHER]

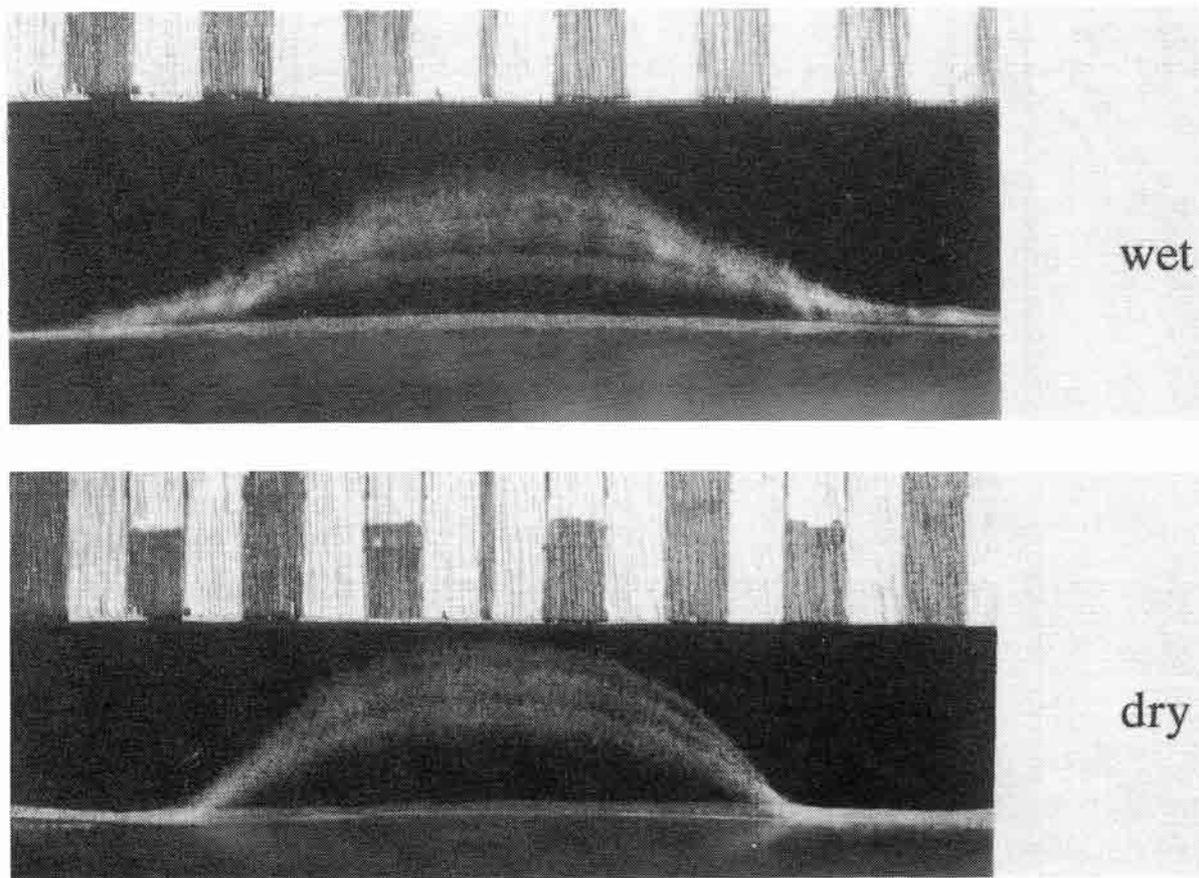


Abbildung 5-38: Foto der Bewegung einer Sandschicht, Objektiv offen, Belichtung zu 25, 35, 45 und 55 ms [HÖLSCHER]

➤ **Unterschiede zwischen dichten trockenem Sand und dichten nassen Sand:**

Die Fläche der Energieabstrahlung unter der Pfahlschicht ist im dichten trockenem Sand umfassender als im dichten gesättigten Sand. Dies wird mit der Fläche in welcher der trockene Sand empor springt gezeigt. *Abbildung 5-39* zeigt die max. Sprunghöhe im Verhältnis zum radialen Abstand für mehrere Tests mit dichtem trockenem Sand gemeinsam mit dichtem gesättigtem Sand jeweils mit und ohne Saugspannung. Beim gesättigten Sand ist die Fläche in der der Sand in die Höhe entweicht geringer als im trockenem Sand.

Es sei erwähnt, dass der Test mit einer trockenen Probe ohne Saugspannung nicht ausgeführt werden kann, da die Oberflächenspannung der trockenen Probe zu gering ist. Die gesättigte Probe hingegen weist eine Oberflächenspannung auf.

➤ **Abschätzen des Kegelwinkels der Abstrahlungsflächen im dichten Sand:**

Der Kegelwinkel der Abstrahlungsfläche kann bestimmt werden durch abschätzen. Die Genauigkeit ist jedoch nicht hoch, da nicht immer klar ist, wo exakt die Sprunghöhe stattfindet, inklusive der Unsicherheiten des „statistischen Rauschens“ der Kameravibrationen und der Digitalisierung.

Abbildung 5-40 zeigt die Sprunghöhe für gesättigte und trockene Böden (je zwei Tests), beide mit Saugspannung. Die Position der Pfahlschicht ist dargestellt. Die max. Sprunghöhe ist um den Faktor 2 überhöht.

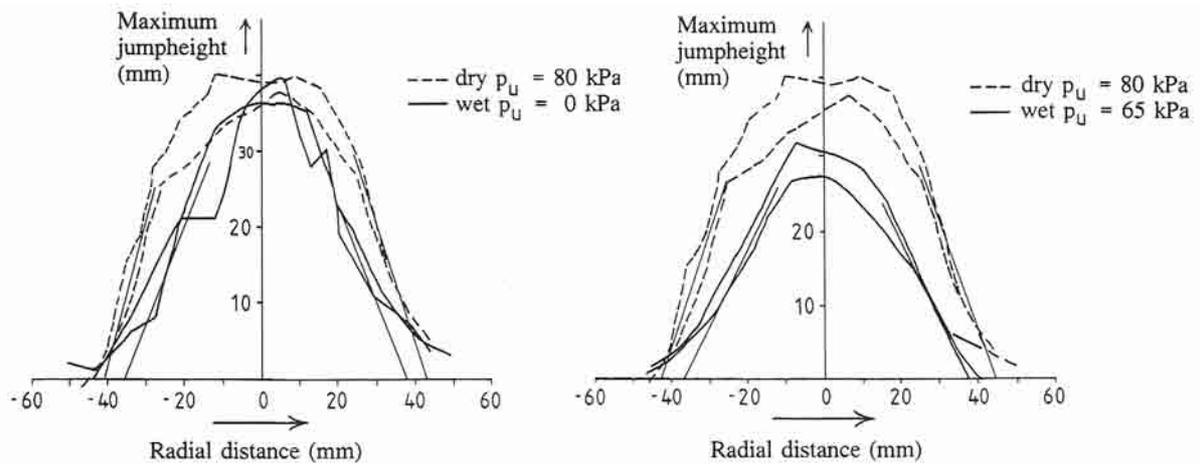


Abbildung 5-39: Vergleich der Sprunghöhe für dichtes trockenes und dichtes gesättigtes Bodenmaterial jeweils mit (rechts) und ohne Saugspannung (links) [HÖLSCHER]

Abbildung 5-40 zeigt, dass der Kegelwinkel beim trockenen Boden 23 Grad beim gesättigten Boden 15 Grad beträgt. Die Winkel wurden ermittelt durch lineare Extrapolation an der Kurve mit dem steilsten Gefälle. Die kleinen Abweichungen der linearisierten Kurve mit der gemessenen Kurve außerhalb der Abstrahlungsfläche könnte aufgrund der Dämpfung der Scherwellen eintreten, welche parallel zur Bodenoberfläche laufen.

Für gesättigte Böden stimmt der Wert mit dem berechneten Wert von 12 Grad gut überein [Hölscher 1992]. Für trockene Böden sind die Werte des Kegelwinkels nicht berechenbar.

➤ **Unterschiede zwischen locker gelagerten trockenen und nassen Sand:**

Die Ergebnisse der Tests vom locker gelagerten trockenen Sand und locker gelagerten gesättigten Sand sind nicht leicht zu interpretieren.

Im trockenen Sand sind zwei Phänomene ersichtlich:

- Das erste Phänomene bezieht sich auf eine Druckwelle, welche zu einer Sprungbewegung in der Sandschicht auf sehr kleiner Fläche führt (Radius ca. 20mm, ident mit dem Pfahlradius).
- Das zweite Phänomene verursacht eine komplette Hebung der Sandfläche über eine große Fläche (Radius größer 100mm). Die totale Hebung ist größer als die Sprunghebung aus dem ersten Phänomen.

Abbildung 5-41 zeigt zwei Bilder eines Tests eines locker gelagerten trockenen Boden. Im oberen Bild ist die kleine Sprunghöhe ersichtlich. Im unteren Bild (75ms später) ist die komplette Hebung ersichtlich.

Das Verhalten des locker gelagerten trockenen Sandes ist nicht linear. Die Anfangsverschiebung des Pfahles beträgt 35mm, begrenzt mit der max. zulässigen Verschiebung der Membrane oberhalb der Pfahlspitze und der Verrohrung. Jedoch ist eine Gesamthebung von 1mm an der Oberfläche nach dem Test ersichtlich (Auflockerung).

Im locker gelagerten gesättigten Sand beträgt die Anfangsbewegung der Pfahlspitze nur ein paar Millimeter.

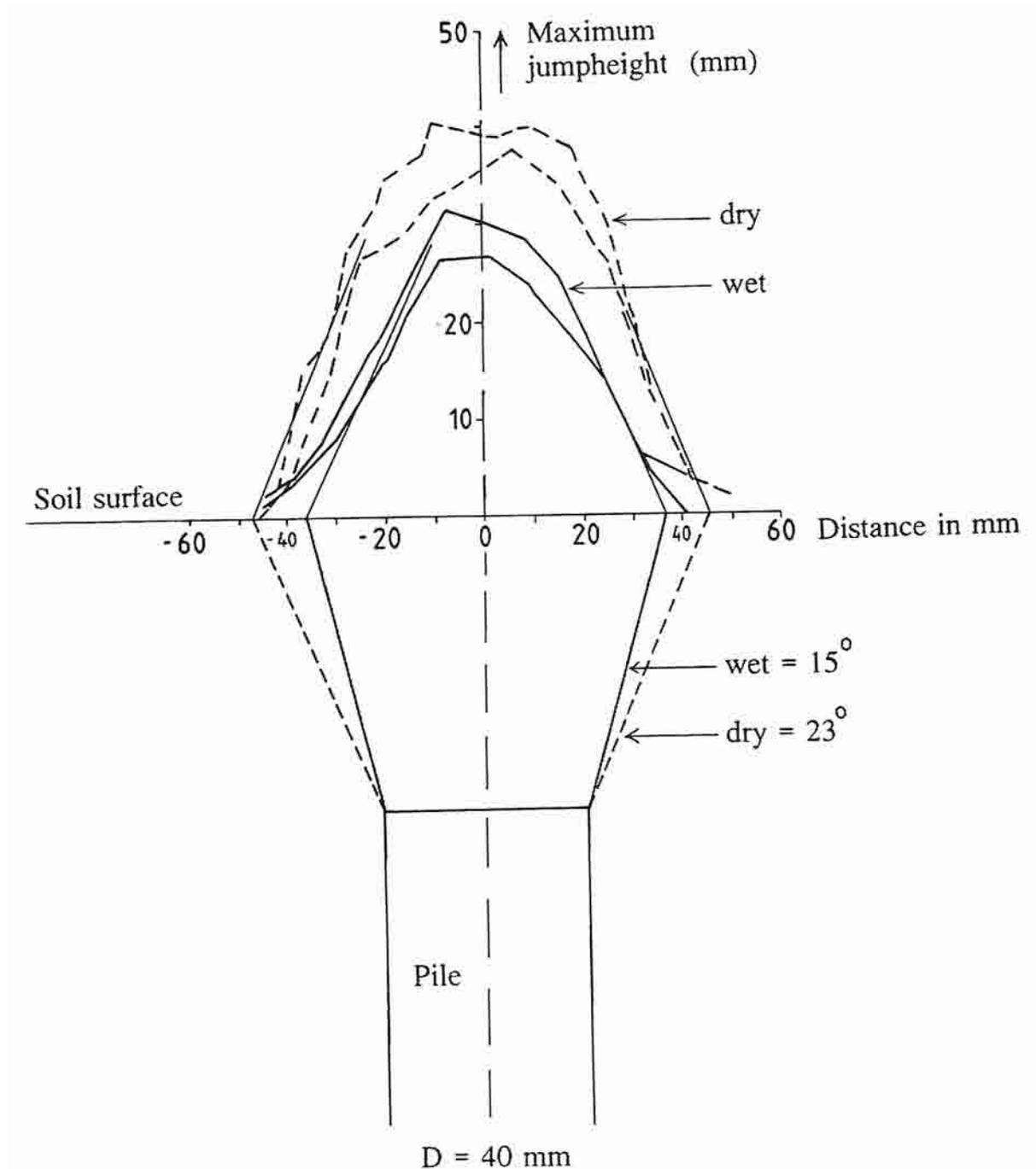


Abbildung 5-40: Zeigt die Sprunghöhe für gesättigte und trockene Böden (je zwei Tests), beide mit Saugspannung. Die max. Sprunghöhe ist um den Faktor 2 überhöht [HÖLSCHER]

➤ **Vergleich zwischen locker und dicht gelagerten nassen Sand:**

Der Vergleich von dicht gelagerten und locker gelagerten gesättigten Proben bringt zwei Differenzen zu Tage:

- Die Sandschicht des dicht gelagerten gesättigten Bodens weist eine höhere Sprunghöhe auf,
- Die Sandschicht des locker gelagerten gesättigten Bodens weist eine größere bewegte Fläche auf.

Das bedeutet, dass die locker gelagerten Proben eine geringere Energieabstrahlung über eine größere Fläche haben. Dies bestätigt sich damit, dass locker gelagerte Böden einen geringeren Schermodul besitzen.

5.5.2.5 Diskussion

Die Reproduzierbarkeit des Stoßes ist gut.

Die Intensität des Stoßes kann abgeleitet werden von der Kugelgeschwindigkeitsmessung.

Die Reproduzierbarkeit der Grenzbedingungen der Bodenprobe ist in praktischer Hinsicht nicht exakt anwendbar.

Die Reproduzierbarkeit des Gesamtsystems erscheint stabil, da die weiteren Ergebnisse unter gleichen Gesamtbedingungen annähernd ident sind.

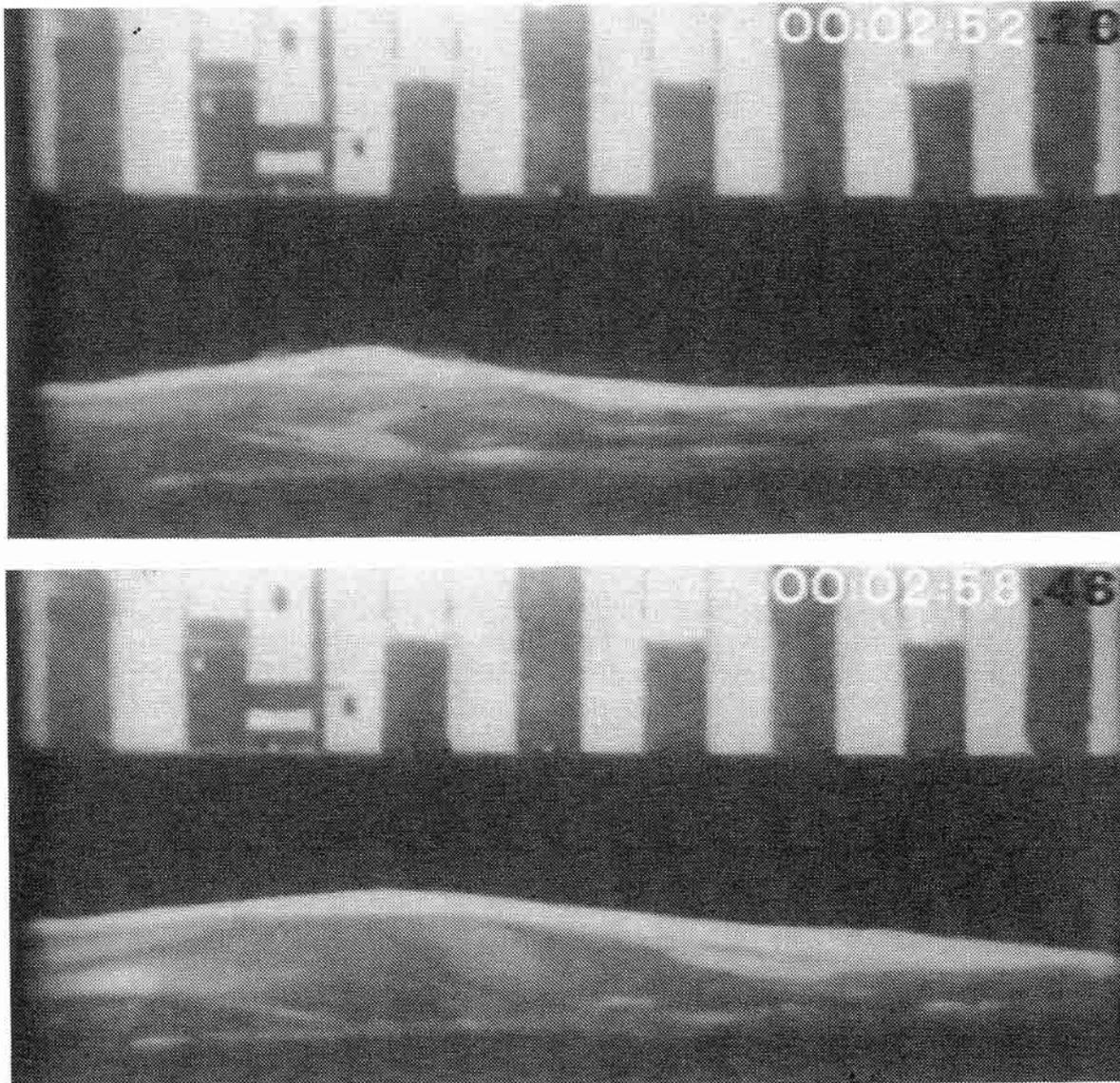


Abbildung 5-41: Zwei Bilder eines Tests eines locker gelagerten trockenen Boden. Im oberen Bild ist die kleine Sprunghöhe ersichtlich. Im unteren Bild (75ms später) ist die komplette Hebung ersichtlich [HÖLSCHER]

Für dicht gelagerte Proben ist der Unterschied zwischen trockenen und gesättigten Proben zu erwarten. Die Anfangsverschiebung am Pfahl ist gering, nicht-linearität ist ebenfalls zu erwarten.

Die Tests mit locker gelagerten Böden können nicht einfach interpretiert werden, da das Bodenverhalten unter dem Einfluss der nicht-linearität liegt. Der Einfluss der Festigkeit kann nicht ausgeschlossen werden.

5.5.3 In-situ Messung nahe einer dynamisch beanspruchten Pfahlspitze

5.5.3.1 Einführung

[Geerling und Smits, 1995] berichten über eine große Anzahl von Anwendungen von Druckwellentests bei Pfählen. Einer dieser Test beinhaltet die Messung des Porenwasserdruckes und der Beschleunigung im Boden nahe des Pfahls mit einer hohen Abtastrate während des **Pfahlrammens, dynamischen Belastung** und **statnamischen Belastung**; und der Messung der Bodenspannung und des Porenwasserdruckes mit einer geringeren Abtastrate während der statischen Belastung. Die Messungen mit der hohen Abtastrate werden hier behandelt; die Messungen während der statischen Belastung werden hier nicht behandelt.

5.5.3.2 Beschreibung der Messgrößen

➤ Bodenbeschreibung und Pfahl:

Der Boden besitzt eine weiche Zustandsform. Der Kegelwiderstand während der Drucksondierung wird in *Abbildung 5-42* gezeigt. Von der Oberfläche bis ca. 15m Tiefe wurde ein weicher Boden angetroffen (schluffiger Ton, schluffiger Sand und Torf) mit einzelnen dünnen Sandschichten. Unterhalb von 15m wurde eine feste Sandschicht angetroffen. Diese Sandschicht kann in der Regel als Tragfähig eingestuft werden (ohne hier detailliert auf die Bauwerkslasten einzugehen). Der Testpfahl ist ein vorgespannter Fertigteilbetonpfahl mit den Querschnittsmassen von 25*25 cm². Der Pfahlkopf und die Spitze sind mit Messgeräten ausgestattet. Das Rammgerät ist ein ICH Hammer (ICE SC-40).

➤ Messung im Boden:

Drei Beschleunigungsmesser und vier Porenwasserdruckmesser sind im Boden installiert; diese wurden vor der Rammung eingebaut. Die Pos. sind aus den Tab. (5-11) und *Abbildung 5-43* ersichtlich.

Drei Porenwasserdruckmesser sind rund um den Pfahl angeordnet, etwas oberhalb der endgültigen Pfahlspitze.

Zwei Beschleunigungsmesser sind in der gleichen Tiefe installiert.

Der vierte Porenwasserdruckmesser und der dritte Beschleunigungsmesser sind in einem installiert, 20cm unterhalb der endgültigen Pfahlspitze. Um die Messungen in der Nähe des Pfahles durchführen zu können, ohne Störung durch event. Bodenauflockerungen, wird ein Rohr (Durchmesser 15cm) im Einfallswinkel von 60 Grad abgeteuft. Durch dieses Rohr werden die Messgeräte in den Boden auf ihre endgültige Pos. eingebaut.

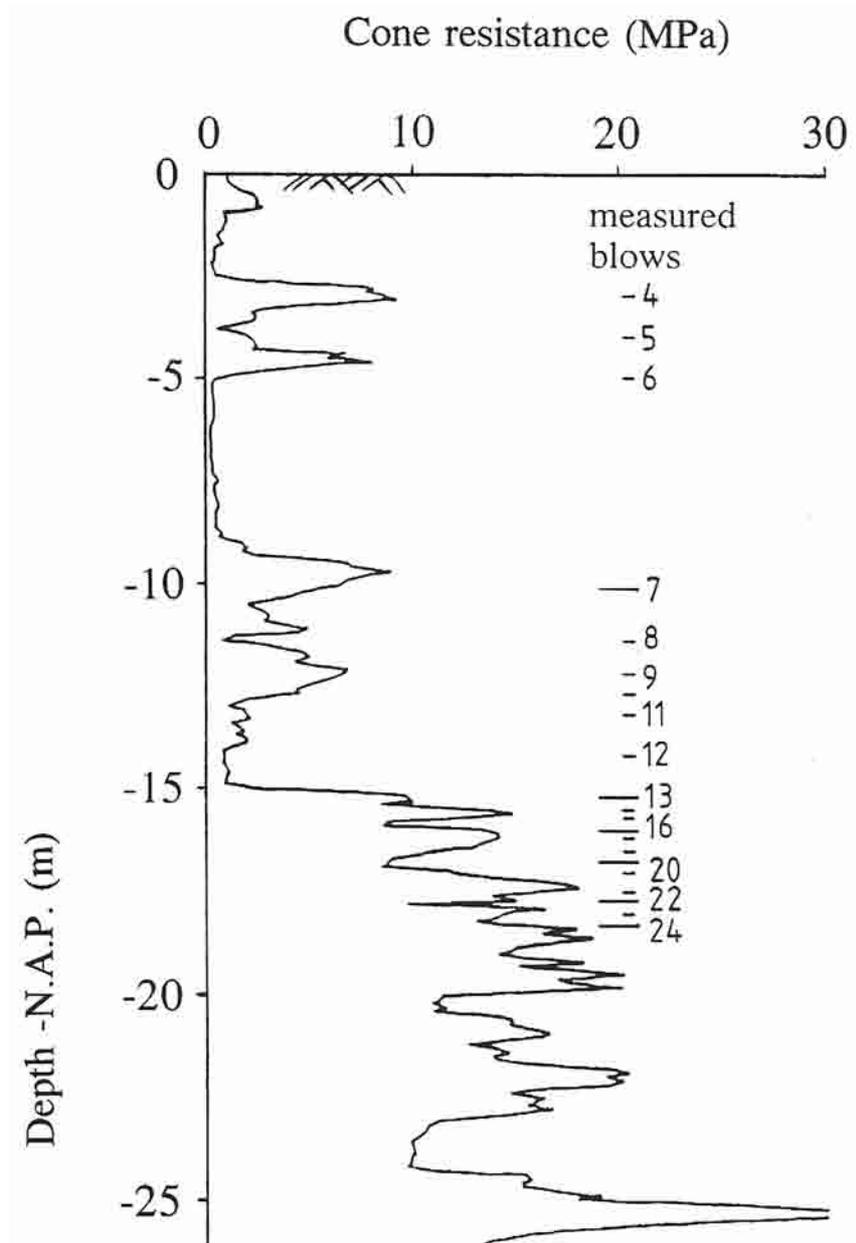


Abbildung 5-42: Ergebnis der Drucksondierung mit Angabe der Schläge der Rammsondierung SPT (rechts im Bild) [HÖLSCHER]

Signalaufnehmer	Nr.	Abstand zum Pfahl [m]	Tiefe von GOK [m]	Type
Wasserdruck	1	0,7	17,1	hydr. Druckmessgeber
	2	1,0	17,1	hydr. Druckmessgeber
	3	1,0	16,2	hydr. Druckmessgeber
	4	0,5	18,4	hydr. Druckmessgeber
Beschleunigung	1	1,5	17,2	servo elektr.
	2	1,5	17,2	servo elektr.
	3	0,5	18,4	servo elektr.
Bodendruck	1	0,8	18,9	statisch
	2	1,6	18,9	statisch

Tabelle 5-11: Positionen der Messwertwandler

Die Porenwasserdruckmesser sind hydraulische Druckmessgeber; die Kalibrierung zeigt ein lineares Verhalten bis 1.000 Hz.

Die Beschleunigungsmesser sind Servo-elektrische Signalaufnehmer; lineares Verhalten bis 300 Hz, höhere Frequenzen müssen ausgefiltert werden.

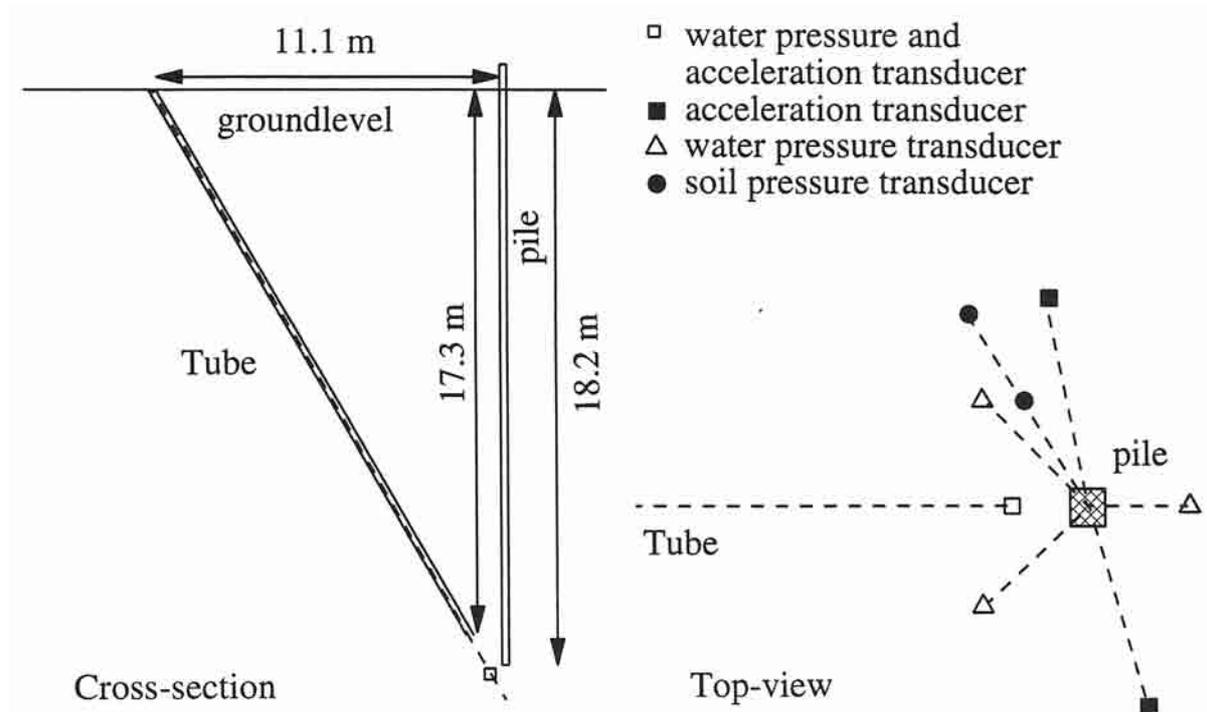


Abbildung 5-43: Positionen der Messwertwandler [HÖLSCHER]

➤ **Messprogramm:**

Während der **Rammung** werden die Messungen für verschiedene Tiefenstufen aufgezeichnet. *Abbildung 5-42* zeigt die Anzahl der Schläge pro Maßeinheit als Rammsondierung.

Drei Tage nach der Rammung wird der **Dynamische Test** (drei Tests) durchgeführt.

Zwei Tage später wird der **quasi-statische (=Statnämische) Test** durchgeführt. [Birmingham, Janes und Horvath, 1991] beschreiben diesen Testvorgang erstmals näher.

5.5.3.3 Ergebnisse der Messgrößen während des Rammvorganges⁶⁵

➤ **Porenwasserdruckmessung:**

Der Porenwasserdruck wird in verschiedenen Tiefen während des Rammvorganges ermittelt. *Abbildung 5-44* zeigt entsprechende Messwerte abhängig von der Tiefe der zu rammenden Pfahlspitze.

⁶⁵ Vergleiche Gl. (5-41).

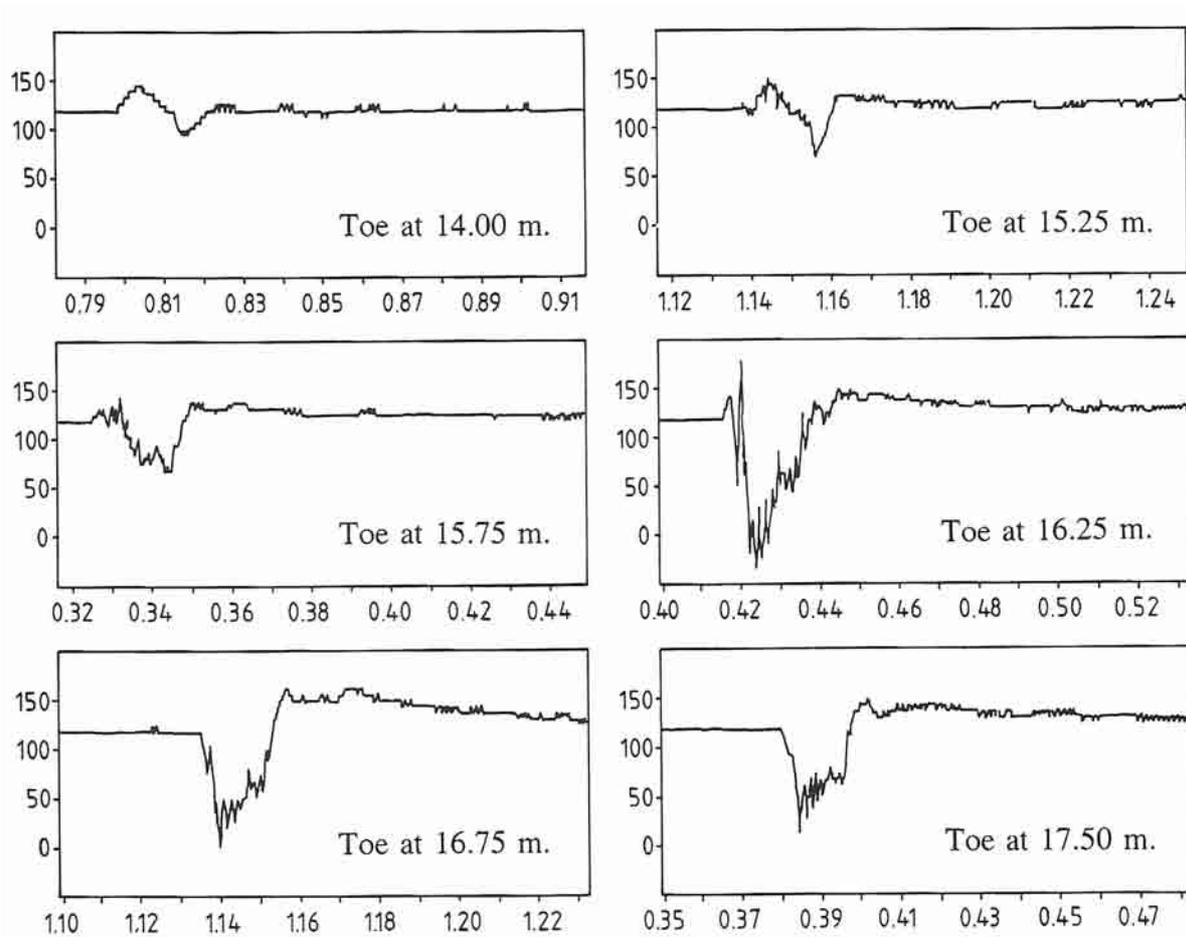


Abbildung 5-44: Porenwasserdruck während der Rammung für verschiedene Teufen gemessen an der Pfahlspitze, Horizontal: Zeit [s], Vertikal: Porenwasserdruck [kPa]. [HÖLSCHER]

Ab einer Distanz von ca. 1 - 1,5m zwischen Pfahlspitze und Porenwasserdruckmesser ändert sich der Charakter der gemessenen Porenwasserdruckkurve.

Wenn der Pfahl noch „weit entfernt“ ist, entsteht zuerst eine Kompression und anschließend eine Dekompression (Kompression ist pos.)

Wenn der Pfahl nahe des Porenwasserdruckmessers ist, entsteht zuerst eine Dekompression und zweitens eine Kompression.

Die Beobachtung zeigt, dass die Kompressionswelle durch den Schlag im Boden entsteht, aber die vertikale Fortpflanzung unterhalb der Pfahlspitze in einer limitierten Zone erfolgt *Abbildung 5-45*. Das Phänomen mit dieser limitierten Abstrahlungszone wurde mit Hilfe der Finiten Elemente Methode berechnet [Hölscher, 1992].

➤ **Beschleunigungen:**

Die gemessenen Beschleunigungen können als Interpretationsmöglichkeiten gewertet werden. Jeder Beschleunigungsmesser besteht aus drei senkrecht aufeinander stehenden Wandlern.

- **Erstens:** Die gemessenen Signale werden soweit gedreht bzw. transformiert, um Signale in Form von zylindrischen Koordinaten r, z, ϕ mit der Pfahlachse (Annahme: Pfahlachse ist lotrecht) als Basis zu erhalten.
 - Die r -Achse ist horizontal in Richtung zum Wandler,
 - Die z -Achse ist vertikal abwärts,
 - Die ϕ -Achse ist horizontal und senkrecht zur Richtung des Wandlers.

Das Signal des Wandlers, welcher in Richtung des Rohres installiert ist, rotiert mit über 30 Grad um die Achse. Die Signale aller Wandler rotieren um die vertikale z-Achse, somit die ϕ -Komponenten Null werden. Diese Rotationen werden als unabhängig von der Tiefe der Pfahlspitze angenommen.

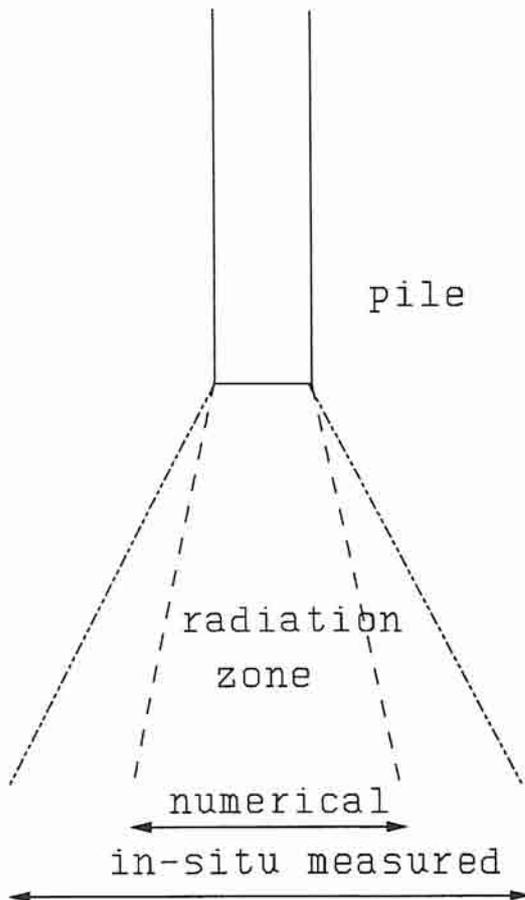


Abbildung 5-45: Phänomen mit dieser limitierten Abstrahlungszone [HÖLSCHER]

- **Zweitens:** Die gemessenen Signale werden integriert nach der Zeit, nach Subtraktion des Mittelwertes. Dies führt zu einem Geschwindigkeitssignal. Dieses Geschwindigkeitssignal wird nochmals nach der Zeit integriert, nach Subtraktion des Mittelwertes der Geschwindigkeit.

Für dieses Messprogramm können die Geschwindigkeit und Feldverschiebungen für verschiedene Zeitzustände hergeleitet werden.

Diese Interpretation der Messdaten basiert auf der Annahme, dass die Signalantwort eines Wandlers für Stöße mit der Pfahlspitze bei mehrfach größeren gleichen Distanzen zu den Wandlern symbolisch gleich zu setzen ist, wie die Signalantwort des Bodens bei unterschiedlichen kleineren Distanzen zur Pfahlspitze bei einem Einzelstoß.

Es erfolgt eine Evaluierung der Messergebnisse von aufeinander folgender Stossversuche mit anschließender Umwandlung des Versuches in einen Einzelstoßversuch. Die Absicherung des Lösungsweges hängt ab von:

- der Homogenität des Bodens,
- der Variation der Energie pro Stoß und
- der höchsten Wellengeschwindigkeit im Boden.

Die Homogenität der Sandschichten ist in *Abbildung 5-42* ersichtlich.

Die Variation der Energie pro Stoß ist gering, siehe auch [Geerling und Smits, 1995].

Die Wellengeschwindigkeit wird zum synchronisieren der Messsignale verwendet. Diese sind notwendig, falls die Messungen im Boden nicht synchronisiert sind mit den Messungen im Pfahl.

Abbildung 5-46 zeigt die erfassten Feldgeschwindigkeiten (v_r, v_z) zu drei Momentanaufnahmen im Zeitabstand von 15 ms. Falls die Geschwindigkeit aus den zwei Messeinrichtungen 1,5 m vom Pfahl ermittelt wird, welche immer gleich sind, wird nur der Geschwindigkeitsvektor in *Abbildung 5-46* gezeigt.

Abbildung 5-46.a zeigt eine große Teilchengeschwindigkeit 0,5 m vom Pfahl unter der Pfahlspitze; diese Geschwindigkeit wird mit der Kompressionswelle in Zusammenhang gebracht. Die horizontale (radiale) Komponente ist durchaus groß; welches als Zusammenhang mit der Penetration in den Boden gebracht wird.

15ms später zeigt *Abbildung 5-46.b*, dass die Bodenpartikel unterhalb des Pfahles eine Aufwärtsgeschwindigkeit durchführen. Dies beschreibt eine typische elastische Entlastung. Die vertikale Abwärtspartikelgeschwindigkeit in *Abbildung 5-46.a* setzt sich in einer horizontalen Komponente fort, welche in *Abbildung 5-46.b* als große abwärts gerichtete Partikelgeschwindigkeit bei den Wandlern 1,5m neben dem Pfahl ersichtlich ist.

30ms später zeigt *Abbildung 5-46.c*, dass sich der Boden nahe der Pfahlspitze mit einer sehr kleinen Geschwindigkeit nach unten bewegt. Allerdings, die aufwärts bewegende Partikelgeschwindigkeit unter der Pfahlspitze in *Abbildung 5-46.b* setzt sich in horizontaler Richtung in einer ebenfalls aufwärts gerichteten Geschwindigkeit 1,5m vom Pfahl entfernt fort.

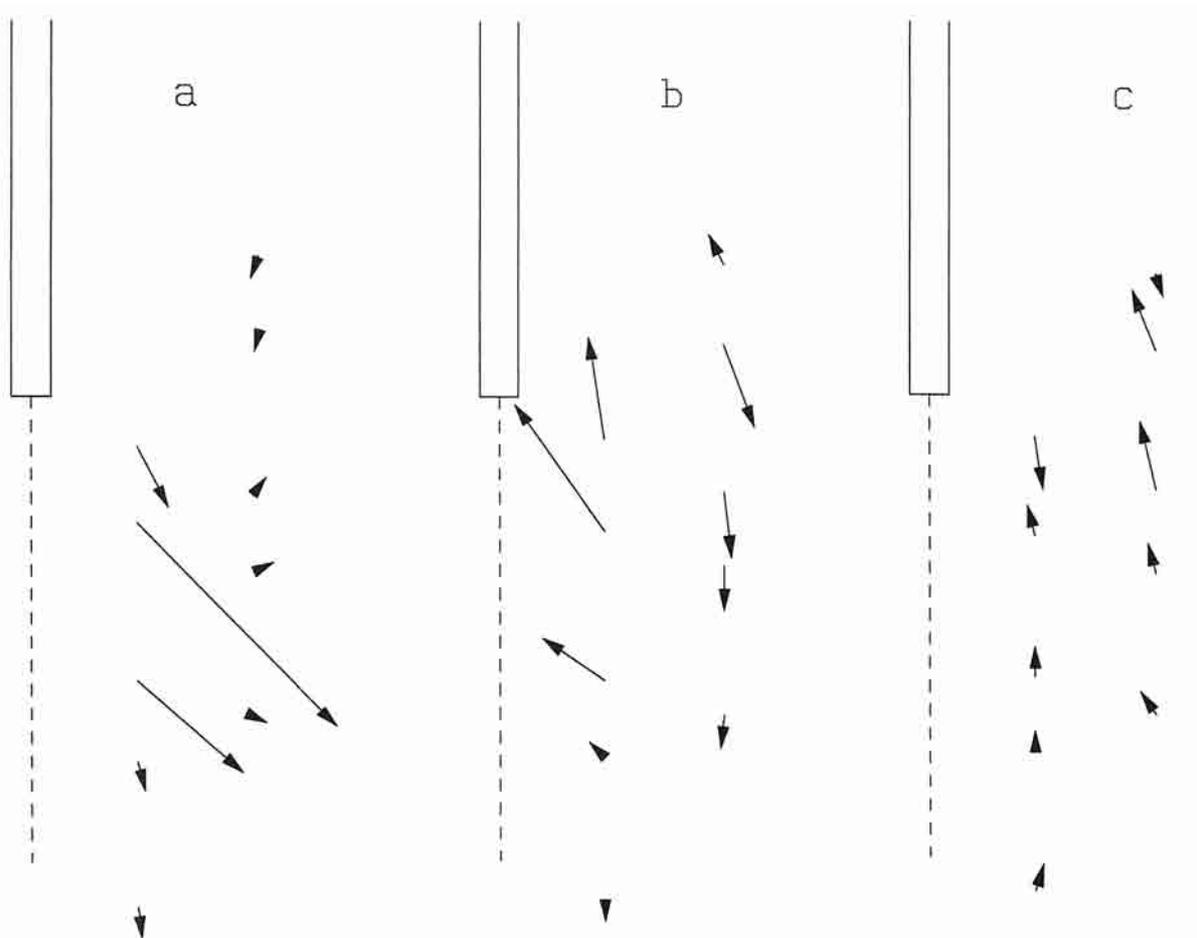


Abbildung 5-46: Geschwindigkeitsvektoren in einer Sandschicht [HÖLSCHER]

Abbildung 5-47 zeigt die Feldverschiebungen an sechs Zeitpunkten, nämlich: 10, 20, 30, 40, 50, und 60 ms. Diese Abb. zeigt ein ähnliches Ergebnis wie *Abbildung 5-46*. Die Endverschiebung kann aber aufgrund des statistischen Rauschens nicht exakt ermittelt werden.

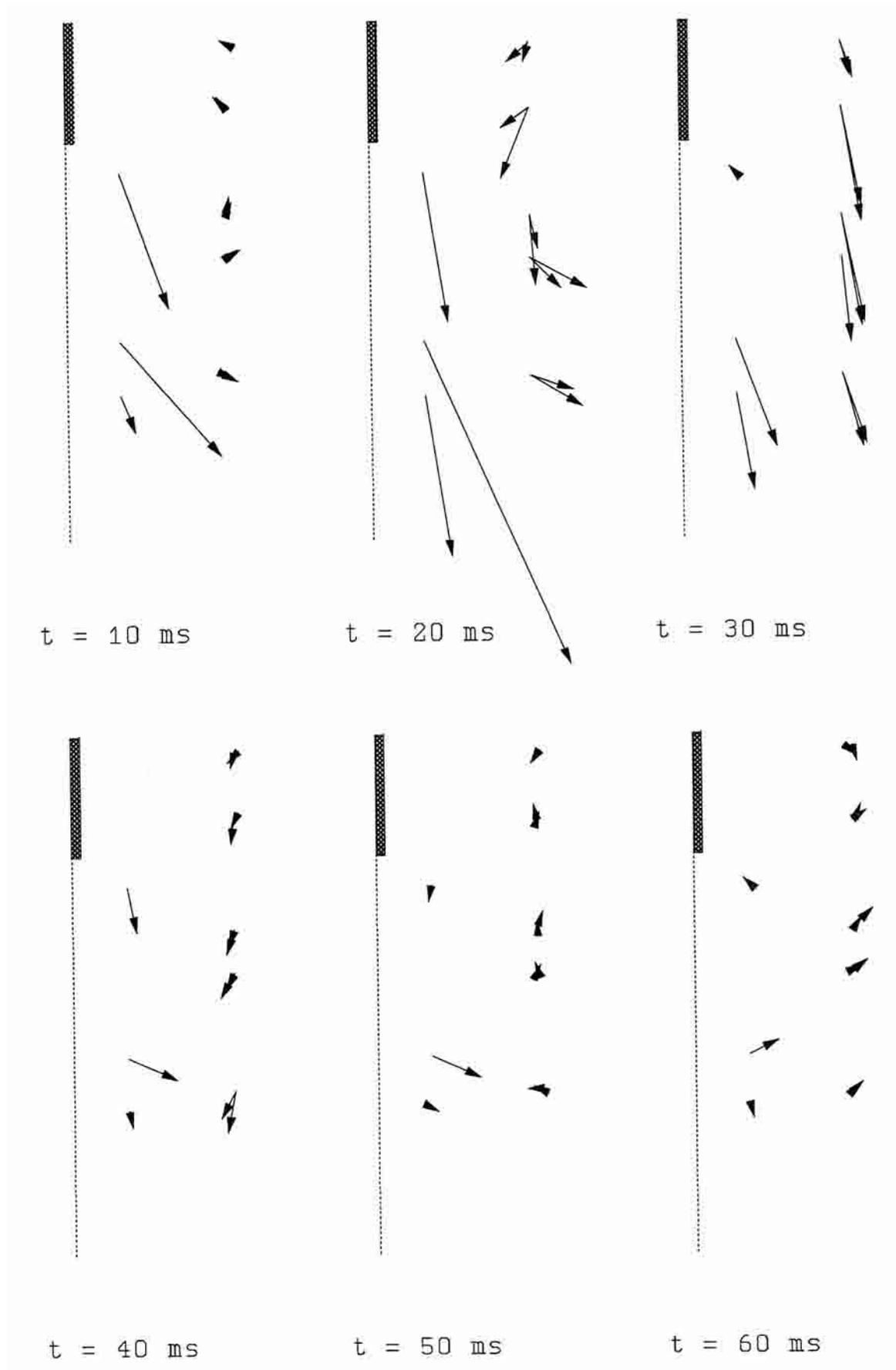


Abbildung 5-47: Geschwindigkeitsvektoren zu sechs Zeitpunkten in einer Sandschicht [HÖLSCHER]

5.5.3.4 Dynamischer Test⁶⁶

Nach dem Rammvorgang erfolgt der dynamische Test. Dafür wird der gleiche Hammer verwendet. Das fallenlassen des Hammers entspricht einer Kraft von 15,6 kN (= 1,56 to) auf den Pfahlkopf. Die Signalmessung während des dynamischen Tests kann verglichen werden mit der Messung während des Rammvorganges, da die Pfahlpenetration während des dynamischen Tests nur im cm Bereich liegt.

Abbildung 5-48 zeigt das Geschwindigkeitssignal aufgenommen mit einem Wandler nahe dem Pfahl während eines Rammschlages und während eines dynamischen Tests. Die charakteristische Antwort ist in beiden Fällen ähnlich, besonders das Ankommen der Welle (abwärts-aufwärts Bewegung). Die Dämpfung ist unterschiedlich, vielleicht hervorgerufen durch die unterschiedlich plastischen Deformationen.

Der Unterschied in vertikaler und horizontaler Geschwindigkeit ist beträchtlich. Diese Differenz kann nicht mit der Aufprallkraft des Hammers erklärt werden: der Energielevel während des dynamischen Test ist etwas geringer als beim Rammen. Ein Unterschied in der Steifigkeit und Festigkeit des Bodens rund um die Pfahlspitze und ein Unterschied in der Mantelreibung könnte eine Ursache sein.

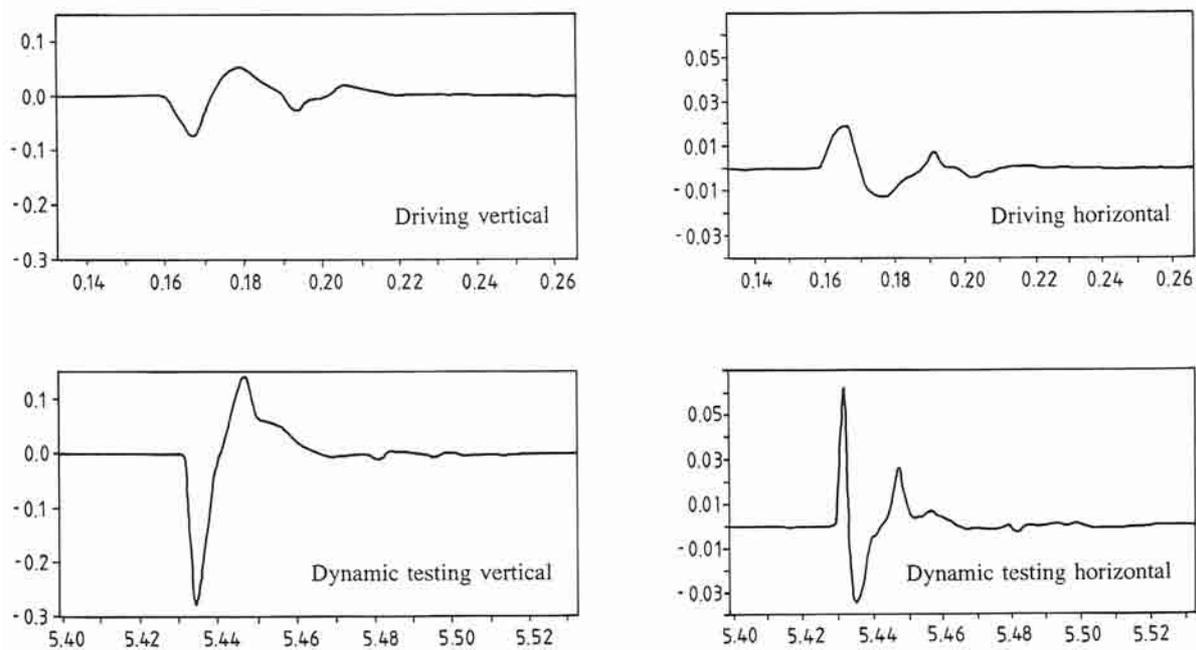


Abbildung 5-48: Vergleich der Geschwindigkeitsmessung während der Rammung (oben) und während des dynamischen Tests (unten), jeweils horizontal und vertikal; Abszisse: Zeit [s], und Ordinate: Geschwindigkeit [m/s]. [HÖLSCHER]

Für die Interpretation muss noch bedacht werden, dass der Beschleunigungsmesser 20cm unter dem Level der Pfahlspitze und ca. 50cm neben der Pfahlspitze stationiert ist. Gemäß den Erkenntnissen des letzten Abschnittes, müssen alle Messaufnehmer außerhalb des Abstrahlungskegels sein, welcher unter der Pfahlspitze des letzten Schlages beim Rammen oder beim dynamischen Test entsteht.

⁶⁶ Vergleiche Kap. 6.3.

5.5.3.5 Quasi-statischer Test (=Statnamischer Test)⁶⁷

Abbildung 5-49 zeigt Ergebnisse der Wasserdruckmessungen für den letzten Schlag der Rammung, den dynamischen Test und den statnamischen Test.

Aus dieser Abb. ist auch ersichtlich, dass die Dauer des statnamischen Abbaues des Wasserdruckes länger dauert als bei dynamischen Tests. Nach der Transformation ergibt sich ein Hauptfrequenzbereich von 30 Hz für den dynamischen Test und 8 Hz für den statnamischen Test.

Weiters ist auch ersichtlich, dass die Zeitabhängigkeit fast gleich ist: zuerst nimmt der Porenwasserdruck ab, um anschließend wieder zu steigen. Für das Rammen lässt sich das Verhalten mit der Tatsache erklären, dass die Kompressionswelle unter der Pfahlspitze nur in einer limitierten Region abstrahlt.⁶⁸ Oberhalb des Niveaus der Pfahlspitze, wo der Porenwasserdruckmesser installiert ist, wird die Wellenfortpflanzung in den Boden weitergeleitet. Diese weitergeleiteten Wellen führen zuerst zu einer Abnahme des Porenwasserdruckes, gefolgt von einer Zunahme infolge der elastischen Entlastung.

Während der statnamischen Prüfung treten hohe Porenwasserdrücke auf. Um eine Abschätzung für die Bedeutsamkeit des Porenwasserdruckes zu geben, kann die Kraft am Pfahlkopf während des statnamischen Tests verglichen werden mit der Kraft beim dynamischen Test. Leider ist aber die Kraft während des statnamischen Tests nicht abkömmlich.

Die Konsolidierungszeit des Bodens rund um die Pfahlspitze beträgt 100 bis 200 ms, ermittelt aus den Messungen des Porenwasserdruckes während des Rammens. Diese Zeit ist verhältnismäßig relativ lang im Vergleich zur Ladungszeit während des statnamischen Tests.

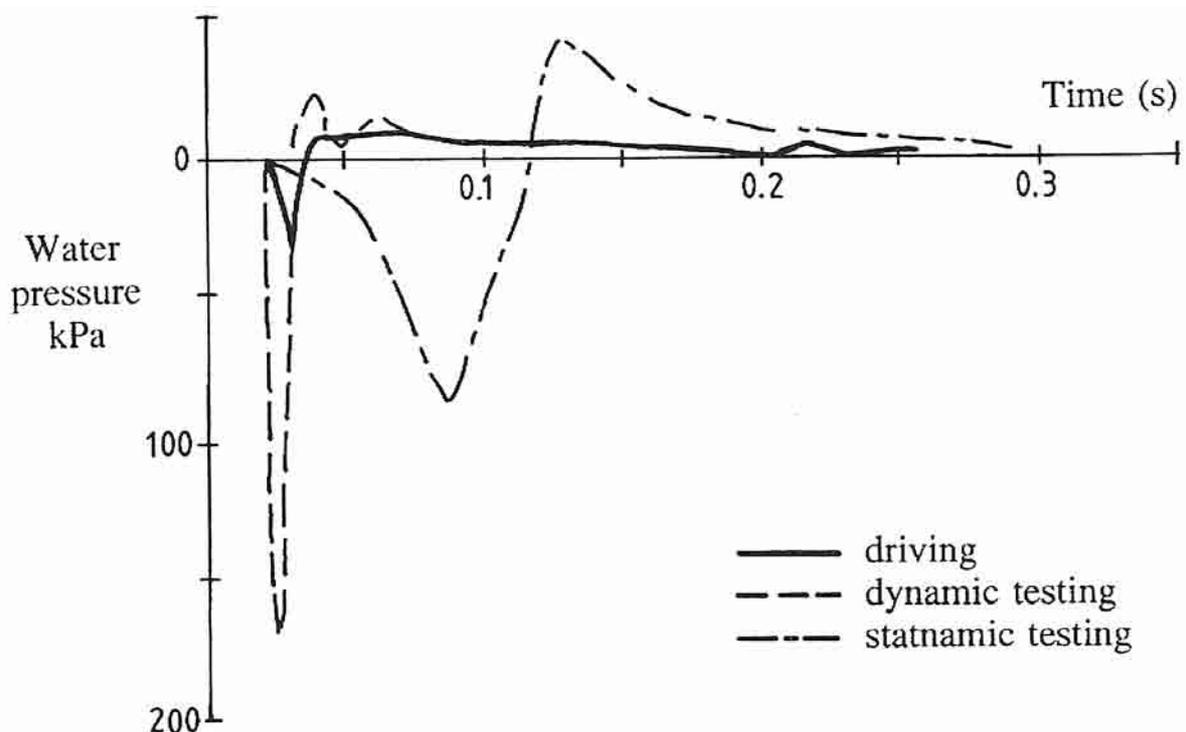


Abbildung 5-49: Porenwasserdruckvergleich bei Rammung, dynamischer Prüfung und statnamischer Prüfung [HÖLSCHER]

⁶⁷ Vergleiche Kap. 6.4.

⁶⁸ Vergleiche Kap. 5.5.3.3.

Abbildung 5-50 zeigt die vertikale Geschwindigkeit gemessen 0,5 und 1,5 m neben der Pfahlachse. Daraus ist ersichtlich, dass die max. Geschwindigkeit an verschiedenen Zeitmomenten auftritt. Der Zeitunterschied ist gering, aber es führt zu einer Wellengeschwindigkeit von $c = \Delta x / \Delta t = 1,0 / 0,012 = 80 \text{ m/s}$. Die Wellengeschwindigkeit ist somit im unteren Bereich für die Scherwellengeschwindigkeit von Sand zumutbar.

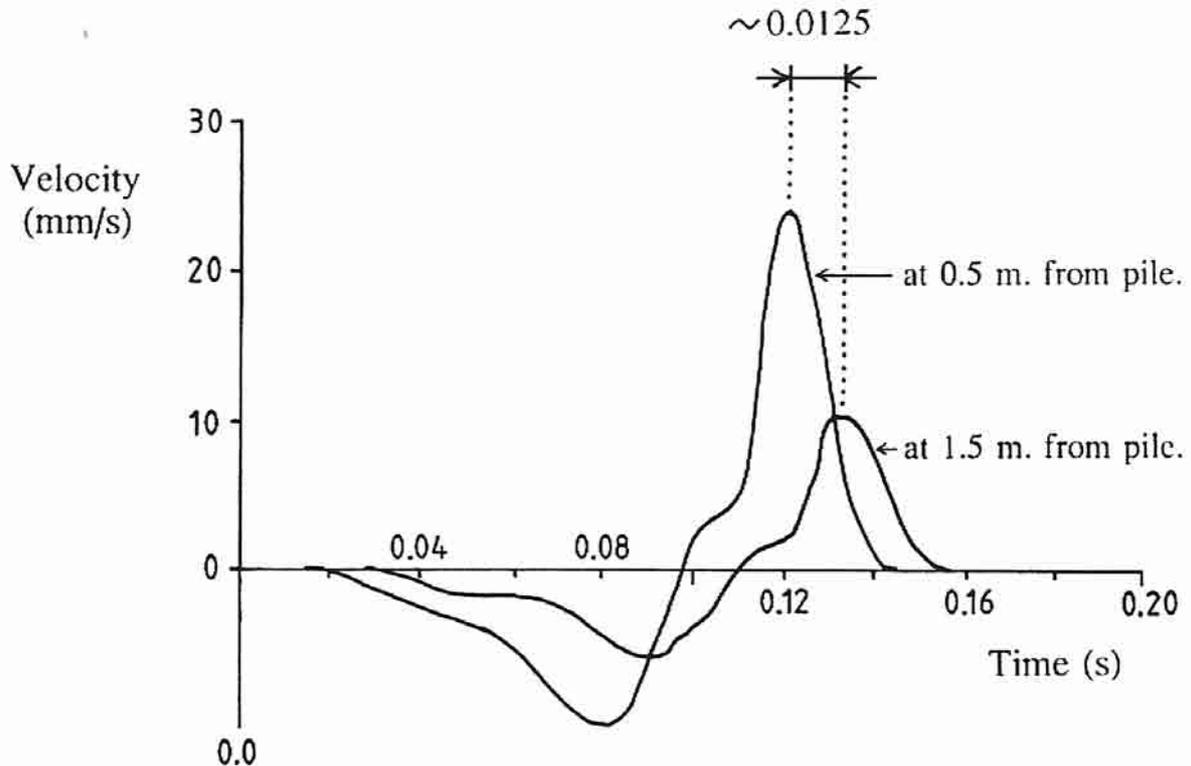


Abbildung 5-50: Vertikale Geschwindigkeit während der statnamischen Prüfung [HÖLSCHER]

5.5.3.6 Erkenntnisse

Basierend auf den Messergebnissen:

- Umfassende Messungen der dynamischen Bodenbewegung nahe der Pfahlspitze während der Rammung sind möglich.
- Diese Ergebnisse sind gut für die physikalische Theorie, dies bietet sich an für Test bei Bodenmodellen, welche in der Pfahldynamik üblich sind.
- Die Theorie der Kegelabstrahlung unter der Pfahlspitze ist bestätigt; die gemessenen Winkel sind größer als die veranschlagten durch die FE Methode.
- Während der Pfahlrammung und des dynamischen Tests weisen die gemessenen Beschleunigungen im Boden oberhalb des Niveaus der Pfahlspitze den gleichen Charakter auf, bis auf die differenzierte Dämpfung.
- Während des statnamischen Tests entstehen signifikante Porenwasserdrücke.

5.6 Simulation des dynamischen Bodenverhaltens

5.6.1 Rammgerät Simulator

5.6.1.1 Einführung

In diesem Kapitel wird die numerische Simulation des Rammsimulators diskutiert. Dieses Kapitel fokussiert zwei Fragen:

- den Unterschied zwischen trockenen und nassen Bodenproben,
- den Unterschied zwischen locker und dicht gelagerten Bodenproben.

5.6.1.2 Numerisches Modell

Das Problem wird als axial symmetrisch betrachtet. Die Materialeigenschaften sind in Tab. (5-12) ersichtlich. Die Differenzen zw. den locker und dicht gelagerten Sand wurden aus den Grundformeln hergeleitet. Die Dauer der Zunahme der Beanspruchung ist ermittelt mit $200\mu s$, die Dauer der Abnahme der Beanspruchung ist mit $600\mu s$ ermittelt worden. Die max. Kraft beträgt 2,1 kN.

Die Grenzbedingungen für die Sandprobe sind zu komplex für eine exakte Beschreibung. Das Verhalten ist abhängig von der Steifigkeit der Behälterwand relativ zur Sandprobe und der Reibung zwischen der Plastikwand und der Sandprobe.⁶⁹ Die Steifigkeit der Probe hängt ab, ob die Probe trocken oder gesättigt ist, und von der Art der Welle (Scher- oder Kompressionswelle). Der Einfachheit halber ist der Sand bei der Pfahls Spitze starr verbunden mit dem Pfahl, der Sand entlang der Verrohrung bewegt sich frei entlang der Verrohrung und der Sand entlang der Gefäßwand bewegt sich ebenfalls frei. Die Membrane ist als freie Strömungsgrenze berücksichtigt. Alle anderen Grenzen sind als nicht frei modelliert. *Abbildung 5-51* zeigt eine Übersicht der Grenzbedingungen.

Variable			Einheit	Wert	Quelle
Kompressionsmodul Wasser		K_f	[MPa]	900	berechnet
Dichte des Wassers		ρ_f	[kg/m ³]	1000	
Scheinbare Masse		ρ_a	[kg/m ³]	0	
Feststoffdichte		ρ_s	[kg/m ³]	2500	berechnet
Porosität	locker	n	[-]	0,45	gemessen
	dicht			0,35	
Permeabilität	locker	k	[m/s]	0,024	gemessen
	dicht			0,012	
Kompressionsmodul Boden	locker	K_s	[MPa]	25	gemessen
	dicht			50	
Schubmodul Boden	locker	G_s	[MPa]	10	gemessen
	dicht			20	

Tabelle 5-12: Elastische Eigenschaften für das simulieren des Rammgerätes

⁶⁹ Entspricht der Adhäsion.

5.6.1.3 Lineare Simulation

Während des Experiments wird die Sprunghöhe der Sandschicht gemessen. Diese Bewegung entsteht ja durch die Verformung der Bodenprobeoberfläche. Diese Geschwindigkeit der Oberfläche wird hier untersucht. Der Sprung in der Sandschicht beginnt, wenn die Geschwindigkeit ein max. erreicht.

➤ Dichter Sand

Abbildung 5-52 zeigt die berechnete Feldgeschwindigkeit dieser dicht gelagerten gesättigten Probe an mehreren Zeitabschnitten. Die Ankunft der Welle an der Pfahlspitze und die Fortpflanzung in der Bodenprobe sind ersichtlich.

Abbildung 5-53 zeigt die vertikale Geschwindigkeit an der Oberfläche der dicht gelagerten Probe an mehreren Zeitabschnitten, nur nach der Ankunft der Druckwellen an der Pfahlspitze.

Zwei Fälle werden betrachtet: gesättigter Sand und trockener Sand, beide dicht gelagert.

Aus *Abbildung 5-53* könnte folgende Aussagen getätigt werden (bei der ersten Ankunft zur Zeit $t=1,4$ ms):

- Die Geschwindigkeit an der Oberfläche der trockenen Probe ist höher als die Geschwindigkeit an der Oberfläche der gesättigten Probe.
- Die Region mit der großen max. Geschwindigkeit an der Oberfläche der trockenen Probe ist entgegen der Region mit hoher Geschwindigkeit der gesättigten Probe.

Tab. (5-13) vergleicht die Messungen der max. Sprunghöhe (im Zentrum der Probe) und die Breite für gesättigten und trockenen Sand. Falls die Geschwindigkeit durch eine indirekte Methode gemessen wurde, kann nur die max. Geschwindigkeit ermittelt werden.

Die berechneten Ergebnisse zeigen einen guten Trend, welche in guter Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen sind. Die berechneten Höhen und Breiten sind etwas höher als die gemessenen. Dies dürfte den Grund darin haben, dass in der Berechnung die **Dissipationsenergie** aufgrund der **nicht-linearität** nicht berücksichtigt wurde.⁷⁰ Die kalkulierte Höhe ist proportional mit der ermittelten Schlagkraft am Pfahlkopf. Für das Hauptziel des Experiments sind aber diese Differenzen in der Sprunghöhe nicht relevant.

⁷⁰ Vergleiche Gl (4-41).

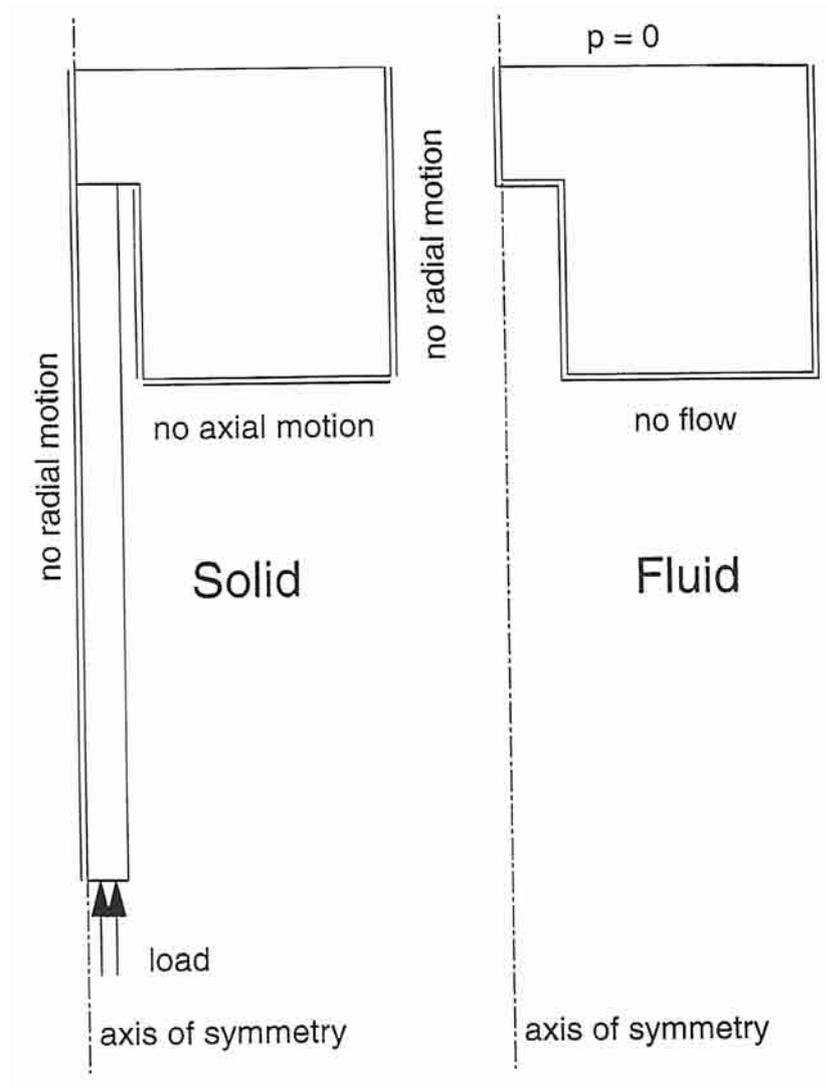


Abbildung 5-51: Grenzbedingungen [HÖLSCHER]

	gesättigter Sand		trockener Sand	
	gemessen	berechnet	gemessen	berechnet
Breite [mm]	35	55	45	85
Höhe [mm]	30	40	40	63

Tabelle 5-13: Vergleich der gemessene und berechneten Ergebnisse für dichten Sand

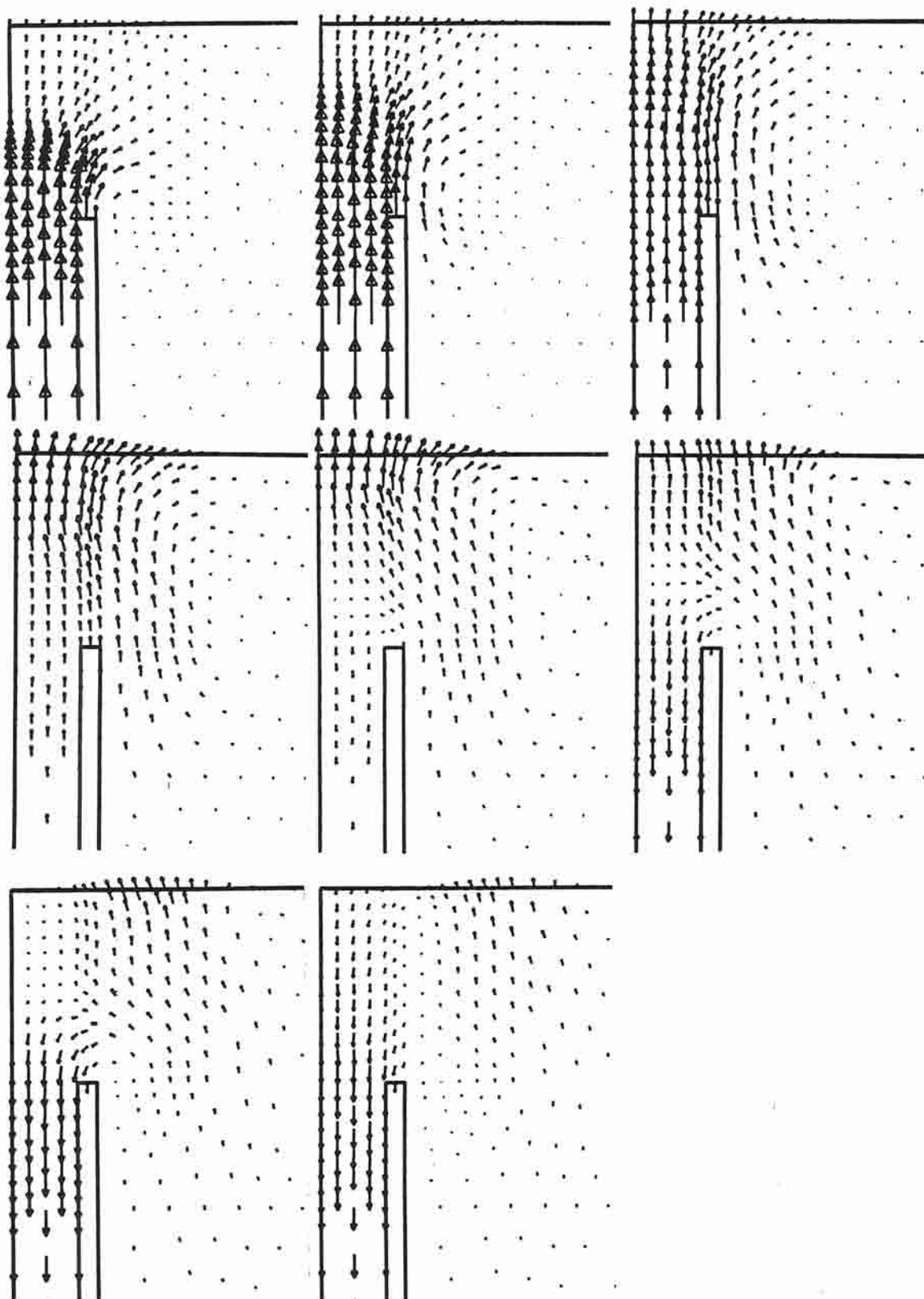


Abbildung 5-52: Geschwindigkeit in einem dicht gelagerten gesättigten Sand [HÖLSCHER]

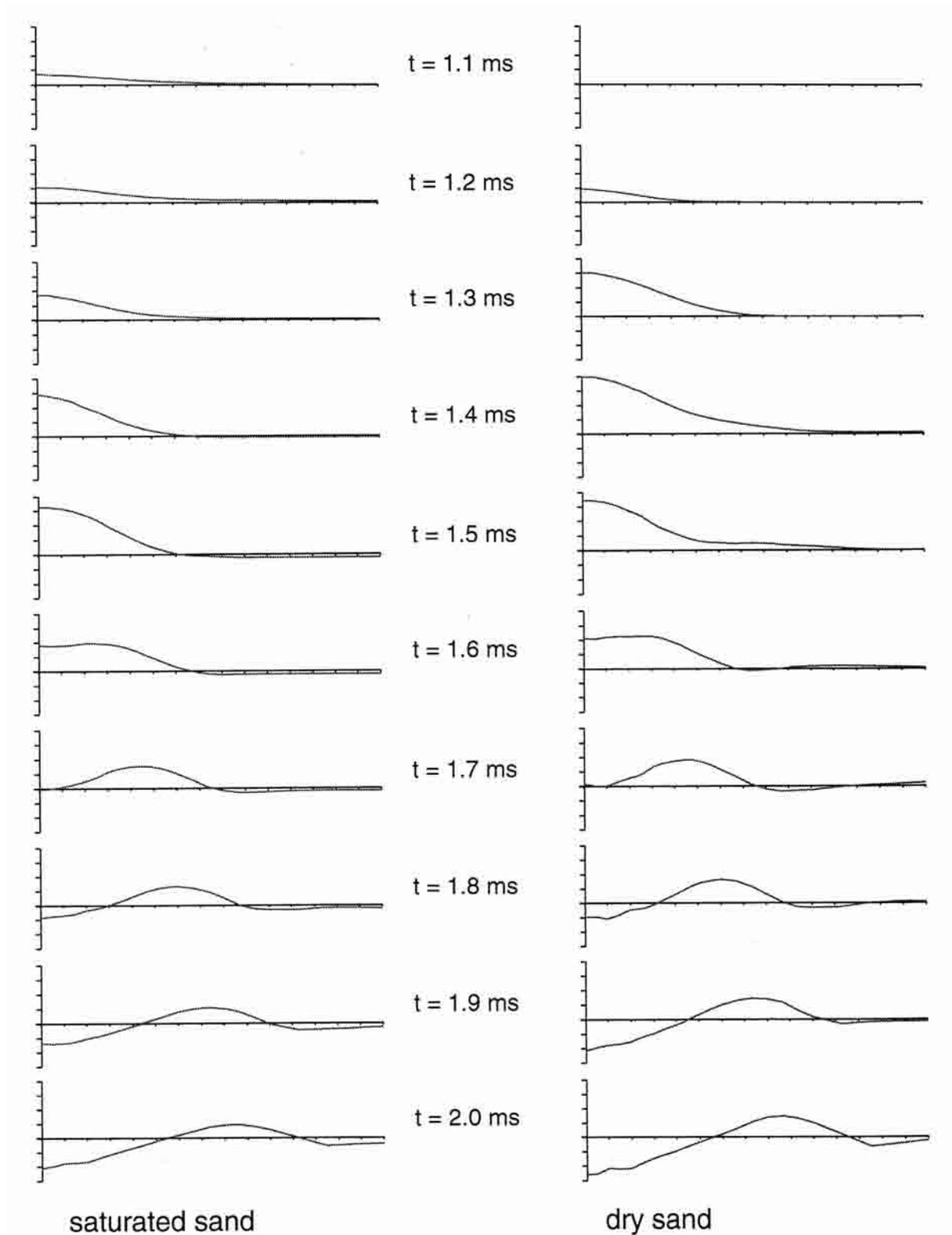


Abbildung 5-53: Vertikale Geschwindigkeit an der Oberfläche für lineares Materialverhalten; Skalenmaßstab: (Horizontal: 1 Einheit = 10mm) (Vertikal: 1 Einheit = 0,3 [m/s]) [HÖLSCHER]

➤ **Locker gelagerter Sand**

Abbildung 5-54 zeigt die vertikale Geschwindigkeit an der Oberfläche der locker gelagerten Probe zu mehreren Zeitpunkten, nach Ankunft der Druckwelle an der Pfahlspitze.

Zwei Fälle werden betrachtet: gesättigter Sand und trockener Sand, beide locker gelagert.

Beim Ergebnis sind als Referenz die Ergebnisse aus der dichten Lagerung mit eingezeichnet. Der Vergleich zeigt, dass die Ergebnisse für dichte und lockere Lagerung mehr oder weniger ident sind, aber in der dichten Lagerung erfolgt der Ablauf schneller, welche auf die höhere Wellengeschwindigkeit im dicht gelagerten Bsp. zurückzuführen ist.

In diesem Experiment sind größere Differenzen zwischen dicht und locker gelagerten Bodenproben ersichtlich. Dies führt daher, dass die Steifigkeit der locker gelagerten Probe zu hoch ermittelt wurde und zweitens die nicht-linearität vernachlässigt wurde. Während des Tests zeigte die locker gelagerte Probe aber ein streng nicht-lineares Verhalten.

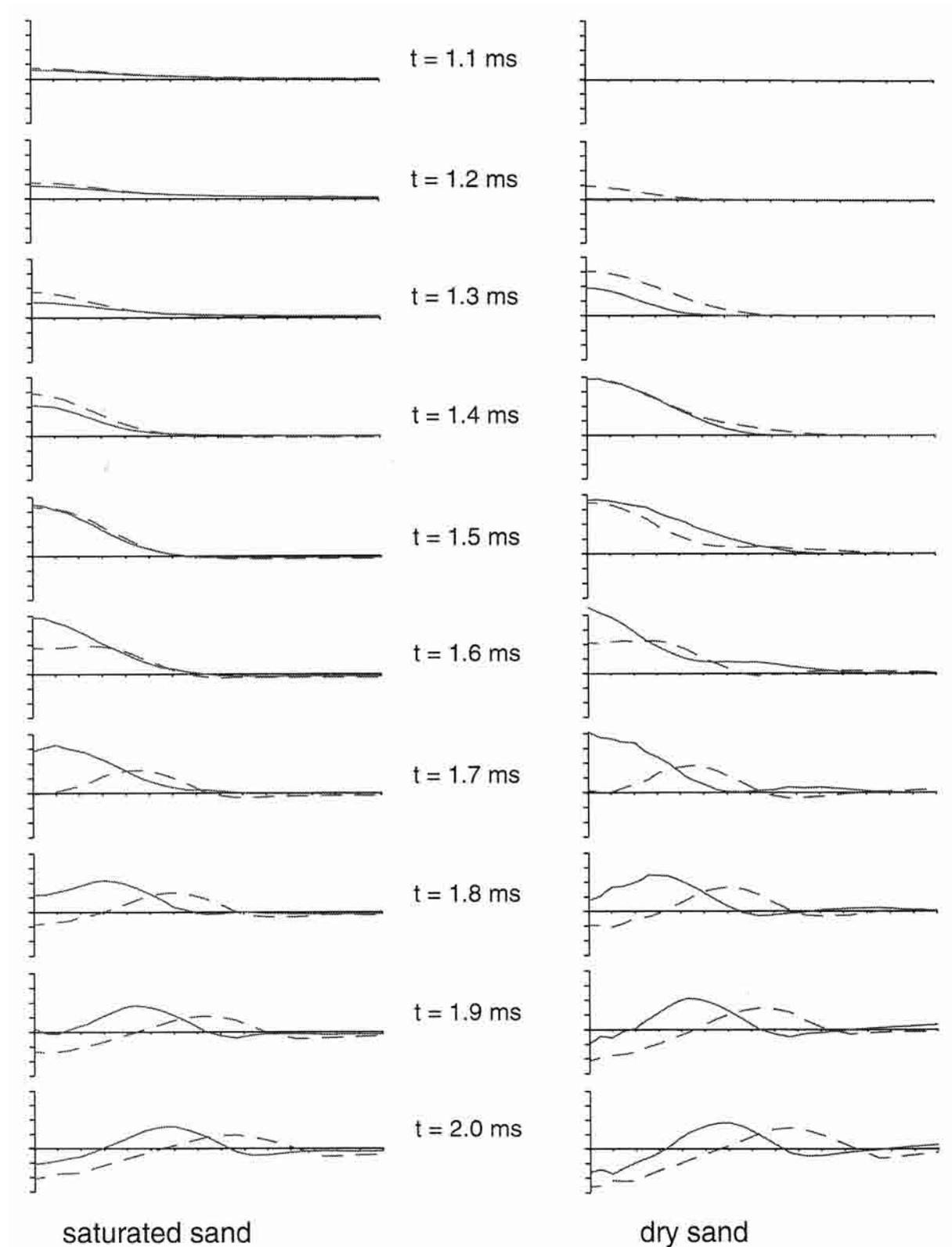


Abbildung 5-54: Oberflächengeschwindigkeiten für gesättigten und trockenen Sand; Skalenmaßstab: (Horizontal: 1 Einheit = 10mm) (Vertikal: 1 Einheit = 0,3 [m/s]), volle Linie: locker gelagerter Sand, gestrichelte Linie: dichter Sand [HÖLSCHER]

6 Pfahlprüfungen

Bei der **Bemessung** von Pfahlgründungen spielen die theoretischen Lösungsansätze eine weniger gewichtige Rolle als bei Flachgründungen, weil deren Tragfähigkeit nicht nur von den Untergrundverhältnissen und den Pfahlbemessungen, sondern auch von der Pfahlart und deren Herstellungsverfahren entscheidend beeinflusst wird. Damit kommt den **Kontrollprüfungen** eine entscheidende Rolle zu. Ein Überblick ist in *Abbildung 6-1* dargestellt.⁷¹



Abbildung 6-1: Methoden der Pfahlprüfung [STAHLMANN, KIRSCH, SCHALLERT, KLINGLMÜLLER, ELMER]

6.1 Statische axiale Pfahlprobebelastung⁷²

6.1.1 Allgemeines

Ein wesentlicher Vorteil von Pfahlprobebelastungen besteht darin, dass sowohl die Untergrundverhältnisse als auch die Pfahlherstellung und die damit entstehenden Veränderungen im Untergrund auf das Tragverhalten durch den Belastungsversuch erfasst werden.

Im Folgenden sind einige wesentliche Punkte zu Pfahlprobebelastungen zusammengestellt.

Weitere Hinweise in

- [Deutsche Gesellschaft für Geotechnik - Arbeitskreis 2.1];
- [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik EA-Pfähle].

6.1.2 Probepfähle

Für Probebelastungen können besondere Probepfähle hergestellt oder Bauwerkspfähle herangezogen werden. Sofern aus Gründen der Durchführbarkeit Probebelastungen vom Maßstab 1:1

⁷¹ Vergleiche Kap. 3.1.

⁷² Vergleiche [Kempfert/Raithel].

abweichen müssen, ist eine Reduzierung der Abmessungen des Probepfahles zulässig. Diese darf das Verhältnis 0,5:1 nicht unterschreiten. Dabei sollte die Reduzierung erst ab Pfahldurchmessern von 0,8m oder größer erfolgen und der reduzierte Durchmesser des Probepfahles sollte nicht kleiner als 0,5m gewählt werden.

Bei Verwendung von Bauwerkspfählen für Probelastungen ist der Einfluss der Vorbelastung durch den Versuch auf das spätere Tragverhalten des Pfahles im Bauwerk zu berücksichtigen.

Wenn an einem Pfahl Probelastungen sowohl in axialer Richtung als auch quer zur Pfahlachse durchgeführt werden sollen, sind die axialen Probelastungen zuerst auszuführen.

Für jede Pfahlart und für jede geotechnisch einheitliche Baugrundsituation (Homogenbereiche) sollte mindestens ein Probepfahl vorgesehen werden. Bei besonders empfindlichen Gebäuden und Bauwerken der geotechnischen Kategorie GK 3 ist die Anzahl der Probepfähle in Abstimmung mit dem geotechnischen Sachverständigen festzulegen.

Bei Mikropfählen sind Probelastungen mindestens an 2 Pfählen, jedoch wenigstens an 3 % aller Pfähle durchzuführen.

6.1.3 Belastungseinrichtungen und Probepfähle

Die Belastung ist zentrisch und axial angreifend mittels hydraulischer Pressen aufzubringen. Als Widerlager für die Presslasten dienen Traversen oder verankerte Belastungsstühle bzw. Totlasten.

Um eine Beeinflussung des Tragverhaltens des Probepfahls möglichst gering zu halten, sind Mindestabstände der Pressenwiderlager nach *Abbildung 6-2* einzuhalten.

Die Pfahleinwirkung sollte für Probelastungen in der Regel so hoch gewählt werden, dass der Grenzzustand GZ 1 (Bruch) erreicht werden kann und damit eines der folgenden Kriterien erfüllt ist:

➤ **Grenzsetzung:**

$$R_{g1} = R(s_g), \quad \text{mit } s_g = 0,1 * D \quad (D: \text{Pfahldurchmesser})$$

➤ **Kriechverhalten:**

$$R_{g1} = R(k_s);$$

wobei k_s ein im Einzelfall vorzugebendes Kriechmaß ist, mit dem die zeitabhängige Verschiebung des Pfahlkopfes unter konstanter Pfahlbelastung festgelegt wird. Zur Definition des Kriechmaßes k_s siehe [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik EA-Pfähle] bzw. [DIN 1054].

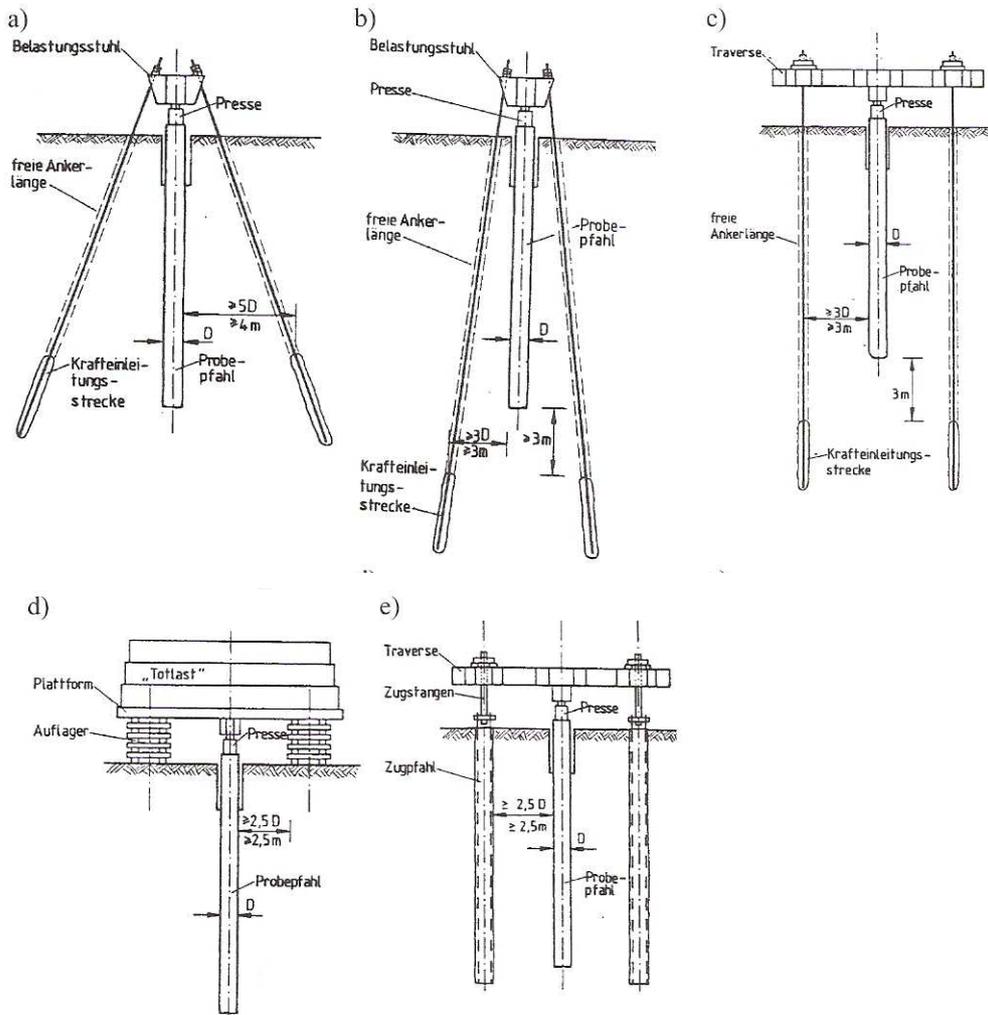


Abbildung 6-2: Beispiele zur Belastungseinrichtung (Teil 1: a bis c und Teil 2: d und e) [KEMPFERT; RAITHEL]

6.1.4 Instrumentierung und Messverfahren

Durch die Belastung des Probepfahles dürfen weder die zum Messen der Verschiebungen benutzten Messgeräte noch die zum Vergleich herangezogenen Festpunkte beeinflusst werden. Das Referenzsystem für die Verschiebungsmessungen besteht aus den Messträgern, die einseitig oder beidseitig des Probepfahls angeordnet sind und im Abstand von $2,5 \cdot D$, mindestens aber 2,5m, unabhängig und statisch bestimmt zu lagern sind. Das Referenzsystem ist während des Versuches gegen Erschütterungen und einseitige Erwärmung zu schützen.

Als Messgenauigkeit für die Verschiebungen des Pfahlkopfes sind 0,2 mm einzuhalten. Hierzu sind Wegaufnehmer mit entsprechend großem Messbereich (z.B. 100 mm) und 0,02 mm Ablesegenauigkeit erforderlich und für das Kontrollnivellement ist eine Ablesegenauigkeit von 0,1 mm einzuhalten.

Die Kraftmessung am Pfahlkopf geschieht in der Regel durch die Registrierung des hydraulischen Pressendruckes und zusätzlich durch eine Kraftdose.

Für die getrennte Erfassung des Spitzenwiderstandes sind verschiedene Verfahren gebräuchlich. Bei den meisten Verfahren wird die Versuchslast am Pfahlkopf aufgebracht und der mit der Setzung mobilisierte Spitzenwiderstand mittels am Pfahlfuß eingebauter hydraulischer oder elektrischer Kraftmessdosen gemessen.

Der Längskraftverlauf im Pfahl wird indirekt über die Axialdehnungen des Pfahls erfasst. Daher werden die Längenänderungen entweder kontinuierlich über die gesamte Pfahllänge bzw. ausgewählte Pfahlabschnitte, lokal in vorbestimmten Pfahliefen oder pauschal über die gesamte Pfahllänge bzw. einzelne Pfahlabschnitte gemessen. Zu den gebräuchlichsten Messverfahren siehe [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik EA-Pfähle]. Daraus wird die Pfahlmantelreibung abgeleitet.

6.1.5 Versuchsdurchführung

Probelastungen von Verdrängungspfählen dürfen nicht unmittelbar nach dem Einbringen vorgenommen werden. Die Belastung sollte in nichtbindigen Böden frühestens nach drei Tagen, in bindigen Böden frühestens nach drei Wochen erfolgen.

Bei Ortbetonpfählen darf der Belastungsversuch erst beginnen, wenn der Beton die für die Versuchsdurchführung vorgesehene Festigkeit erreicht hat.

Übliche Belastungsverfahren sind:

- stufenweise Laststeigerung, wobei die nächste Laststufe dann aufgebracht wird, wenn die Verformungen vollständig abgeklungen sind oder
- stufenweise Laststeigerung in gleichen Zeiteinheiten, z.B. je eine Stunde.

Nach⁷³ ist die Zahl der Belastungsstufen so vorzusehen, dass der erwartete Pfahlgrenzwiderstand R_g in etwa 8 gleich großen Belastungsstufen analog zu *Abbildung 6-3* erreicht wird. Dabei sollte den regulären Laststufen eine geringere Vorlaststufe (Nullwert) zum Festsetzen der Belastungseinrichtung und zum Abgleich der Verschiebungsmesselemente vorausgehen. Im Gebrauchslastbereich (ca. $0,5 \cdot R_g$) sollte eine Entlastungsschleife vorgesehen werden und bis zu diesem Bereich die Belastung während der einzelnen Laststufen so lange aufrechterhalten werden, bis die Setzungs- bzw. Hebungsgeschwindigkeit auf 0,1 mm innerhalb von 5 min abgeklungen ist. Daher sollten wegen der Ermittlung des Kriechverhaltens für alle Laststufen möglichst gleiche Zeitintervalle gewählt werden.

Etwas abweichende Regeln empfiehlt [DIN EN 1536] für die Probelastung von Bohrpfählen. Im Gebrauchslastbereich sollte eine längere Wartezeit als zuvor definiert eingehalten werden, um Kriechverformungen und das Langzeitverhalten erfassen zu können. In höheren Laststufen sollte die Belastungsgeschwindigkeit niedrig gehalten werden, z.B. mindesten 5 min bis zur Steigerung der nächsten Stufe, um Kriechverformungen weitgehend abklingen zu lassen. Wenn nur eingeschränkte Zeit zur Verfügung steht, sollte oberhalb der Gebrauchslast zur Ermittlung der Grenzlaster ein weggesteuerter Versuch mit konstanter Verschiebungsgeschwindigkeit ausgeführt werden. Für die CRP-Versuchsart (constant rate of penetration) sollte die Verschiebungsgeschwindigkeit nicht höher sein als 0,2 mm/min.

Die Messwerterfassung der Belastung und Verschiebung sollte jeweils gleichzeitig und in Intervallen pro Belastungsstufe von 0, 2, 5, 10, 20, 40, 60, 90, 120, 180 min usw. erfolgen, um eine sachgemäße Auftragung der Kriechmaße im halblogarithmischen Maßstab zu ermöglichen.

Je nach Zielrichtung und messtechnischer Ausstattung der Pfahlversuche sind unterschiedliche Auswertungs- und Darstellungsformen möglich. Diese sind in [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik EA-Pfähle] näher beschrieben.

Aus den Probelastungen ermittelten Widerstands-Setzungslinien bzw. –Hebungslinien, ist der axiale Grenzpfahlwiderstand R_g bzw. $R_{m,i}$ festzulegen. Sofern in Pfahlprobelastungen nur geringe

⁷³ [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik EA-Pfähle].

Setzungen erreicht werden, kann z.B. nach dem Hyperbelverfahren auf den Grenzwiderstand extrapoliert werden *Abbildung 6-4*.

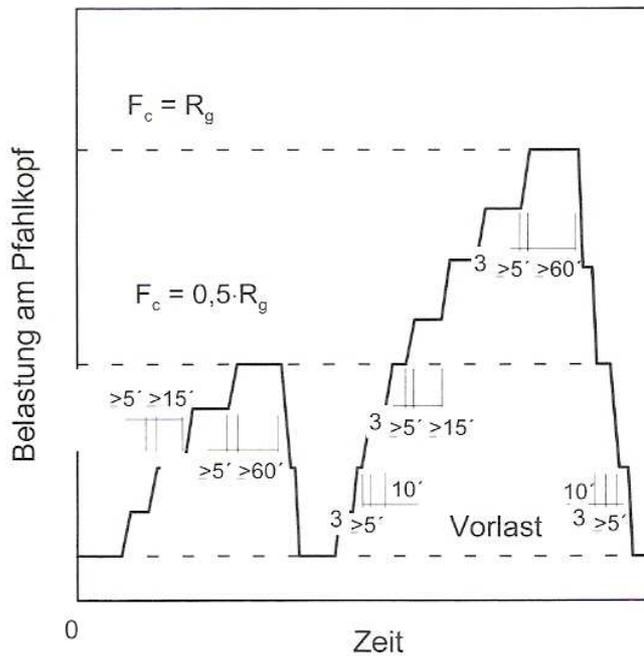


Abbildung 6-3: Empfehlung für die Wahl der Belastungsstufe [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik EA-Pfähle]

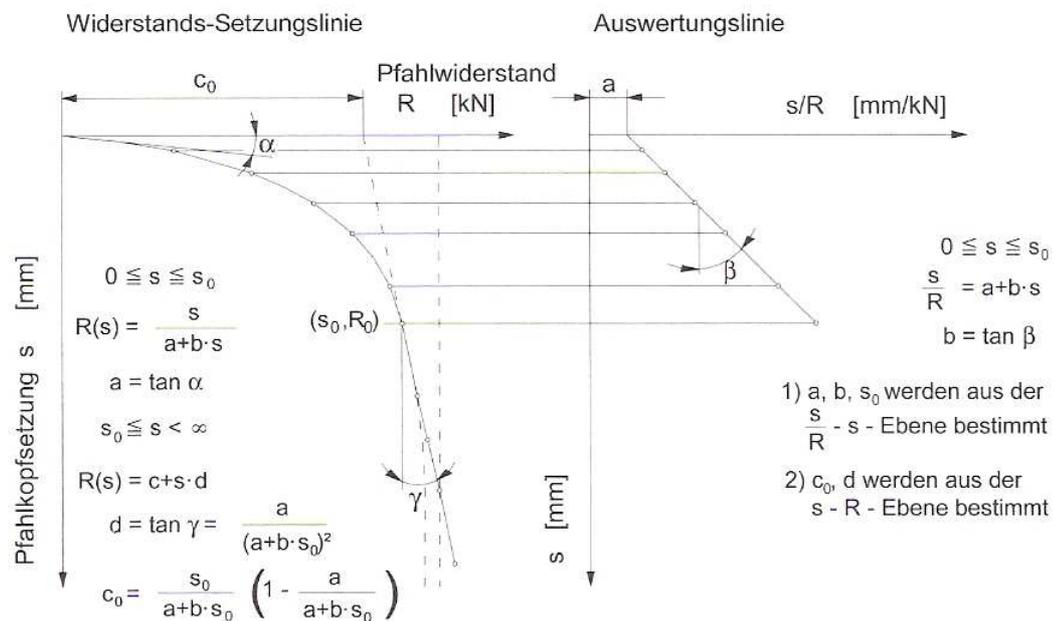


Abbildung 6-4: Probelastungsergebnis [KEMPFERT; RAITHEL]



Abbildung 6-5: Belastungsprobe SC-Villach [Homepage GPS/bpv]



Abbildung 6-6: Hebung Praterbrücke [Homepage GPS/bpv]

6.2 Statische horizontale Pfahlprobelastung⁷⁴

Besonders, wenn im Grenzzustand GZ 2 die Pfahlkopferschiebungen und Verdrehungen genauer ermittelt werden müssen, sollten horizontale Pfahlprobelastungen ausgeführt werden.

Nach [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik - Arbeitskreis 2.1] sollte die Belastungseinrichtung nach Möglichkeit aus zwei benachbarten Pfählen bestehen, welche gegeneinander belastet werden. Damit kann zur Aufnahme der Reaktionskräfte auf besondere Widerlager verzichtet werden. Die Belastung ist mit Hilfe einer hydraulischen Presse aufzubringen. Sollen die Pfähle mit einem Zugglied aufeinander zu bewegt werden, muss ihr Achsabstand mindestens 6 Pfahldurchmesser betragen; sollen sie auseinander gedrückt werden, mindesten 2 Pfahldurchmesser. Weitere Hinweise in [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik - Arbeitskreis 2.1].

Da die Belastungsversuche im Wesentlichen nur im Gebrauchslastbereich vorgenommen werden, ist deren Aufwand gegenüber vertikalen Pfahlbelastungen deutlich geringer. Es können gesonderte Probepfähle oder auch Bauwerkspfähle verwendet werden. Ebenso sind je nach Fragestellung die messtechnischen Aufwendungen sehr unterschiedlich, z.B. nur Messung der Pfahlkopferschiebungen oder Messungen bis hin zur Pfahlbiegeline.

Im Folgenden sind einige Grundsätze für die Planung und Ausführung von horizontalen Pfahlprobelastungen zusammengestellt:

- a) Es sollten für die Probelastung die gleichen Pfahldurchmesser wie für die Ausführung verwendet werden, da in der Regel eine Nicht-Linearität im Last-Verschiebungsverhalten vorhanden ist und diese durch Verwendung von Sekantenmoduln linearisiert wird. Eine Übertragung von Versuchsergebnissen mit einem Pfahldurchmesser D_{s0} auf die Ausführung mit D_s nach der Beziehung $\frac{k_{s0}}{k_s} = \frac{D_s}{D_{s0}}$ darf aufgrund der genannten Randbedingungen nur in sehr engen Grenzen erfolgen. Nur bei Pfahldurchmessern $D_s > 1m$ dürfen die aus der Probelastung von $D_{s0} \approx 1m$ ermittelten Werte unmittelbar für die Ausführung verwendet werden.
- b) Probepfähle brauchen im Gegensatz zu den Ausführungen nach a) zum Pfahldurchmesser abweichend von den späteren Bauwerkspfählen nicht länger als max. $l_{max} = 4 * L$ hergestellt werden, wobei in den bekannten Beziehungen für die elastische Länge L der abgeschätzte voraussichtliche Wert für den Bettungsmodul $k_{s,k}$ eingesetzt werden darf.
- c) *Abbildung 6-7* zeigt beispielhaft Beanspruchungsfälle von Bauwerkspfählen mit einer Horizontallast und Moment. Demgegenüber wird bei der Pfahlprobelastung in der Regel nur eine Horizontallast aufgebracht. Das Moment nach dieser Abb. kann die Wirkung der Horizontallast verstärken, beispielsweise bei Einzelpfählen oder Pfahlreihen mit einem Lastangriff oberhalb der Geländeoberfläche (Fall A), oder aber verringern, beispielsweise bei Gruppenpfählen, die zusammen mit einer biegesteifen Pfahlkopfplatte ein Rahmensystem bilden (Fall B). Daraus ergibt sich die Forderung, die Größe der horizontalen Versuchskraft so zu wählen, dass etwa gleiche Bodenreaktionen mobilisiert werden wie im Gebrauchszustand.
- d) Bei Pfählen, deren Köpfe später eingespannt sind, die aber mit frei drehbarem Kopf probelastet werden, müssen die bei Mitwirkung der Einspannung eintretende, unterschiedliche Form der Biegelinie bei der Ermittlung der Versuchslast berücksichtigt werden. Die Versuchslast H_v soll so gewählt werden, dass sich hieraus etwa im Versuch die gleiche Pfahlkopferschiebung einstellt, wie unter der Wirkung von $H_{2,k}$ und $M_{2,k}$ im

⁷⁴ Vergleiche [Kempfert/Raithel].

späteren Gebrauchszustand. Mit den Pfahlkopfverschiebungen y_H und y_M infolge Horizontalkraft und Moment der Größe 1 ergibt sich die Beziehung (siehe *Abbildung 6-8* und [Bergfelder, 1989]):

$$\begin{aligned} H_v * y_H &= H_{2,k} * y_H + M_{2,k} * y_M = y_{2,H} + y_{2,M} \\ H_v &= H_{2,k} * \left(1 + \frac{y_{2,M}}{y_{2,H}} \right) \end{aligned} \quad (6-1)$$

- e) Die Versuchsanleitung sollte in mindestens fünf gleichen Laststufen bis in den Gebrauchslastbereich erfolgen.⁷⁵
- f) Bei horizontal beanspruchten Pfahlgründungen treten häufig Schwell- oder Wechsellasten auf, z.B. aus Lagerreibung und Bremskräften von Brücken sowie Temperaturschwankungen. Unter einer Schwellenbelastung nehmen die Pfahlkopfverschiebungen erfahrungsgemäß proportional zum Logarithmus der Anzahl der Lastwechsel zu. Die Anzahl der Lastwiederholungen im Versuch soll so groß sein, dass aus den Messergebnissen eine entsprechende Gesetzmäßigkeit abgeleitet werden kann.
- g) Werden im Pfahlversuch größere Horizontallasten aufgebracht, so kann der Pfahlschaft bereichsweise vom Zustand I in den Zustand II übergehen. Sofern dies bei der Auswertung für den Bettungsmodul nicht berücksichtigt wird, ist dieser zu klein und damit bei der Übertragung auf die Bauwerkspfähle unrealistisch; siehe [Bergfelder, 1989] und [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik EA-Pfähle].

⁷⁵ Vergleiche [DGGT EA-Pfähle].

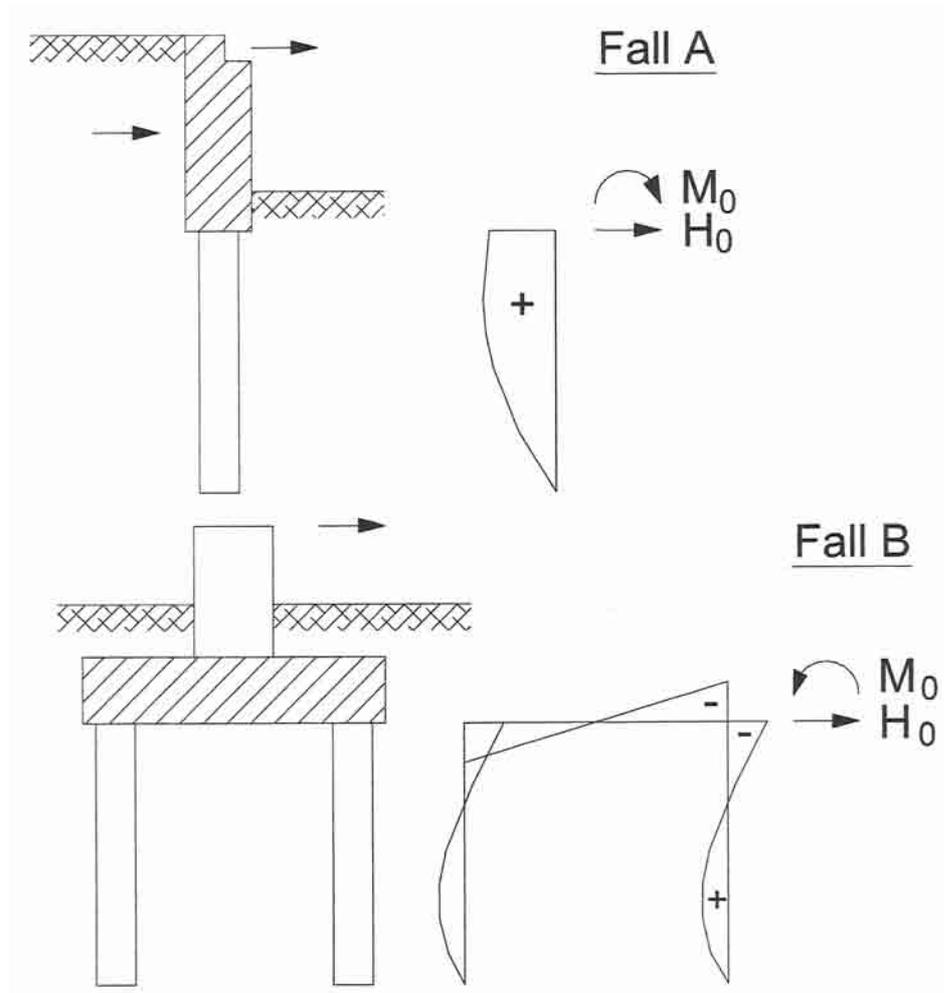


Abbildung 6-7: Beispiele für Pfahlkopfbeanspruchungen [KEMPFERT; RAITHEL]

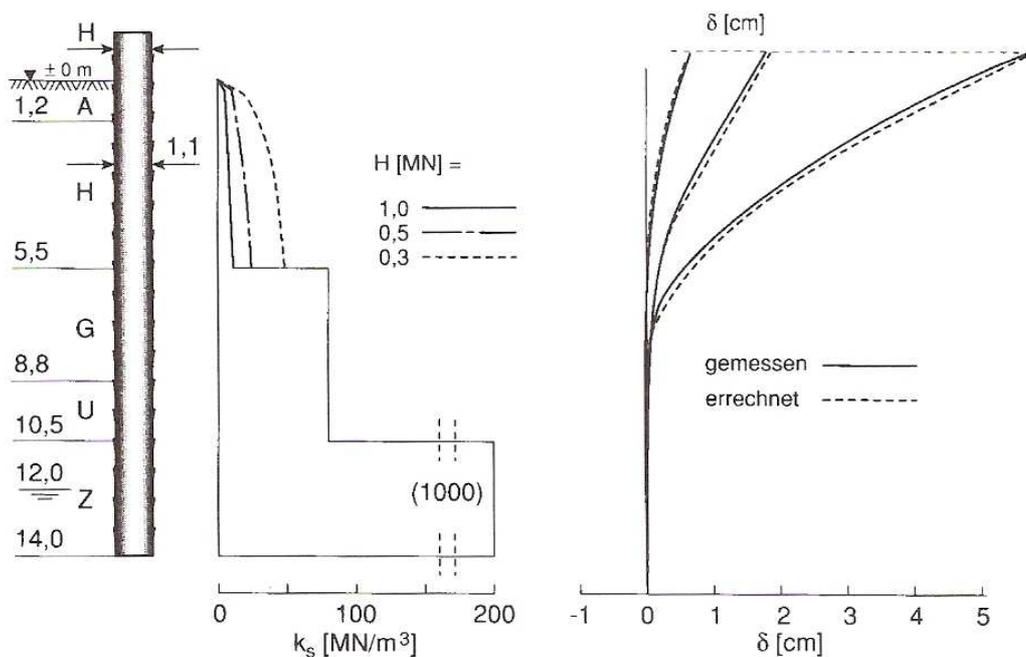


Abbildung 6-8: Beispiele für horizontale Pfahlprobebelastungen mit zurückgerechneten Bettungsmodulen [DEITZ, SCHMIDT]

6.3 Dynamische Pfahlprobelastung⁷⁶

Die dynamische Pfahlprüfung wird in diesem Abschnitt als ein Problem der mathematischen Optimierung dargestellt. Nach einer speziellen Einführung in das CAPWAP-Verfahren werden Formulierungsmöglichkeiten für das Optimierungsproblem aufgezeigt und die Lösbarkeit und die Eindeutigkeit von Lösungen diskutiert.

6.3.1 Einleitung

Während das gesuchte Lastsetzungsverhalten beim statischen Versuch durch Messung der Setzungen und des Druckes in den Pressen verhältnismäßig einfach direkt erfasst werden kann, ist die Bestimmung des Lastsetzungsverhaltens beim dynamischen Versuch nur mittelbar durch Interpretation des Geschwindigkeits- und des Stoßkraftzeitverlaufes möglich. Diese Interpretation erfordert eine mechanisch-mathematische Modellbildung des Systems Pfahl-Boden.

Freie Parameter in diesem mechanisch-mathematischen Modell müssen so angepasst werden, dass das berechnete Verhalten des Modells mit dem gemessenen Verhalten des Pfahles im Boden unter Stoßbelastung übereinstimmt. Diese Anpassung erfolgt in einem iterativen Prozess, bei dem sich jeweils aus den Differenzen zwischen gerechneten und gemessenen Zeitverläufen diejenigen Änderungen in den Parametern ergeben, die zu einer Annäherung der berechneten an die gemessenen Kurven führen.

Durch dieses Zusammenwirken von Messung und Rechnung ist das Verfahren der dynamischen Pfahlprüfung mit Bezug auf das mechanische Problem der Systemidentifikation zuzuordnen. Wegen der plastischen Verformung des Baugrundes müssen die Lösungsverfahren nichtlineares Materialverhalten berücksichtigen können (nichtlineare Systemidentifikation).⁷⁷

Mit Bezug auf das mathematische Problem ist festzuhalten, dass eine Zielfunktion, nämlich die Abweichung von gerechnetem und gemessenem Zeitverlauf als Funktion der freien Parameter der Modellbildung zu minimieren ist. Diese freien Parameter dürfen jedoch nicht so gewählt werden, dass sie die dynamischen Gleichgewichtsbedingungen oder die kinematischen Bedingungen verletzen. Zusätzlich ist darauf zu achten, dass die Parameter nur physikalisch sinnvolle Werte annehmen (z.B.: Dämpfung, E-Modul und aufnehmbare Spannungen müssen größer als Null sein, und müssen in einem Wertebereich liegen, der dem Material Boden-Pfahlbeton entspricht).

Mit der Definition eines Zieles, dass unter bestimmten Bedingungen erreicht werden soll, erweist sich das Problem im mathematischen Sinn als Optimierungsproblem.

Im Folgenden wird nach einer kurzen Einführung in die dynamische Pfahlprüfung mit einer problembezogenen Darstellung des CAPWAP-Verfahrens die Formulierung möglicher Optimierungsprobleme diskutiert. Hierbei wird insbesondere auf die Frage der Lösbarkeit des Problems und der Eindeutigkeit einer Lösung eingegangen.

⁷⁶ Vergleiche Kap. 5.5.3.4.

⁷⁷ Vergleiche Kap. 4.1.2.3.3 und ¹¹.

6.3.2 Mechanisch-mathematische Modellbildung

Der Aufbau der für die dynamische Pfahlprüfung erforderlichen Geräte ist bekannt. Der Stoß wird entweder durch ein Fallgewicht oder ein geeignetes Rammgerät aufgebracht.

Während des Versuches erfolgt die Messung der Dehnungen und Beschleunigungen über entsprechende Aufnehmer. Diese sind an ein Gerät angeschlossen, in dem verschiedene Funktionen wie Verstärkung, Filterung, Integration und Umrechnung auf mechanische Größen sowie Ausgabe von Einzelwerten kombiniert sind. Die Zeitverläufe können auf einem Oszilloskop sichtbar gemacht werden und auf einem Magnetband gespeichert werden.

- 1 Pile Driving Analyse (Spannungsversorgung der Beschleunigungsaufnehmer, Abgleich der Dehnungsbrücken, Verstärkung)
- 2 Magnetbandspeicher (optional)
- 3 Bildschirm (Oszilloskop)
- 4,5,6 PC mit geeigneter Software zur Auswertung und Peripherie für Ergebnisdarstellung

Aus Zeitverläufen ist zu erkennen, dass die Kraft und Geschwindigkeit zu Beginn und während des Stoßvorganges proportional zueinander verlaufen. Danach weicht die Geschwindigkeit in einer für das spezielle Pfahl-Boden-System charakteristischen Weise vom Kraftverlauf ab.

Die Basis für die Interpretation der Messungen bildet die Theorie der eindimensionalen Ausbreitung von Stoßwellen in einem elastischen Medium. Für einen Stab mit konstantem Querschnitt wird die Ausbreitung von Stoßwellen durch die bekannte Differentialgleichung erfasst:

$$\ddot{u} - c^2 u'' = 0 \quad (6-2)$$

mit $u = u(x, t)$: Verschiebungsfunktion,
 \ddot{u} : Beschleunigung, zweite zeitliche Ableitung der Verschiebungsfunktion,
 u'' : Dehnungsänderung, zweite räumliche Ableitung der Verschiebungsfunktion,
 c : Wellengeschwindigkeit (Materialkonstante).

Bei der d'Alembertschen Lösung dieser Differentialgleichung wird das Verhalten des Stabes durch die Überlagerung hin- und herlaufender Einzelwellen beschrieben:

$$u(x, t) = u_1(x - ct) + u_2(x + ct) \quad (6-3)$$

Solange die Stoßwelle nicht reflektiert wird, läuft nur eine Welle in eine Richtung und Gl. (6-3) ergibt, dass Geschwindigkeit und Dehnung zueinander proportional sind. Wird die Dehnung über den Querschnitt zur Kraft integriert, bleibt die Proportionalität erhalten. Für die dynamische Pfahlprüfung werden diese Zusammenhänge bei einer direkten Interpretation der Messsignale in der Weise ausgenutzt⁷⁸, dass alle Abweichungen die vom Pfahlende zurückzuführen sind, als Wirkung des Bodenwiderstandes angesehen werden. Einflüsse aus verschiedenen Schichten sowie die Dämpfung des Bodens und des Pfahlmaterials werden global über Erfahrungswerte erfasst.

Die entsprechenden formelmäßigen Zusammenhänge können sofort nach der Messwernerfassung im Analysator ausgewertet und ausgegeben werden. Die einzige unbekannte Größe in dem zugrunde liegenden mechanischen Modell, der Gesamtwiderstand, kann explizit ausgerechnet werden. Für gegebene Dämpfungswerte kann der dynamische Anteil bestimmt werden und ein statisch nutzbarer Widerstand angegeben werden.

Das CASE-Verfahren findet vor allem bei Rammpfählen Anwendung und ist in einigen Ländern auch in Normen eingeführt.

⁷⁸ Vergleiche CASE-Verfahren Kap. 6.3.6.1.

Bei Pfählen mit abgestuften Querschnitten, bei geschichtetem Boden mit unterschiedlicher Lastabtragung in einzelnen Schichten, bei sehr langen Pfählen und auch unbekanntem Dämpfungseinflüssen wird die globale Abschätzung des Bodenverhaltens nach dem CASE-Verfahren zu ungenau. Eine komplexe Modellbildung geht von einer um die Dämpfungseinflüsse und die Mantelreibung erweiterten Differentialgleichung aus:

$$m\ddot{u} - EAu'' - D\dot{u}' + k_B u + D_B \dot{u} = 0 \quad (6-4)$$

Hierin ist der Einfluss der Dämpfungskräfte des Pfahlmaterials $D\dot{u}'$ und der Dämpfungskräfte des Bodens $D_B \dot{u}$, sowie die Mantelreibung $k_B u$ enthalten.

Die Mantelreibung folgt einem nichtlinearen Werkstoffgesetz, welches durch elastisch-idealplastisches Verhalten näherungsweise beschrieben wird. Die angegebenen Werte R_0 und u_0 definieren die Grenze des elastischen Bereichs.

Da analytische Lösungen für diese Differentialgleichungen nur für Sonderfälle angegeben werden können, muss von einer Diskretisierung ausgegangen werden, symbolisch dargestellt durch ein Feder-Masse-Dämpfer-Modell.

Die Diskretisierung erfolgt in der klassischen Form der Baudynamik durch Trennung der Federungs-, Dämpfungs- und Masseneigenschaften des Stabes, auch in der Analogie zur Methode der Finiten Elemente. Bei diesem Vorgehen wird von der vollständigen Formulierung Gl. (6-4) der Differentialgleichung ausgegangen. Aufgrund der einfachen Struktur der Matrizen, bietet sich die Formulierung mit konzentrierten Massen und Anwendung der expliziten numerischen Integration im Zeitbereich an.

Die andere Möglichkeit besteht in der Angabe parametrisierter Lösungen der Differentialgleichung des unbehinderten Stabes (Gl. 6-2 und -3) für passend gewählte Teilstücke des Stabes und Kopplung der Lösung durch Übergangsbedingungen. In diese Übergangsbedingungen können dann die Einflüsse der seitlich wirkenden Mantelreibungskräfte einbezogen werden. Ein besonderes Merkmal dieser Lösung ist die Kopplung der Zeitdiskretisierung an die Größe der gewählten Stabelemente.

Wegen der kompakten Schreibweise wird im Folgenden auf die erste Möglichkeit der Diskretisierung Bezug genommen. An die Stelle der partiellen Differentialgleichung Gl. (6-4) tritt nach der Diskretisierung ein gekoppeltes System von gewöhnlichen Differentialgleichungen, die üblicherweise in Matrixschreibweise zusammengefasst werden.

$$\underline{M}\ddot{\underline{u}} + (\underline{C} + \underline{C}_B)\dot{\underline{u}} + (\underline{K} + \underline{K}_B)\underline{u} = \underline{R}(t) \quad (6-5)$$

mit $\underline{u}, \dot{\underline{u}}, \ddot{\underline{u}}$ Vektor der Knotenverschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen
 $\underline{M}, \underline{C}, \underline{K}$ Massenmatrix, Dämpfungsmatrix und Steifigkeitsmatrix für den Pfahl
 $\underline{C}_B, \underline{K}_B$ Dämpfungsmatrix und Steifigkeitsmatrix für den Bodenwiderstand
 $\underline{R}(t)$ Knotenlastvektor, hier: eingebrachte Stoßkraft am Pfahlkopf

Wenn der statische Bodenwiderstand eine vorgegebene Grenze R_0 (bzw. die vorgegebene Grenzverformung q_0) erreicht, wird der entsprechende Anteil in $\underline{K}_B \underline{u}$ durch den konstanten Wert R_0 ersetzt.

Für eine gegebene Funktion $\underline{R}(t)$ hat Gl. (6-5) eine eindeutige Lösung $\underline{u}(t)$. Ebenso gehört zu einem gegebenen Verlauf $\underline{u}_i(t)$ des Knotenpunktes 'i' als Anfangs- bzw. Randbedingung eine eindeutige Funktion $\underline{R}(t)$.

Wird ein gemessener Zeitverlauf der Geschwindigkeit $u^*_{oben}(t)$ und Gl. (6-5) eingesetzt, stimmt der resultierende berechnete Zeitverlauf der Kraft $R_{oben}(t)$ nur dann mit der unabhängig gemessenen Funktion $R^*_{oben}(t)$ überein, wenn das mechanisch-mathematische Modell das tatsächliche Verhalten des Systems Pfahl-Boden erfasst (CAPWAP-Verfahren). Umgekehrt kann auch die gemessene Pfahlkopfkraft $R^*_{oben}(t)$ als äußere Belastung aufgebracht werden und die errechnete Geschwindigkeit $u_{oben}(t)$ mit der gemessenen Geschwindigkeit $u^*_{oben}(t)$ verglichen werden (WAPCAP-Verfahren).

Diese Art der Auswertung kann nur mit Hilfe des Computers durchgeführt werden. Die gemessenen Zeitverläufe der Geschwindigkeit $u^*_{oben}(t)$ und der Pfahlkopfkraft $R^*_{oben}(t)$ werden hierzu digitalisiert.

Es ist ersichtlich, dass der Fußwiderstand lediglich am Ende des betrachteten Zeitbereiches einen Einfluss auf die gerechnete Kurve hat. Der Zusammenhang zwischen der Abweichung der gerechneten und der gemessenen Kurven in verschiedenen Zeitbereichen kann zur Bestimmung einer Strategie für die Wahl der Änderungen in den Parametern ausgewertet werden. Allgemein gilt die Regel, dass Modelländerungen im Iterationsprozess immer von oben nach unten erfolgen sollen.

Wegen der Komplexität des Modells muss bislang die iterative Anpassung der Kurve in einem interaktiven Prozess am Bildschirm erfolgen.

Zum Schluss der Berechnung wird die Güte der Anpassung durch Gegenüberstellung der gemessenen und der gerechneten Kurve angegeben, wobei die Berechnung mit dem CAPWAP-Verfahren eine Überprüfung der Iteration nach dem WAPCAP-Verfahren darstellt und umgekehrt.

Bei der praktischen Durchführung des Verfahrens werden die freien Modellparameter (R_0 , q_0 und c_B für jedes Element) nach anfänglicher Schätzung solange verändert, bis die gerechnete mit der gemessenen Kurve übereinstimmt.

Als Ergebnis wird mit den nunmehr bekannten Federkennwerten (R_0 und u_0) eine 'theoretische', statische Lastsetzungskurve errechnet.

6.3.3 Lösbarkeit und Eindeutigkeit des CAPWAP-Verfahrens

Obwohl das CAPWAP-Verfahren seine Leistungsfähigkeit durch viele praktische Anwendungen unter Beweis gestellt hat, ist die theoretische Untersuchung der Fragen nach Lösbarkeit und Eindeutigkeit einer Lösung erst im Zusammenhang mit der Suche nach einer systematischen Lösungsstrategie und der Erweiterung des Anwendungsbereiches begonnen worden.

Vorbedingung für die Beantwortung beider Fragen ist die Formulierung des mathematischen Problems.

Verbale Formulierung des Problems:

Vorgegeben sind zwei Funktionen, die ein dynamisches System jeweils für sich in eindeutiger Weise anregen.

- | | | | | | | |
|----|--------|-------|--------------|--------------|-------------|------------------|
| a) | CAPWAP | Input | v^* ----- | System ----- | OUTPUT R | (=INPUT R^* ?) |
| | | | $R = M(v^*)$ | | M: Operator | |
| b) | WAPCAP | Input | R^* ----- | System ----- | OUTPUT v | (=INPUT v^* ?) |
| | | | $v = N(R^*)$ | | N: Operator | |

v , R sind die berechneten Größen, Geschwindigkeit und Kraft v^* , R^* sind die gemessenen Größen (zur Vereinfachung ist die Geschwindigkeit hier mit v anstatt mit u bezeichnet):

Problem (*):

Gesucht ist ein dynamisches System (durch eine Modellbeschreibung) derart, dass der Output einer Berechnung mit dem Input der anderen Berechnung jeweils übereinstimmt.

Zur Konkurrenz sollten nur Systeme zugelassen sein, die den Pfahl im Baugrund in seinen mechanischen Eigenschaften näherungsweise darstellen können.

'Übereinstimmen' kann mathematisch wie folgt formuliert werden:

$$v - v^* = 0$$

$$t \geq 0 \quad (6-6)$$

$$R - R^* = 0$$

Gemessene und gerechnete Kurven sollten jeweils im gesamten Zeitbereich identisch übereinstimmen.

Da die gemessenen Größen nur zu bestimmten Zeitpunkten gegeben sind, und zudem nur in einem beschränkten Intervall, reduziert sich das Problem (*) auf die Forderung

$$v(t_i) - v_i^* = 0$$

$$v_i \in K \quad (6-7)$$

$$R(t_i) - R_i^* = 0$$

K: Anzahl der Messpunkte

Ein mathematisches Problem ist eindeutig lösbar, wenn der zugehörige Operator konvex und stetig ist.

Oftmals kann eine Aufgabe dadurch gelöst werden, dass man die bekannten Werte einsetzt und nach den unbekanntenen Größen auflöst. Im vorliegenden Problem würde dies bedeuten, die Operatoren M und N bezüglich der Modellparameter (R_0 , u_0 und D für jedes Element, zusammengefasst in dem Vektor \underline{Z}) zu invertieren. Dies ist für Probleme der Pfahlprüfung (Modell Pfahl-Baugrund) nicht möglich.

Die Operatoren M und N erfüllen aus mehreren Gründen nicht die an die Invertierbarkeit geknüpften Voraussetzungen:

1. Modellbildung
Das System Pfahl-Baugrund wird auf ein mechanisches Modell mit einer endlichen Anzahl von Freiheitsgraden der Bewegung dargestellt. Da nur eine ganzzahlige Anzahl von Freiheitsgraden zugelassen ist, ist von einem Modell zum nächsten kein kontinuierlicher Übergang vorhanden, der Operator enthält also Sprünge.
2. Modellparameter
Zur Beschreibung des Baugrundverhaltens müssen Werkstoffbeziehungen eingeführt werden, die im Allgemeinen unstetig sind (Entlastung, keine Aufnahme von Zugspannungen o.ä.).
3. Diskretisierung im Zeitbereich
Da die vorgegebenen Werte nur an diskreten Punkten festliegen, ist eine geschlossene (d.h. analytische) Abbildung bzw. Formulierung des Operators nicht möglich.

Wegen der Bedingung 2 und 3 ist für die Ausführung des Operators ein Verfahren der numerischen Integration unumgänglich. Die vorstehend genannten Eigenschaften der Operatoren weisen darauf hin, dass das Problem nur iterativ zu lösen ist. Im mehr heuristischen CAPWAP-Verfahren wird folgendermaßen vorgegangen:

0. Festlegung des Zeitabschnittes bei der Aufzeichnung der Signale
1. Modellbildung: Wahl eines Feder-Masse-Systems mit endlich vielen Freiheitsgraden
2. Festlegung der Modellparameter
3. Ausführung des Operators
4. Vergleich der gemessenen und der gerechneten Kurven
5. Eventuell Änderung des Modells und/oder der Modellparameter und Wiederholung von 3. und 4.

Der Vergleich der gemessenen und der berechneten Größen (Kriterium 'Übereinstimmung') wird durch Augenschein anhand der grafisch dargestellten Kurvenverläufe vorgenommen. Es wird dabei

nicht verlangt, dass die Funktionen $v(t)$, $R(t)$ an den Punkten t_i mit den entsprechenden Werten v_i^* , R_i^* identisch sind.

Diese gegenüber Gl. (6-7) 'weichere' Forderung lässt sich auf verschiedene Art formulieren.

1. Minimierung des relativen Fehlers in jedem Punkt

$$\text{Fehler: } \varepsilon_i = \left| \frac{v(t_i) - v_i^*}{v_i^*} \right|$$

$$\varepsilon_i = \varepsilon_i(z) = \text{Min} \quad \forall i \in K$$

Vorgabe einer festen Fehlerschranke gesucht \underline{Z}

$$\text{für } \varepsilon_i \leq \varepsilon_{01} \quad \forall i \in K$$

2. Globale Fehlerminimierung

$$\text{gesucht } \underline{Z} \text{ für } \sum_{i=1}^K \left| \frac{v_i - v_i^*}{v_i^*} \right| < \varepsilon_{02}$$

$$\text{minimiere } \varepsilon(\underline{Z}) = \sum_{i=1}^K \left(\frac{v_i - v_i^*}{v_i^*} \right)^2$$

3. Fehlerausgleich und Einzelpunktekriterium

$$\text{gesucht } \underline{Z} \text{ für } \left| \frac{v_i - v_i^*}{v_i^*} \right| \leq \varepsilon_{03}$$

$$\text{und gleichzeitig } \sum_{i=1}^K \left| \frac{v_i - v_i^*}{v_i^*} \right| < \varepsilon_{04}$$

Die Fehlerschranken ε_{01} , ε_{02} , ε_{03} und ε_{04} müssen jeweils der Problemformulierung entsprechend gewählt werden.

Während 1 und 2 der Forderung nach Übereinstimmung entsprechen und je nach Wahl von ε_0 zu gleichen Lösungen führen können, nutzt das Kriterium 3 die Eigenschaft, dass die Tragfähigkeit unempfindlich ist gegenüber gewissen hochfrequenten Oszillationen und somit Abweichungen nach oben und unten gegenseitig ausgleichen können.

Mit dem 2. Kriterium lässt sich nunmehr ein mathematisches Optimierungsproblem formulieren:

$$\text{minimiere } (\underline{Z}) = \sum_{i=1}^K \left(\frac{v_i - v_i^*}{v_i^*} \right)^2$$

unter den Nebenbedingungen

$$\underline{M}\ddot{u} + (\underline{C} + \underline{C}_B(\underline{Z}))\dot{u} + (\underline{K} + \underline{K}_B(\underline{Z}))u = \underline{R}(t)$$

$$\text{und } \underline{Z}^{\text{unten}} < \underline{Z} < \underline{Z}^{\text{oben}}$$

Ausgehend von dieser Formulierung des Optimierungsproblems können in Abhängigkeit von der Zielfunktion nun auch Aussagen zur Lösbarkeit und Eindeutigkeit gemacht werden.

Lösbarkeit: Werden diese Kriterien als Minimalbedingung formuliert, so ist das Problem lösbar. Es gibt immer Modelle mit entsprechenden Parametern, die eine schlechtere Anpassung liefern.

Wird eine festere Fehlerschranke vorgegeben, so kann das Problem nur gelöst werden, wenn das Modell die Wirklichkeit zu repräsentieren im Stande ist. Das ist üblicherweise eine Frage der Anzahl der Freiheitsgrade. Es ist dabei zu beachten, dass die räumliche Diskretisierung mit der zeitlichen Diskretisierung verknüpft ist, und somit durch die Messtechnik bzw. Aufzeichnung der Signale eine Unlösbarkeit der Aufgabe induziert werden kann.

Wird von der Minimalforderung ausgegangen, so ist weiterhin bezüglich der Lösung des Problems zu bemerken, dass es sinnvoll ist, wenn die Minimalforderung auch für das jeweils reziproke Problem erfüllt ist. Wenn ein Modell mit den entsprechenden Modellparametern gefunden ist, das den Fehler bei der CAPWAP-Berechnung minimiert, sollte es auch bezüglich WAPCAP minimal sein. Hierbei kann es jedoch sein, dass beide Forderungen nicht gleichzeitig erfüllt sind. Somit ist für die Handhabbarkeit des Verfahrens notwendig, eine Fehlerschranke für beide Verfahren (WAPCAP und CAPWAP) vorzugeben und ein System als Lösung zu akzeptieren, bei dem für wenigstens ein Verfahren die Minimalbedingung erfüllt ist.

Für eine Lösung des Problems (*) ist das Modell, bei dem beide Wege, WAPCAP bzw. CAPWAP, das Anpassungskriterium innerhalb einer Fehlerschranke erfüllen und wenigstens ein Weg eine Minimalitätsbedingung für die Anpassung erfüllt.

Eindeutigkeit: Da das physikalische Problem – Tragfähigkeit von Pfählen – eine eindeutige Lösung hat, wie anhand der Lastsetzungskurven festgestellt werden kann, muss auch das mechanisch-mathematische Problem bei richtiger Formulierung eine eindeutige Lösung haben.

Mehrdeutigkeit ist somit auf folgende Faktoren zurückzuführen:

- a) unzureichende Modellbildung
- b) verfälschte Messungen
- c) zu große Fehlerschranken

Der Punkt b) sollte durch angepasste Messtechnik eliminiert werden können. Sind die Fehlerschranken (Punkt c)) zu groß gewählt, ist es möglich, durch entsprechende Wahl der Parameter Lösungen zu ermitteln, die zwar der vorstehenden Definition entsprechen, jedoch keine Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit zulassen, z.B. Verwendung unrealistischer hoher Dämpfer bei WAPCAP.

Mehrdeutige Lösungen aufgrund von unzureichender Modellbildung (Punkt a)) können ebenfalls zu einer falschen Einschätzung der Tragfähigkeit führen. Dies ist vor allem dann der Fall, wenn Parameter eingeführt werden, die durch die vorliegenden Versuchsergebnisse gar nicht bestimmt werden können. Hierzu gehört der Fall, dass im Versuch keine bleibenden Setzungen erreicht wurden. Die Auswertung kann dann natürlich auch keine Grenzwerte der Tragfähigkeit oder der Verformung liefern, sondern höchstens elastische Konstanten oder eine Verteilung der Einbindungsintensität.

Andererseits kann auch der Fall eintreten, dass Effekte, die in der Realität auftreten und gemessen wurden, durch das notwendigerweise reduzierte Modell nicht erfasst werden können. Dann kann es sein, dass ein vorhandener Parameter mit Werten belegt wird, die physikalisch nicht sinnvoll sind, aber zu einer besseren Anpassung führen. Dieses Problem muss durch die Einbeziehung physikalisch sinnvoller Schranken in die Optimierungsaufgabe erfasst werden.

Unproblematisch ist die Mehrdeutigkeit der Lösung, wenn bei mehreren Modellen mit verschiedener Anzahl von Freiheitsgraden dieselbe Tragfähigkeit ermittelt wird.

Für das theoretische Problem der Systemidentifikation (*) ist die Lösung zwar mehrdeutig, für das bautechnische Problem – Bestimmung der Tragfähigkeit – jedoch eindeutig und damit brauchbar.

Wird von einem reduzierten Problem ausgegangen, so lassen sich Aussagen zu Lösbarkeit und Eindeutigkeit machen, die bei der praktischen Durchführung genutzt werden können.

Als reduziertes Problem wird folgendes angesehen:

Gegeben sind die Messsignale v^* und R^* in den Punkten t_i , $i = \dots K$. Gesucht sind für ein Feder-Masse-Modell mit n Freiheitsgraden, linear viskoser Dämpfung und elastisch-idealplastischen Federkennlinien die Dämpfungskonstanten, die Parameter der Federkennlinien sowie die Größe der Einzelmassen.

Auch für dieses reduzierte Modell können die Bedingungen der Konvexität und Stetigkeit nicht analytisch nachgewiesen werden, da die Federkennlinien einerseits unstetig und von der jeweiligen Belastungsgeschichte abhängig sind, andererseits der Operator die numerische Integration implizieren, wie oben erläutert. Da allerdings bei passend gewählten Modell sich eine eindeutige Lösung ergeben muss und zudem „die Natur keine Sprünge macht“, kann davon ausgegangen werden, dass der Operator zumindest lokal konvex ist.

Mit Bezug auf einzelne spezielle Parameter kann diese lokale Konvexität bei der Iteration ausgenützt werden, indem ein Optimierungsverfahren eingesetzt wird.

Obwohl die Lösbarkeit und Eindeutigkeit der Lösung für die Optimierungsprobleme in befriedigender Weise abgeleitet werden kann, hat sich gezeigt, dass die Komplexität des Problems eine leistungsfähige programmtechnische Auswertung der dynamischen Pfahlprüfung mit Hilfe eines Optimierungsverfahrens bislang verhinderte.

Aufgrund der Unstetigkeit der Operatoren wurde der Einsatz des Verfahrens der Evolutionsstrategie vorgeschlagen. Es wurde diese Lösung realisiert, jedoch wurde im Anwendungsbeispiel das Problem der Modellbildung nicht bis zu einer eindeutigen Lösung verfolgt. Es wird die Anwendung eines Optimierungsverfahrens mit numerischen Gradienten und Lösung von quadratischen Teilproblemen gezeigt. Dieses Vorgehen hat sich als sehr leistungsfähig erwiesen. Im Anwendungsbeispiel zeigte sich, dass die genaue Formulierung der physikalischen Schranken für die Parameter eine wesentliche Rolle spielt.

Für den praktischen Gebrauch wird bei allen bekannten Anwendern auf die Software von GRL zurückgegriffen, in der ein halbautomatisches Verfahren realisiert ist. Teilschritte können mit einem Optimierungsalgorithmus gelöst werden, bei Bedarf wird interaktiv eingegriffen.

Schlussfolgerungen für die Durchführung des Verfahrens:

Es wird ein Fehlerkriterium in jedem CAPWAP-Lauf ausgewiesen. Es werden mindestens zwei verschiedene Werte für einen Parameter gewählt, so dass eine partielle Ableitung des Fehlerkriteriums bezüglich dieses Parameters bekannt ist. Der Parameter wird dann solange variiert bis ein Minimum gefunden ist. Diese Variation kann eventuell automatisiert werden (search on a line, Newton, regula falsi, Parabelapproximation).

Ausgehend von diesem 'lokalen Minimum' wird ein nächster Parameter variiert.

Für die Beschränkung der Rechenzeit sollte von einem kleinen Zeitbereich (z.B.: $3L/c$ oder $4L/c$; L/c ist die Laufzeit der Stoßwelle von Pfahlkopf bis Pfahlfuß) ausgegangen werden. Eine Lösung kann akzeptiert werden, wenn Konvergenz beim Übergang auf einen längeren Zeitbereich festgestellt wird.

Durch Auswertung des Fehlerkriteriums und Bezug auf die Änderung der Variablen des Modells kann überprüft werden, ob die Minimalbedingung erfüllt ist, d.h. die partiellen Ableitungen (Differenz der Quotienten) verschwunden, und damit die Lösung für dieses Modell gefunden ist.

6.3.4 Beispiel zur Konvexität

Es ist der Vergleich der gemessenen und gerechneten Kurven für eine Anzahl von WAPCAP-Iterationen maßgebend. In jedem Iterationsschritt wird die Gesamttragfähigkeit variiert. In vorherigen, nicht dargestellten Schritten wurde die Verteilung der Tragfähigkeit auf Mantelreibung und Spitzendruck so bestimmt, dass die Anpassung einen minimalen Fehlerwert erreichte.

Zu jedem Iterationsschritt ist der Wert eines Fehlerintegrals angegeben. Der Fehler über den gesamten Zeitbereich ist den jeweiligen Fehlern für die erste bzw. die zweite Hälfte gegenübergestellt. Der Verlauf der Fehlerwerte ergibt ein Minimum zwischen den Tragfähigkeitswerten 11 und 13 MN. Das Minimum gehört offensichtlich zu einer eindeutigen Lösung.

Gegenüber dem Fehlerwert für den Gesamtbereich liegen die Minima der Fehlerwerte für die erste Hälfte bzw. für die zweite Hälfte bei anderen Werten der Gesamttragfähigkeit. Dies hängt damit zusammen, dass eine Änderung in unterschiedlichen Pfahlebenen immer andere Zeitbereiche anspricht.

Bei einer Vergrößerung der Gesamttragfähigkeit wird schon im oberen Pfahlbereich ein größerer Teil der Stoßwelle reflektiert. Die verringerte Stoßwelle kann im unteren Bereich nur noch einen geringeren Bodenwiderstand aktivieren. Dadurch verschiebt sich aber auch die Güte der Anpassung von dem einen in den anderen Bereich.

6.3.5 Resümee

Es wurde gezeigt, dass das CAPWAP-Verfahren auf einer soliden mechanisch-mathematischen Grundlage steht und im Rahmen der Problemklasse „Systemidentifikation“ als Optimierungsproblem formuliert werden kann. Diese systematische Formulierung ist nicht nur der Schlüssel zu Lösbarkeit und Eindeutigkeit einer Lösung, sondern aus ihr resultieren auch Vorschläge für automatische Auswerteverfahren.

6.3.6 „high-strain“ Tragfähigkeitsprüfung

Die dynamische Pfahlprobelastung nach dem 'high-strain' Verfahren ist eine geeignete Methode, um Aussagen über die Tragfähigkeit von Pfählen treffen zu können. Das Verfahren wird alternativ und ergänzend zu statischen Probelastungen angewendet. Unterschiedliche Möglichkeiten zur Qualitätssicherung durch dynamische Probelastungen sind beispielsweise in [HUCH et al., 1999, KIRSCH et al., 2001 und SCHALLERT et al., 2003] gegeben.

Grundsätzlich bestehen bei der Anwendung des Verfahrens verschiedene Möglichkeiten der Ermittlung der Tragfähigkeit. Bei dem im Folgenden beschriebenen Möglichkeiten wird die statische Tragfähigkeit aus dem Verhalten unter dynamischer Beanspruchung bestimmt.

- 1) **Rammbegleitende Messung**⁷⁹ (Rammpfähle und Spundbohlen)
Ermittlung von Tragfähigkeitsänderungen über die Rammtiefe bereits während der Herstellung durch die kontinuierliche messtechnische Begleitung des Rammvorgangs;
- 2) **End-of-Driving-Test**⁸⁰ (Rammpfähle und Spundbohlen)
Ermittlung der Tragfähigkeit des Systems durch Auswertung der letzten Schläge (Prüfschläge) des Rammbarrens von einer rammbegleitenden Messung;
- 3) **Restrike-Test**⁸¹ (Rammpfähle und Spundbohlen, Bohr- (Ortbeton-) pfähle)
Ermittlung der Tragfähigkeit des Systems nach ausreichender Standzeit bzw. Hydratationszeit (> 10 Tage) durch wenige Prüfschläge.

In vielen Fällen ist mit zunehmender Standzeit eines Pfahles nach dessen Herstellung mit einem Tragfähigkeitszuwachs (*Setup Effect*)⁸² zu rechnen, der in Abhängigkeit vom Pfahlsystem sowie vom anstehenden Boden bis ca. 50% der ermittelten Anfangstragfähigkeit zum Zeitpunkt der Herstellung betragen kann. Während einer Rammung wird der den Pfahl umgebende Boden gestört, so dass sich zunächst geringe Widerstandskräfte am Pfahlmantel entwickeln. Dies begünstigt den Rammfortschritt und wird bei Ortbetonrammpfählen durch Fußplatten mit Überschnitt (z.B. Simplexpfahl) bewusst genutzt. Nach einer Standzeit von einigen Tagen bis Wochen verfestigt sich der Boden im Mantelbereich, so dass die eingeleitete Belastung auch über Mantelreibungskräfte abgetragen werden kann. In bestimmten Fällen können zeitabhängige Vorgänge im Boden jedoch auch zur Tragfähigkeitsreduktion führen. Um diese zeitabhängigen Effekte zu erfassen und gezielt zu nutzen, sollten die betrachteten Pfähle nach einiger Zeit einem erneuten *Restrike-Test* unterzogen werden. Zu weiteren Ausführungen hinsichtlich zeitabhängiger Tragfähigkeitsänderungen sei auf die Literatur [z.B. SEIDEL et al., 2000] verwiesen.

Bei einem Rammschlag wird die in den Pfahl eingeleitete Stoßkraft meist ungleichmäßig über den Pfahlquerschnitt verteilt. Mit dem Auftreffen eines Fallgewichtes auf der Pfahlkopfoberfläche ist ein mechanischer Spannungsanstieg im Pfahl verbunden, der sich als Stoßwellenfront vom Pfahlkopf aus abwärts bewegt. Hierbei werden die am Pfahlkopf auftretende Dehnung und Beschleunigung gemessen. In Anlehnung an das Prinzip von St. Venant kann davon ausgegangen werden, dass die Stoßwellenfront nach einem Ausbreitungsweg, der mindestens dem 1,5 - fachen des Pfahldurchmessers entspricht, als eben angesehen werden kann. Die Messgeber werden aus diesem Grund, und um eventuell auftretende Exzentrizitäten ausgleichen zu können, in einem entsprechenden Abstand unterhalb der Oberkante der Pfähle auf mindestens zwei gegenüberliegenden Seiten angebracht (Vergleiche Kap. 5.5.3). Die Freilegung des Pfahls bis in die entsprechende Tiefe ist demzufolge erforderlich. Messkabel und Messcomputer mit A/D-Wandlung und entsprechender Software vervollständigen die Messeinrichtung. Beispielhaft für Ortbetonpfähle

⁷⁹ Vergleiche Kap. 5.5.2.

⁸⁰ Vergleiche Kap. 5.5.3.

⁸¹ Vergleiche Kap. 5.5.3.

⁸² Vergleiche Kap. 6.5.1.

sind in *Abbildung 6-9* der prinzipielle Messaufbau sowie die für diese Pfahltypen erforderlichen Arbeitsschritte zur Vorbereitung der dynamischen Probelastungen dargestellt.

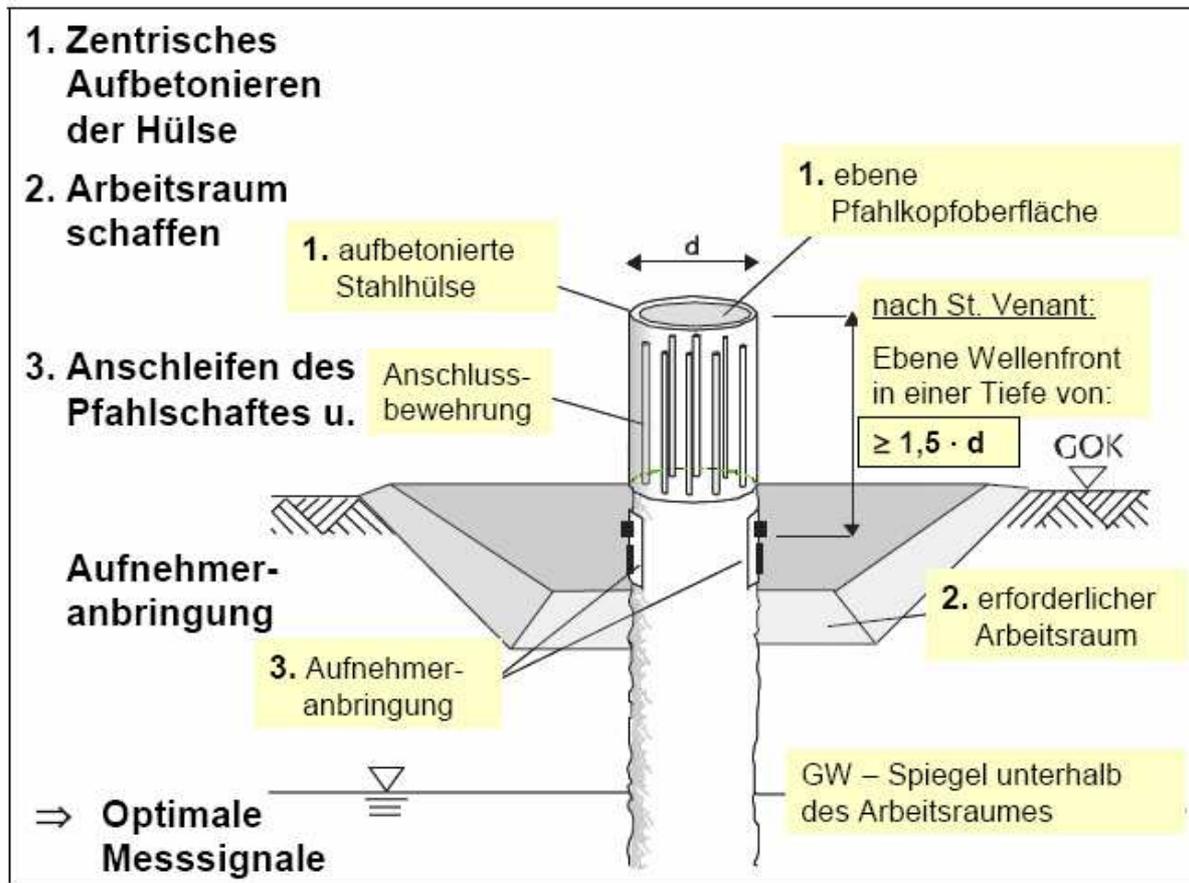


Abbildung 6-9: Grundsätzlicher Messaufbau und Vorbereitung eines Ortbetonpfahles [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

Die Fallhöhe des verwendeten Fallgewichtes sollte variabel einstellbar sein, um die nötige Sensitivität zu gewährleisten bzw. Schäden am Pfahlkopf zu vermeiden. Die Fallhöhe muss also an die Aufgabenstellung, d.h. die nachzuweisende äußere sowie die inneren Tragfähigkeit angepasst werden. Die dynamische Belastung entspricht dem Produkt aus Fallmasse und Fallhöhe, also der potentiellen Energie. Die tatsächliche Prüflast, die den Pfahl belastet, ist von der Dämpfung des Gesamtaufbaus der Belastungseinrichtung abhängig und erreicht nicht den theoretischen Wert. Aus langjähriger Erfahrung hat sich gezeigt, dass die untere Grenze der einzusetzenden Fallmasse mindestens 1-2% der nachzuweisenden Tragfähigkeit des Pfahles bzw. 10-15% der Pfahlmasse betragen sollte.

Bei der Befestigung der Aufnehmer am Pfahlschaft bzw. am Rammrohr ist zu beachten, dass die Aufnehmer spannungsfrei montiert werden, da insbesondere bei den Dehnungsaufnehmern bereits kleine Unebenheiten der Oberfläche des Pfahlmantels zu Messwertverfälschungen führen.

Die Prinzipien der Wellenausbreitung, auf denen das Verfahren beruht, sind in Kapitel 5 dargelegt. Daraus ergibt sich die Proportionalität von Pfahlnormalkraft F und Geschwindigkeit v der zum Pfahlfuß laufenden Stoßwelle, solange kein Einfluss aus dem umgebenden Boden auf den Pfahl einwirkt.

$$F = \frac{EA}{c} v \quad (6-8)$$

Der Proportionalitätsfaktor wird auch als Pfahlimpedanz Z bezeichnet und ist nur von Material- bzw. Querschnittswerten abhängig.⁸³

$$Z = \frac{EA}{c} = A\sqrt{E\rho} \quad (6-9)$$

Die Proportionalitätsbedingung dient als ein Kriterium bei der Beurteilung der Qualität des aufgezeichneten Messsignals. Ist diese Proportionalität nicht vorhanden, so kann auf eine fehlerhafte Messung geschlossen werden, die zur Ermittlung der Tragfähigkeit nicht geeignet ist. *Abbildung 6-10* zeigt ein typisches Messsignal, bei dem die Proportionalität von Beginn der Messung bis zum 1. Peak, der den Zeitpunkt der Stoßwelleneinleitung am Pfahlkopf beschreibt, gegeben ist. Die Größe der Klaffung zwischen den beiden abgebildeten Kurven nach dem 1. Peak ist ein Maß für die Größe der am Pfahl angreifenden Widerstandskräfte. Prinzipiell muss während der Messung bzw. unmittelbar nach einem Rammschlag die Qualität des Messsignals überprüft und gegebenenfalls die Ursachen für evtl. vorhandene Messfehler beseitigt werden. Ursachen für Messfehler können z.B. sein:

- fehlerhafte Anbringung der Aufnehmer,
- feuchte oder defekte Aufnehmer, Kabel oder Steckverbindungen,
- unebene Pfahlkopfoberfläche,
- Beton nicht ausreichender Festigkeit im Pfahlkopfbereich.

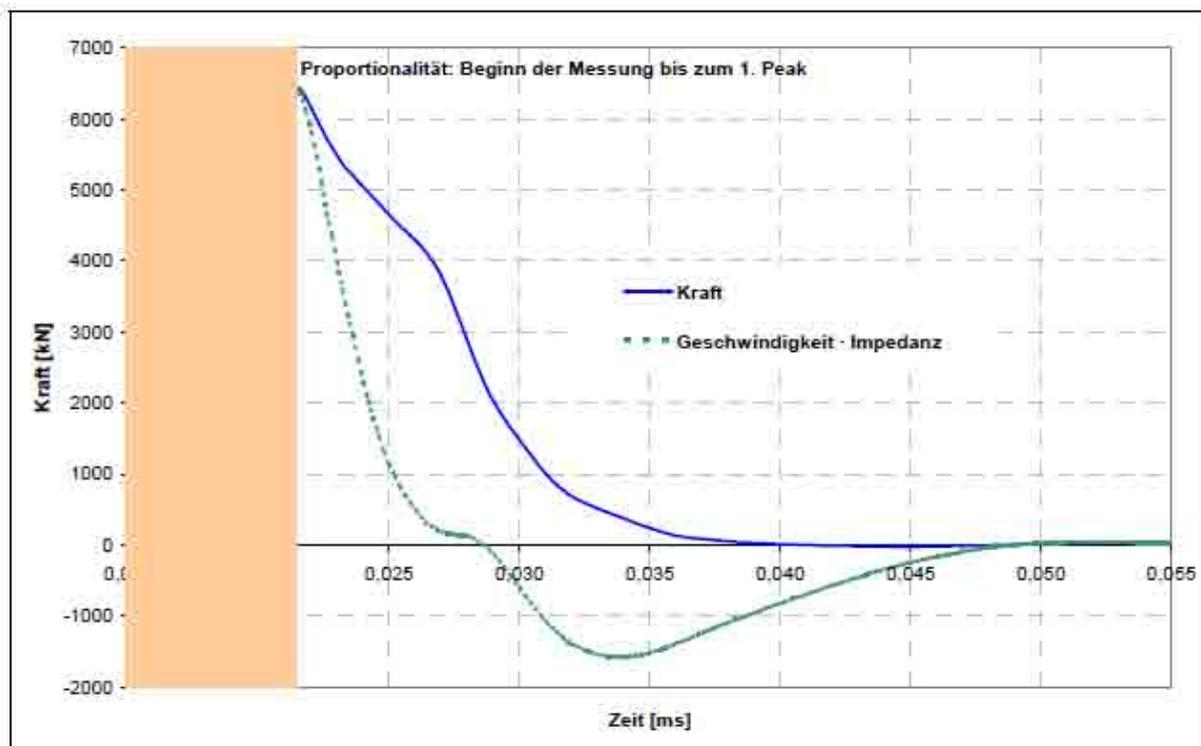


Abbildung 6-10: Messsignalqualität – Proportionalität [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

Die Berechnungsannahmen erfordern, dass bei der Durchführung des dynamischen Pfahltests alle Widerstände aktiviert werden. Dies lässt sich erreichen, wenn durch den einzelnen Schlag eine bleibende Verschiebung des Pfahls erzielt werden kann. Die Größe der erforderlichen Verschiebung ist vom anstehenden Boden abhängig und sollte für den Prüfschlag ≥ 2 mm erreichen.

Die einzelnen Verfahren zur Messauswertung werden unterschieden in „direkte“ und „erweiterte“ Verfahren. Die direkten Verfahren ermöglichen direkt am Ort der Messung Aussagen zur erreichten Tragfähigkeit, während bei den erweiterten Verfahren im Anschluss an die Messung eine Identifikation

⁸³ Vergleiche Gl. (5-40 und -41).

des realen Pfahl-Boden Systems durch Modellbildung und anschließender Iteration durchgeführt wird. Zu den heute am meisten verbreiteten Verfahren gehören Produkte von GRL Engineers, Inc., USA und das TNO Wave-Verfahren von Profound B.V., Niederlande. Beispielhaft wird im Folgenden auf das CASE-Verfahren (direkt) und das CAPWAP-Verfahren (erweitert) näher eingegangen.

6.3.6.1 Direkte Verfahren (Case-Verfahren)⁸⁴

Bei den direkten Verfahren ergibt sich die statische Tragfähigkeit R_{stat} nach Ermittlung des Gesamtwiderstandes im dynamischen Test R_{tot} und der Berechnung und Subtraktion des dynamischen Anteils R_{dyn} .⁸⁵

$$R_{\text{tot}} = \frac{1}{2} (F_1 + Z \cdot v_1 + F_2 - Z \cdot v_2)$$
$$R_{\text{stat}} = R_{\text{tot}} - R_{\text{dyn}} \quad (6-10)$$

Beim CASE-Verfahren wird R_{dyn} vollständig als elasto-plastisch an der Pfahlspitze wirkend angenommen. Dabei muss ein Dämpfungsbeiwert J_c für den anstehenden Boden festgelegt werden. Dies kann entweder anhand einer Kalibrierung an den Ergebnissen aus statischen Probelastungen oder bei ausreichender Erfahrung mit den anstehenden Böden auch direkt aus dem Bodenaufschluss erfolgen. Der auf diese Art ermittelte CASE-Dämpfungsbeiwert sollte durch eine CAPWAP-Auswertung (erweitertes Verfahren) überprüft werden. Richtwerte für Dämpfungsbeiwerte der direkten Verfahren sind für verschiedene Bodenarten in [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik - Arbeitskreis 2.1; (Juni 1998)] oder [DGGT EA-Pfähle] angegeben. R_{dyn} berechnet sich unter Berücksichtigung des dimensionslosen CASE-Dämpfungs-faktors J_c zu

$$R_{\text{dyn}} = J_c \cdot Z \cdot v$$
$$\Rightarrow R_{\text{stat}} = (1 - J_c)[F_1 + Z \cdot v_1]/2 + (1 + J_c)[F_2 - Z \cdot v_2]/2 \quad (6-11)$$

In *Abbildung 6-11* sind die Zusammenhänge (Theorie der Wellenausbreitung und CASE-Auswertung) anhand eines Messsignals anschaulich dargestellt.

Die Anwendung des CASE-Verfahrens ist jedoch auf homogenes Pfahlmaterial ohne Querschnittswechsel beschränkt. Existieren planmäßige Querschnittswechsel (Stahlflügelpfahl), so muss das Gesamtsystem nach einem erweiterten Verfahren modelliert werden.

⁸⁴ Vergleiche Kap. 4.1.3.2.

⁸⁵ Vergleiche *Abbildung 6-11*.

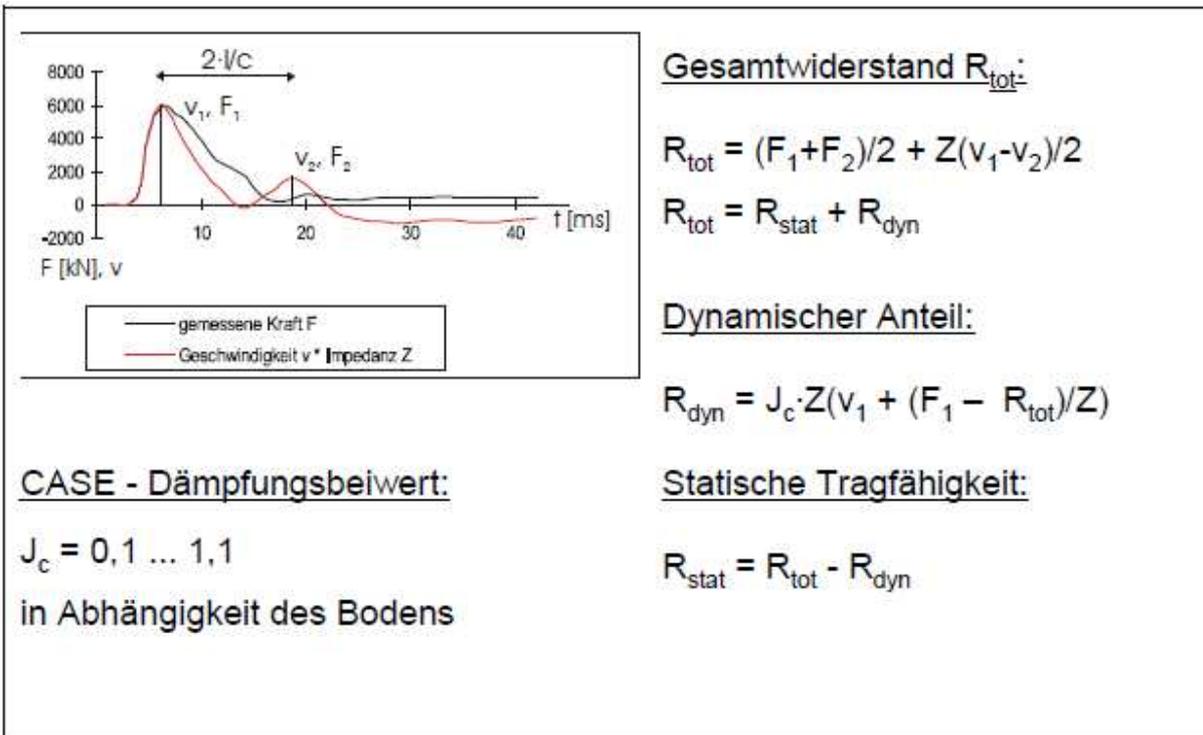
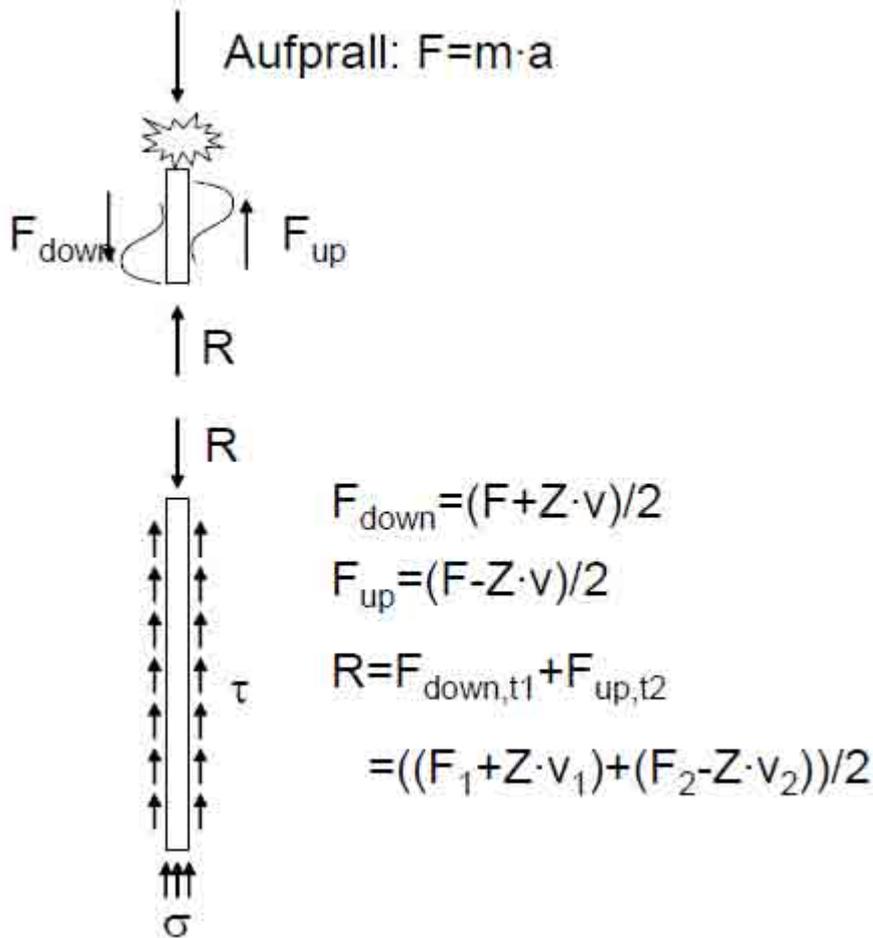


Abbildung 6-11: Direktes Verfahren – CASE-Auswertung [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

6.3.6.2 Erweiterte Verfahren (CAPWAP-Verfahren)⁸⁶

Hierbei wird ein diskretes Pfahl-Boden-Modell verwendet, dessen Grundzüge bereits von [Smith, 1960] vorgestellt wurden. In *Abbildung 6-12* ist das Modell dargestellt, welches derzeit einer Analyse nach dem CAPWAP-Verfahren zugrunde liegt.

Grundsätzlich ist die Auswertung des dynamischen Pfahltests nach dem CAPWAP-Verfahren eine Form der Systemidentifikation und als solches ein inverses Problem. Anhand eines registrierten Messsignals werden Rückschlüsse auf mechanische Eigenschaften der Gesamtstruktur gezogen. Dazu muss der reale Bauteil mit seiner Umgebung zunächst in ein mechanisches Modell überführt werden. Fehler, die bei der Messung und bei der Modellbildung auftreten und nicht vollständig auszuschließen sind, können durch die anschließende numerische Analyse nicht behoben werden.

Der Erfolg eines dynamischen Pfahltests ist deshalb in hohem Maße von der Sorgfalt abhängig, mit der die Messsignale aufgezeichnet werden.

Bei der Auswertung werden das gewählte Modell und dessen Parameter an der vor Ort durchgeführten Messung kalibriert. Bei diesem iterativen Berechnungsgang werden die Messkurven eines Schläges als Grenzwert betrachtet, den es bestmöglich anzugleichen gilt, indem die Boden- und Pfahlparameter (Dämpfung, Steifigkeit, Geometrie, etc.) des zugrunde liegenden mechanischen Modells variiert werden. Ist eine optimale Übereinstimmung zwischen dem gemessenen und dem berechneten Kurvenverlauf erreicht, also der Fehler zwischen den beiden Kurven ein Minimum, so wird die Iteration beendet. Dabei ist als Fehler einerseits der integrale Fehler über die gesamte Berechnungszeit und andererseits der Fehler zu verstehen, der zu jedem einzelnen Zeitschritt in Form einer Abweichung von Messergebnis und Rechenwert auftritt.

Das statische Verhalten des Pfahles kann an dem auf diese Weise ermittelten Modell bestimmt werden. Es sei bemerkt, dass die Berechnung, die durch iteratives Anpassen der Modellparameter erfolgt, keine theoretisch eindeutige Lösung liefert. Diese Mehrdeutigkeit ist einerseits auf die Modellbildung als solche, andererseits auf mögliche Messfehler und zu große Fehlerschranken zurückzuführen.⁸⁷ Durch die Überprüfung der Plausibilität des Ergebnisses kann jedoch eine Aussage über die Tragfähigkeit des Pfahles getroffen werden, die für die baupraktische Fragestellung eine genügend genaue Bestimmung der Tragfähigkeit des Pfahles erlaubt.

Als Ergebnis einer CAPWAP-Auswertung ergibt sich dann eine Aufteilung der Tragfähigkeit in Spitzendruck und Mantelreibung sowie deren Verteilung über die Pfahlänge. Zusätzlich wird die rechnerische Last – Setzungs – Linie ermittelt (vgl. *Abbildung 6-13*).

⁸⁶ Vergleiche Kap. 4.1.3.3.

⁸⁷ [KLINGMÜLLER, 1991].

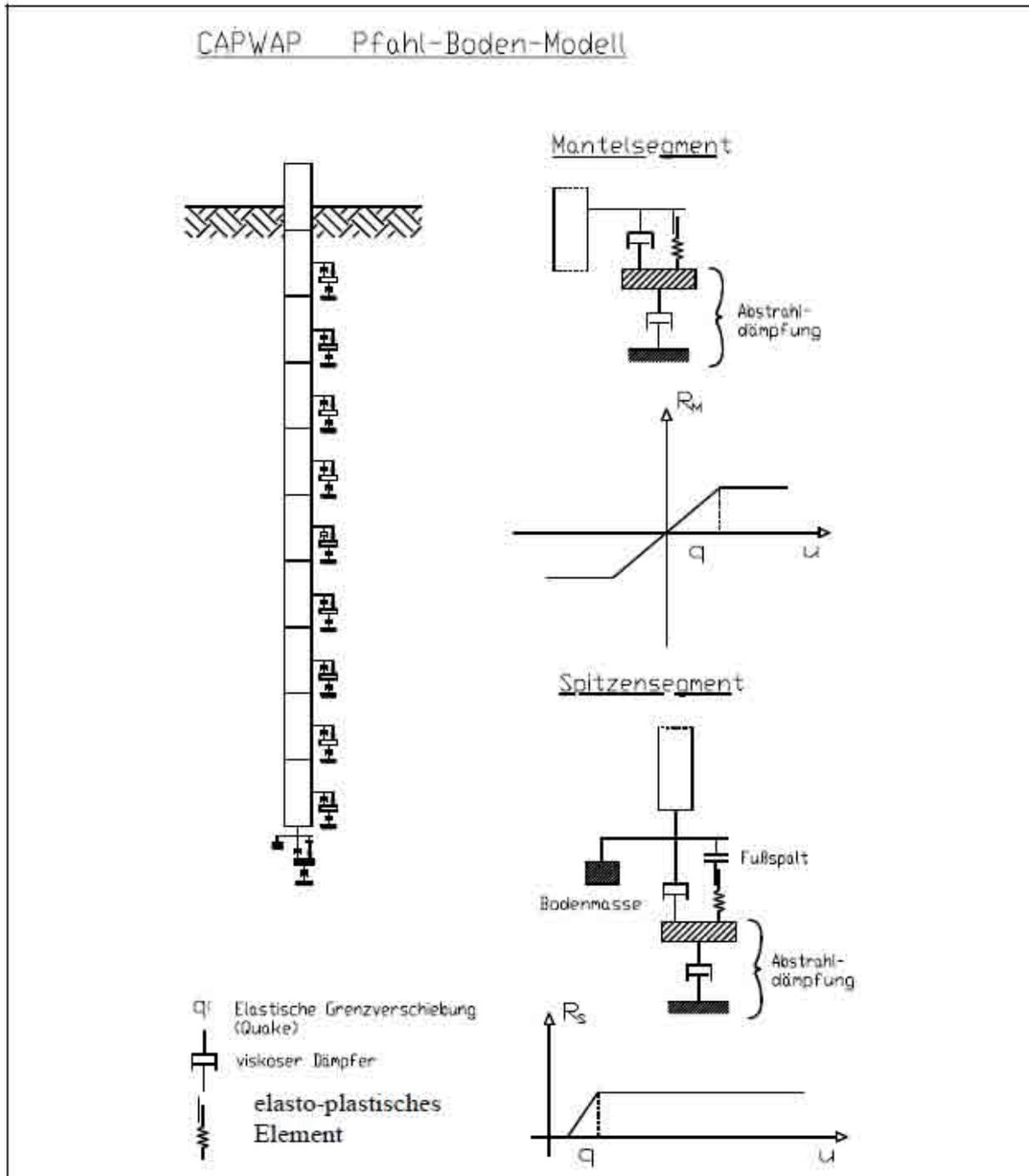


Abbildung 6-12: Erweitertes Verfahren – CAPWAP-Modell [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

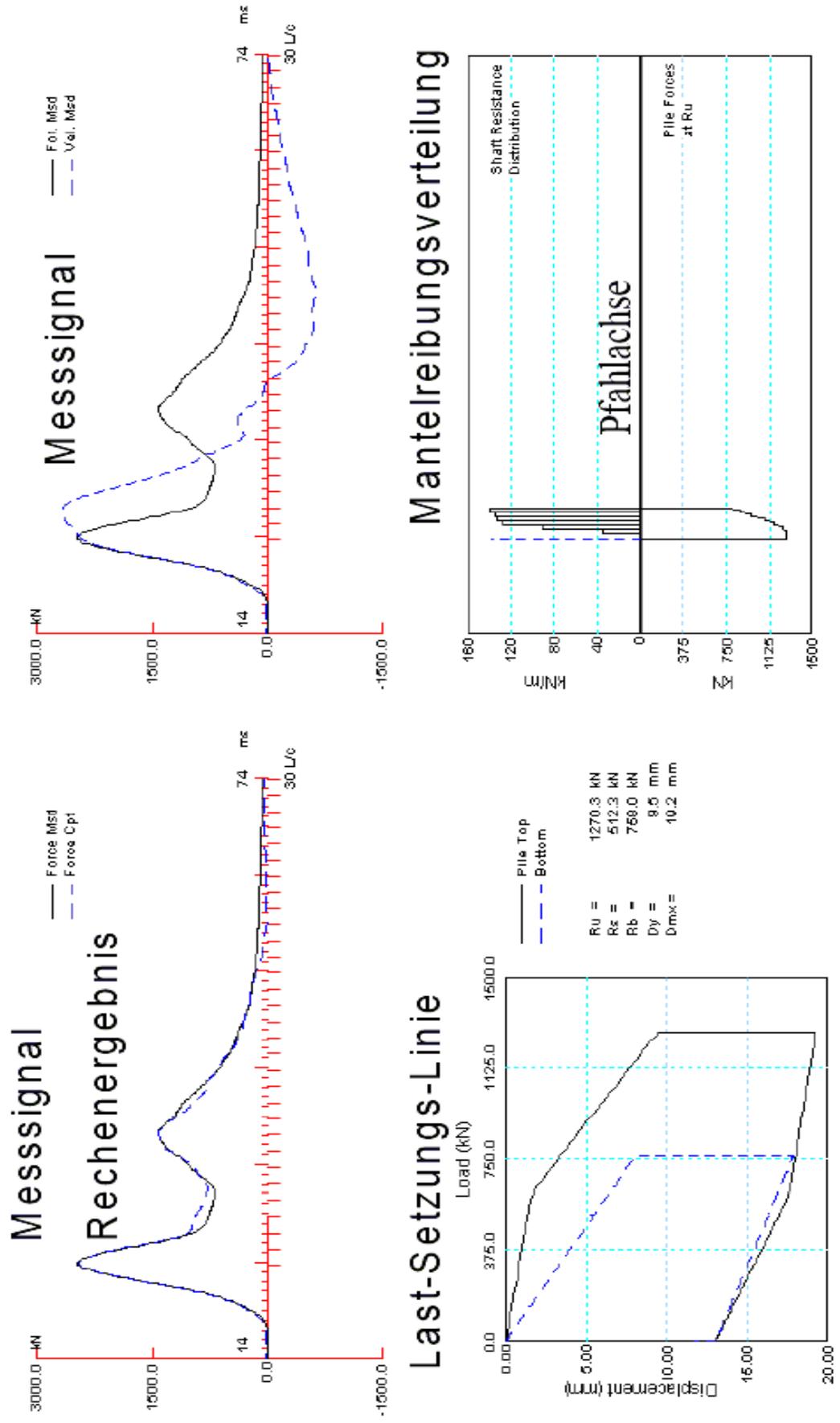


Abbildung 6-13: Ergebnisse einer CAPWAP-Auswertung [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

6.4 Statnamiche Pfahlprüfung („rapid-load“ Test)⁸⁸

Die STATNOMIC Probelastung dient kostengünstiger, zeitsparender und einfacher Bestimmung der Tragfähigkeit von Caissons und Hochleistungspfählen.

Außer Genauigkeit bietet das System den Vorteil sofortiger Datendarstellung vor Ort.

Der STATNOMIC Test kombiniert die Vorteile der statischen und dynamischen Probelastung, schaltet jedoch ihre Nachteile aus und ist zugleich wirtschaftlich, schnell, mobil, zerstörungsfrei und leicht wiederholbar. Dadurch sind mehrere Tests auf einer Baustelle möglich.

Das System kann eine Kraft von mehr als 25 MN entwickeln und ist dennoch ohne weiteres per Achse und als Luftfracht zu transportieren.

STATNOMIC ist eine gemeinsame Entwicklung der kanadischen [*Birmingham Corporation*] und der niederländischen [*TNO*] Bauforschung. Das System ermöglicht die volle Belastung eines Pfahls, benötigt dazu jedoch nur den Bruchteil einer entsprechenden statischen Belastungsmasse. Gleichzeitig hält die Belastung viele Male länger als bei einer dynamischen Probelastung an.

Im Folgenden wird das STATNOMIC Prinzip, die Instrumentierung sowie praktische Resultate und Testvergleiche beschrieben.

6.4.1 Die Entwicklung von STATNOMIC

Die STATNOMIC Belastungsprobe ist 1988 von [*Birmingham*] und [*TNO*] entwickelt worden. Untersuchungen wurden in vier Bereichen vorgenommen:

- mit Anlauffests und bei der Instrumentierung,
- bei Laborversuchen,
- vollwertigen Belastungsvergleichen und
- mit theoretischen Entwürfen und Analysen.

1988 wurde das erste STATNOMIC Modell mit einem Belastungsvermögen von zunächst nur 100 kN hergestellt. Nach einer erfolgreichen Testserie, ist 1989 ein Gerät mit einem Vermögen von 500 kN entstanden. Mit diesem Gerät wurden an der McMaster Universität in Hamilton, Kanada, Vergleichsproben vorgenommen. [JANES; HORVATH; BERMINGHAM (1991)] haben die Ergebnisse veröffentlicht.

1990 wurde ein 6,5 MN - STATNOMIC Gerät entwickelt und eine weitere Testserie unternommen. Ab 1991 stand ein STATNOMIC Gerät mit einem Vermögen von 20 MN zur Verfügung.

Der Erfolg der Methode hat ihre kommerzielle Einführung beschleunigt. Erste praktische Tests sind bereits 1990 in Kanada und den USA erfolgt. Inzwischen wurden zahlreiche Pfähle getestet – Pfähle aus Holz, Stahl, Beton sowie Schrägpfähle. Für die nahe Zukunft sind STATNOMIC Geräte mit noch höherem Leistungsvermögen geplant. Dadurch wird auch die Belastungsprüfung von Hochleistungspfählen im Offshore-Bau möglich sein.

⁸⁸ Vergleiche Kap. 5.5.3.5.

6.4.2 Konzept

Die STATNAMIC Methode ist ein relativ neuartiges Verfahren zur Messung der Reaktion einer Gründung unter Belastung, ohne dass dafür die volle Zuladung (oder entsprechende Ankerpfähle), ein entsprechendes Fallgewicht oder gar ein Rammgerät benötigt werden.

Nur 5 % der Reaktionsmasse, die bei einer statischen Probelastung erforderlich ist, reichen hier aus. Das System misst das Last-Setzungsverhalten unter Kräften zwischen 260 kN und mehr als 26 MN.

Anstelle des bei einer dynamischen Testbelastung üblichen Impakts drückt das STATNAMIC System den Pfahl wie bei einer statischen Belastungsprobe gleichmäßig in den Boden. Während des STATNAMIC Tests sorgt der in einer Druckkammer angebrachte Festtreibstoff für einen langsam ansteigenden Druck, der aufwärts auf die Reaktionsmasse und abwärts auf die Fundierung einwirkt.

Aus der Tragfähigkeit der Reaktionsmasse ergibt sich die Pfahlbelastung. Der gesamte Belastungszyklus dauert etwa 100 Millisekunden und verläuft somit mehr als fünfzigmal langsamer als die übliche dynamische Probelastung.

Nachdem die Höchstbelastung erreicht ist, erfolgt eine kontrollierte Druckentladung durch Lüftung. Größe und Belastungsverlauf (Form der angewandten Kraftkurve) sind endlos variabel und können durch Anwendung verschiedener Kombinationen von Treibstoff, Lüftungsloch und Reaktionsmasse gesteuert werden. Das Ergebnis ist ein Belastungstest, bei dem eine Pfahlbewegung von etwa 10m/s auftritt, gegenüber 500-5.000m/s bei einer dynamischen Probe. Messungen innerhalb des Pfahls zeigen an, dass die Spannungsverteilung beinahe wie bei einer statischen Probelastung verläuft.

Im Wesentlichen beruht das Verfahren auf dem Newtonschen Gesetz. Eine Reaktionsmasse wird direkt auf den Pfahlkopf aufgesetzt. Dabei ist darauf zu achten, dass eine glatte Pfahlkopfoberfläche vorliegt. Die Reaktionsmasse wird durch eine Treibladung vom Pfahl weg beschleunigt. Die daraus resultierende Kraft wird betragsmäßig äquivalent in den Pfahl eingeleitet (vgl. *Abbildung 6-14*). Die Größe der Reaktionsmasse wird durch das Aufsetzen von beispielsweise mit Kies gefüllten Behältern an die Prüflast angepasst, die durch ein Gestänge geführt sind. Die erforderliche Masse beträgt ca. 5-10% der nachzuweisenden Tragfähigkeit. Nach der Beschleunigung vom Pfahl weg wird der Rückprall auf den Pfahlkopf durch ein hydraulisches Auffangsystem verhindert.

Als Mindestmessgrößen werden die eingeleitete Kraft durch eine Kraftmessdose und die Relativverschiebung des Pfahles durch ein Lasersystem erfasst. Die gemessene Kraft F_{stn} (statnamische Kraft) und die Verschiebung u werden als Funktionen über die Zeit dargestellt (vgl. *Abbildung 6-14*).

Durch Differentiation der Verschiebungsdaten über die Zeit, werden sowohl die Geschwindigkeit als auch die Beschleunigung am Pfahlkopf ermittelt. Zusätzlich können Beschleunigungsgeber am Pfahlkopf befestigt werden, so dass eine Kontrolle der errechneten Beschleunigung vorgenommen werden kann und ein Ersatzsystem bei Ausfall der Laservorrichtung vorliegt. Die Auswertung erfolgt nach der '**Unloading Point Methode**'. Im Gegensatz zur klassischen dynamischen Pfahlprüfung herrscht bei der statnamischen Prüfung eine relativ lange Impuls- bzw. Belastungsdauer vor. Der Pfahl wird demzufolge nicht als Mehrmassensystem sondern als **Einmassenschwinger** modelliert. Das mechanische Modell ist in *Abbildung 6-15* dargestellt.

Im umgeformten Gleichungssystem sind der statische Bodenwiderstand und der Dämpfungsfaktor unbekannte Größen. Am Punkt der maximalen Setzung, dem so genannten 'Unloading Point', erreicht die Pfahlverschiebung ihr relatives Maximum und die Geschwindigkeit ist aufgrund der Richtungsumkehr der Pfahlbewegung gleich Null (vgl. *Abbildung 6-15*). Daraus ergibt sich, dass an dieser Stelle keine geschwindigkeitsabhängigen dynamischen Anteile im Messsignal enthalten sind und die zugehörige Kraft der Summe aus statischem Bodenwiderstand und der Massenträgheit des Pfahles gleichgesetzt werden kann. Der Unloading Point wird daher auch als statischer Punkt bezeichnet. Im Weiteren wird die Last – Setzungs – Kurve ermittelt (vgl. *Abbildung 6-16*). Da es sich

bei dem zugrunde gelegten Modell um einen Einmassenschwinger handelt, muss lediglich noch die Dämpfungskonstante des Gesamtsystems ermittelt werden.

Es wird die Annahme getroffen, dass im Zeitraum von $F_{stn(max)}$ bis F_{unl} der Boden ein nachgiebiges Verhalten aufweist und somit $F_u = F_{unl}$ gilt. Für diesen Bereich ergibt sich daraus

$$F_{stn} = F_u + F_v + F_a = F_{unl} + F_v + F_a \Leftrightarrow \frac{C_v}{F_v} = F_{stn} - F_{unl} - F_a \quad (6-12)$$

Damit ermittelt sich die Dämpfungskonstante des Gesamtsystems zu

$$C_{mean} = \frac{F_{stn} - F_{unl} - F_a}{v} \quad (6-13)$$

Anschließend wird der statische Widerstand F_u an allen Stellen der Last-Setzungs-Kurve ermittelt und wie in *Abbildung 6-16* (gestrichelte Linie) dargestellt.

6.4.3 Instrumentierung

Alle Messinstrumente für Pfahlbelastungen und Last-Setzungsverhalten gehören integral zu einem STATNOMIC Gerät. Der Testpfahl selbst braucht dagegen nicht instrumentiert zu werden. Ein kalibriertes Dynamometer ist in die Basis des STATNOMIC Gerätes eingebaut und übernimmt die direkte Messung der angewandten Kraft.

Die Pfahlreaktion wird mit Hilfe eines Laserstrahles und eines lichtempfindlichen Sensors bestimmt. Der Sensor wird auf der Mittelpunktachse des Pfahles angebracht. Die Laserquelle befindet sich in einer Entfernung von 10-20m vom Pfahl und gibt ein Signal ab, das nicht durch Bodenschwingungen der Probe beeinflusst wird.

Der robuste Computer mit Signalprozessor des [TNO - Foundation Pile Diagnostic System - FPDS] digitalisiert und speichert die Messsignale. Ergebnisse erscheinen sofort nach dem Test auf dem Bildschirm. Dies verschafft einen unmittelbaren Einblick in das Last-Setzungsverhalten und die Beziehung Belastung-Verschiebungszeit.

6.4.4 Vergleich von Belastungsproben

Eine Belastungsprobe muss Angaben über das Last-Setzungsverhalten und die Tragfähigkeit eines Pfahls liefern. Konsistentes Last-Setzungsverhalten unterbindet Setzungsunterschiede, während die Bestimmung der Tragfähigkeit die Wirtschaftlichkeit von Pfahlentwürfen sicherstellen muss.

Die konventionelle statische Belastungsprobe gilt momentan als einzige anerkannte Methode, um diesbezüglich Daten zu gewinnen. Sie ist allerdings umständlich, zeitaufwendig und teuer.

Anerkanntermaßen kann eine dynamische Probelastung zusammen mit einer statischen Kalibrierungsprobe eine wirtschaftliche Alternative liefern, da sich so mehrere Pfähle am Tag testen lassen. In diesem Fall erfordert jedoch die Auswertung der gesammelten Daten mit Hilfe von Signalanpassungsverfahren wie CAPWAP spezialisierte Fachleute.

Andererseits bedingt die dynamische Probelastung Fallgewicht, Leitgerüst und sorgsam berechnete Schlagplatten oder ein komplettes Rammgerät. Bei Tests mit Ortbetonpfählen besteht obendrein ein erhebliches Schadensrisiko. Exzentrische Belastungen verursachen Biegebeanspruchung und lösen Zugwellen aus; dies kann zu Rissen und zum Pfahlbruch führen.

Die STATNOMIC Probelastung vermeidet die Probleme, die bei statischen oder dynamischen Belastungstests auftreten und kombiniert die Vorteile beider Systeme. Während der Probe wird der Pfahl zentrisch in den Grund gedrückt. Wegen der Dauer der Belastung können sich keine Spannungswellen bilden. Im Bedarfsfall kann die erforderliche Reaktionsmasse auf der Baustelle erstellt werden.

Der Aufbau des STATNOMIC Gerätes ist zügig und einfach. Der Test kann von Technikern vorgenommen werden. Elektronische Funktionen des Computers laufen automatisch ab, und die Ergebnisse werden sofort nach dem Test dargestellt.

6.4.5 Zusammenfassung

Die STATNOMIC Methode ist wirtschaftlich, leistungsschnell, einfach, mobil, wiederholbar und kombiniert die Vorteile der konventionellen statischen und dynamischen Probelastung.

Durch die vielen Vorteile der STATNOMIC Testmethode müsste es möglich sein, pro Baustelle mindestens dreimal so viele Belastungsproben zu denselben Kosten vorzunehmen, wie bei einem konventionellen statischen Belastungstest.

Die Möglichkeit zusätzlicher Pfahlbelastungsproben ohne entsprechende Kostenverteuerung sollte Vorteile bieten:

- Optimalisierung von Gründungskonstruktionen,
- Überprüfung bodentechnischer Konstruktionsparameter,
- Abbau von Unsicherheiten im Baustellengrund,
- Verringerte Fehlerwahrscheinlichkeit,
- angemessene Sicherheit ohne überzogene Konstruktionen.

Was als Nachteil des STATNOMIC Belastungstests gegenüber einer konventionellen Belastungsprobe erscheinen mag, nämlich die kurze Dauer der Probe, ist in erster Linie eine Verständnisfrage. Viele Ingenieure denken noch, dass man nur aufgrund konventioneller Probelastungen Aussagen über das langfristige Setzungsverhalten von Pfahlgründungen machen könne. Diese Auffassung kann dazu führen, dass andere Methoden der Probelastung nur zögernd akzeptiert werden, wodurch die Kosten unnötig hoch bleiben und die Zahl der Tests zu niedrig.

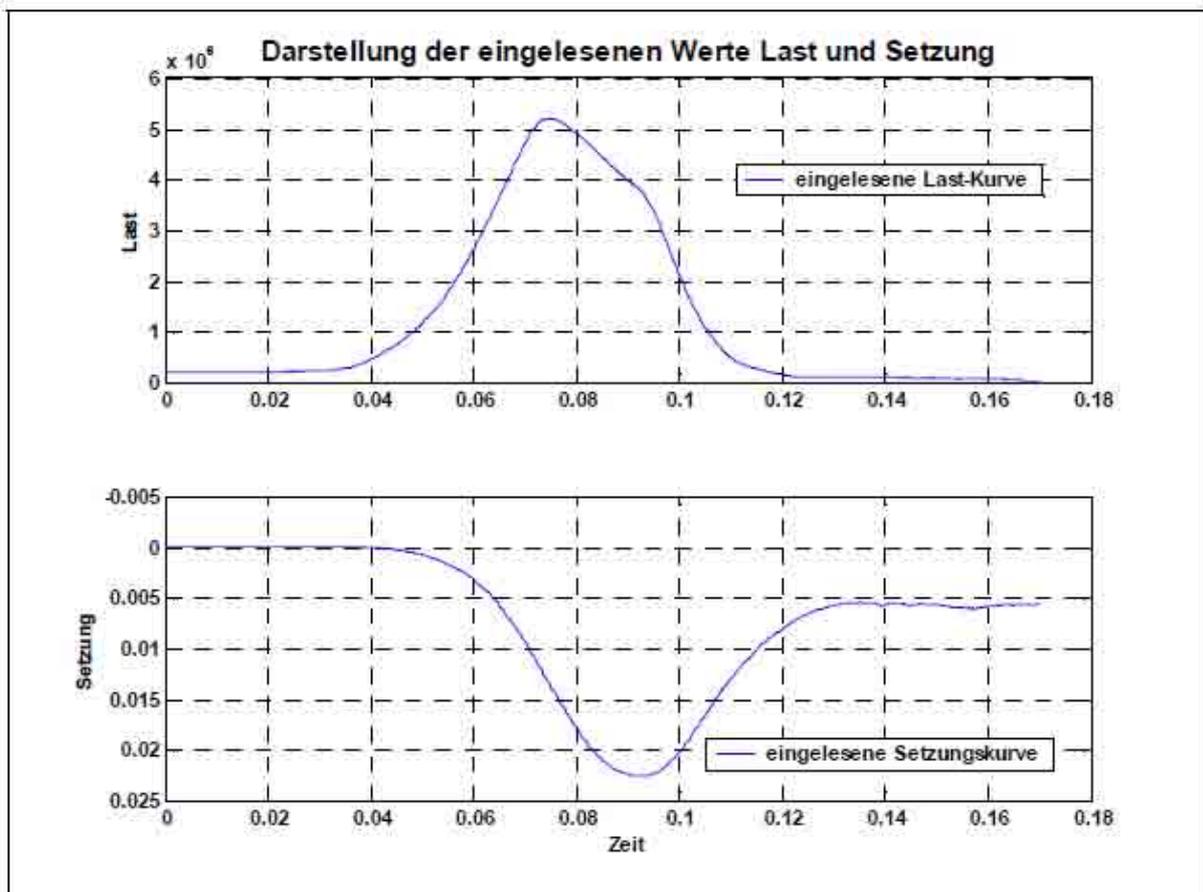
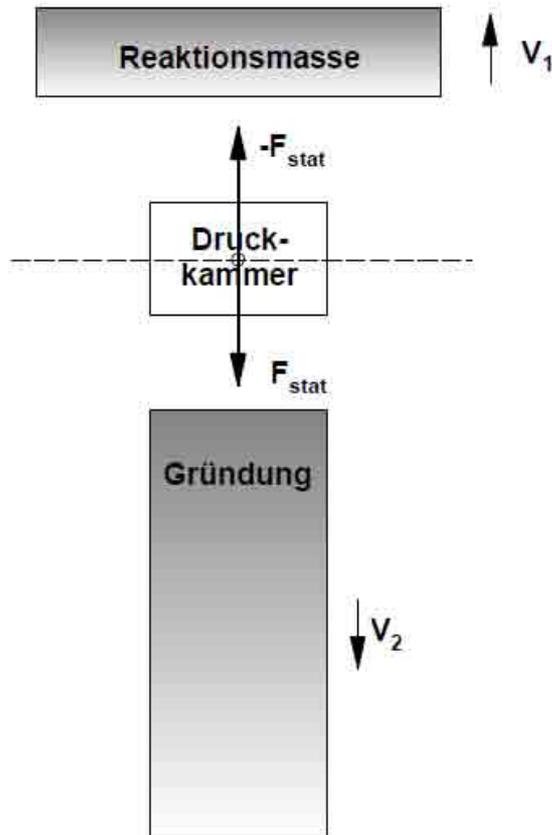
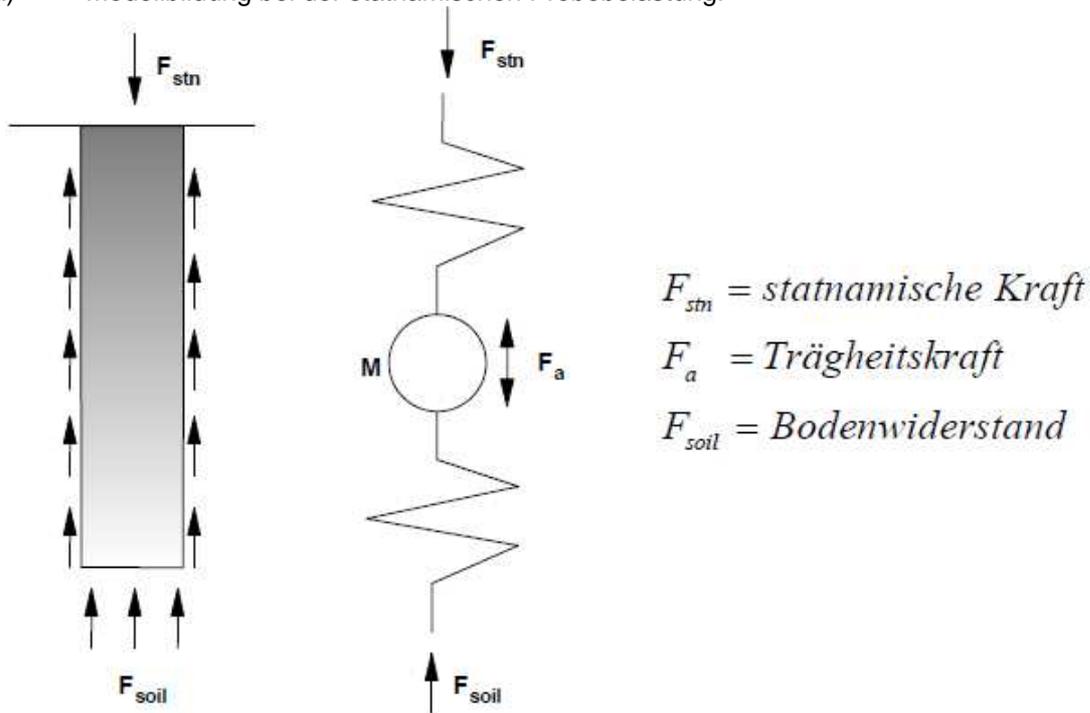


Abbildung 6-14: Prinzip der statnischen Probelastung (oben) und gemessene Größen bei der statnischen Probelastung [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

a) Modellbildung bei der statnamischen Probebelastung:



b) Der gemessene Gesamtwiderstand F_{stn} ergibt sich aus der Massenträgheit des Pfahls und dem Bodenwiderstand F_{soil}

$$F_{stn}(t) = F_{soil}(t) + F_a(t)$$

$$F_{soil}(t) = \underbrace{F_u(t)}_{\text{Statischer Widerstand}} + \underbrace{F_p(t)}_{\substack{\text{Widerstand} \\ \text{Porenwasserdruck}}} + \underbrace{F_v(t)}_{\text{Widerstandskraft des Bodens}}$$

$$F_u(t) = k \times u(t)$$

$$F_v(t) = C \times v(t)$$

$$F_p(t) = P \times v(t)$$

$k = \text{Federsteifigkeit}$

$C = \text{Dämpfungsfaktor}$

$P = \text{Porenwasserdruckdämpfung}$

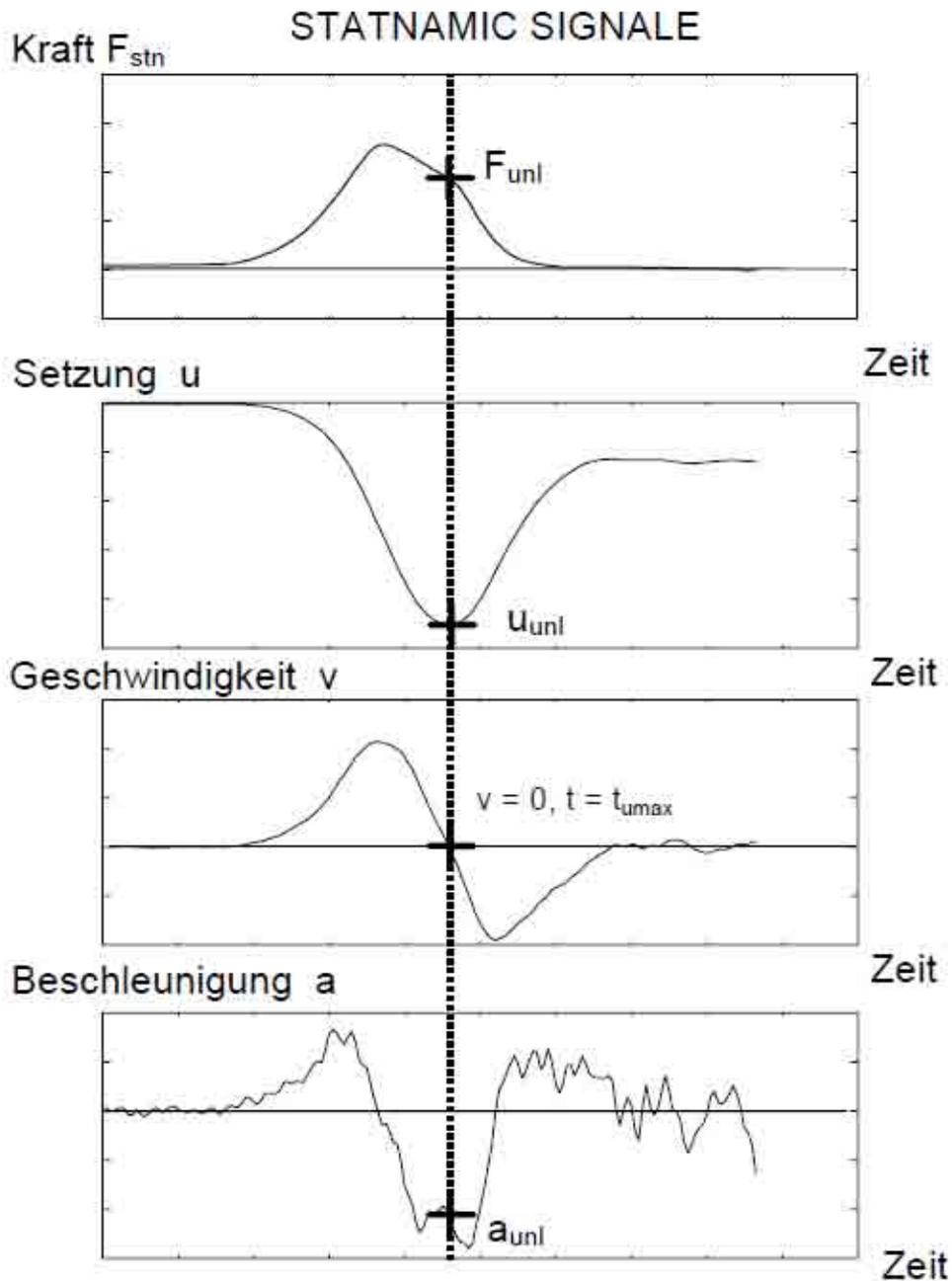
$u = \text{Beschleunigung}$

$v = \text{Geschwindigkeit}$

Umgeformt ergibt sich der statische Widerstand zu

$$F_u(t) = F_{stn}(t) - C \times v - m \times a$$

c) Funktioneller Zusammenhang am „Unloading Point“:



am 'Unloading Point' gilt:

$$F_{unl} = F_{stn}(t_{u\max}) \quad a_{unl} = a(t_{u\max})$$

eingesetzt ergibt sich:

$$F_u(t_{u\max}) = F_{unl} - m \times a_{unl}$$

Abbildung 6-15: Mechanische Modell bei der statnamischen Probelastung (a, b und c)
 [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

Last-Setzungs -Diagramm

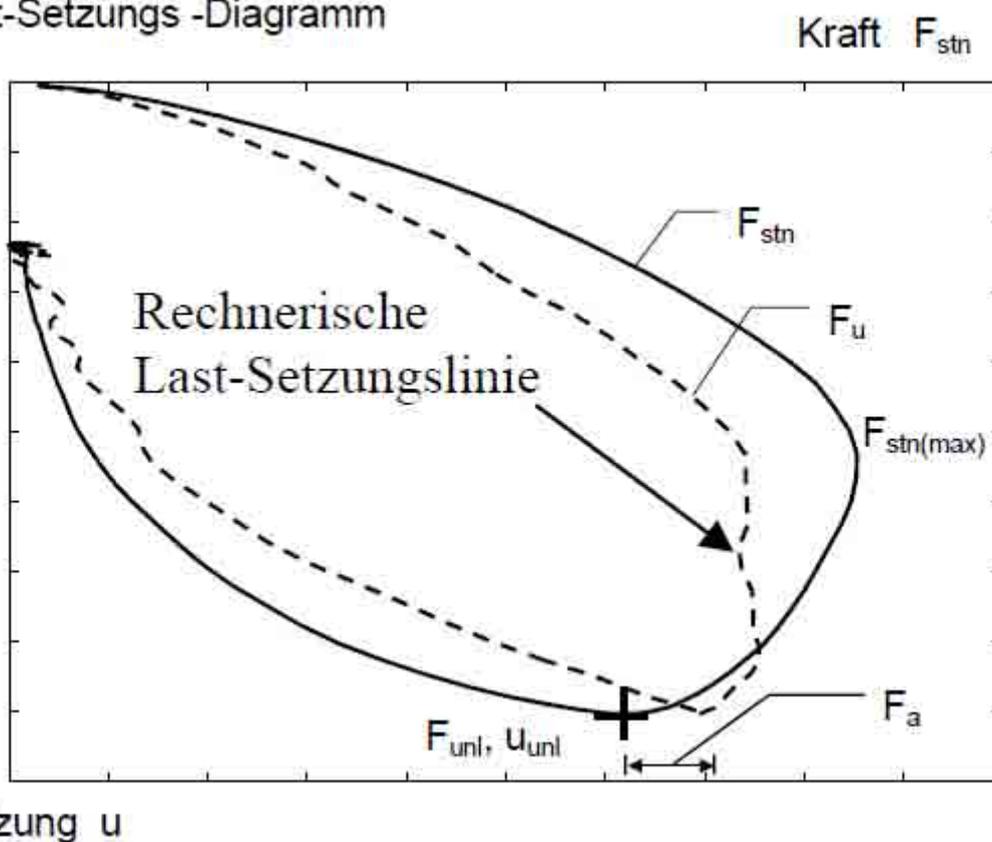


Abbildung 6-16: Ermittlung der Last-Setzungs-Kurve bei der statnamischen Probelastung [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

6.5 Dynamische Pfahl-Integritätsprüfung⁸⁹



Abbildung 6-17: Integritätsprüfung-Meßsystem [BENEKE, A.; Integritätsprüfung FPDS (Homepage)]

6.5.1 Grundlagenforschung „Virtueller-Reeller Pfahl“^{90 91}

6.5.1.1 Wiener Korrelation

Die Wiener Korrelation ist der Versuch, die verschiedensten Einflüsse, welche die Entwicklung der Wellengeschwindigkeit im Pfahl beeinflussen zu kategorisieren und wertmäßig zu bestimmen. Ausgangspunkt ist dabei ein „**Virtueller-Pfahl**“, der sich auf Grund dieser wechselseitigen Beeinflussungen an den „**Reellen-Pfahl**“ anpasst.

Da die Probleme, die sich im Rahmen der Bestimmung des dynamischen E-Moduls mittels statischen Werten ergeben, bekannt sind und u.a. ausführlich beschrieben sind [Sell; Reinhardt (1973) usw.] sollte im Rahmen dieses Versuches auch eine E-Modul-Berechnung mittels Ultraschall⁹² beschrieben werden. Da es sich allerdings um Bauwerkspfähle handelte, konnte dieser Teil des Versuches nur angedeutet bzw. skizziert werden. Die Umgehung statischer Komponenten würde die Berechnungen jedoch erheblich präzisieren und vereinfachen.

⁸⁹ Vergleiche Kap. 4.1.4.

⁹⁰ Vergleiche Kap. 4.1.2.4.

⁹¹ [LUDWIG, J.; (2004)].

⁹² Vergleiche Kap. 6.7.

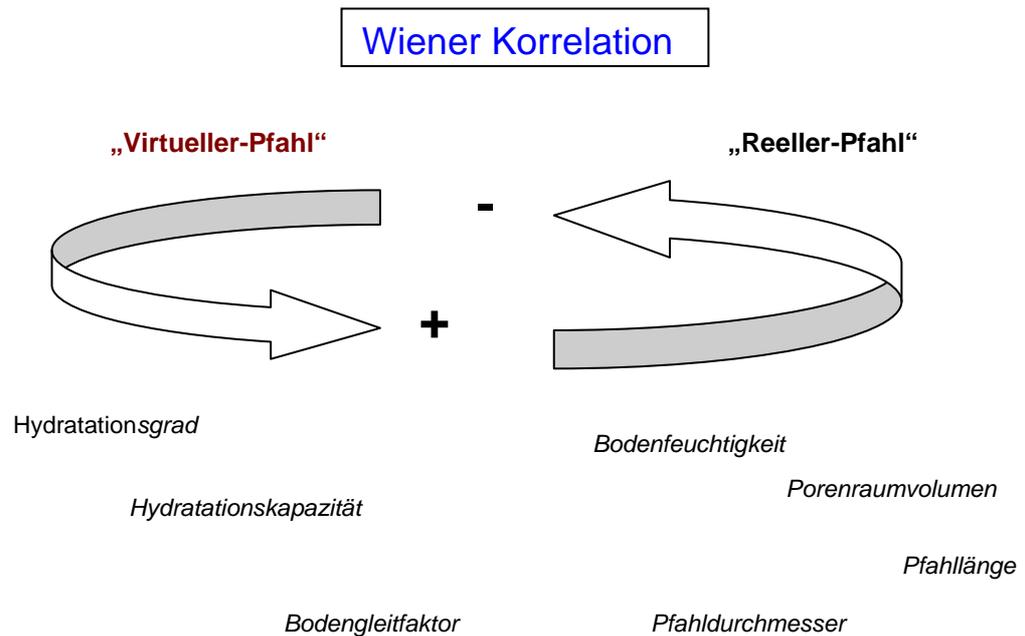


Abbildung 6-18: Definition der Wiener Korrelation [LUDWIG]

6.5.1.2 Grüner Beton

Die ersten Versuche mittels SIT wurden ca. 24 Stunden nach dem Betonieren durchgeführt. Derart junger Pfahlbeton hat in der ersten Phase nach dem Betonieren ein weitgehend flüssigkeitsähnliches Verhalten. Bereits entstandene oder im Entstehen befindliche Hydratationsprodukte bilden noch kein zusammenhängendes Feststoffgerüst, welches mechanische Kräfte übertragen kann. Da dieses Gerüst weder vollständig zusammenhängend noch homogen im Ausbildungsgrad ist, sind SIT Prüfungen in dieser Phase problematisch. D.h., in dieser Entwicklungsperiode ist eine Unterscheidung zwischen einer klassischen Querschnittserweiterung, einer Zunahme der Mantelreibung bzw. der Zunahme des Hydratationsgrades äußerst problematisch.



Abbildung 6-19: [LUDWIG]
 Pfahl 2: unmittelbar nach dem Betonieren



Abbildung 6-20: [LUDWIG]
 4 Stunden später

Betonalter	Pfahl	Relative Länge	c_p	c_u	Druckfestigkeit
		[m]	[m/s]	[m/s]	[N/mm ²]
24 h	1	14,10	3.610	4.030	20,0
	2	14,70	3.530		
	3	14,30	3.630		
	4	15,00	3.480	3.890	17,0
48 h	1	13,40	3.800		25,6
	2	13,90	3.730		
	3	13,60	3.800		
	4	13,90	3.750		22,1
72 h	1	13,30	3.830		
	2	13,50	3.840		
	3	13,40	3.870		
	4	13,60	3.860		
7 Tage	1	13,10	3.890	4.540	38,7
	2	13,30	3.900		
	3	13,30	3.900		
	4	13,40	3.890	4.500	31,8

Tabelle 6-1: Tabellarische Aufgliederung der Wellengeschwindigkeiten und Druckfestigkeiten nach dem Betonalter [LUDWIG]

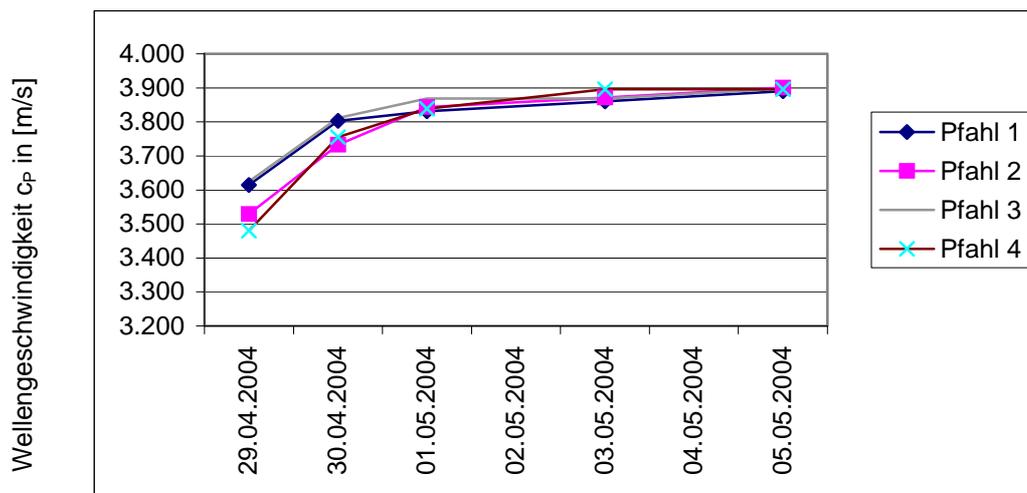


Abbildung 6-21: Graphische Darstellung der Wellengeschwindigkeiten nach dem Betonalter [LUDWIG]

Die Entwicklung der Wellengeschwindigkeit c_p entspricht den Erwartungen obwohl im Vergleich zu der [GPS Studie aus dem Jahr 1987] sich die Anfangserhärtung (im Durchschnitt) um ein Drittel erhöhte.

6.5.2 Numerische Modelle

Bei der Modellierung der Wellenausbreitung im Pfahl und im umgebenden Boden durch ein dreidimensionales Finite-Element Modell werden die wesentlichen Vorgänge der Interaktion von Pfahl und Boden mit Energieabstrahlung und Reflexionen an Schichtgrenzen von vorn herein durch das numerische FE-Modell erfasst.

Realitätsnahe Modelle erfordern jedoch eine sehr große Anzahl von Elementen und Zeitschritten, um die auftretenden Fehler der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung vernachlässigen zu können. So führt die räumliche Diskretisierung sowohl für die Modellierung von Punktmassen als auch bei der Modellierung von verteilten Massen im FE-Modell zu einer numerischen Dispersion als frequenzabhängige Abnahme der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit von der Anzahl der Elemente pro Wellenlänge. Entscheidend ist damit die Wellenlänge der höchsten Frequenz im numerischen Modell.

Bei Stoßerregung mit einem Rechteckimpuls ergibt sich aus der Stoßdauer t_s des Impulses eine Grenzfrequenz durch die erste Nullstelle im Spektrum des Impulses von

$$f_{Grenz} = \frac{1}{t_s} \quad (6-14)$$

die als obere Grenzfrequenz herangezogen werden kann. Üblicherweise werden etwa 10 Elemente pro Wellenlänge der höchsten interessierenden Frequenz angesetzt zusammen mit etwa 10 Zeitschritten pro Periode $T = 1/t_s$. Die Forderungen führen schnell auf sehr große Systeme, die auch für heutige Rechner sehr aufwendig sind.

Zur Vermeidung von Reflexionen der Wellen an den künstlichen äußeren Rändern von FE-Modellen sind nicht-reflektierende Elemente bzw. Ränder vorzusehen, um die Abstrahlungsbedingung der Energie in den Halbraum zu erfüllen.

Numerische Modelle mit der Randelemente-Methode erfüllen diese Bedingungen von Haus aus und ermöglichen wesentlich kleinere numerische Modelle.

Das eindimensionale Modell der Wellenausbreitung im Pfahl besteht nach *Abbildung 6-22* aus linearen Stabelementen, zusätzlichen elastischen Einzelfedern und viskosen Einzeldämpfern zur Berücksichtigung der Abstrahlungsdämpfung und Interaktion mit dem Baugrund. Diese Zusatzelemente sind an die jeweiligen Knoten angekoppelt und damit an die vertikalen Verschiebungen und Geschwindigkeiten in den Knoten. Auch das eindimensionale FE-Modell unterliegt den Diskretisierungsfehlern und Einschränkungen. Der numerische Aufwand ist dagegen wesentlich geringer, so dass eine feine Diskretisierung des eindimensionalen Wellenausbreitungsvorganges von Dehnwellen möglich ist.

Die allgemein frequenzabhängige Interaktion mit dem Baugrund sowie die Abstrahlungsdämpfung werden dagegen durch übliche Ansätze für Ersatzfedersteifigkeit und Dämpfungsfaktor nur näherungsweise berücksichtigt.

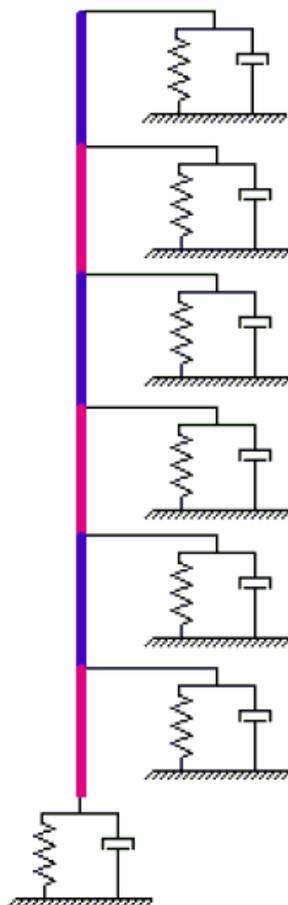


Abbildung 6-22: Eindimensionales FE-Modell mit Stabelementen sowie Federn und Dämpfern zur Simulation der Abstrahlungsdämpfung und der Interaktion mit dem Baugrund [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

6.5.3 „low-strain“ Integritätsprüfung

Das Verfahren der Integritätsprüfung nach der 'low-strain' Methode wird zur Überprüfung der Qualität von Pfählen eingesetzt. Dabei kann es einerseits zum routinemäßigen Nachweis der ordnungsgemäßen Herstellung oder andererseits zur gezielten Überprüfung von Pfählen dienen, die während der Herstellung Auffälligkeiten aufwiesen und daher einer Kontrolle ihrer Unversehrtheit unterzogen werden sollen. Mit der 'low-strain' Integritätsprüfung können die im Folgenden aufgeführten Schäden bzw. Unregelmäßigkeiten erfasst werden:

- Fehlstellen entlang des Pfahlschaftes in unterschiedlichen Ausprägungsformen,
- Scherflächen unbewehrter Pfähle,
- Querschnittsminderungen, beispielsweise an Schichtgrenzen,
- Abweichungen von der planmäßigen Solllänge,
- Geringe Wellenausbreitungsgeschwindigkeit als Hinweis auf mangelhafte Betonqualität,
- Einschnürungen infolge fehlerhafter Herstellung.

➤ **Prinzip**

Die Integritätsprüfung nach dem 'low-strain' Verfahren beruht auf der Einleitung eines Stoßimpulses in den Pfahlkopf und der Messung der Bewegungen in Form von Beschleunigung oder Geschwindigkeit des Pfahlkopfes. Aus diesen Bewegungen kann die Ausbreitung der Stoßwelle bzw. ihrer Reflexionen nachvollzogen werden. Durch den Aufprall eines speziellen Hammers wird eine Wellenfront in den Pfahl induziert, die sich mit einer bestimmten Ausbreitungsgeschwindigkeit c [m/s] fortpflanzt. Der vom Hammer eingeleitete Impuls durchläuft den Pfahl, wird am Pfahlfuß reflektiert und erreicht als Echo wieder die Messebene am Pfahlkopf. Die Zeit bis zum Eintreffen der Welle, meist als Laufzeit bezeichnet, ergibt sich aus (vgl. *Abbildung 6-23* und *Abbildung 6-24*).

$$t = \frac{2 \cdot l}{c}$$

An Änderungen der Querschnittseigenschaften, wie Elastizitätsmodul, Dichte, Querschnittsfläche oder Bodenwiderstand, treten ebenfalls Wellenreflexionen auf, die ihrer Tiefenlage entsprechend nach einer bestimmten Zeit am Pfahlkopf gemessen werden.

Üblicherweise wird der Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf zur Beurteilung der Pfahlintegrität herangezogen. *Abbildung 6-23* zeigt schematisch die Wellenausbreitung im Pfahl.

In Tab. (6-2) sind Werte für die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit für den in der Praxis auftretenden Messbereich angegeben.

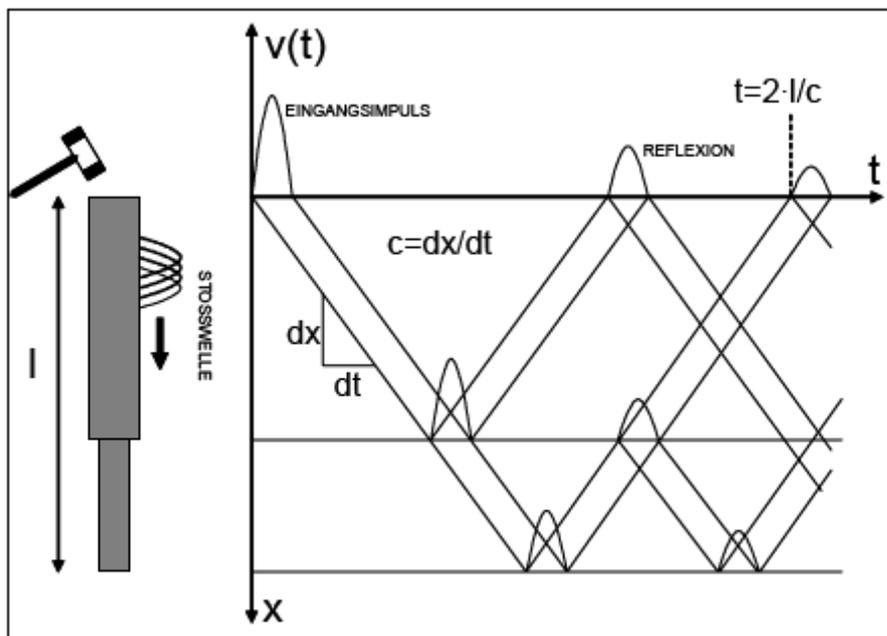


Abbildung 6-23: Wellenausbreitung bei der Integritätsprüfung nach dem „low-strain“ Verfahren [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGMÜLLER; ELMER]

Wellengeschwindigkeit	c	[m/s]	3.000	3.250	3.500	3.750	4.000	4.250
E-Modul bei dynamischer Beanspruchung	E_{dyn}	[MPa]	22.050	25.878	30.013	34.453	39.200	44.253
entspricht ca. der Betonfestigkeitsklasse			B 5	B 10	B 15	B 25	B 35	B 55
E-Modul nach DIN 1045	E	[MPa]	18.000	22.000	26.000	30.000	34.000	39.000

Tabelle 6-2: Zusammenhang zwischen Wellengeschwindigkeit und Elastizitätsmodul bei dynamischer Beanspruchung für $\rho = 2,45 [t / m^3]$

➤ **Praxis der Testdurchführung**

Zur Durchführung der Integritätsprüfung ist es erforderlich, dass der Pfahlkopf frei zugänglich und bis auf den gesunden Beton abgestemmt ist. Überbeton, der zu einem vergrößerten Pfahlquerschnitt führt, ist zu entfernen und der Pfahlkopf von losen Teilen zu säubern. Der Beton muss eine ausreichende Festigkeit zur Einleitung des Stoßimpulses aufweisen. Die Festigkeitsentwicklung ist stark von der Betonzusammensetzung abhängig, in der Regel sollte jedoch zwischen Pfahlbetonage und Prüfzeitpunkt ein Zeitraum von sieben Tagen nicht unterschritten werden.

Der Beschleunigungsaufnehmer ist bei der Messung kraftschlüssig, möglichst starr an die Pfahlkopfoberfläche anzukoppeln, um die Bewegungen so genau wie möglich zu erfassen. Die praktische Durchführbarkeit macht jedoch in der Regel eine völlig starre Ankopplung unmöglich, so dass der Beschleunigungsaufnehmer entweder von Hand angepresst oder unter Verwendung eines Spezialwachses mit dem Pfahlkopf verbunden wird. Zur Impulseinleitung werden spezielle Hämmer verwendet. Es ist gute Testpraxis, die Lage der Impulseinleitung über den Pfahlkopf verteilt zu variieren, um die Eindeutigkeit des Messsignals zu gewährleisten.

Auf seinem Weg durch den Pfahl verliert die Stoßwelle an Energie, was allgemein unter dem Begriff Dämpfung zusammengefasst wird. Zusätzlich zur Dämpfung kann die gemessene Bewegung des Pfahlkopfes aber auch durch Störungen beeinflusst sein. Mitschwingende Bewehrung, Oberflächenrauhigkeit des Pfahlmantels oder ähnliches führen zu einem unruhigen Signalverlauf. Daher wird das Messsignal vor der eigentlichen Auswertung durch Verstärkungsfunktionen und Filter im Hinblick auf eine Zuschärfung der Aussagemöglichkeiten angepasst.

➤ **Auswertung der Messsignale**

Stand der Technik bei der Analyse der Messdaten ist die visuelle Begutachtung des Geschwindigkeits-Zeitverlaufs. Dabei wird das Messsignal in eine der in den [Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 (DGGT, 1998)] festgelegten Ergebnisklassen eingeordnet. Diese sind:

- Klasse 1: Der Pfahl ist in Ordnung,
- Klasse 2: Der Pfahl ist nicht in Ordnung, geringe Qualitätsminderung,
- Klasse 3: Der Pfahl ist nicht in Ordnung, erhebliche Qualitätsminderung,
- Klasse 4: Das Messsignal ist nicht auswertbar.

Dabei ist die Anwendung der Klasse 2 problematisch, weil hier im Einzelfall zu entscheiden ist, ob und - wenn ja - welche Sanierungsmaßnahmen zu ergreifen sind, während eine Einordnung in Ergebnisklasse 3 in der Regel dazu führt, dass der Pfahl ohne Sanierung nicht zum Lastabtrag herangezogen wird. Die bislang mit der Ordnungszahl 4 benannte Ergebnisklasse soll in der Neuauflage der Empfehlungen mit 0 bezeichnet werden. Hinweise zur einheitlichen Vergabe der Ergebnisklassen sind in [KIRSCH; KLINGMÜLLER] zu finden. Zur Veranschaulichung sind in den *Abbildung 6-24 - Abbildung 6-29* Beispiele mit pos. und neg. Ergebnissen angeführt.

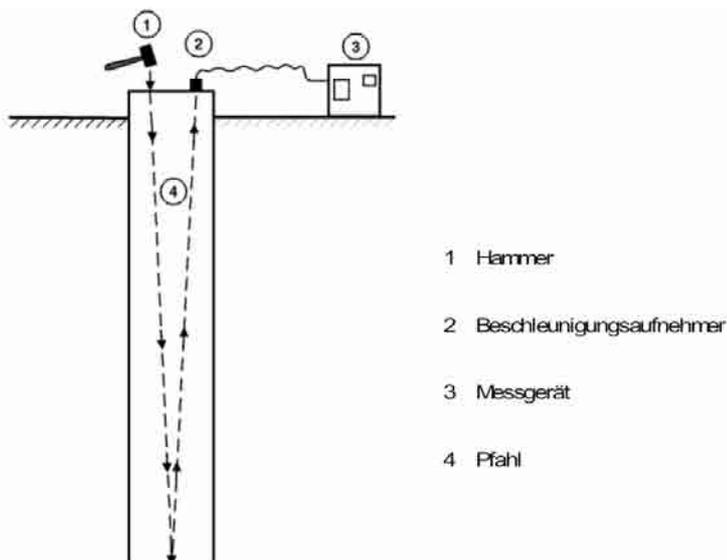
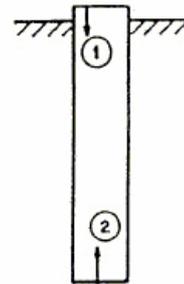
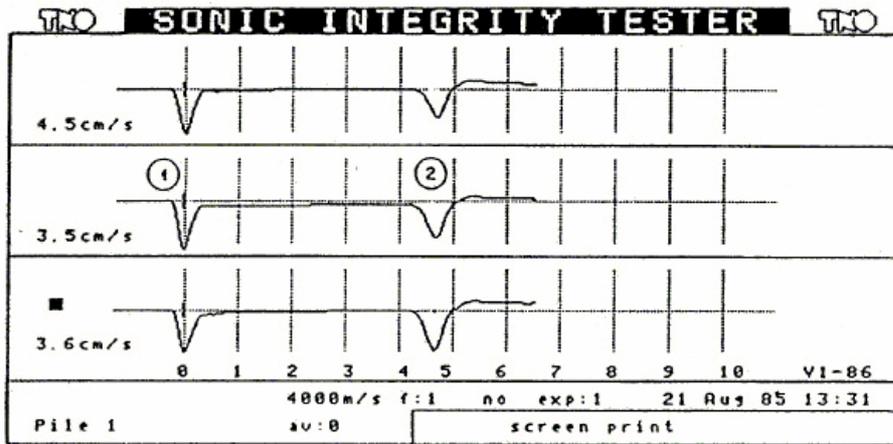
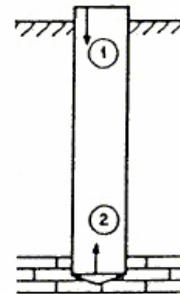
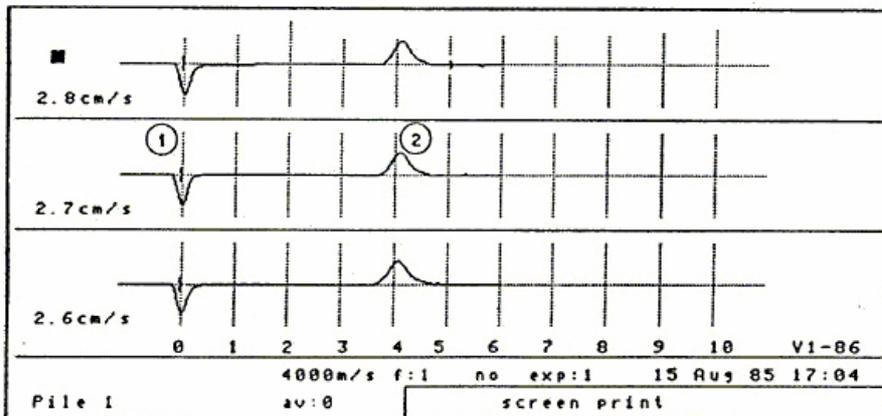


Abbildung 6-24: Prinzip der Pfahlprüfung nach der Reflexionsmethode



- 1 Druckwelle abwärts
- 2 Zugwelle aufwärts



- 1 Druckwelle abwärts
- 2 Druckwelle aufwärts

Abbildung 6-25: Messschrieb eines „schwimmenden“ (oben) und eines eingebundenen (unten) Pfahls

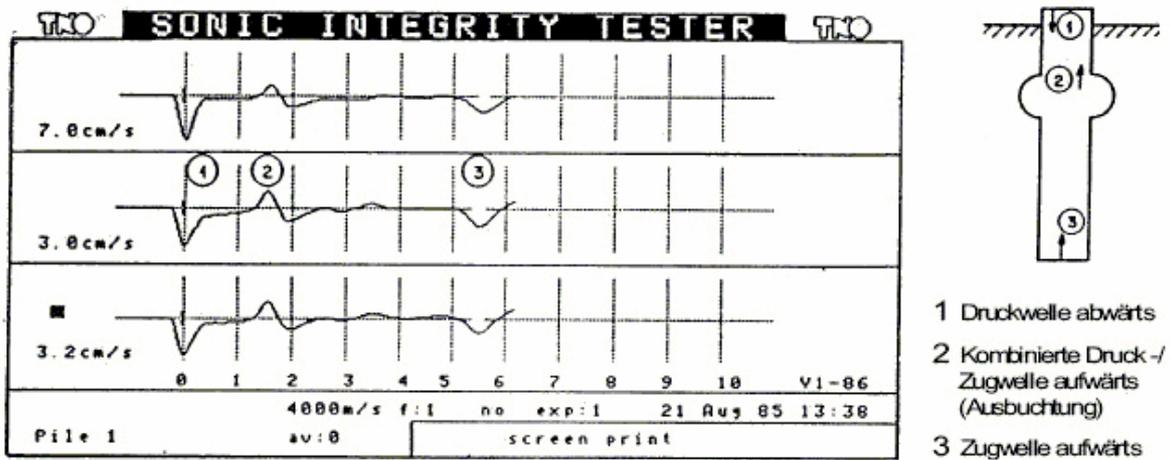
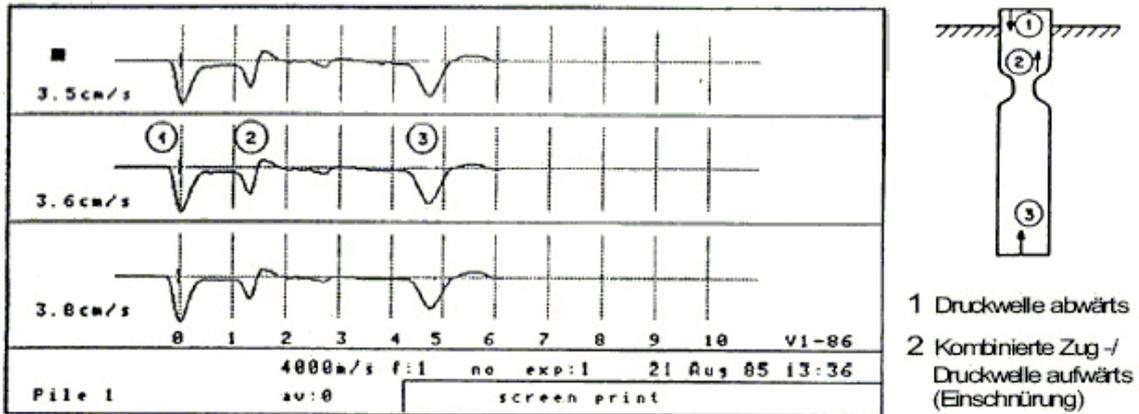


Abbildung 6-26: Messschrieb eines Pfahls mit Einschnürungen (oben) und eines Pfahls mit Ausbuchtungen (unten)

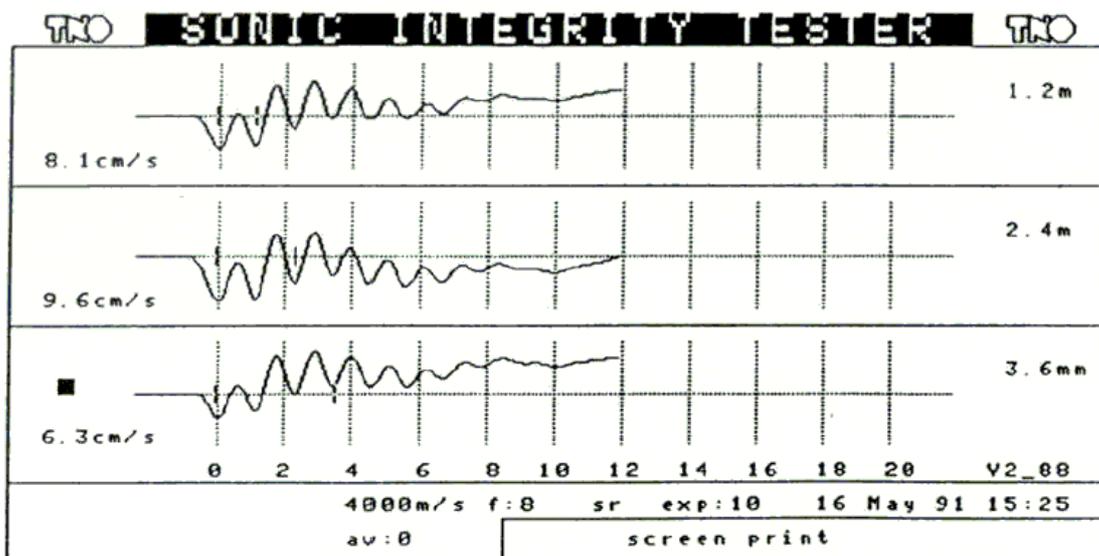


Abbildung 6-27: Messschrieb eines Rammpfahls mit Riss in 1,2m Tiefe

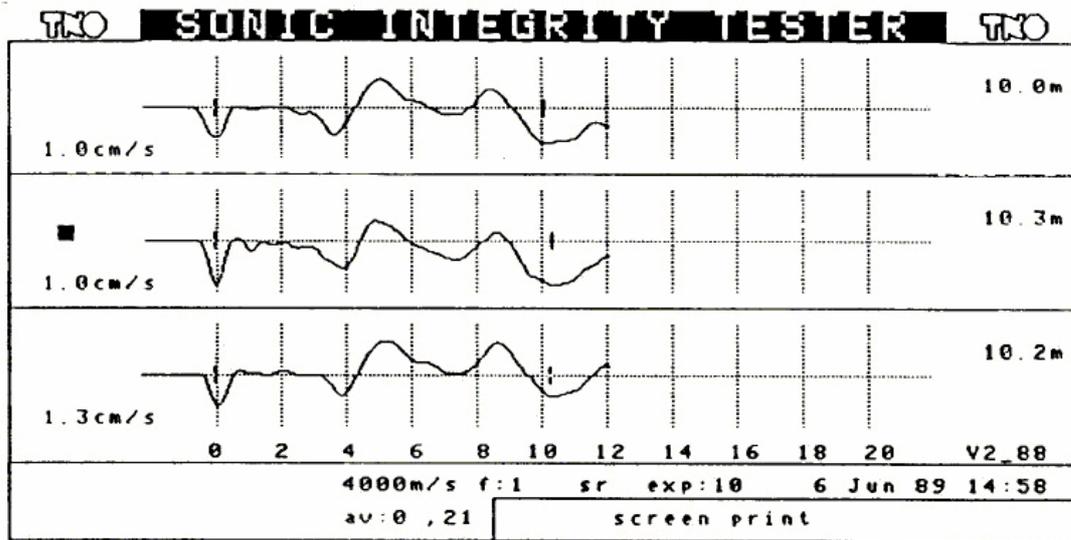


Abbildung 6-28: Messschrieb eines Bohrpfahls mit Einschnürung oder Kiesnest in 3,9m Tiefe

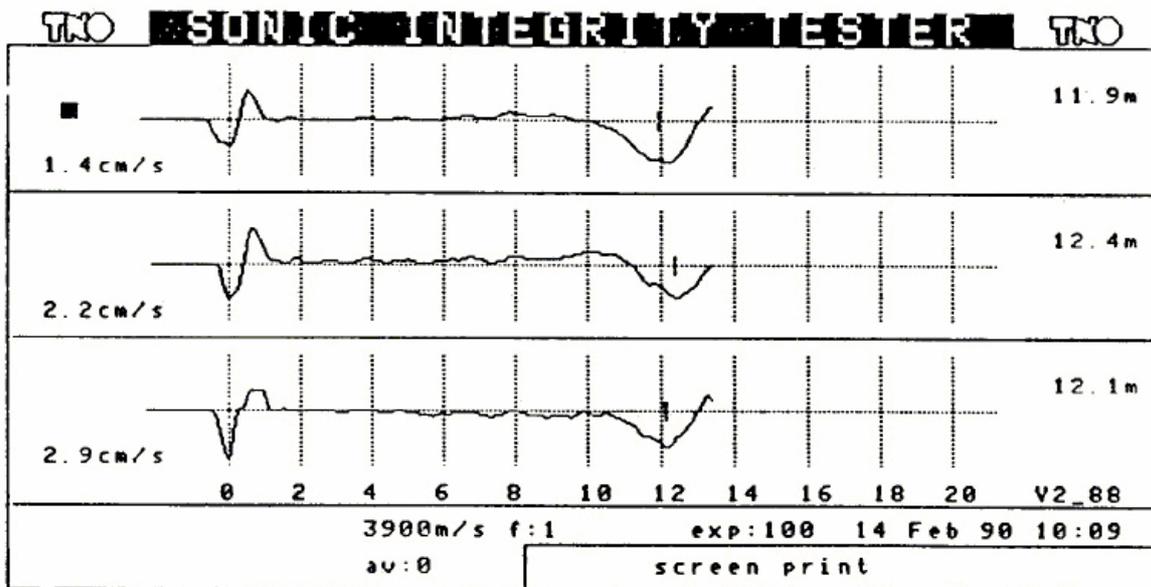


Abbildung 6-29: Messschrieb eines Bohrpfahls mit Anomalie im Kopfbereich

6.6 Vergleich: Probelastungen statisch – statnamisch - dynamisch:

In *Abbildung 6-30* sind die bei den drei Verfahren gemessenen Größen und die erforderlichen Massen (Reaktionskräfte) in Prozent der nachzuweisenden Last gegenübergestellt.

Allen Verfahren ist gemein, dass die zur Auswertung herangezogenen Messgrößen, in Höhe des Pfahlkopfes erfasst werden. Ein wesentlicher Unterschied ist jedoch in der Größenordnung der bereitzustellenden Massen (Kräfte) zu vermerken, was sich erheblich auf den erforderlichen zeitlichen und wirtschaftlichen Aufwand auswirkt.

Im Vergleich der Dauer der Belastung während der Prüfung kann die statnamische als Sonderform der dynamischen Probelastung eingestuft werden, obwohl die Impulsdauer hier um den Faktor 3-4 differiert (vgl. *Abbildung 6-31*). Dieser Unterschied ist jedoch ausschlaggebend für die stark voneinander abweichende Modellbildung bei beiden Verfahren und somit für die beschriebenen unterschiedlichen Auswerteverfahren. Hier liegen die Prinzipien der statnamischen Prüfung näher an denen der statischen Probelastung.

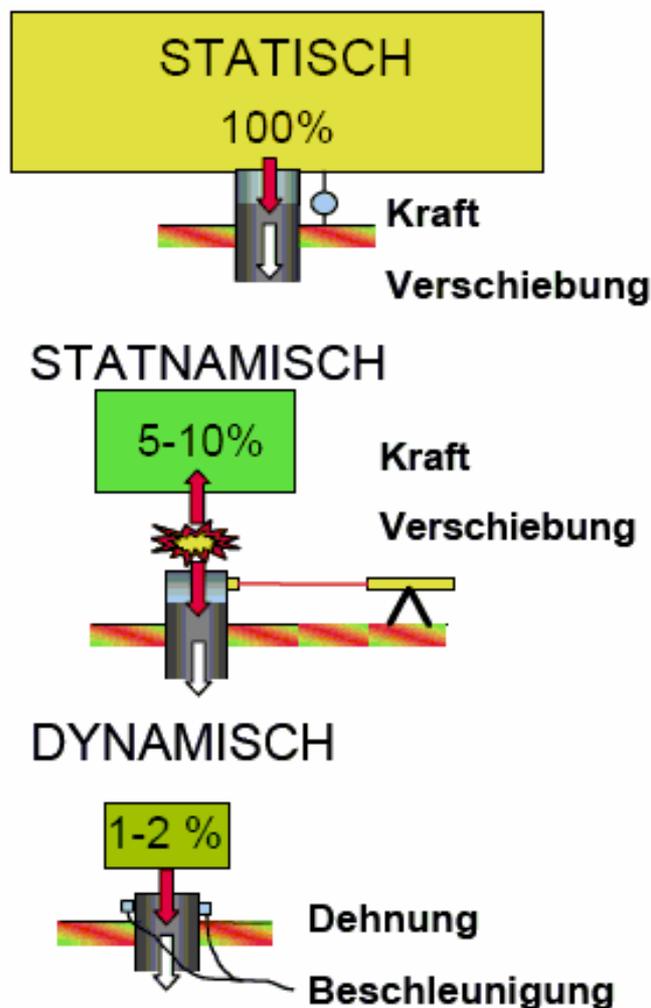


Abbildung 6-30: Messgrößen und erforderliche Massen im Vergleich [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

Während bei der statnatischen und der statischen Probelastung mit einfachen Anforderungen lediglich die Gesamttragfähigkeit ermittelt wird, können durch dynamische Probelastungen Aussagen über Spitzendruck, Mantelreibung und deren Verteilung über die Tiefe, die mit dem Baugrundaufbau direkt verglichen werden kann, getroffen werden.

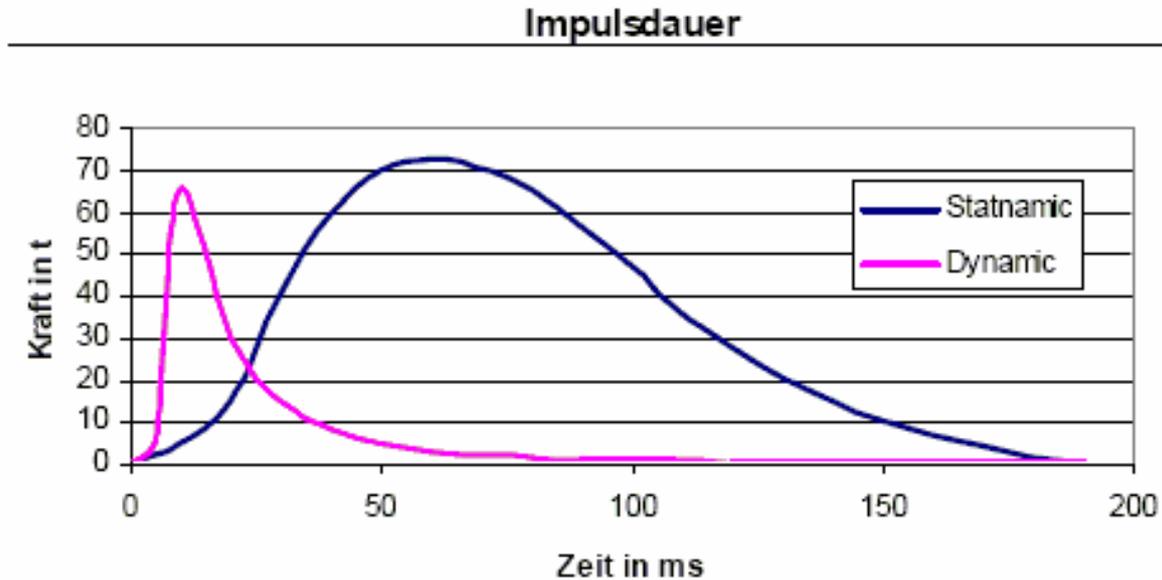


Abbildung 6-31: Impulsdauer [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

In bestimmten Fällen sollte die Möglichkeit bzw. die Erfordernis der Kombination mehrerer Pfahlprüfmethode in Betracht gezogen werden. Im Einzelfall können die im Folgenden aufgeführten Kombinationen sinnvoll sein.

- | | | |
|---|---|---|
| ➤ 'low-strain' Integritätsprüfung | - | 'cross-hole' Ultraschallmessungen |
| ➤ Dynamische Probelastungen ('high-strain') | - | 'low-strain' Integritätsprüfung |
| ➤ Statische Probelastung | - | Dynamische Probelastungen ('high-strain') |
| ➤ Dynamische Probelastungen ('high-strain') | - | Rapid Load Tests |

Kommen Kombinationen zur Anwendung, sollten im Hinblick auf die Vergleichbarkeit der Ergebnisse einige Grundsätze beachtet werden. Dazu gehören:

- Die Schaffung gleicher Testbedingungen für die Testverfahren,
- Vergleichbare Baugrundverhältnisse bei unterschiedlichen Testpfählen,
- Ausreichende Standzeit der Pfähle nach der Herstellung,
- Ausreichender Zeitabstand zwischen verschiedenen Prüfverfahren zur Tragfähigkeitsbestimmung an einem Pfahl.

Im Folgenden sind beispielhaft einige Ergebnisse von Tragfähigkeitsprüfungen gezeigt, um die Vergleichbarkeit zu verdeutlichen. Der erste Vergleich beinhaltet Ergebnisse von dynamischen und statischen Probelastungen. Insgesamt werden hier die Ergebnisse von 30 Pfählen unterschiedlicher Pfahltypen in unterschiedlichen Baugrundverhältnissen einbezogen, wobei der direkte Vergleich statisch-dynamisch entweder am gleichen oder am benachbarten Pfahl bei gleichem Baugrundaufbau erfolgte. Es lässt sich feststellen, dass die Abweichungen der Ergebnisse voneinander bei optimaler Messdurchführung immer $\leq 20\%$ beträgt. Größere Abweichungen werden als nicht akzeptabel eingeschätzt. In solchen Fällen sollten nähere Untersuchungen zur Ursachenforschung unter Berücksichtigung der erwähnten Grundsätze beim Ergebnisvergleich betrieben werden.

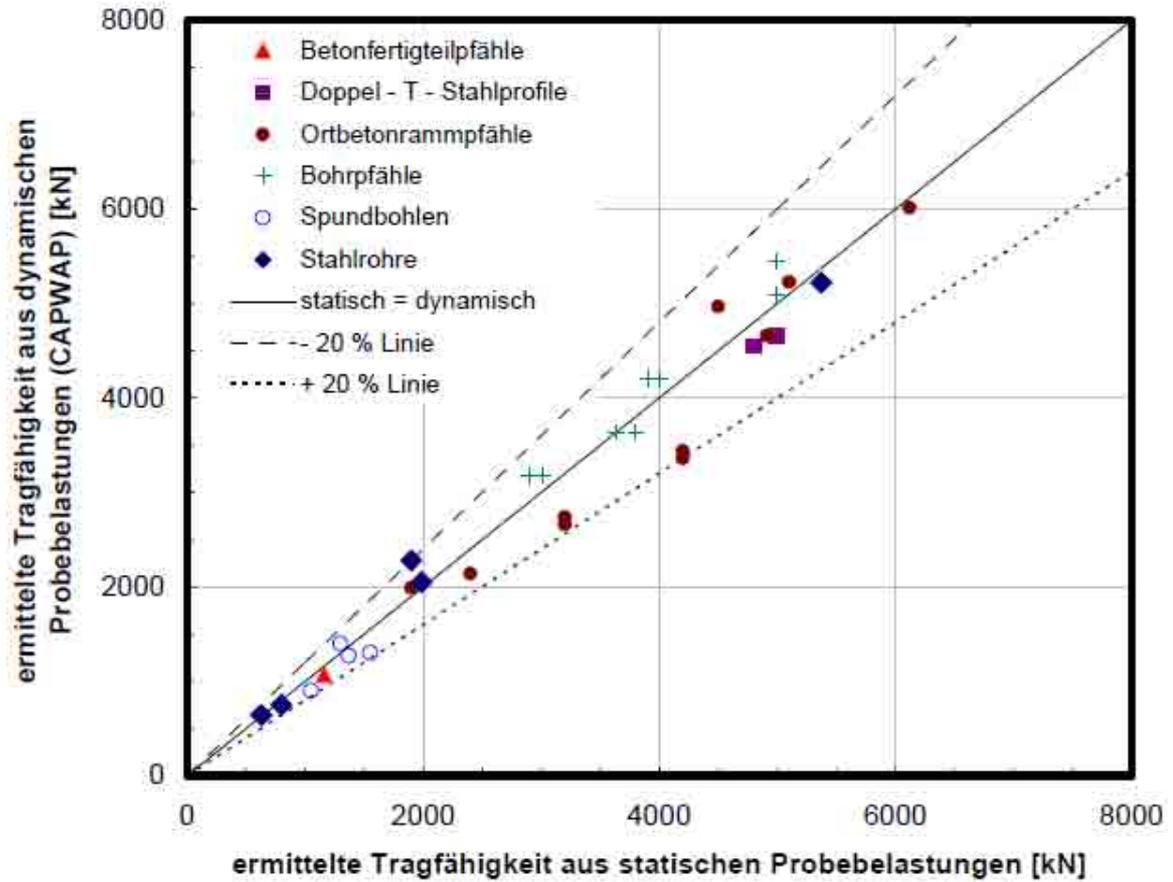


Abbildung 6-32: Vergleich der Ergebnisse von statischen mit dynamischen Pfahlprüfungen [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

In *Abbildung 6-33* sind die Ergebnisse eines dynamischen und eines statnamischen Pfahltests an zwei benachbarten Pfählen mit gleichen Eigenschaften gegenübergestellt. Die Abweichung in der ermittelten Tragfähigkeit beträgt hier ca. 7%.

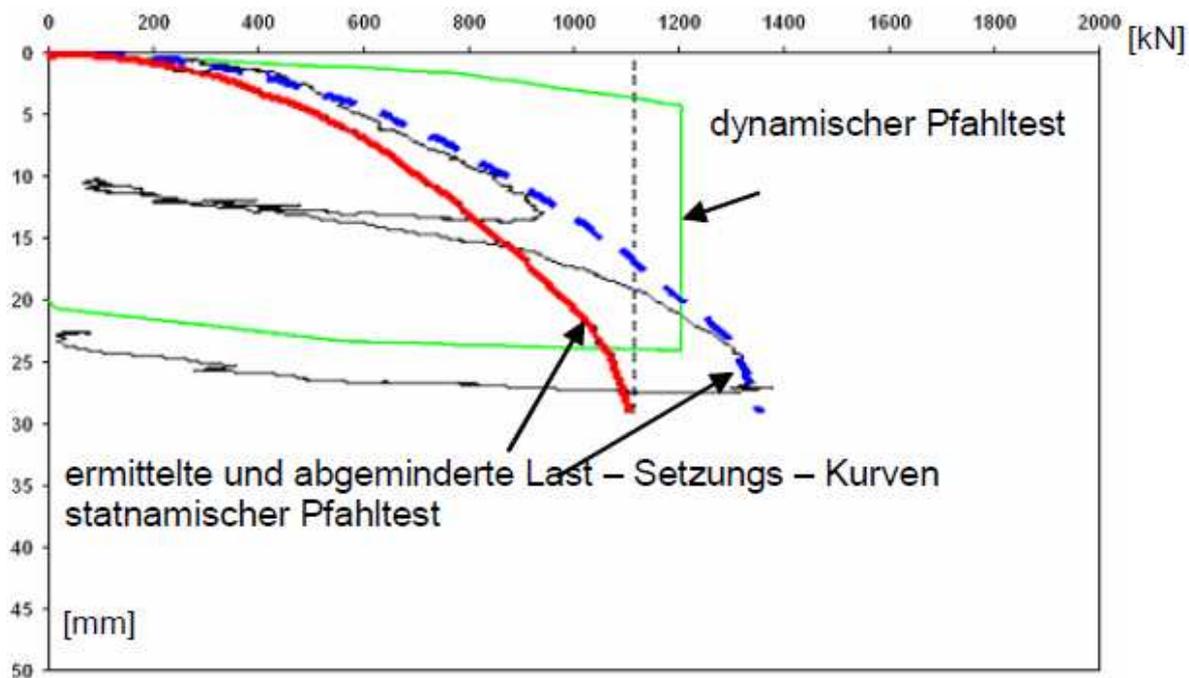


Abbildung 6-33: Vergleich der Ergebnisse von dynamischen mit statnamischen Pfahlprüfungen
[STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]

6.7 Zerstörungsfreie Prüfung von jungem Beton mittels einer Ultraschallreflexionsmethode⁹³

Die zuverlässige und zerstörungsfreie Bestimmung der Eigenschaften jungen Betons ist ein entscheidender Faktor für den Erfolg und den Fortschritt vieler Bauvorhaben. Der vorliegende Abschnitt beschreibt eine neue Methode zur Charakterisierung zementgebundener Werkstoffe in jungem Alter. Die Methode beruht auf der Messung des Reflexionskoeffizienten (bzw. des Reflexionsverlusts) hochfrequenter Scherwellen an der Grenzfläche zwischen einer Stahlplatte und z.B. Beton. Die beschriebenen Versuche haben gezeigt, dass die Reflexionsmethode in der Lage ist, den Erstarrungs- und Erhärtungsprozess von Beton qualitativ und quantitativ zu beschreiben.

6.7.1 Einleitung

6.7.1.1 Prüfbedarf des jungen Betons

Ein bedeutender Anteil moderner Infrastruktur wird teilweise oder komplett aus zementgebundenen Werkstoffen hergestellt. Um die stetig wachsenden Anforderungen der Nutzergemeinschaft dieser Infrastruktur zu erfüllen, müssen Betonbauwerke sowohl während der Errichtung als auch nach der Fertigstellung einem außerordentlichen Maß an Dauerhaftigkeit, Flexibilität und Ästhetik genügen. Die Materialeigenschaften des Baustoffes Beton werden einzig und allein durch die Eigenschaften und die Mischungsrezeptur seiner Ausgangsstoffe sowie durch die Bedingungen während des Erhärtungsprozesses bestimmt. Schäden oder außerplanliche Eigenschaften, die der Beton während der Erstarrungs- oder Erhärtungsphase erfährt, sind i.d.R. nicht oder nur mit sehr hohem finanziellen Aufwand rückgängig zu machen. Der ungenügende Schutz frischen Betons vor direkter Sonneneinstrahlung, die falsche Dosierung des Zusatzmittels oder die Nichtbeachtung der Saugfähigkeit der verwendeten Gesteinskörnungen sind z.B. ausreichend, um einen Beton für seinen geplanten Verwendungszweck unwiderruflich unbrauchbar zu machen.

Vor diesem Hintergrund sind Informationen über die Eigenschaft des jungen Betons und deren zeitlichen Entwicklung in der Erhärtungsphase unabdingbar. Dabei ist von besonderer Bedeutung, dass diese Informationen den jeweiligen Zustand des im Bauwerk befindlichen Betons beschreiben und nicht von Prüfkörpern stammen, deren Repräsentativität nicht gesichert ist. Zerstörungsfreie Prüfverfahren bieten in diesem Zusammenhang die Möglichkeit, die Materialeigenschaften des Betons direkt am Bauwerk abzulesen, ohne diesem bleibenden Schaden zuzufügen. Durch die Anwendung moderner Techniken sind die Prüfergebnisse oft unmittelbar verfügbar und ermöglichen damit im Bedarfsfall die Einleitung von schadensverhindernden oder -begrenzenden Maßnahmen.

6.7.1.2 Methoden der zerstörungsfreien Prüfung

Es steht ein relativ breites Spektrum an Prüfmethoden zur zerstörungsfreien oder zerstörungsarmen Bestimmung des Erstarrungsverlaufs von Beton an Bauwerken oder Bauteilen zur Verfügung. Eine

⁹³ [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].

große Gruppe von Methoden beruht auf der Messung von mechanischen Größen, wie z.B.: der Rückprallenergie eines Aufprallhammers, der Auszugskraft eines im Beton eingelassenen Einbauteils oder der Eindringtiefe eines in die Oberfläche von erhärtetem Beton getriebenen Metallstifts. Die Methoden dieser Gruppe lassen sich i.d.R. nur für bereits erhärteten Beton anwenden.

Eine einfache Möglichkeit zur kontinuierlichen Überwachung der Erstarrungs- und Erhärtungsprozesses von Beton ist die Reifegrad-Methode (Maturity Method). Der Reifegrad ist vereinfacht ausgedrückt ein Kombinationswert aus Betonalter und Betontemperatur. Die Methode beruht darauf, dass für eine gegebene Betonrezeptur der Reifegrad des Betons eine eindeutige Beziehung zu dessen Druckfestigkeit aufweist. Über die Messung der Betontemperatur im Bauteil kann somit die Druckfestigkeit vorhergesagt werden. Hierfür ist die vorherige Bestimmung der Beziehung zwischen Reifegrad und Druckfestigkeit notwendig.

Ein auf einem ähnlichen Ansatz beruhendes Verfahren wurde in den Niederlanden entwickelt. Hier wird die in einem elektrischen Wechselstromfeld (Frequenz: 1 MHz bis 1 GHz) gemessene Leitfähigkeit des Betons mittels eines baustellentauglichen Messgerätes bestimmt. Mit Hilfe der im Voraus ermittelten Beziehungen zwischen elektrischer Leitfähigkeit und Betondruckfestigkeit wird letztere dann durch die Vorort-Messung zerstörungsfrei bestimmt.

Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung der Betoneigenschaften ist die Verwendung akustischer Wellen. In den vergangenen Jahrzehnten wurde ein beachtlicher Forschungsaufwand betrieben, der zur Entwicklung einer Vielzahl verschiedener Anwendungsprinzipien geführt hat. In der Regel wird von der Geschwindigkeit der akustischen Wellen im Beton auf dessen Erhärtungsgrad geschlossen. Der wohl am weitesten verbreitete Ansatz ist die Messung der Schallwellengeschwindigkeit mit dem Durchschallungsprinzip. In [Reinhardt und Grosse, 1999; *Kontinuierliche Ultraschallmessungen während des Erstarrens und Erhärtens von Beton als Werkzeug des Qualitätsmanagement*] wird eine Anwendungsvariante dieses Prinzips für Prüfkörper mit kleinen Dimensionen vorgestellt, mit der sich der Erhärtungsverlauf von Beton sehr einfach und präzise verfolgen lässt. Der Einsatz dieser Methode an großformatigen Betonbauteilen wird durch die Verwendung von Tauchsonden ermöglicht.

Andere Ansätze werden bei der Messung von Oberflächenwellen oder bei der Impact-Echo- bzw. Impuls-Echo-Methode angewendet. Beide Prinzipien sind bereits erfolgreich zur Messung des Hydratationsprozesses von Beton eingesetzt worden. Generell muss bei der erwähnten, auf der Schallwellengeschwindigkeit basierenden Methode beachtet werden, dass die Messergebnisse wesentlich durch die spezifischen Eigenschaften und den Volumenanteil der im Beton enthaltenen Gesteinskörnungen beeinflusst werden. Dies erschwert bzw. verhindert die Aufstellung einer allgemeingültigen, d.h. von der Betonrezeptur unabhängigen Beziehung zwischen Schallwellengeschwindigkeit und z.B. der Betondruckfestigkeit.

Ein Prüfverfahren, das die Baustellenanwendung der bisher nur dem Labor vorbehaltenen NMR (Nuclear Magnetic Resonance)-Methode ermöglicht, wurde kürzlich in Deutschland vorgestellt. Mit Hilfe der in der Aufsatztechnik angewandten Wasserstoff-Kernresonanz (H-NMR) wird bei einseitigem Zugang der Feuchtigkeitsgehalt des Betons tiefenaufgelöst bestimmt. Es wird über Versuche berichtet, in denen ein Zusammenhang zwischen dem NMR-Messwert und der Druckfestigkeit ermittelt wurde.

6.7.1.3 Die Ultraschallreflexionsmethode

Mit diesem Kapitel soll eine zerstörungsfreie Prüfmethode vorgestellt werden, die unter Verwendung von hochfrequenten Ultraschallwellen die kontinuierliche Überwachung des Erstarrungs- und Erhärtungsprozesses zementgebundener Werkstoffe ermöglicht. Diese Methode beruht auf der Messung des Reflexionskoeffizienten von Scherwellen an der Grenzfläche zwischen einer Stahlplatte und dem Prüfmaterial (z.B. Beton). Zur Durchführung der Messung wird eine Stahlplatte in Kontakt mit dem frischen Beton gebracht. Ein auf der Stahlplatte befestigter Ultraschallsensor sendet und empfängt die Scherwellensignale und leitet diese zur Auswertung an einen Computer weiter.

Die sich durch den Hydratationsprozess des Zementes verändernden „akustischen“ Eigenschaften des Betons beeinflussen den Wert des von der Methode gemessenen Reflexionskoeffizienten. In umfangreichen Versuchen wurde untersucht, inwieweit vom zeitlichen Verlauf des Reflexionskoeffizienten auf den Fortschritt des Hydratationsvorgangs und die damit verbundene Entwicklung bestimmter Eigenschaften des Betons geschlossen werden kann.

Nach einer kurzen Einführung in die Grundlagen der Ausbreitung und Reflexion akustischer Wellen werden die wichtigsten Ergebnisse dieser Untersuchung dargestellt und erläutert. Die vorgestellte Reflexionsmethode hat ein hohes Potential zur praktischen Anwendung in der zerstörungsfreien Prüfung von jungem Beton. Über einen ersten Feldversuch wird ebenfalls berichtet, der dieses Potential andeutet.

6.7.2 Grundlagen akustischer Wellen

6.7.2.1 Wellenarten und –ausbreitung

Bei der Anwendung von Prüfmethode, die auf Ultraschall basieren, ist die grundlegende Kenntnis von Art und Eigenschaften akustischer Wellen sowie deren Ausbreitung in zementgebundenen Werkstoffen notwendig. Zunächst sollen die drei wichtigsten Arten akustischer Wellen vorgestellt werden. Wird ein Körper, bestehend aus einem festen Stoff (z.B. Beton), durch einen mechanischen Impuls erregt, so werden drei verschiedene Wellenarten erzeugt: Kompressions- (K-), Scher- (S-) und Oberflächenwellen. Ausgehend vom Punkt der Erregung breiten sich die erzeugten Wellen gleichmäßig, jedoch mit unterschiedlicher Geschwindigkeit aus. Die größte Ausbreitungsgeschwindigkeit besitzt die K-Welle gefolgt von der S-Welle und der Oberflächenwelle (Rayleighwelle (R-Welle)) genannt wird. Das Verhältnis zwischen den Geschwindigkeiten der einzelnen Wellenarten wird ausschließlich von der Querdehnungszahl des jeweiligen Stoffes bestimmt. Für einen Normalbeton mit einer Querdehnungszahl von $\mu = 0,18$ beträgt das Verhältnis von K- zu R-Welle 0,57. *Abbildung 6-34* enthält eine vereinfachte Darstellung der diskutierten Wellenart.

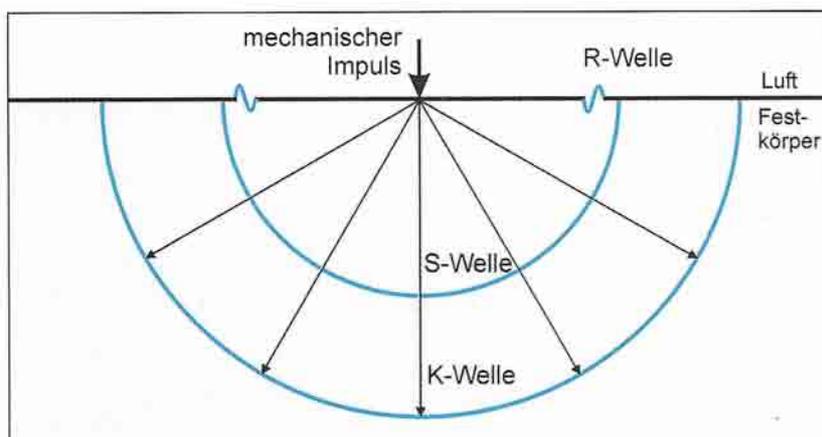


Abbildung 6-34: Schematische Darstellung mechanischer Wellen, erzeugt durch einen mechanischen Impuls [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

Des weiteren unterscheiden sich die Wellenarten in der Form der Teilchenbewegung, die sie verursachen. Die von einer K-Welle angeregten Teilchen eines Stoffes schwingen parallel zur Ausbreitungsrichtung der Welle um ihre Ruhepunkte. Dagegen schwingen Teilchen, die von einer S-Welle angeregt werden, senkrecht zur Ausbreitungsrichtung. R-Wellen breiten sich nur entlang der Oberfläche von Körpern aus und erzeugen eine elliptische Teilchenbewegung, deren Amplitude mit

dem Abstand zur Oberfläche rapide abnimmt. Eine Momentaufnahme des Schwingungsbildes der K- und der S-Welle ist in *Abbildung 6-35* dargestellt. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit v akustischer Wellen wird durch die Rohdichte ρ und die elastischen Konstanten Elastizitätsmodul E , Schubmodul G und Querdehnzahl μ des jeweils betrachteten Stoffes bestimmt. Die Bestimmungsgleichungen der Ausbreitungsgeschwindigkeiten der K- und S-Welle (v_k bzw. v_s) sind in den Gl. (6-15 und -16) gegeben.

$$v_k = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (6-15)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}} \quad (6-16)$$

6.7.2.2 Wellenreflexion an Grenzflächen

Eine Grenzfläche wird durch zwei angrenzende Stoffe mit unterschiedlichen akustischen Eigenschaften gebildet. Treffen mechanische Wellen im rechten Winkel auf eine ebene Grenzfläche, werden sie teilweise reflektiert und teilweise über diese übertragen. Das Amplitudenverhältnis zwischen reflektierter und übertragener Welle wird durch den Unterschied der akustischen Impedanz (auch Schallwiderstand) der beiden Stoffe bestimmt und kann mit dem Reflexionskoeffizienten R beschrieben werden Gl. (6-17). Die akustische Impedanz Z eines Stoffes wird durch die Rohdichte ρ und die Schallgeschwindigkeit v bestimmt Gl. (6-18)). Der beschriebene Reflexionsprozess ist in *Abbildung 6-36* dargestellt.

$$R = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} \quad (6-17)$$

$$Z = \rho * v \quad (6-18)$$

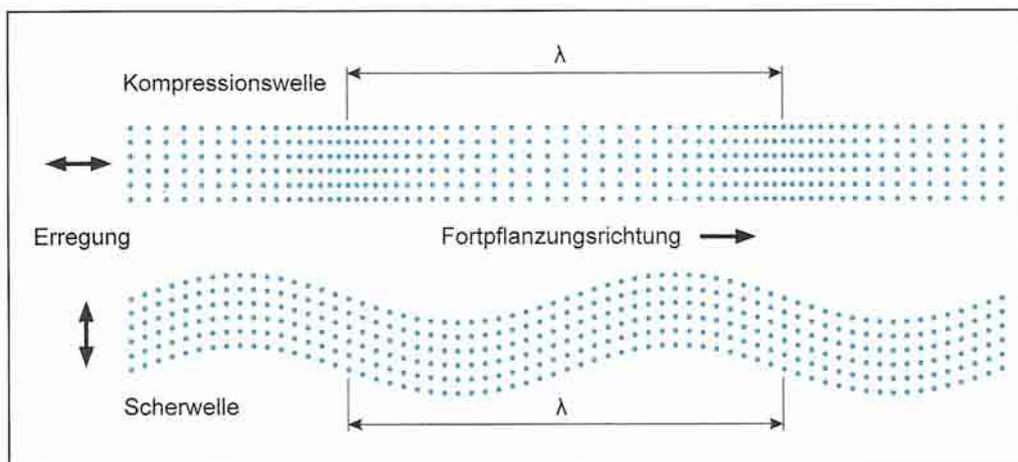


Abbildung 6-35: Schematische Darstellung von Kompressionswellen [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

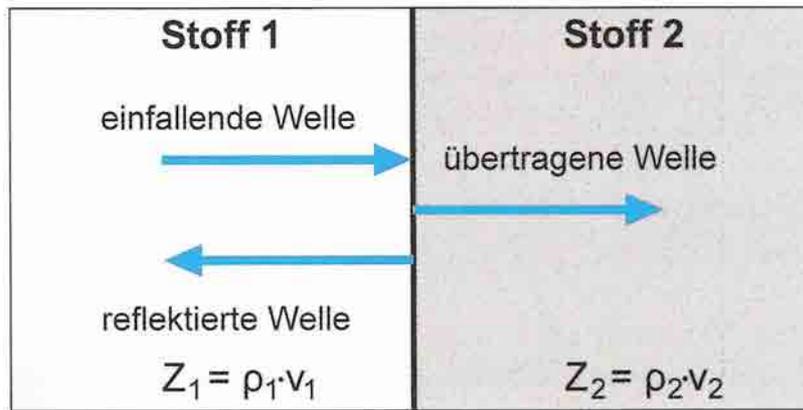


Abbildung 6-36: Reflexionsprozeß akustischer Wellen an einer ebenen Grenzfläche bei senkrechtem Einfall [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

6.7.3 Grundlagen der Reflexionsmethode

6.7.3.1 Prinzip der Reflexionsmethode

Das Prinzip der Reflexionsmethode besteht darin, den Reflexionskoeffizienten von hochfrequenten Scherwellen an der Grenzfläche zwischen einer Stahlplatte und Beton zu messen. Ein Ultraschallsensor zur Erzeugung von Scherwellen wird an einer Stahlplatte befestigt, welche wiederum in Kontakt mit Frischbeton gebracht wird. Durch die einsetzende Hydratation des Zementes ändert sich der Schallwellenwiderstand des Betons, was zu einer Veränderung des Reflexionskoeffizienten führt. Der Reflexionskoeffizient wird von den Amplituden der aufeinander folgenden Reflexionen der Scherwellen berechnet.

Der Ultraschallsensor sendet einen Scherwellenimpuls aus, der sich in der Stahlplatte ausbreitet, bis er senkrecht auf die Grenzfläche zum Beton trifft. Befindet sich der Beton im flüssigen, nicht erhärteten Zustand, wird die gesamte Energie der Scherwelle reflektiert, da Scherwellen sich nicht in flüssigen Stoffen ausbreiten können. Daraus folgt, dass der Wert des Reflexionskoeffizienten 1 beträgt. Die einsetzende Hydratation des Zementes führt zur Bildung von Hydratationsprodukten und somit zur gegenseitigen Vernetzung der Zementkörner. Der dadurch hervorgerufene Übergang des Betons vom flüssigen zum festen Zustand ermöglicht es den Scherwellen, sich im Beton fortzupflanzen. Die auf die Stahl-Beton-Grenzfläche auftreffenden Scherwellen werden nun teilweise reflektiert und teilweise in den Beton übertragen. Dies verringert die Amplitude der reflektierten Wellen, und der Reflexionskoeffizient sinkt. Mit fortschreitender Erhärtung verringert sich der Schallwellenwiderstand des Betons im Hinblick auf die Scherwellenfortpflanzung weiter, wodurch sich die Verringerung des Reflexionskoeffizienten fortsetzt.

Mit zunehmenden Betonalter verlangsamt sich der Hydratationsprozess des Zements, d.h., der Schallwellenwiderstand des Betons ändert sich nur noch geringfügig. Dies zieht eine Verlangsamung der Veränderung des Reflexionskoeffizienten nach sich. Ab einem gewissen Zeitpunkt sind die Veränderungen des Schallwellenwiderstandes so gering, dass das Reflexionsverhalten der Scherwellen nicht mehr maßgeblich beeinflusst wird. Die Veränderung des Reflexionskoeffizienten kommt zum Erliegen. Der beschriebene Reflexionsprozess ist in *Abbildung 6-37* dargestellt, wobei S_e , S_r , und S_u das Erstsinal, das reflektierende bzw. übertragene Signal bezeichnet.

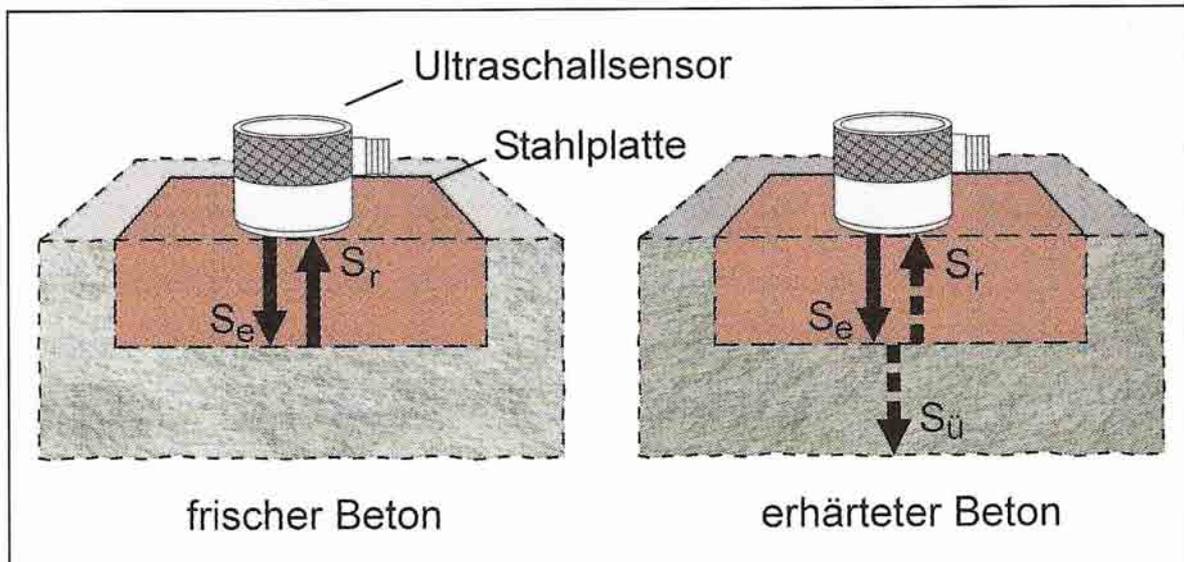


Abbildung 6-37: Prinzip der Reflexionsmethode [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

6.7.3.2 Apparatur

Der schematische Aufbau der zur Durchführung der Reflexionsmethode notwendigen Messapparatur ist in *Abbildung 6-38* dargestellt. Der Versuchsaufbau besteht im wesentlichen aus einem Laptop, einem Ultraschallgenerator und einer Kombination aus Ultraschallsensor und Stahlplatte. Der Ultraschallgenerator hat die Funktion, den Ultraschallsensor zur Aussendung von Scherwellen anzuregen und die von diesen empfangenen Reflexionen an den Computer weiterzuleiten. Der Computer führt die Signalanalyse durch und berechnet den Reflexionskoeffizienten.⁹⁴ Die dargestellte Messapparatur ermöglicht die zeitgleiche Messung des Reflexionskoeffizienten an zwei verschiedenen Stellen eines Versuchskörpers oder Bauteils. Die dazu notwendigen Kombinationen aus Ultraschallgenerator und –sensor sind an unterschiedliche Messkanäle (Kanäle 1 und 2) angeschlossen und operieren voneinander unabhängig. Die für einen Teil der Laborversuche verwendeten Kombinationen aus Ultraschallsensor und Stahlplatte ist in *Abbildung 6-39* abgebildet. Die Dicke der Stahlplatte beträgt ca. 12 mm.

6.7.3.3 Signalanalyse

Die Reflexionen der Scherwellen von der Stahl-Beton-Grenzfläche werden vom Ultraschallsensor empfangen und an den Computer weitergeleitet. Das vom Ultraschallsensor abgegebene Erstsinal und dessen erste und zweite Reflexion von der Stahl-Beton-Grenzfläche sind im Zeitbereich in *Abbildung 6-40* dargestellt. Die zeitliche Trennung der beiden Reflexionen entspricht dem 2fachen der Laufzeit des Scherwellensignals durch die Dicke der Stahlplatte. Die Reduzierung der Amplitude der Reflexionen ist deutlich zu erkennen und kann auf zwei Faktoren zurückgeführt werden. Zum einen wird die Scherwelle gedämpft, während sie durch die Stahlplatte wandert. Der Betrag dieser Dämpfung ist von der Beschaffenheit des Stahls und der Frequenz der Scherwelle selbst abhängig. Zum anderen wird die Amplitude der Scherwelle durch den Reflexionsvorgang reduziert, da ein Teil des Signals an den an die Stahlplatte angrenzenden Beton übertragen wird (vgl. *Abbildung 6-37*). Der Anteil der beiden genannten Faktoren an der Gesamtreduzierung der Amplitude wird ermittelt, indem

⁹⁴ Vergleiche Kap. 6.7.3.3.

die an der Stahl-Beton-Grenzfläche gemessenen Reflexionen mit denen an der Stahl-Luft-Grenzfläche verglichen werden.

Zur Berechnung des Reflexionskoeffizienten wird das in *Abbildung 6-40* gegebene Zeitsignal mit Hilfe der *Fast-Fourier-Transformation* in den Frequenzbereich überführt. Der Reflexionskoeffizient wird schließlich von den Amplituden der in den Frequenzbereich transformierten Reflexionen nach Gl. (6-19) ermittelt, wobei A_1 und A_2 die Amplituden der ersten bzw. zweiten Reflexion sind. Das Erstsinal kann nicht zur Berechnung des Reflexionskoeffizienten herangezogen werden, da es nicht zuverlässig bestimmt werden kann.

$$R = \frac{A_2}{A_1} \quad (6-19)$$

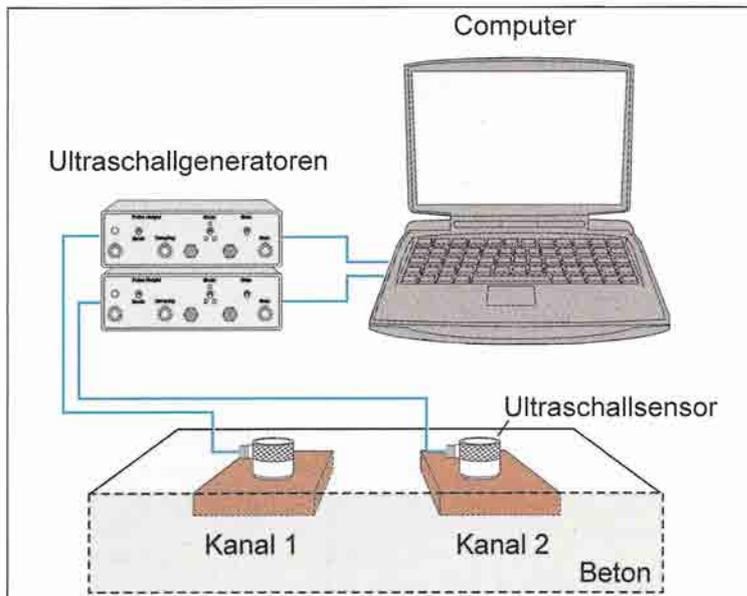


Abbildung 6-38: Schematische Versuchsanordnung für die Durchführung der Reflexionsmethode [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]



Abbildung 6-39: In Laborversuchen verwendete Kombination von Ultraschallsensor und Stahlplatte [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

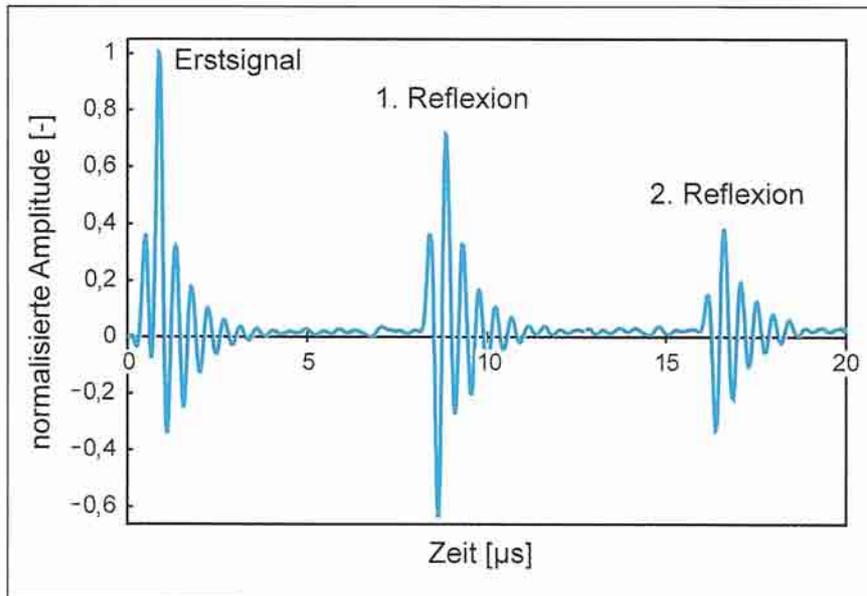


Abbildung 6-40: Darstellung des Erstsignals und der empfangenen Reflexionen im Zeitbereich [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

6.7.3.4 Messergebnisse

Der nach Gl. (6-19) berechnete Reflexionskoeffizient R ist grundsätzlich ein Ausdruck, der den relevanten Unterschied zweier Schallwellenamplituden beschreibt. In der Akustik werden derartige Amplitudenunterschiede üblicherweise in der Einheit Dezibel [dB] gemessen. Die Überführung des Reflexionskoeffizienten in Dezibel erfolgt mit Gl. (6-20), wodurch dieser zum Reflexionsverlust R_v wird. Der so bestimmte Reflexionsverlust beschreibt den relativen Verlust, den die Amplitude der Scherwelle durch den Reflexionsvorgang an der Stahl-Beton-Grenzfläche erfährt:

$$R_v = -20 \log(R) \quad (6-20)$$

Die grundsätzliche Entwicklung des Reflexionsverlustes von Scherwellen, gemessen an einer Stahl-Beton-Grenzfläche während des Hydrationsvorgangs, ist in *Abbildung 6-41* dargestellt. Im Verlauf können zwei charakteristische Punkte bestimmt werden: Punkt A, welcher den Anstieg des Reflexionsverlustes markiert, und Punkt B, ab dem die Kurve beginnt sich ihrem Endwert anzunähern. Des weiteren sind in *Abbildung 6-41* die Phasen der Zementhydratation in Bezug auf die zeitliche Entwicklung des Reflexionsverlustes eingetragen. Während der Induktionsperiode und zu weiten Teilen der Ruheperiode ist keine Veränderung des Reflexionsverlustes zu verzeichnen. Beim Übergang der Ruhe- zur Akzelerationsperiode beginnt der Reflexionsverlust anzusteigen, wodurch der Beginn des Erstarrungsvorganges angezeigt wird. Während der Akzelerationsperiode ist der Anstieg des Reflexionsverlustes am größten. Während der Retardations- und Finalperiode der Zementhydratation flacht sich die Kurve des Reflexionsverlustes merklich ab und nähert sich ihrem Endwert.

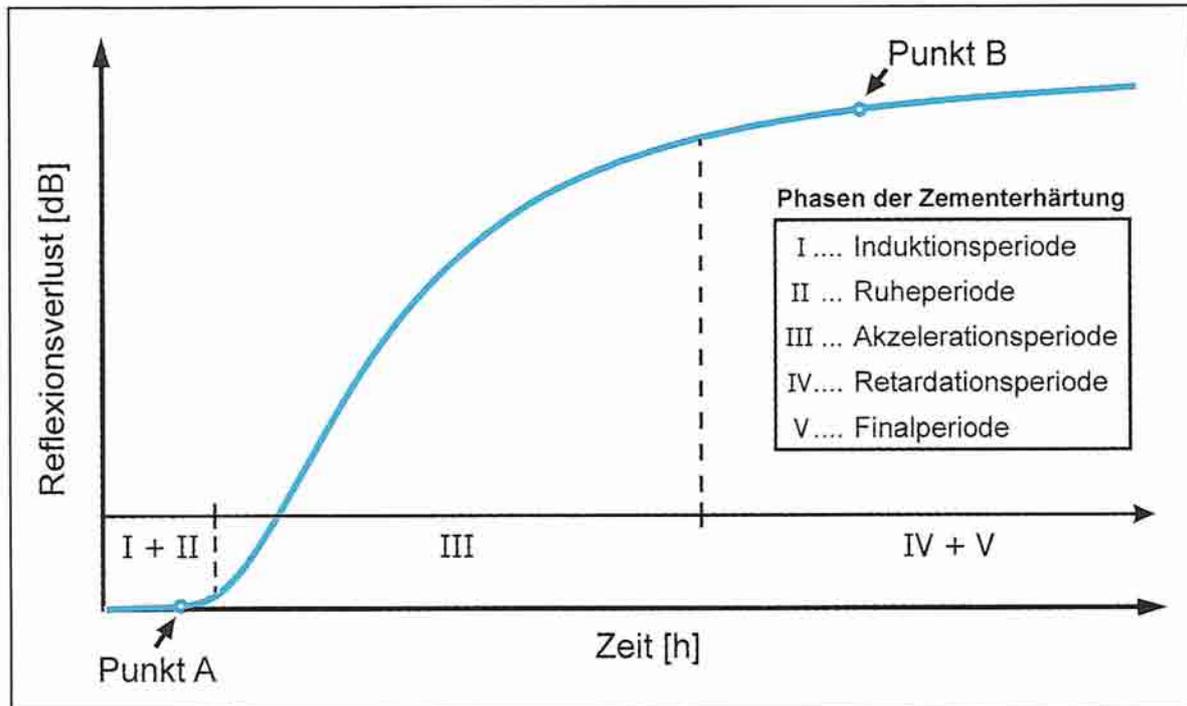


Abbildung 6-41: Grundsätzliche Entwicklung des Reflexionsverlustes während der Hydratation zementgebundener Werkstoffe und dessen Bezug zu den Phasen der Zementerhärtung [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

6.7.4 Experimentelle Ergebnisse

6.7.4.1 Vorbemerkungen

Die Eigenschaften zementgebundener Werkstoffe können durch eine Vielzahl verschiedener Parameter beschrieben werden. In den folgenden Abschnitten wird gezeigt, inwieweit die vorgestellte Reflexionsmethode in der Lage ist, die Entwicklung des Erstarrungsverhaltens, der Druckfestigkeit, des Schubmoduls und des Hydratationsgrades von Beton, Mörtel und Zementleim qualitativ zu erfassen.

6.7.4.2 Erstarrungsverhalten

Zunächst soll der qualitative Zusammenhang zwischen dem Erstarrungsverhalten von Beton und dem gemessenen Reflexionsverlust untersucht werden. Dazu wurde die Entwicklung des Reflexionsverlustes an einem Beton ohne Zusatzmittel mit einem W/Z-Wert von 0,6 gemessen. In weiteren Versuchen wurde dieser Beton durch die Zugabe eines Beschleunigers sowie eines Verzögerers modifiziert und mit der Reflexionsmethode getestet. Die Ergebnisse der Reflexionsmessungen am Referenzbeton und den beiden modifizierten Mischungen sind in *Abbildung 6-42* gegeben.

Der Verlauf des Reflexionsverlustes der einzelnen Messungen spiegelt deutlich den Einfluss der Zusatzmittel auf den Hydratationsprozess wieder. Der Reflexionsverlust des beschleunigten Betons beginnt am frühesten und mit dem größten Anstieg. Der Beton mit zugegebenem Verzögerer weist dagegen einen deutlich flacheren Anstieg zu einem wesentlich späteren Zeitpunkt auf.

Die qualitative Abhängigkeit des Reflexionsverlustes vom Erstarrungsverhalten von Beton wurde in [Rapoport, Popovics, Subramaniam und Shah; 2000] untersucht. Dabei wurde der Erstarrungsbeginn von Betonen mit verschiedenen Zusatzstoffen mit dem Zeitpunkt des Auftretens von Punkt A (vgl. *Abbildung 6-41* in der Reflexionsverlustkurve verglichen. Der Erstarrungszeitpunkt wurde an der Mörtelphase der verwendeten Betone durch die Messung der Penetrationswiderstandes von Nadeln bzw. Bolzen verschiedener Durchmesser bestimmt (ASTM Standard C403). Zur Bestimmung der Abhängigkeiten wurde eine Referenzmischung ($W/Z=0,5$) durch die Zugabe von Fließmittel (auf der Basis von Naphthalin-Sulfonat), Beschleuniger und Verzögerer sowie von Silikatstaub modifiziert.

Abbildung 6-43 kann entnommen werden, dass ein frühes Auftreten des Erstarrungsbeginns auch ein frühes Auftreten des Punktes A in der Kurve des Reflexionsverlustes verursacht. Dabei steht die von den Zusatzmitteln verursachte Verschiebung des Erstarrungszeitpunktes im direkten Zusammenhang mit dem dadurch hervorgerufenen Auftreten von Punkt A.

Ein weiterer Beweis für den quantitativen Zusammenhang zwischen Erstarrungsbeginn und dem Reflexionsverlust haben Versuche an Zementmörteln mit unterschiedlichen W/Z -Werten erbracht. In Abhängigkeit des vom jeweiligen W/Z -Wert beeinflussten Hydratationsprozesses ergeben sich deutlich verschiedene Trends in der Entwicklung des Reflexionsverlustes *Abbildung 6-44*. Unabhängig vom jeweiligen W/Z -Wert des Mörtels kann jedoch festgestellt werden, dass sich der Wert des Reflexionsverlustes zum Zeitpunkt des Erstarrungsbeginns auf einem konstanten Niveau befindet ($R_v = 0,12 \pm 0,02dB$).

Daraus lässt sich schließen, dass der Reflexionsverlust direkt von Parametern bestimmt wird, die die innere Struktur des hydratisierten Zements beschreiben. Die Veränderungen im Gefüge des Zementsteins während des Erstarrungsvorganges beruhen auf Vernadelungsprozessen der verschiedenen Hydratphasen und finden somit auf der Mikro- und Nanometerebene statt. Folglich ist zu vermuten, dass der Reflexionsverlust von sehr grundlegenden Eigenschaften des Zementsteins bestimmt wird, die auch die Entwicklung anderer Kenngrößen maßgeblich beeinflussen.

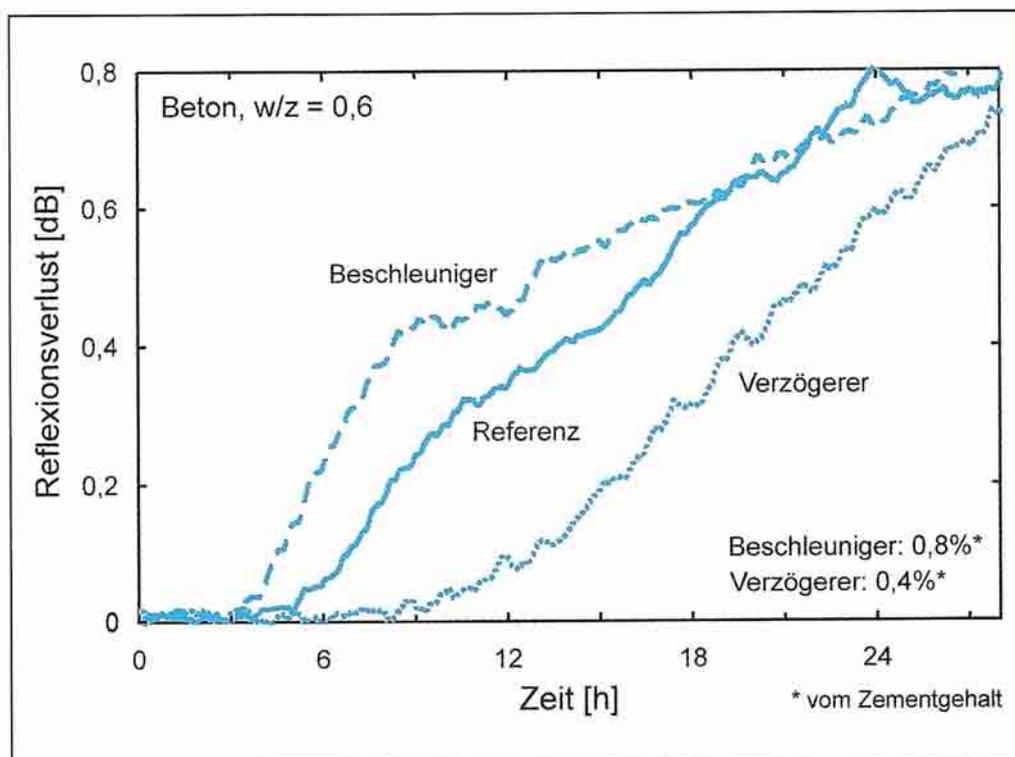


Abbildung 6-42: Einfluß von Betonzusatzmitteln auf Reflexionsmessungen an erhärtenden Betonen [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

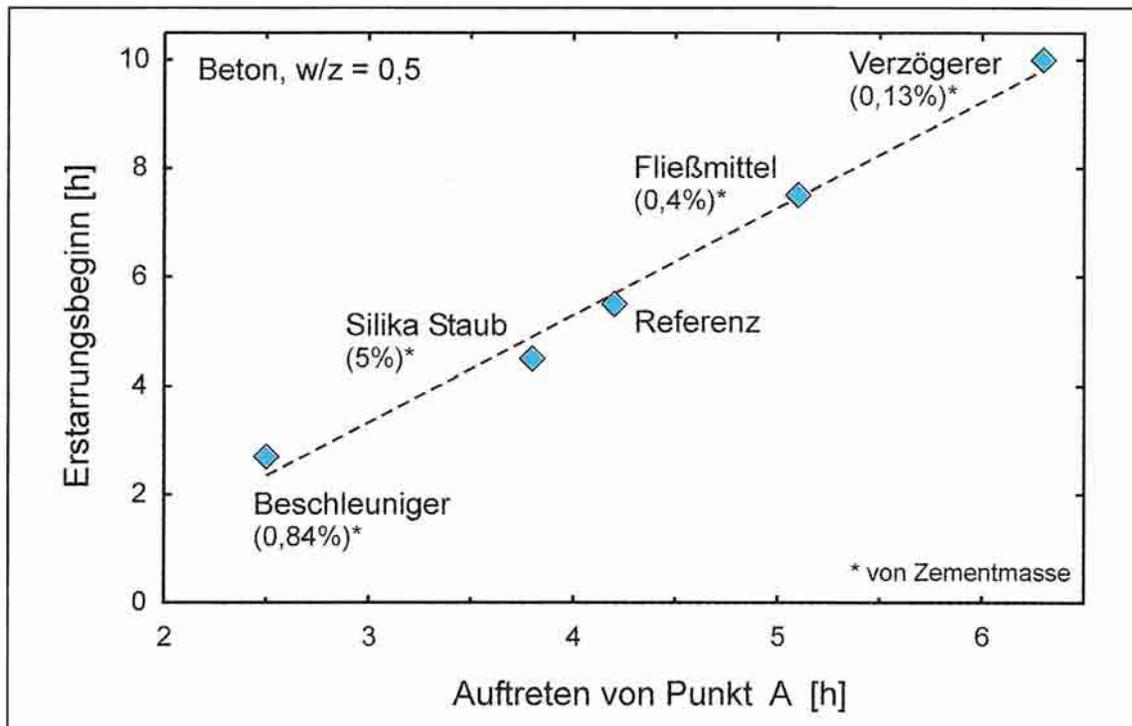


Abbildung 6-43: Zusammenhang zwischen Erstarrungszeitpunkt und Auftreten von Punkt A in der Reflexionsverlustkurve für Betone mit verschiedenen Zusatzmitteln [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

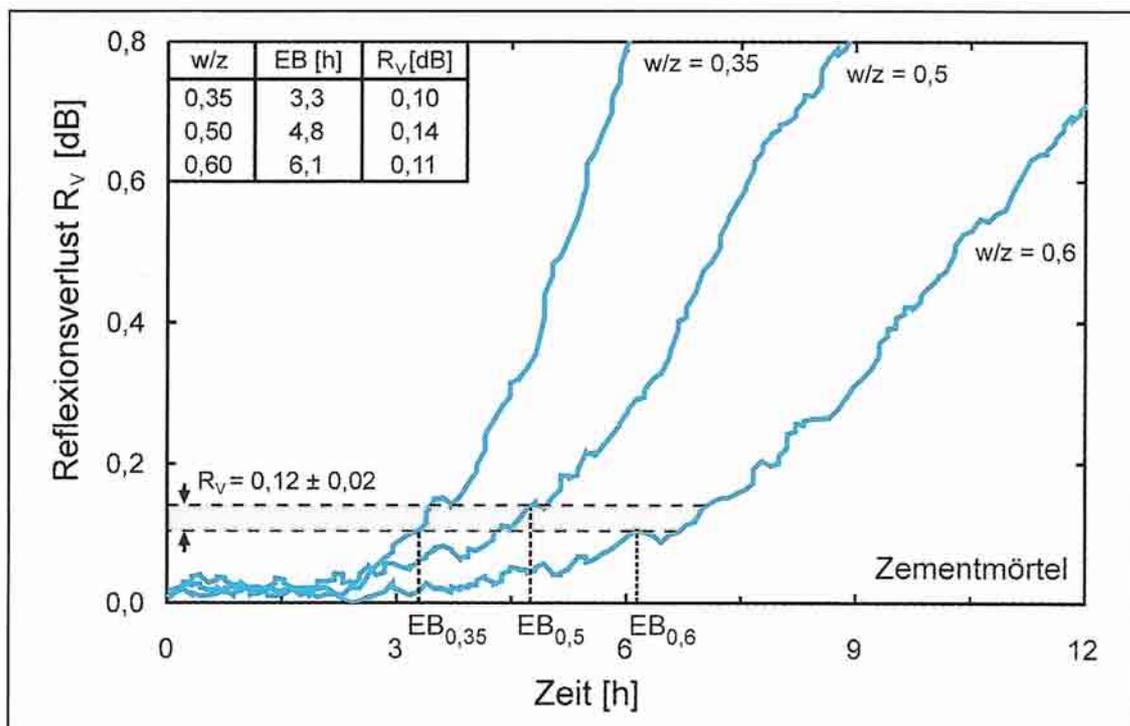


Abbildung 6-44: Zusammenhang zwischen Reflexionsverlust und Erstarrungsbeginn (EB) für Zementmörtel mit verschiedenen w/z-Werten [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

6.7.4.3 Druckfestigkeit

Für eine Vielzahl von baupraktischen Anwendungen zementgebundener Werkstoffe sind Informationen über die Entwicklung der Druckfestigkeit im Bauteil von maßgeblicher Bedeutung. Im Folgenden wird der Zusammenhang zwischen Reflexionsverlust und der gemessenen Druckfestigkeit von Zementmörtel untersucht.

In *Abbildung 6-45* ist der Vergleich der zeitlichen Entwicklung der Druckfestigkeit und des Reflexionsverlustes am Beispiel eines Zementmörtels mit einem W/Z-Wert von 0,5 gegeben. Die für die Experimente verwendeten Versuchskörper wurden im Wasserbad gelagert, deren Temperatur stets auf 25°C gehalten wurde.

Grundsätzlich lässt sich feststellen, dass Druckfestigkeit und Reflexionsverlust sehr ähnliche Entwicklungsmerkmale aufweisen. Die zeitliche Entwicklung beider Parameter lässt sich durch zwei aufeinander folgende Trendfunktionen beschreiben. Während des Ansteifens des Mörtels folgen Druckfestigkeit und Reflexionsverlust einer Potenzfunktion. Dieses Verhalten stimmt mit den Ergebnissen anderer Untersuchungen überein, wonach der Erstarrungsvorgang von Portlandzement und die sich daraus ergebende Entwicklung der Eigenschaften einem potentiellen Trend folgt. Die daran anschließende Entwicklung erfolgt gemäß einem hyperbolischen Trend, dessen Gleichung in *Abbildung 6-45* gegeben ist. Die Existenz dieser Wachstumsfunktion für die Druckfestigkeit von unter konstanten Temperaturbedingungen erhärtetem Beton wird bei der Reifegradmethode angewendet.

Die Tatsache, dass Reflexionsverlust und Druckfestigkeit in ihrer Entwicklung denselben Trendfunktionen folgen, motiviert die Untersuchung des direkten Zusammenhangs dieser Größen. In *Abbildung 6-46* ist die Abhängigkeit des Reflexionsverlustes von der Druckfestigkeit für Zementmörtel mit drei verschiedenen W/Z-Werten für einen Zeitraum von bis zu vier Tagen dargestellt. Für die Wertepaare der drei Mörtel kann unabhängig vom W/Z-Wert ein gemeinsamer bilinearer Trend bestimmt werden. Die Bestimmtheitsmasse R^2 der beiden Trendfunktionen sind in der Abbildung gegeben. Der Übergangspunkt zwischen den beiden Teilfunktionen tritt je nach W/Z-Wert zu verschiedenen Zeiten auf, spätestens jedoch nach ca. 15 Stunden. Das bedeutet, dass nach dieser Zeit der Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Reflexionsverlust, unabhängig vom W/Z-Wert, durch eine einzige lineare Trendfunktion beschrieben werden kann. Dieser Sachverhalt eröffnet vielfältige Möglichkeiten zur Verwendung der vorgestellten Reflexionsmethode zur zerstörungsfreien Bestimmung der Druckfestigkeit zementgebundener Werkstoffe. Im weiteren Verlauf wird gezeigt, wie der ermittelte Zusammenhang zwischen Reflexionsverlust und Druckfestigkeit erfolgreich zur Qualitätsüberwachung von Betonfertigteilen angewendet werden kann.

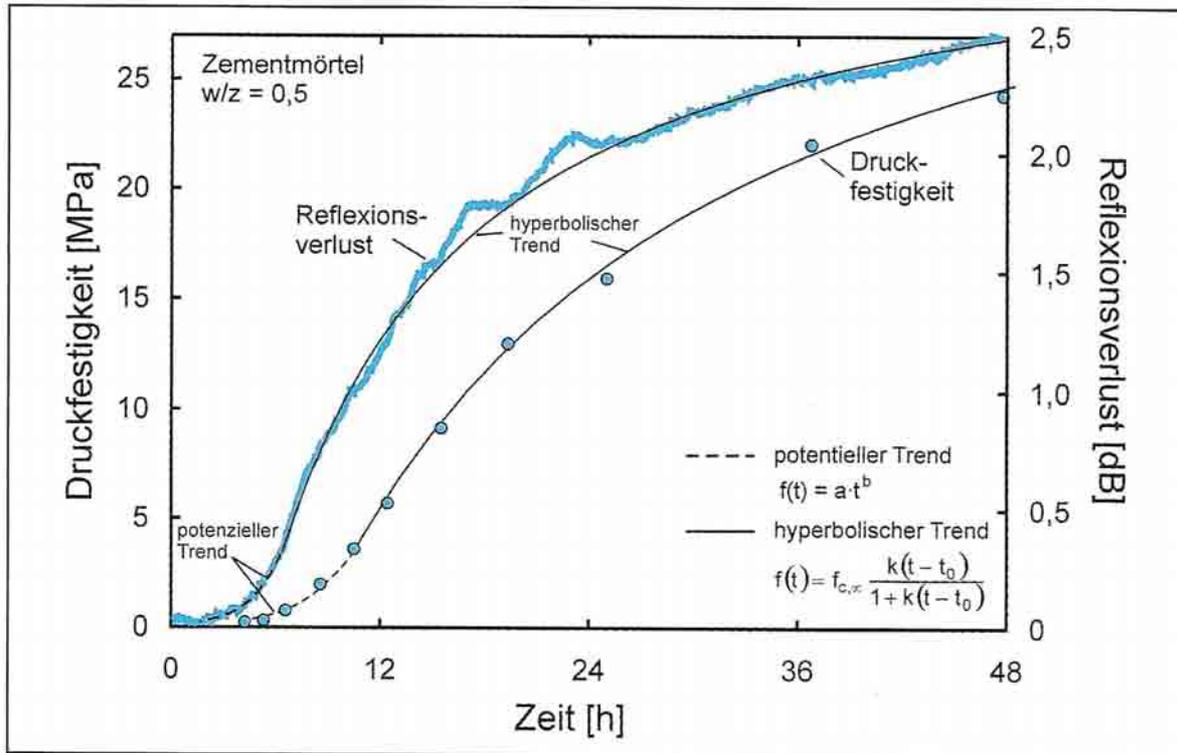


Abbildung 6-45: Vergleich der zeitlichen Entwicklung von Reflexionsverlust und Druckfestigkeit für Zementmörtel im jungen Alter [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

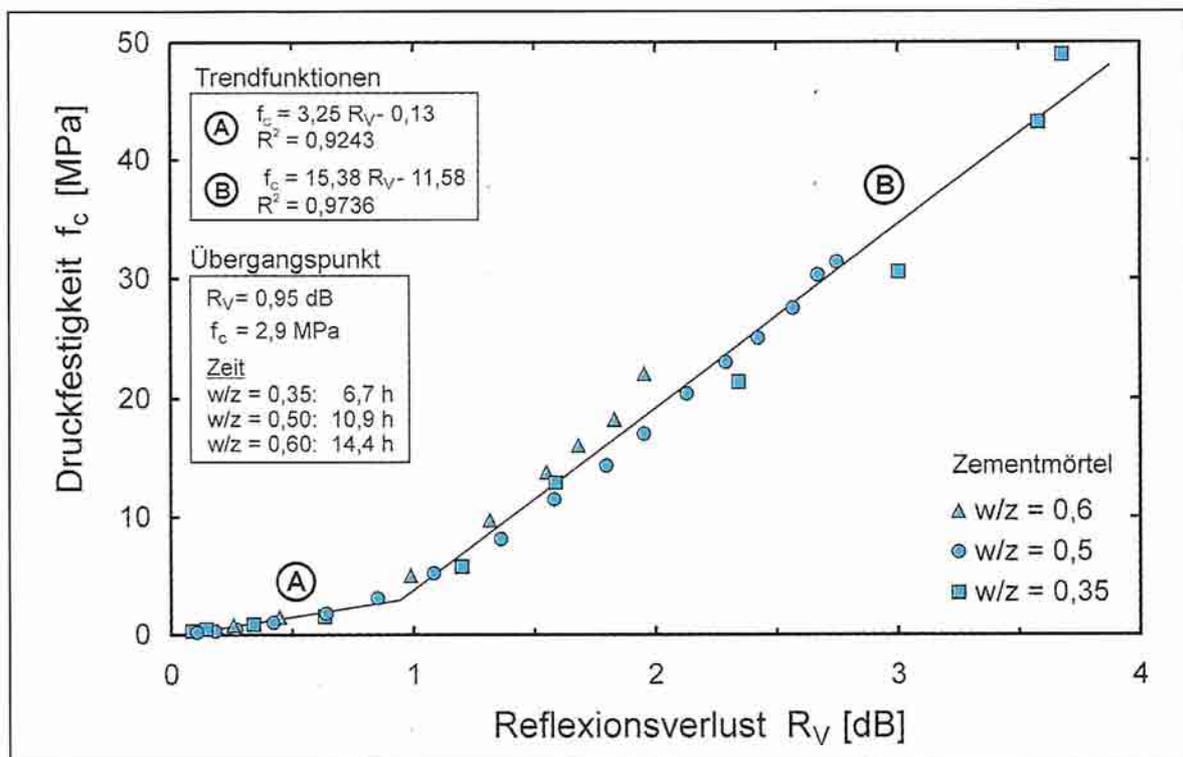


Abbildung 6-46: Zusammenhang zwischen Reflexionsverlust und Druckfestigkeit für Zementmörtel im jungen Alter [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

6.7.4.4 Schubmodul

Die bisher angestellten Untersuchungen beschreiben die Zusammenhänge zwischen Reflexionsverhalten und Druckfestigkeit auf überwiegend empirischer Ebene. Die Entwicklung einer Methode zur Bestimmung mechanischer Eigenschaften von Werkstoffen sollte jedoch auf physikalische Zusammenhänge gegründet sein. Daher stellt sich die Frage, welche physikalische Eigenschaft des erhärteten Zements die Entwicklung des Reflexionskoeffizienten in erster Linie beeinflusst. Aus den Gl. (6-17 und -18) in Kap. 6.7.2.2 folgt, dass der von der Reflexionsmethode gemessene Reflexionskoeffizient von der Rohdichte und der Scherwellengeschwindigkeit des Testmaterials abhängig ist. Die Rohdichte von zementgebundenen Werkstoffen ändert sich während des Hydratationsvorganges nur geringfügig, während die Schallwellengeschwindigkeit einen, durch den Übergang des Zementleims vom flüssigen in den festen Zustand verursacht, dramatischen Anstieg erfährt.

Da die Scherwellengeschwindigkeit v_s vom Schubmodul G bestimmt wird (vgl. Gl. 6-16), soll dessen Beziehung zum Reflexionsverlust bzw. -koeffizienten näher untersucht werden. Wird der erste Teil von Gl. (6-16) mit den Gl. (6-17 und -18) verknüpft und entsprechend umgestellt, erhält man einen Ausdruck, mit dem sich der dynamische Schubmodul G_{RV} vom gemessenen Reflexionskoeffizienten R , der Rohdichte des Testmaterials (z.B. $\rho_{Mörtel}$) und des Schallwellenwiderstandes der verwendeten Stahlplatte Z_{Stahl} berechnen lässt:

$$G_{RV} = \frac{Z_{Stahl}^2 (1 + R)^2}{\rho_{Mörtel} (1 - R)^2} \quad (6-21)$$

Um die Abhängigkeit des Reflexionsverlusts vom dynamischen Schubmodul näher zu untersuchen, wurde zunächst dessen zeitliche Entwicklung für verschiedene Zementmörtel mit Hilfe der Reflexionsmethode bestimmt. Zusätzlich wurden zwei weitere, komplementäre Versuchsreihen durchgeführt. Zum einen wurde die Resonanzfrequenzmethode angewendet, bei welcher ein Mörtelprisma in eine bestimmte Art von hochfrequenter Schwingung versetzt wird (ASTM Standard C215). Von der dabei gemessenen Resonanzfrequenz des Prüfkörpers kann der dynamische Schubmodul berechnet werden. Des weiteren wurde die Scherwellengeschwindigkeit an Mörtelprismen auf direktem Wege mittels des Durchschallungsversuchs bestimmt. Auf der Grundlage der Scherwellengeschwindigkeit kann der dynamische Schubmodul mit Hilfe von Gl. (6-16) ermittelt werden.

Auf diese Weise stehen Informationen über den Verlauf des dynamischen Schubmoduls der Mörtelmischungen zur Verfügung, die auf drei voneinander unabhängigen, zerstörungsfreien Prüfmethoden beruhen. Die zeitliche Entwicklung der drei Schubmoduln ist am Beispiel eines Mörtels mit einem W/Z-Wert von 0,5 in *Abbildung 6-47* gegeben. Anhand der dargestellten Kurvenverläufe kann zunächst festgestellt werden, dass diese qualitativ sehr ähnlich sind. Der vom Reflexionsverlust berechnete Schubmodul beginnt zeitgleich mit den beiden anderen Schubmodulen anzusteigen (Pfeil A), und der Zeitpunkt, zu dem sich das Wachstum der drei Schubmodulen verlangsamt, stimmt ebenfalls überein (Pfeil B). Ein wesentlicher Unterschied besteht jedoch zwischen den Absolutwerten der untersuchten Schubmoduln. Der vom Reflexionsverlust berechnete Schubmodul hat zu jeder Zeit einen deutlich geringeren Wert als die mit der Transmission- und Reflexionsmethode bestimmten Moduln.

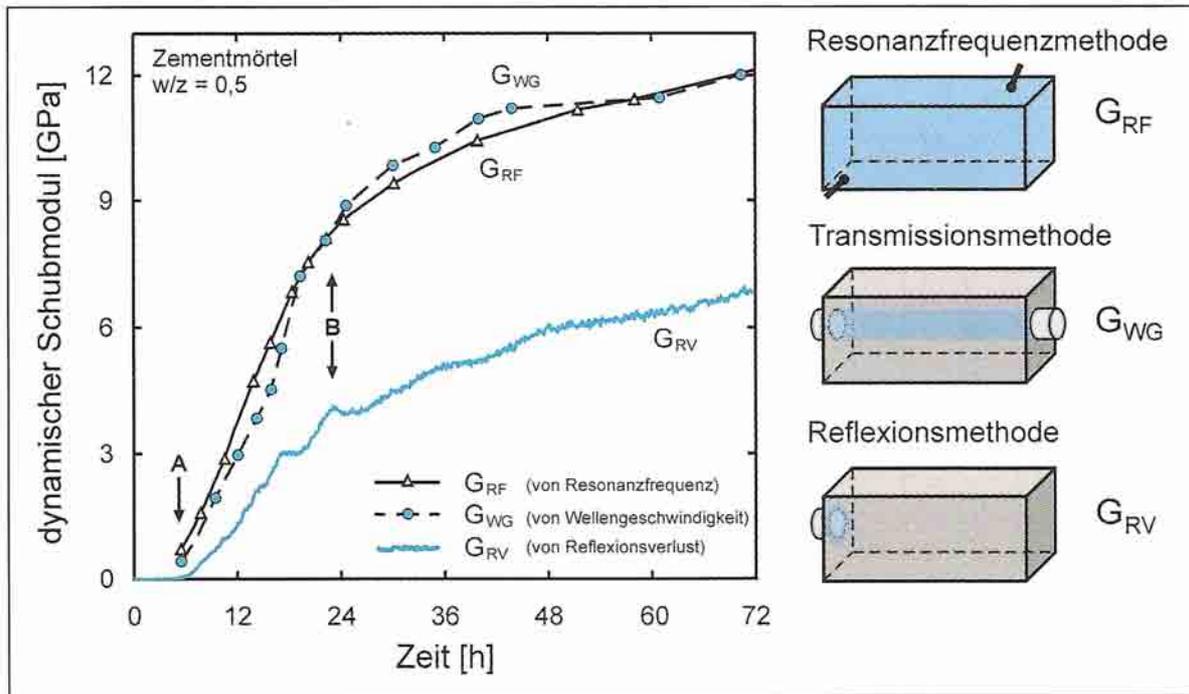


Abbildung 6-47: Zeitliche Entwicklung des dynamischen Schubmoduls, bestimmt mit der Resonanzfrequenz-, Ultraschalltransmissions- und Reflexionsmethode sowie Schematisierung des Meßprinzips dieser Methoden [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

Zur Erklärung dieses Phänomens sind die Prinzipskizzen der drei angewandten Prüfmethode im rechten Teil von *Abbildung 6-47* dargestellt. Daraus wird deutlich, dass sowohl die Resonanzfrequenz- als auch die Transmissionsmethode das gesamte bzw. den Grossteil des Volumens des Prüfkörpers erfassen. Es kann deshalb davon ausgegangen werden, dass die Parameter G_{RF} und G_{WG} die Eigenschaften des Zementmörtels in seiner Gesamtheit beschreiben. Diese Annahme wird dadurch untermauert, dass sich beide Schubmoduln (G_{RF} und G_{WG}) zu jeder Zeit auf gleichem Niveau entwickeln. Die Prinzipskizze der Reflexionsmethode zeigt, dass der Parameter G_{RV} die lokalen Eigenschaften des Testkörpers beschreibt. Ausgehend vom Unterschied zwischen den Absolutwerten der Schubmoduln G_{RV} , G_{RF} und G_{WG} und dem dabei aber zeitgleichen Auftreten markanter Punkte im Kurvenverlauf wird vermutet, dass der vom Reflexionsverlust bestimmte Schubmodul von den Eigenschaften der Zementsteinphase der untersuchten Mörtelmischung abhängig ist.

Als Ergebnis der angestellten Untersuchungen lässt sich festhalten, dass der mit der Reflexionsmethode gemessene Reflexionsverlust von der Entwicklung des dynamischen Schubmoduls des untersuchten Materials abhängig ist. Dabei sind die Eigenschaften des unmittelbar an die Stahlplatte angrenzenden Materials für die Entwicklung des Reflexionsverlusts maßgebend. Im Falle der untersuchten Mörtelmischungen spiegelt der gemessene Reflexionsverlust die Eigenschaften des an die Stahlplatte angrenzenden Zementsteins wider.

6.7.4.5 Hydratationsgrad

Der Hydratationsgrad ist eine der grundlegendsten Eigenschaften zementgebundener Werkstoffe und bestimmt als solche die Entwicklung einer Vielzahl ihrer Parameter. Vor diesem Hintergrund ist die Klärung des Zusammenhangs zwischen dem Hydratationsgrad und dem Reflexionsverlust von großer Bedeutung. Dazu wurde die Entwicklung des Hydratationsgrades von Zementstein mit den w/z-Werten 0,35 0,5 und 0,6 mit Hilfe einer thermogravimetrischen Analyse (TGA) bestimmt. Bei der Durchführung der TGA wird der Massenverlust einer bis auf 900 °C erhitzten Zementsteinprobe eines bestimmten Alters gemessen. Der um die Masse des physikalisch gebundenen Wassers berichtete Massenverlust des Zementsteins entspricht der Masse des nicht verdampfbaren bzw. chemisch gebundenen Wassers. Diese Wassermenge steht im direkten Zusammenhang mit dem Fortschritt der Zementhydratation. Bei Kenntnis der chemisch gebundenen Wassermenge bei vollständiger Hydratation kann der Hydratationsgrad des Zementsteins berechnet werden.

Im Folgenden wird der Verlauf des Hydratationsgrades von reinem Zementstein mit den Ergebnissen von Reflexionsmessungen an Zementmörteln gleicher w/z-Werte verglichen. Die Zementmörtel wurden unter der Verwendung von reinem, gewaschenem Sand hergestellt, der keine Wasseraufnahme aufweist. Daraus folgt, dass der Zementsteinanteil der getesteten Mörtel zu jeder Zeit den mit der jeweiligen Mischungsrezeptur angestrebten w/z-Wert aufweist. Der an den reinen Zementsteinproben bestimmte Hydratationsgrad repräsentiert daher den Hydratationsgrad des Zementsteinanteils der untersuchten Mörtelmischungen in vollem Maße.

Die zeitliche Entwicklung des Hydratationsgrades und des Reflexionsverlustes, gemessen für den Zementmörtel mit $w/z = 0,5$ ist in *Abbildung 6-48* dargestellt. Aus der Abb. wird deutlich, dass beide Größen qualitativ dem gleichen Trend folgen. Besonders hervorzuheben ist die gute Übereinstimmung in den ersten 50 Stunden des Hydratationsprozesses.

Der direkte Zusammenhang zwischen Hydratationsgrad und Reflexionsverlust der drei getesteten Mörtelmischungen kann *Abbildung 6-49* entnommen werden. Für jeden einzelnen w/z-Wert kann eine lineare Trendfunktion bestimmt werden, die die Abhängigkeit des Reflexionsverlustes vom Hydratationsgrad mit hoher statistischer Sicherheit beschreibt. Die Bestimmtheitsmasse der Trendfunktionen sind in *Abbildung 6-49* angegeben. Es soll an dieser Stelle hervorgehoben werden, dass der Reflexionsverlust im Gegensatz zu seiner Beziehung zur Druckfestigkeit für einen gegebenen w/z-Wert sowohl früher als auch im fortgeschrittenen Alter ein und den selben Zusammenhang zum Hydratationsgrad aufweist.

Aus *Abbildung 6-49* geht jedoch auch hervor, dass dieser Zusammenhang nicht eindeutig ist, d.h. vom w/z-Wert beeinflusst wird. Dabei verringert sich der Anstieg der Trendlinie mit ansteigendem w/z-Wert. Mit anderen Worten: Für einen gegebenen Hydratationsgrad verursacht ein geringer w/z-Wert einen hohen Reflexionsverlust. Das lässt sich dadurch erklären, dass eine Verringerung des w/z-Wertes eine geringere Kapillarporosität des Zementsteins hervorruft. Die so verdichtete Mikrostruktur des Zementsteins weist einen wesentlich geringeren Schallwellenwiderstand auf als ein Zementstein mit höherem w/z-Wert (bzw. höherer Kapillarporosität). Folglich wird ein größerer Anteil der Scherwellen während des Reflexionsprozesses an der Stahl-Zement-Grenzfläche in den Zementstein übertragen, und der Reflexionsverlust steigt an.

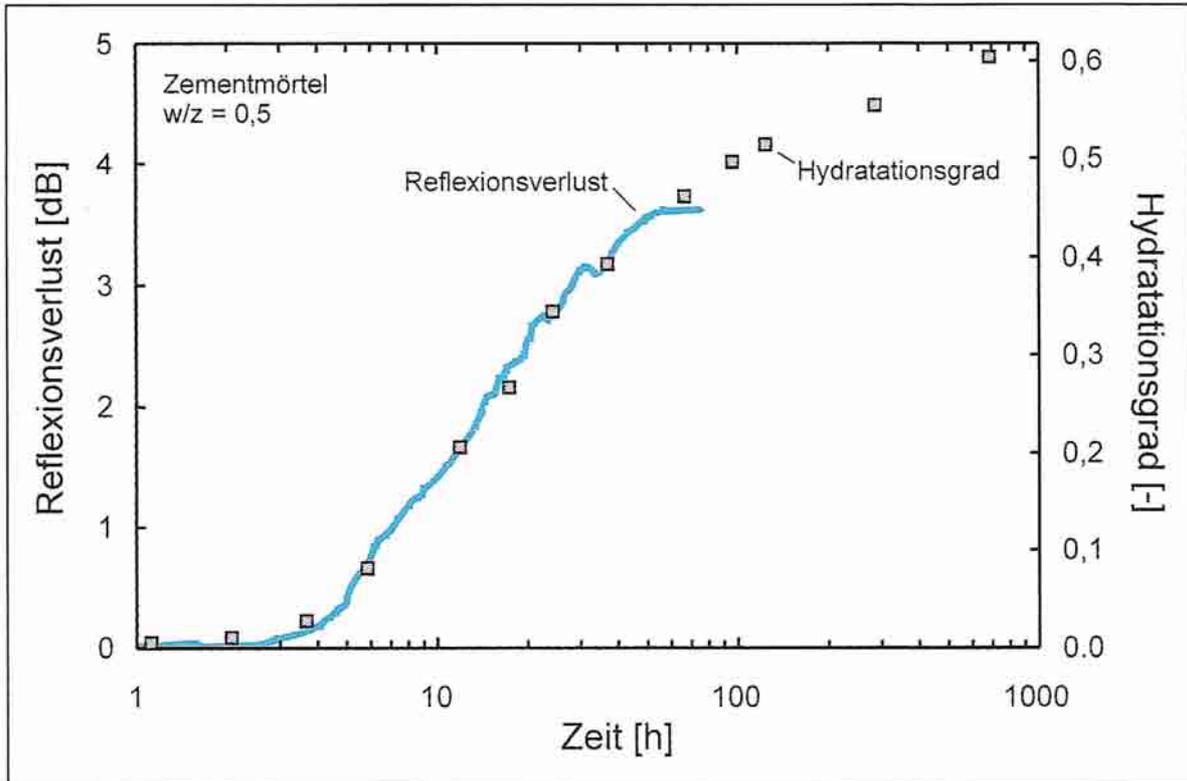


Abbildung 6-48: Zeitliche Entwicklung von Reflexionsverlust und Hydratationsgrad für Zementmörtel [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

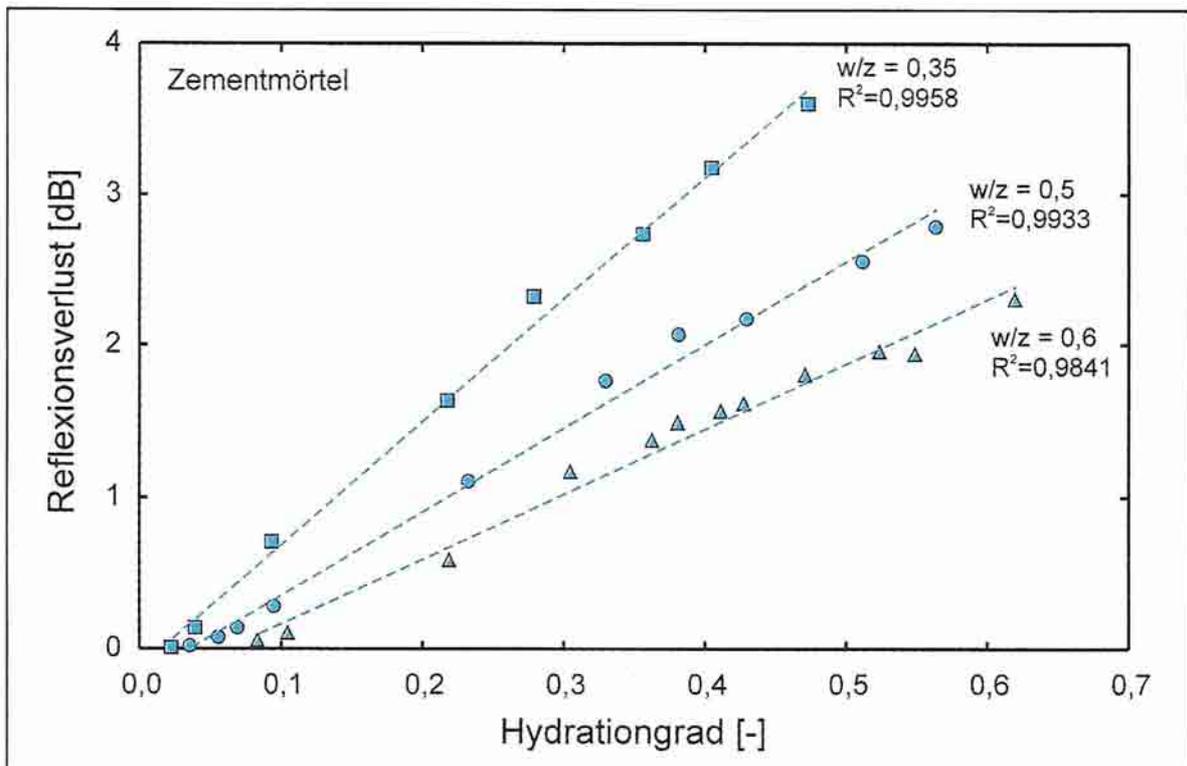


Abbildung 6-49: Zusammenhang zwischen Reflexionsverlust und Hydratationsgrad für Zementmörtel mit verschiedenen w/z -Werten [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

6.7.4.6 Zusammenfassende Bemerkungen zu den experimentellen Ergebnissen

Die in den vorangegangenen Abschnitten angestellten Untersuchungen haben gezeigt, dass die vorgestellte Reflexionsmethode in der Lage ist, die zeitliche Entwicklung wichtiger Eigenschaften zementgebundener Werkstoffe qualitativ und quantitativ zu verfolgen. Es wird jedoch deutlich, dass der Reflexionsverlust durch Eigenschaften des Zementsteins bestimmt wird, die vom Erstarrungsverhalten, der Druckfestigkeit, dem Schubmodul oder dem Hydratationsgrad alleine nicht erfasst werden können. Um die Bestimmungsgröße des Reflexionsverlustes zu ermitteln, ist vielmehr ein Ansatz zu suchen, der die strukturellen Eigenschaften des Zementsteins unter Berücksichtigung der Materialzusammensetzung (w/z-Wert, Zuschlagsstoffe), der Erhärtingsbedingungen, des Hydratationsfortschrittes und der Porosität beschreibt. Um das volle Potential der Reflexionsmethode nutzen zu können, muss diese als ein Sensor verstanden werden, mit dem der durch die Entstehung der Hydratationsprodukte hervorgerufene Vernaderungsprozess der Zementpartikel direkt abzulesen ist. Dadurch eröffnet sich die Möglichkeit, den Übergang des Zementleims von einer Suspension zur festen Kristallstruktur des Zementsteins sowie dessen weitere Entwicklung direkt zu verfolgen. Zur sicheren Interpretation der Messergebnisse ist ein konstitutives Materialmodell erforderlich, welches die Reflexionsmessungen, die strukturellen Veränderungen des Zementsteins und dessen mechanische Eigenschaften verknüpft.

6.7.5 Feldversuche

6.7.5.1 Vorbemerkungen

Die Ergebnisse der im vorhergehenden Kapitel beschriebenen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Reflexionsmethode als Instrument zur zerstörungsfreien Bestimmung der Druckfestigkeit zementgebundener Werkstoffe verwendet werden kann. In den folgenden Abschnitten wird über einen ersten Feldversuch berichtet, bei dem der Erhärtingsverlauf eines in einem Fertigteilwerk hergestellten Kastenträgers mit Hilfe der Reflexionsmethode überwacht wurde.

Die Kastenträger werden im Spannbett hergestellt und enthalten einen Kern aus Polystyrol zur Verringerung des Eigengewichts. Um die für die Herstellung der Träger vorhandenen Schalgruben optimal auszulasten, soll der Zeitraum, für den der frisch betonierete Träger in der Schalung verbleibt, auf ein min. reduziert werden. Da der Träger durch das Durchtrennen der Spannbewehrung bzw. Ausheben aus der Schalgrube nicht beschädigt werden soll, muss überprüft werden, ob der Beton eine ausreichende Festigkeit aufweist. In Ergänzung zu der vom Fertigteilwerk standardmäßig durchgeführten Qualitätskontrolle sollte überprüft werden, ob die Reflexionsmethode in der Lage ist, die Betondruckfestigkeit im Bauteil zum Zeitpunkt des Ausschalens zu bestimmen.

6.7.5.2 Versuchsaapparatur

Die Versuchsaapparatur zur Durchführung der Reflexionsmethode wurde bisher nur für Laborversuche verwendet. Daher ergab sich die Notwendigkeit, diese transportabel und damit für den Gebrauch unter industriellen Produktionsbedingungen tauglich zu machen. Dazu wurden die erforderlichen Komponenten (*Abbildung 6-38*) sowie ein Temperaturmessgerät in einen transportablen Gerätekoffer integriert. Die in diesem Koffer (*Abbildung 6-50*) befindlichen Geräte sind einsatzbereit miteinander verbunden und werden durch eine zentrale Stromversorgung betrieben.

6.7.5.3 Vorgehensweise

Im Rahmen des hier beschriebenen Feldversuchs soll der in Kap. 6.7.4.3 gefundene lineare Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und den Reflexionsverlust ($f_c - R_v - \text{Funktion}$) genutzt werden. Dabei soll nur der zweite Teil (Trendfunktion B in *Abbildung 6-45*) der bilinearen Gesamtfunktion betrachtet werden. Zur Bestimmung der Druckfestigkeit vom gemessenen Reflexionsverlust ist die Kenntnis der Parameter der $f_c - R_v - \text{Funktion}$ notwendig. Um diese zu bestimmen, wurden die später im Fertigteilwerk verwendete Mischungsrezeptur in Verbindung mit den später zum Einsatz kommenden Materialien benutzt, um Probemischungen herzustellen. Mit diesen Probemischungen wurden Druckfestigkeitsprüfungen und Reflexionsmessungen unter konstanter und variabler Erhärtungstemperaturen durchgeführt. Aus den Ergebnissen dieser Versuche wurde die $f_c - R_v - \text{Funktion}$ bestimmt, deren Parameter für variable Erhärtungsbedingungen Gültigkeit besitzen.

Die Anordnung der Messpunkte sowie der schematische Querschnitt des Kastenträgers sind in *Abbildung 6-51* dargestellt. Der Reflexionsverlust wurde zeitgleich an zwei verschiedenen Stellen auf der Oberseite des Kastenträgers gemessen. Zusätzlich wurden vier Temperatursensoren über den Querschnitt des Trägers verteilt. Die Messung der durch die Hydratationswärme erzeugten Temperaturerhöhung ermöglicht es, die Eigenschaften des Betons an den Orten der Reflexionsmessungen mit denen des z.B. im Bereich der Spannbewehrung befindlichen Betons in Beziehung zu bringen. Durch diese Vorgehensweise kann von den lokal begrenzten Reflexionsmessungen auf die Eigenschaften des Betons an praktisch jeder beliebigen Stelle im Bauteil geschlossen werden. In *Abbildung 6-52* ist der Kastenquerschnitt mit aufgebrachten Ultraschallsensoren kurz nach Beendigung der Betonierarbeiten zu sehen.

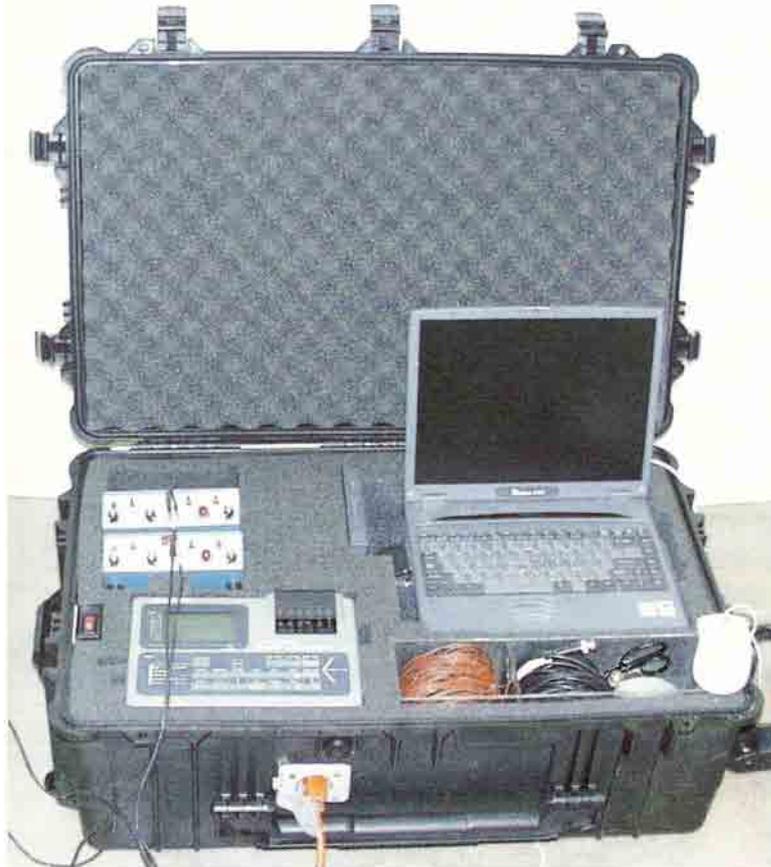


Abbildung 6-50: Transportable Versuchsausrüstung für Reflexions- und Temperaturmessungen im Fertigteilwerk [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

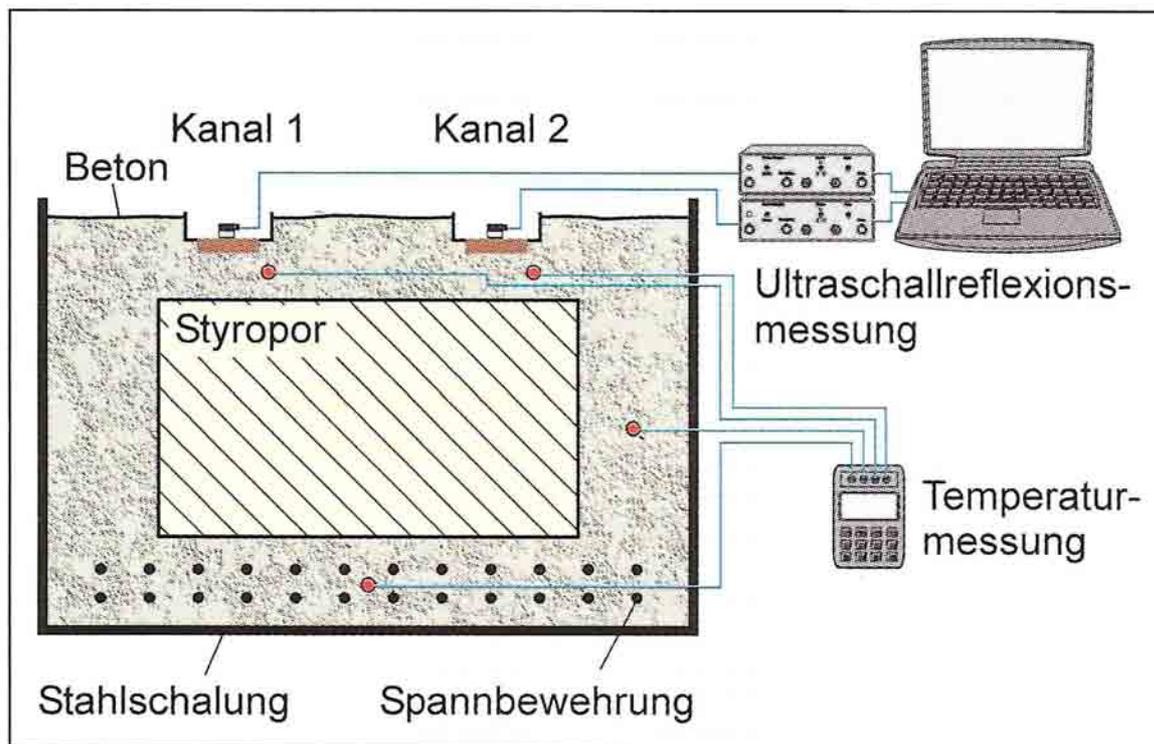


Abbildung 6-51: Schematische Darstellung der durchgeführten Feldversuche an Kastenträgern im Fertigteilwerk [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]



Abbildung 6-52: Durchgeführte Feldmessungen an einem frisch betonierten Kastenträger [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

6.7.5.4 Ergebnis

Das Ergebnis des durchgeführten Feldversuches kann *Abbildung 6-53* entnommen werden. Dargestellt ist zunächst der Verlauf der in den Vorversuchen ermittelten Druckfestigkeit. Um diese mit den im Fertigteilwerk durchgeführten Messungen vergleichbar zu machen, sind die Werte in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e (Bezugstemperatur: 25 °C) aufgetragen. Das wirksame Betonalter eines unter einer beliebigen Temperatur erhärteten Betons ist das fiktive Alter dieses Betons für den Fall, dass er seinen derzeitigen Erhärtungsgrad unter einer gewissen konstanten Referenztemperatur erreicht hätte. Damit wird eine Zeitskala geschaffen, die den direkten Vergleich der Festigkeitsentwicklung von unter verschiedenen Temperatureinflüssen erhärteten Betonen ermöglicht. Die verwendete Bestimmungsgleichung des wirksamen Betonalters beruht auf der *Arrhenius-Funktion*.

Unter der Verwendung der im Voraus bestimmten Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Reflexionsverlust wurde die Druckfestigkeit des im Träger befindlichen Betons berechnet. Wie in *Abbildung 6-53* zu sehen ist, stimmt diese sehr gut mit den in den Vorversuchen ermittelten Werten überein. Entscheidend ist jedoch der Vergleich der zerstörungsfrei bestimmten Druckfestigkeit und jener, die im Rahmen der werksinternen Qualitätskontrolle ermittelt wurde. Zum Zeitpunkt der Betonage wurden vier Probezylinder hergestellt, die, gesteuert durch einen Temperatursensor, unter den im Kastenträger gemessenen Temperaturbedingungen gelagert wurden. Die Probezylinder wurden ca. 16 Stunden nach der Betonage des Kastenträgers geprüft. Der Mittelwert der an diesen Zylindern gemessenen Festigkeitswerte sowie deren Abweichung vom Mittelwert sind in *Abbildung 6-53* dargestellt.

Aus den dargestellten Werten geht hervor, dass sich die vom Reflexionsverlust berechnete Druckfestigkeit im Bereich der an den vier Probezylindern gemessenen Druckfestigkeiten befindet.

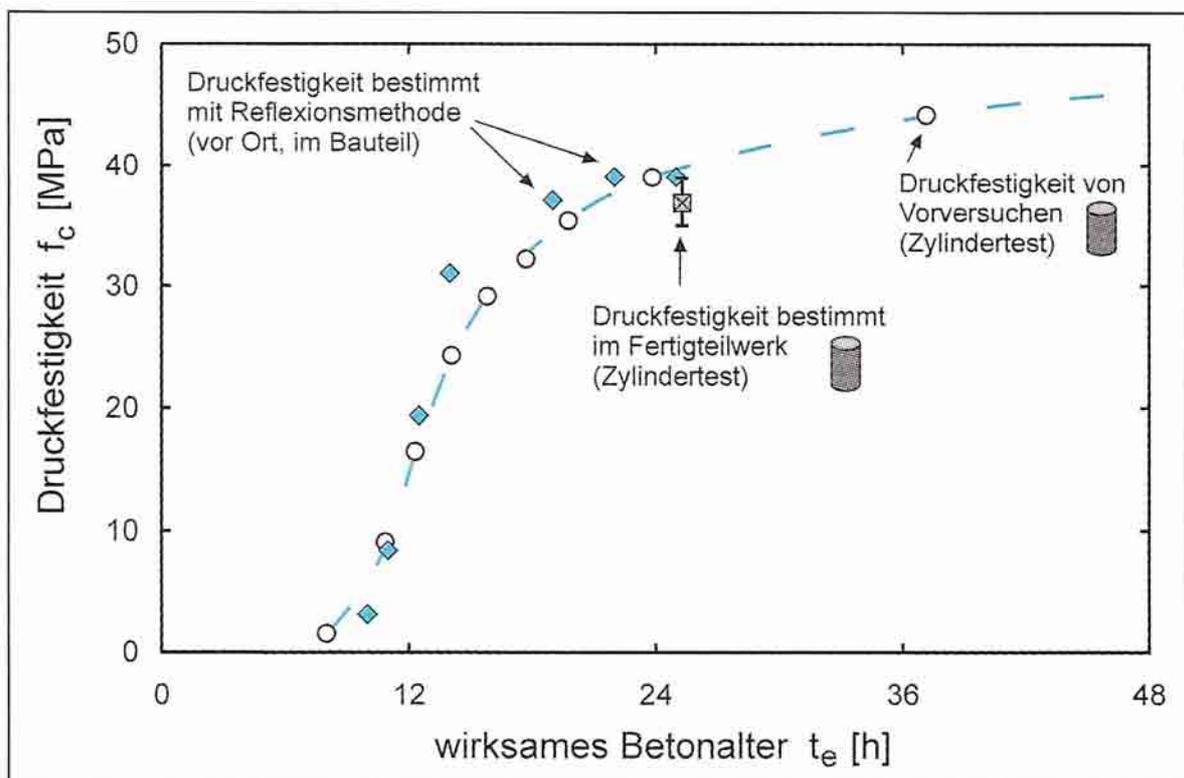


Abbildung 6-53: Vergleich der zerstörungsfrei ermittelten Betondruckfestigkeiten mit Wellen [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]

6.7.5 Zusammenfassende Bemerkungen zum Feldversuch

Der durchgeführte Feldversuch hat gezeigt, dass die hier vorgestellte Reflexionsmethode in der Lage ist, die Entwicklung der Bauteildruckfestigkeit von Beton durch Vorort-Messungen zerstörungsfrei zu bestimmen. Die Einhaltung bestimmter Lagerungsbedingungen ist dabei nicht notwendig. Für die Anwendung der Prüfmethode wird die Beziehung zwischen Reflexionsverlust und Druckfestigkeit benötigt. Der derzeitige Entwicklungsstand erfordert die Bestimmung dieser Beziehung durch Laborversuche im Vorfeld. Dies stellt zweifellos einen Nachteil der Reflexionsmethode dar. Es besteht jedoch Grund zu der Annahme, dass die z.B. im Zusammenhang mit den durchgeführten Feldversuchen ermittelte $f_c - R_v - \text{Funktion}$ nicht nur für eine bestimmte Mischungsrezeptur, sondern für eine gewisse Betonfamilie Gültigkeit besitzt. Weiterhin wurde in Kap. 6.7.4 der Zusammenhang zwischen dem Reflexionsverlust und mikrostrukturellen Parametern des Betons untersucht. Die Aufstellung eines dort erörterten konstitutiven Materialmodells, das u.a. auch auf der Betonrezeptur beruht, würde die Festlegung von $f_c - R_v - \text{Funktionen}$ für bestimmte Betonfamilien weiter unterstützen.

6.7.6 Schlussfolgerung

Die zuverlässige und zerstörungsfreie Bestimmung der Eigenschaften jungen Betons ist ein entscheidender Faktor für den Fortschritt vieler Bauvorhaben. Dieser Abschnitt beschreibt eine neue Methode zur Erfassung des Erstarrungs- und Erhärtungsprozesses zementgebundener Werkstoffe. Diese beruht auf der Messung des Reflexionskoeffizienten (bzw. dessen –verlust) hochfrequenter Scherwellen an der Grenzfläche zwischen einer Stahlplatte und Beton, wobei die Stahlplatte mit dem Frischbeton in Kontakt gebracht wird. Um die Anwendbarkeit der vorgestellten Methode zur Überwachung des Hydratationsprozesses zementgebundener Werkstoffe zu verifizieren, wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm sowie ein Feldversuch durchgeführt. Über den Zusammenhang zwischen den Reflexionsmessungen und den Eigenschaften von Betonen, Mörteln und Zementstein in Abhängigkeit des Alters von bis zu vier Tagen sind zusammenfassend folgende Erkenntnisse zu nennen:

➤ **Erstarrungsverhalten:**

Versuche an Betonen mit verschiedenen Zusatzmitteln haben gezeigt, dass die Reflexionsmethode in der Lage ist, den Einfluss der Zusatzmittel auf den Erstarrungsverlauf des Betons qualitativ zu beschreiben. In Versuchen mit Zementmörteln mit verschiedenen w/z-Werten konnte ein quantitativer Zusammenhang zwischen dem Erstarrungszeitpunkt von Mörteln und dem zu dieser Zeit gemessenen Wert des Reflexionsverlustes bestimmt werden.

➤ **Druckfestigkeit:**

Druckfestigkeit und Reflexionsverlust, gemessen an unter konstanten Temperaturbedingungen erhärteten Zementmörteln, folgen in ihrer zeitlichen Entwicklung qualitativ identischen Trendfunktionen. Bei direktem Vergleich beider Größen wurde ein bilinearer Zusammenhang festgestellt. Der Übergangspunkt zwischen den Teilfunktionen tritt je nach der Dynamik des Hydratationsprozesses in den ersten 15 Stunden nach dem Anmachen auf.

➤ **Schubmodul:**

Die experimentelle Bestimmung des dynamischen Schubmoduls von Zementmörteln mit verschiedenen zerstörungsfreien Methoden hat gezeigt, dass der Reflexionsverlust in direktem Zusammenhang mit dem dynamischen Schubmodul des Prüfmaterials steht. Die Versuche deuten darauf hin, dass der an die Stahlplatte unmittelbar angrenzende Zementsteinanteil der Mörtelmischungen die Entwicklung des Reflexionsverlustes bestimmt.

➤ **Hydratationsgrad:**

Hydratationsgrad und Reflexionsverlust, gemessen an Zementmörteln mit verschiedenen w/z-Werten, weisen einen linearen Zusammenhang auf, wobei der Anstieg der linearen Trendfunktion vom w/z-Wert abhängt. Da der w/z-Wert ein wichtiger Bestimmungsfaktor struktureller Veränderungen des Zementsteins ist (z.B. Kapillarporosität) besteht Grund zu der Annahme, dass der Reflexionsverlust in hohem Masse von der Mikrostruktur des Zementsteins bestimmt wird.

➤ **Druckfestigkeit im Bauteil:**

Die Eignung der vorgestellten Reflexionsmethode zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Betonbauteilen durch Messungen vor Ort wurde in einem Feldversuch unter Beweis gestellt. In Zusammenarbeit mit einem Fertigteilwerk wurde der Erhärtungsverlauf eines im Spannbett hergestellten Kastenträgers mit der Reflexionsmethode überwacht. Der Verlauf der Betondruckfestigkeit im Bauteil konnte erfolgreich mit der Reflexionsmethode bestimmt werden.

7 Schadensfälle

7.1 Einführung

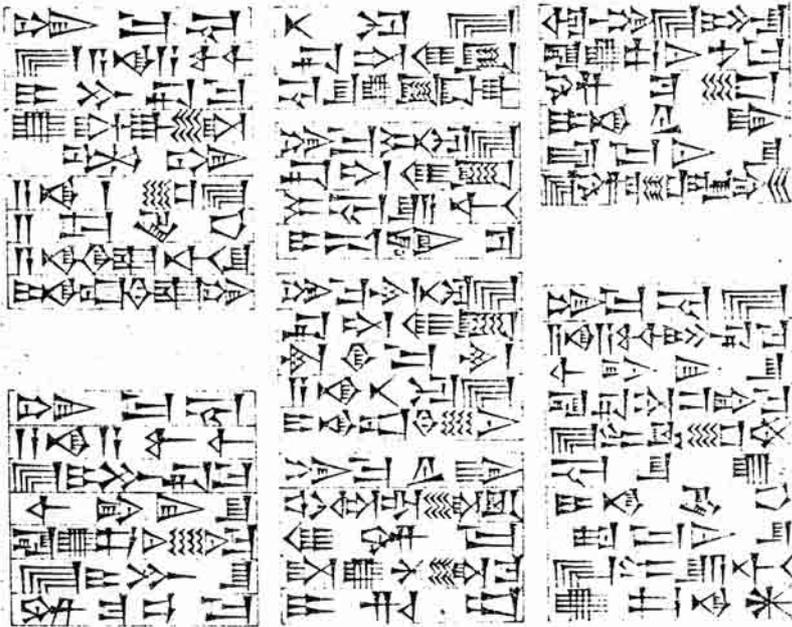
Pfahlbauten, Brücken, Kirchen, Häfen und andere historische Gebäude wurden auf Pfählen gegründet, längst bevor Baugrundgutachten geschrieben und Normen eingeführt wurden. Aus der Tatsache, dass nicht alle Bauwerke zu Ende gebaut wurden und viele heute nicht mehr existieren begründet sich diese These:

„Schadensfälle gibt es, seit der Mensch mit dem Bauen begonnen hat.“

Dies belegt auch ein Gesetzestext des babylonischen Königs Hammurabi (1800 v. Chr.) §229 (Abbildung 7-1):

„Wenn ein Baumeister für jemanden ein Haus errichtet, dessen Konstruktion nicht fest genug ist, so dass das Haus einstürzt und den Tod des Bauherrn verursacht, so soll dieser Baumeister getötet werden.“

Aus dem Codex Hammurabi



Wenn ein Baumeister ein Haus baut für einen Mann und es für ihn vollendet, so soll dieser ihm als Lohn zwei Shekel Silber geben für je einen Sar (1 Shekel = 360 Weizenkörner = 9,1 g, 1 Sar = 14,88 m²).

Wenn ein Baumeister ein Haus baut für einen Mann und macht seine Konstruktion nicht stark, so daß es einstürzt und verursacht den Tod des Bauherrn: dieser Baumeister soll getötet werden.

Wenn der Einsturz den Tod eines Sohnes des Bauherrn verursacht, so sollen sie einen Sohn des Baumeisters töten.

Kommt ein Sklave des Bauherrn dabei um, so gebe der Baumeister einen Sklaven von gleichem Wert.

Wird beim Einsturz Eigentum zerstört, so stelle der Baumeister wieder her, was immer zerstört wurde; weil er das Haus nicht fest genug baute, baue er es auf eigene Kosten wieder auf.

Wenn ein Baumeister ein Haus baut und macht die Konstruktion nicht stark genug, so daß eine Wand einstürzt, dann soll er sie auf eigene Kosten verstärkt wieder aufbauen.

Abbildung 7-1: Aus dem Codex Hammurabi [Die Bautechnik (1966), Bauingenieurzeitschrift]

Ganz so streng ist die derzeitige Rechtsprechung nicht, die sich zu ca. 40% mit Bauschäden befasst. Ingenieure sind keine Spieler und keine Hasardeure. Die Bauforschung beschäftigt sich zu einem erheblichen Anteil mit der Verbesserung von Berechnungs- und Bauverfahren, mit der Sicherheit von Bauwerken und mit Qualitätssicherung. Und dennoch kommt es immer wieder zu Schadensfällen, als Folge meist menschlichen Fehlverhaltens.

7.2 Begriffe

Aus rechtlicher Sicht werden die Begriffe Fehler, Mangel und Schaden unterschieden.

- **Fehler:** Soll/Ist – Abweichung
 - a) nicht leistungsgerechte Handlung, aus der Mangel oder Schaden entstehen kann, aber nicht zwangsläufig muss: Rechenfehler, Messfehler, Denkfehler,....
 - b) Ungünstige Abweichung der Leistung in ihrer Beschaffenheit: Fehler der Sache.
- **Mangel:** Beeinträchtigung ist zu befürchten
Fehler, der den Wert oder Tauglichkeit einer Sache beeinträchtigt.
- **Schaden:** Beeinträchtigung ist offensichtlich
Erkennbar nicht sachgerechte Leistung mit materiellen oder immateriellen Folgen.

Schäden haben nicht nur ein erkennbares Ausmaß, sie haben immer eine oder mehrere Ursachen, einen oder mehrere Verantwortliche. Bei der Planung und Ausführung von Bauleistungen stellt sich immer die Frage nach der Vorhersehbarkeit und Vermeidbarkeit von Schäden. Die Wahrscheinlichkeit, dass kein Schaden auftritt, dass es zu keinem Zeitpunkt zu einer Soll/Ist-Abweichung kommt und das Bauwerk die bestimmungsgemäße Funktion immer erfüllt, wird als Qualität oder Zuverlässigkeit bezeichnet. Der Abstand zu dieser Grenze wird unter dem Begriff der Sicherheit zusammengefasst.

Eine der wirksamsten Maßnahmen zur Vermeidung künftiger Fehler ist der Erfahrungsaustausch über Schadensfälle. Man lernt aus den Fehlern anderer zwar nicht so bleibend, wie aus den eigenen, aber angenehmer. Die Hauptgruppen von Schäden bei Pfahlgründungen werden im Folgenden zusammengefasst.

7.3 Hauptschadensursachen bei Pfählen

7.3.1 Schadensursache 1: Baugrund

Unerwartete, nicht erkannte oder nicht ausreichend erkundete Baugrundverhältnisse sind die häufigsten Ursachen von Schäden bei Pfahlgründungen. Schäden sind grundsätzlich auf folgende Defizite zurückzuführen:

- unzureichende Erkundung (Art, Tiefe, Umfang),
- Fehlinterpretation der Aufschlüsse,
- Fehlinterpretation des Grundwassers,
- Ungenaue oder falsche Bodenkenngößen,
- Echtes Baugrundrisiko (unerwartete Baugrundverhältnisse trotz fehlerfreier Leistung).

7.3.2 Schadensursache 2: Planung, Berechnung und Organisation

Planungsfehler treten bei Pfahlgründungen hauptsächlich im Entwurf ungeeigneter Tragstrukturen oder in der Ausschreibung ungeeigneter Bauverfahren auf. Meist sind diese Fehler jedoch auf die Annahme einer unvollständigen oder falsch verstandenen Beschreibung des Baugrundes und der Grundwassersituation zurückzuführen.

Bei der Berechnung und beim Nachweis können besondere Einwirkungen wie Fließdruck, negative Mantelreibung und horizontale Bettung übersehen oder nicht ausreichend berücksichtigt werden. Weitere Schadenspotentiale ergeben sich aus dem Nichterkennen von außergewöhnlichen Bauzuständen.

Die gesamte Organisation der Planung, Kommunikationsprobleme, Verlassen des Vieraugenprinzips bei der Prüfung sowie Inkompetenz bei der Umsetzung, Bauüberwachung und Qualitätssicherung stellen weitere Risiken auf Seiten des Engineerings dar.

Wie bei der Ausführung liegt auch auf Seiten der Planung die größte Gefahr im Verlassen der anerkannten Regeln und des Grundsatzes robuster Konstruktionen im Zuge eines überzogenen Wettbewerbs und Leistungsdrucks. Insbesondere bei den funktionalen Ausschreibungen werden Tragkonstruktionen im Wettbewerb oft unter Verlust an Steifigkeit, Duktilität und Sicherheitsreserven überreizt. Die moderne Rechentechnik und die Möglichkeit der Visualisierung von Ergebnissen unterstützen dabei den Mut der Planer. Die Weitergabe von Informationen an die richtigen Personen zum richtigen Zeitpunkt ist gerade im Zeitalter einer Überkommunikation durch elektronische Medien als Gefahrenpotential zu beklagen. Diese Aspekte werden als Risiko des Planungs- und Bauablaufes zusammengefasst.

7.3.3 Schadensursache 3: Bauausführung

Schäden, die auf die Bauausführung zurückzuführen sind, lassen sich in drei Hauptgruppen zusammenfassen:

7.3.3.1 Anwendung eines für die Aufgabe ungeeigneten Verfahrens

Die Anwendungsgrenzen der zahlreichen Verfahren werden überwiegend durch den Baugrund und die örtlichen Verhältnisse wie Zuwegung, Verfügbarkeit von Flächen sowie durch Erschütterungsempfindlichkeit des Baugrundes bzw. von Nachbarbauwerken vorgegeben. In rechtlicher Sicht liegt die Verantwortung häufig beim Bauunternehmer.

7.3.3.2 Falsche oder fehlerhafte Anwendung eines ansonsten geeigneten Verfahrens

Als häufigste Fehler treten auf:

- falsches Einmessen des Pfahles,
- Messfehler der Tiefe, Vertikalität, Richtungstreue,
- Fehlerinterpretation der Rammwiderstände,

- Absetzvorgänge auf der Bohrlochsohle (mechanischer und hydraulischer Grundbruch),
- Betonierfehler,
- Zu schnelles Ziehen der Verrohrung,
- Einschnürungen in weichen Böden (Sandeinschlüsse).

7.3.3.3 Mängel an Werkstoffen, Bauhilfsstoffen und Geräten

Hauptwerkstoffe von Pfählen sind Stützflüssigkeiten, Stahl und Beton. Als häufigste materialbedingte Ursache sind mangelhafte Bewehrungskörbe anzuführen. Eine mangelhafte Betonqualität ist im Allgemeinen lieferbedingt und unterscheidet sich nicht von den im Hochbau auftretenden Materialfehlern.

7.4 Lösungsvorschläge und deren Kompetenz

Über den Nutzen einer Zertifizierung und Akkredierung kann man diskutieren; aber für alle wiederkehrenden Aufgaben und Arbeitsabläufe reduzieren Checklisten und Qualitätshandbücher die Fehlerhäufigkeit, welches auch in der geringen Fehlerquote eines Flugbetriebes wie auch in der chemischen und nuklearen Industrie eindrucksvoll belegt wird.

Das Schadensrisiko im Allgemeinen, also auch bei einer Pfahlgründung, setzt sich aus dem Produkt der Eintrittswahrscheinlichkeit und den Schadensfolgen zusammen. Damit stehen zwei Parameter der Qualitätssteuerung zur Verfügung:

Risiko = Eintrittswahrscheinlichkeit X Schadensfolgen

Die **Schadensfolgen** lassen sich durch den Entwurf der Tragstruktur begrenzen (z.B. duktile Strukturen).

Die **Eintrittswahrscheinlichkeit** wird hier in vier Größen unterteilt:

- **Geologisches Risiko:**
Entspricht dem Baugrundrisiko, welches nur durch eine ausreichende Baugrunduntersuchung kompensiert werden kann.
- **Mechanisches Risiko:**
Entspricht der Berechnung und Modellierung von Tragkonstruktionen, inklusive charakteristischen Bodenkenngrößen, Teilsicherheitsbeiwerten und Lastannahmen und deren Kombinationen. Durch Normen und Regelwerke ist dieses Risiko zwar gut kalkulierbar, trotzdem ist aber der menschliche und technische „Hausverstand“ nicht außer acht zu lassen.
- **Rechtsrisiko:**
Dieser Risikoanteil beginnt in der Vorkalkulation und endet mit der Nachkalkulation, und beschreibt eher das wirtschaftliche Risiko des Bauvertrages.
- **Ausführungsrisiko:**
Nach dem Motto: „Der Polier hat das mächtigste, aber der Bauleiter das letzte Wort!“, ist dieses Risiko als reines Kommunikationsproblem (inkl. Organisation und Management) darzustellen.



Abbildung 7-2: Sandeinschlüsse bei bewehrten Ortbetonpfählen [Quelle unbekannt]



Abbildung 7-3: Einschnürungen bei einem Pfahl [Quelle unbekannt]



Abbildung 7-4: Einschnürungen bei einem unbewehrten abgerissenen Pfahl [Quelle unbekannt]



Abbildung 7-5: Sandeinschlüsse bei bewehrten Ortbetonpfählen [Quelle unbekannt]



Abbildung 7-6: Schäden an Schraubenbohrpfählen in weichen Boden [WITT, K.-J.;; Schadensfälle bei Pfahlgründungen]

8 Zusammenfassung

8.1 Erkenntnisse

Der Rammgerät Simulator bietet die Scharfsinnigkeit der Wellenabstrahlung unter der Pfahlspitze an. Grundsätzlich geht die radiale Energieabstrahlung unter der Pfahlspitze in einen ziemlich schmalen Kegel über. Die Fläche der Strahlung ist im gesättigten Sand kleiner als im trockenen Sand.

Die Grenzen der Abstrahlung sind ähnlich dem Rammvorgang und dem dynamischen Test. Die Geschwindigkeiten zeigen ähnliches Verhalten während des Rammvorganges und des dynamischen Tests, mit Ausnahme der max. Werte der Dämpfung. Während des Statnamischen Tests werden dynamische Effekte und erhebliche Porenwasserdrücke gemessen.

Nahe einer Schnittstelle verursacht die Kompressionswelle in einem gesättigten porösen Material eine Bodenspannung, welche unter Einfluss der Welle der zweiten Art steht. Für praktische Werte der Permeabilität und Steifigkeit des Bodens kann dies zu einer Abnahme der Bodenspannung von bis zu 70% führen. Dies kann aber nicht bei einer Einzelphase beschrieben werden.

Der Vergleich eines Verhaltens einer Scherwelle in einem gesättigten porösen Material mit einer Scherwelle in einem äquivalenten Einzelphasenmedium ergibt nur kleine Differenzen.

Die Existenz einer zweiten Kompressionswelle führt nicht zu zwei Rayleighwellen an der Oberfläche eines gesättigten porösen Halbraumes. Das Zwei-Phasen Verhalten führt zu einer frequenzabhängigen Dämpfung der Rayleigh Wellen.

8.2 Forschung

„Die Baustatik ist ein Sonderfall der Baudynamik!“⁹⁵

Das Thema Pfähle scheint unerschöpflich zu sein. Auf Tagungen, in Fachzeitschriften und Büchern sowie in Patentberichten tauchen immer wieder der Begriff „Pfahl“ auf – manchmal sogar in der schöngeistigen Literatur als „Pfahl im Fleisch“ oder in ähnlicher Form. Die Thematik reicht von neuen Pfahltypen über die Verbesserung der Technik zur Herstellung und Prüfung der Pfähle bis zum Tragverhalten unter verschiedenen Arten von Belastungen, oder ganzer Systeme wie der Pfahl-Platten-Gründung. Es wäre daher ein aussichtsloses Unterfangen, Entwicklung und Forschung auf dem Gebiet der Pfähle umfassend zusammenzutragen zu wollen – die eine Entwicklung ist morgen schon überholt oder erweißt sich als Fehlschlag, die andere wird noch geheim gehalten, um einen mühsam erarbeiteten Vorsprung zu wahren.

⁹⁵ [KRAMER, Baudynamik].

Nicht nur an Universitäten, deren Institute heutzutage leicht übers Internet erreichbar sind, und Firmen, sondern auch spezielle Tagungen werden dem Thema „Pfähle“ gewidmet:

- Universität Hannover - Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserwirtschaft,
- Universität Dortmund - Lehrstuhl für Baugrund/Grundbau,
- Universität Kassel - Institut für Geotechnik,
- Bergische Universität Wuppertal - Institut für Grundbau und Bodenmechanik,
- Technische Universität Darmstadt - Institut für Geotechnik,
- Universität Karlsruhe - Institut für Grundbau und Bodenmechanik,
- Universität der Bundeswehr München - Institut für Grundbau und Bodenmechanik,
- Technische Universität Graz - Institut für Grundbau und Bodenmechanik,
- Universität für Bodenkultur Wien - Institut für Geotechnik,
- Technische Universität Braunschweig - Institut für Grundbau und Bodenmechanik „Pfahlsymposium“;

auf der Firmenseite

- ALPINE-Konzern mit Ihren Tochterunternehmen
 - GPS (Grund-, Pfahl- und Sonderbau) und
 - bpv (bautechnische Prüf- und Versuchsanstalt) beide mit Firmensitz in Himberg/Wien,
- Berminhammer in Kanada und
- Profound in Holland;

und auf ziviltechnischer Seite:

- Ingenieurbüro für Messtechnik im Bauwesen; Andreas Beneke; in Achim Deutschland

arbeiten maßgeblich an der Entwicklung und Forschung mit.

8.3 Entwicklung

„Nichts ist praktischer als eine gute Theorie!“⁹⁶

Die vorliegende Arbeit versucht, Erfahrungen der praktischen Pfahlprüfung mit theoretischem Verständnis zu vereinen. Die Aufgaben, die sich heute dabei dem Pfahlbauer bzw. Bauingenieur stellen, sind an sich nicht neu. Denn seit jeher war er berufen, sich im Dienst des Bauwerks zu stellen, war es ihm in die Hände gelegt, für die notwendige Sicherheit bei gleichzeitiger Wahrung der gebotenen Wirtschaftlichkeit zu sorgen.

In diesem Sinne sei auf den weit verbreiteten Irrtum hingewiesen, wonach gute theoretische Grundkenntnisse nur für wissenschaftliches Arbeiten notwendig sind. „Ausbildungskonzepte“, die einen schnellen beruflichen Erfolg durch „praxisorientierte Ausbildung“ versprechen, übersehen, dass innovative Lösungen vor allem von den IngenieurInnen kommen, welche die Mühe nicht gescheut haben, sich die theoretischen Grundlagen ihres Fachgebietes anzueignen.

Um Wettbewerbsvorteile zu erzielen, muss der in der Praxis tätige Ingenieur den sich ständig ändernden Anforderungen des Marktes gerecht werden, was mit Standardlösungen nicht gelingt. Er muss in der Lage sein, Veröffentlichungen von Forschungsergebnissen zu verstehen, um sie schnell umsetzen zu können. Eine Beschleunigung des Wissenstransfers fördert die Wettbewerbsfähigkeit eines Unternehmens.

⁹⁶ [Immanuel KANT, aus: KRAMER, Baudynamik].

8.4 Kritik

„Damit aus Daten Informationen werden!“⁹⁷

So sollte der Spruch lauten, um den Inhalt dieser Arbeit zu beschreiben, aber:

Leider ist es auf den Baustellen gängige Praxis, solche hoch qualifizierte Theorien nicht immer vollständig zu akzeptieren, sondern diese Prüfmethode nur unter dem Deckmantel einer Haftungsübernahme für einen eventuellen Schadensfall heranzuziehen!

⁹⁷ [GEODATA, Leoben].

9 Literatur-, Tabellen- und Abbildungs- verzeichnis



SCHRIFTTUM:

- [1] ALONSO; (1990) : keine genaueren Angaben, zitiert in [HÖLSCHER]
- [2] BALTHAUS, H.G.; (1986): Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Prüfmethode; Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 21
- [3] BERGFELDER, J.; SCHMIDT, H.G.; (1989): Zur Planung und Ausführung von horizontalen Pfahlprobelastungen; Geotechnik 12, Heft 2
- [4] BIOT, M.M.; (1956): Theory of propagation of elastic waves in fluid saturated porous solid; The Journal of the Acoustical Society of America. Vol.28 No.2
- [5] BIOT, M.M.; (1962): Mechanics of deformations and acoustic propagation in porous media; Journal of applied physics. Vol.33 No.4
- [6] BOURBIE, T.; COUSSY, O.; ZINSZNER, B.; (1987) : Acoustics in porous media ; Edition Technic, Paris
- [7] BRINKGREVE, R.B.J.; (1994): Geomaterial models and numerical analysis of softening Thesis; Delft University of Technology
- [8] BUJA, H-O.; (2007): Praxishandbuch Ramm- und Vibrationstechnik; Bauwerkverlag
- [9] DAVISSON;; keine genaueren Angaben, zitiert in [HÖLSCHER]
- [10] DEGRANDE, G.; (1992): A spectral and finite element method for wave propagation in dry and saturated poroelastic media; Thesis, Catholic University Leuven, Belgium
- [11] DERESIEWICZ, H.; SKALAK, R.; (1963): On uniqueness in dynamic poroelasticity; Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 4
- [12] DE SAINT-VENANT; (1867): keine genaueren Angaben, zitiert in [HÖLSCHER]
- [13] GEERLING, J.; SMITS, M.Th.J.H.; (1995): Testbook of the Measurement and Contest at the fourth International Conference on the Application of Stress Wave Theory on Piles; The Hague, Rotterdam
- [14] GEERTSMA, J.; SMIT, D.C.; (1961): Some aspects of elastic wave propagation in fluid-saturated porous solids; Geophysics, Vol. 26, No. 2

- [15] GHABOUSSI, J.; WILSON, E.L.; (1972): *Variational formulation of dynamics of fluid-saturated porous elastic solids*, *Proceedings of the American Society of Civil Engineers; Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 98, No. EM4
- [16] GOBLE, G.G.; LIKINS, G.E.; RAUSCHE, F.; (1975): *Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements. Final Report, OHIO-DOT-05-75; Department of Solid Mechanics, Structures and Mechanical Design, Case Western Reserve University, Cleveland*
- [17] GRAFF; (1975): *keine genaueren Angaben, zitiert in [HÖLSCHER]*
- [18] HARTUNG Michael; (1993): *Pfahlsymposium (TU Braunschweig)*
- [19] HILBER, H.M.; HUGHES, T.J.R.; TAYLOR, R.L.; (1977): *Improved numerical dissipation for time integration algorithm in structural dynamics; Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.5
- [20] HÖLSCHER, P.; (1992): *Numerical simulation of a fluid-saturated soil under a dynamically loaded pile*, *Transport in porous media*, Vol. 9, No. 1&2
- [21] HÖLSCHER, P.; (1995): *Dynamical response of saturated und dry soils; "Proefschrift" (Dissertation) an der TU Delft*
- [22] HUCH, T.; KIRSCH, F.; (1999): *Dynamische Messungen bei der Pfahlherstellung, Pfahl-Symposium 1999, Fachseminar am 25/26.02.99 in Braunschweig, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 60*
- [23] ISHIHARA, K.; (1970): *Approximate forms of wave equation for water-saturated porous materials and related dynamic moduls; Soils und foundations*, Vol. 10
- [24] ISHIHARA, K.; OKADA, S.; (1978): *Yielding of overconsolidated sand and liquefaction model under cyclic stress; Soils and Foundations (Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering)*, Vol. 18, No. 1
- [25] JANES, M.C.; HORVATH, R.C.; BERMINGHAM, P.D.; (1991): *An Innovative Dynamic Test Method for Piles; Proceedings Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Rolla, St.Louis, MO*
- [26] KEMPFERT; RAITHEL; (2007): *Bodenmechanik und Grundbau, Band 2; Bauwerkverlag*
- [27] KIRSCH, F.; HUCH, T.; SCHALLERT, M.; (2001): *Der Einsatz dynamischer Pfahlprüfungen zur Gründungsoptimierung des Container Terminals Altenwerder, Pfahl-Symposium 2001, Fachseminar am 22/23.02.01 in Braunschweig, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 65*
- [28] KLINGMÜLLER, O.; (1991): *Dynamische Pfahlprüfung als Optimierungsproblem, Dynamische Pfahltests; Fachseminar am 21/22.01.1991 in Braunschweig, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 38*
- [29] KOLYMBAS, Dimitrios; (1998): *Geotechnik – Bodenmechanik und Grundbau; Springer Verlag*
- [30] KOTEN, H. van; (Delft 1968): *Spanningsgolven in een axiaal aangestoten prismatische staff (Heron); Jahrgang 16 Nr 2*
- [31] KOTEN, H. van; BENEKE, K.-H.; HANACK, S.;: *Prüfung von Pfählen auf der Baustelle; (TNO Delft / Ingenieurbüro für Messtechnik im Bauwesen – Schwarme / Berlin)*
- [32] KRAMER, Helmut; (2007): *Angewandte Baudynamik; Ernst & Sohn Verlag*
- [33] LINK, Michael; (2002): *Finite Elemente in der Statik und Dynamik; Teubner Verlag*

- [34] LUDWIG, J; MAISS, B.; (2004): *Eindimensionale Spannungswellenlehre; FPDS – bpv/Himberg - Boku Wien*
- [35] LUDWIG, J.; (2004): *Betonentwicklung im Zuge einer dynamischen Pfahlprüfung; bpv/Himberg*
- [36] MANG, Herbert; HOFSTETTER, Günter; (2000): *Festigkeitslehre; Springer Verlag*
- [37] NEIDHART, Thomas; (1994): *Lösung dreidimensionaler linearer Probleme der Bodendynamik mit der Randelementmethode; Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik an der Universität Karlsruhe, Heft 131*
- [38] NEUMANN; (1885): *keine genaueren Angaben, zitiert in [HÖLSCHER]*
- [39] OKA, F.; YASHIMA, A.; SHIBATA, T.; KATO, M.; UZUOKA, R.; (1994): *FEM-FDM coupled liquefaction analysis of an porous soil using an elasto-plastic model*
- [40] PAIN; (1976): *keine genaueren Angaben, zitiert in [HÖLSCHER]*
- [41] PARK, K.C.; FELIPPA, C.A; (1983): *Partitioned Analysis of Coupled Systems; Chapter 3 in „Computational Methods in Transient Analysis“*
- [42] PARK, K.C.; (1984): *Stabilization of partitioned solution procedure for pore fluid-soil interaction analysis; International Journal for Numerical Methods in Engineering*
- [43] PECK; (1974): *keine genaueren Angaben, zitiert in [HÖLSCHER]*
- [44] PLAßMANN, Bernd; (2001): *Zur Optimierung der Meßtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfungen; Dissertation TU Braunschweig*
- [45] PREGL, O.; (2000): *Handbuch der Geotechnik - Band 1: Grundlagen der Konstruktion und Bemessung von Tragwerken – Modellversuche – Grundlagen der Statistik; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien*
- [46] PREGL, O.; (2000): *Handbuch der Geotechnik - Band 2: Geologische Grundlagen – Erdbeben – Untergrunderkundung – Feld- und Bauwerksmessungen; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien*
- [47] PREGL, O.; (2000): *Handbuch der Geotechnik - Band 4: Kontinuumsmechanik / Stoffgesetze; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien*
- [48] PREGL, O.; (1999): *Handbuch der Geotechnik - Band 5: Kontinuumsmechanik / Statische Aufgaben; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien*
- [49] PREGL, O.; (2002): *Handbuch der Geotechnik - Band 6: Kontinuumsmechanik / Dynamische Aufgaben; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien*
- [50] PREGL, O.; (1999): *Handbuch der Geotechnik - Band 8: Verformbarkeit und Scherfestigkeit von Gesteinen; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien*
- [51] PREGL, O.; (2002): *Handbuch der Geotechnik - Band 9: Wasser im Untergrund - Frost und Wärme im Untergrund; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien*
- [52] PREGL, O.; (2002): *Handbuch der Geotechnik - Band 11: Erdbau - Staudämme; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien*
- [53] PREGL, O.; (2002): *Handbuch der Geotechnik - Band 16: Bemessung von Stützbauwerken; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien*
- [54] PREGL, O.; (2000): *Handbuch der Geotechnik - Band 17: Konstruktive Ausbildung von Tiefgründungen; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien*

- [55] PREGL, O.; (2002): *Handbuch der Geotechnik - Band 18: Bemessung von Tiefgründungen*; Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Boku Wien
- [56] PREVOST, J.H.; (1985): *Wave propagation in fluid-saturated porous media: An efficient finite element procedure*; *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 4
- [57] PRINZ, Helmut; (1997): *Abriß der Ingenieurgeologie*; Enke Verlag
- [58] RAPOPORT, J.; POPOVICS, J.S.; SUBRAMANIAM, K.V.; SHAH, S.P.; (2000): *The use of ultrasound to monitor the stiffening process of Portland cement concrete with admixtures*; *ACI Material Journal*, Vol. 97, Nr. 6
- [59] RAUSCHE, F.; GOBLE, G.G.; LIKINS, G.E.; (1985): *Dynamic determination of pile capacity*; *J. Geot. Eng. Div. ASCE* 111, pp. 367-383
- [60] REINHARDT, H-W.; GROSSE, C.U.; HERB, A.; (1999): *Kontinuierliche Ultraschallmessungen während des Erstarrens und Erhärtens von Beton als Werkzeug des Qualitätsmanagement*; *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton*, Heft 490, Beuth-Verlag
- [61] REINHARDT, H-W.; (1973): *Ingenieurbaustoffe*; Ernst & Sohn Verlag
- [62] RIX, G.J.; FOTI, S.; LAI, C.G.; KAUSEL, E.; WILMANSKI, K. ; ALBERS, B. ; MAUGIN, G.; LANCELLOTTA, R.; (2005): *Surface waves in geomechanics: direct and inverse modelling for soils and rocks*; Springer Verlag
- [63] SANDHU, R.S.; SHAW, H.L.; HONG, S.J.; (1990): *A three-field finite element procedure for analysis of elastic wave propagation through fluid-saturated soil*; *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 2
- [64] SCHALLERT, M.; FRITSCH, M.; (2003): *Qualitätssicherung von Pfahlgründungen am Beispiel einer Schneckenbohrpfahlgründung*, *Pfahl-Symposium 2003, Fachseminar am 20/21.02.03 in Braunschweig*, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 71
- [65] SEIDEL, J.P.; KALINOWSKI, M.; (2000): *Pile setup in sands*, *Proc. 6th Int. Conf. Appl. Stress-Wave Theory to Piles*, Balkema
- [66] SEITZ, J.M; SCHMIDT, H-G.; (2000): *Bohrpfähle*; Ernst & Sohn Verlag
- [67] SIMON, B.R.; ZIENKIEWICZ, O.C.; PAUL, D.K.; (1984): *An analytical solution for the transient response of saturated porous elastic solids*; *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8
- [68] SIMON, B.R.; WU, J.S.S.; ZIENKIEWICZ, O.C.; (1986): *Evaluation of higher order, mixed and Hermitean finite element procedures for dynamic analysis of saturated porous media using one-dimensional models*; *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 10
- [69] SIMON, B.R.; WU, J.S.S.; ZIENKIEWICZ, O.C.; PAUL, D.K.; (1986): *Evaluation of $u - w$ and $u - \pi$ finite element methods for the dynamic analysis of saturated porous media using one-dimensional models*; *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 10
- [70] SMITH, E.A.L.; (1960): *Pile-driving analysis by the wave equation*, *Journal of the soil mechanics and foundations division*; *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*
- [71] SMOLTCZYK, Ulrich; (1990): *Grundbau – Taschenbücher, Bände 1-3*; Ernst & Sohn Verlag
- [72] SWEET, J.S.; BARENDS, F.B.J.; VAN LOON ENGELS, C.; VAN DER KOGEL, H.; (1980): *A method for dynamical soil-structure interaction problems*, *Proceedings of the International Conference on Numerical Methods for Non-linear Problems*

- [73] STAHLMANN, J; KIRSCH, F; SCHALLERT M; KLINGLMÜLLER, O; ELMER, K.-H.; *Pfahltests – modern dynamisch und/oder konservativ statisch; TU Braunschweig, GSP Mannheim, Uni Hannover*
- [74] TAJUDDIN, M.; (1984): *Rayleigh waves in a poroelastic halfspace; Journal of the Acoustic Society of America, Vol. 75, No. 3*
- [75] TERZAGHI, K.; (1925): *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage; Deuticke Verlag Leipzig Wien*
- [76] TIMOSHENKO;; *Chapter 12 – The propagation of waves in elastic solid mediums*
- [77] TIMOSHENKO, S.P.; GOODIER, J.N.; (1970): *Theory of Elasticity, Third Edition; McGraw-Hill Book Company*
- [78] VAN DER GRINTEN, J.G.M.; VAN DONGEN, M.E.H.; VAN DER KOGEL, H.; (1985): *A shock-tube technique for studying pore-pressure propagation in a dry and saturated porous medium; Journal of Applied Physics, Vol. 58, No. 8*
- [79] VAN DER GRINTEN, J.G.M.; (1987): *An experimental study of Shock-induced wave propagation in dry, water-saturated and partially saturated porous media; Thesis, Eindhoven University of Technology*
- [80] VAN KAN, J.J.L.M.; (1992): *keine genaueren Angaben, zitiert in [HÖLSCHER]*
- [81] VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004): *Zerstörungsfreie Prüfung von jungem Beton mittels Ultraschallreflexionsmethode, Bautechnik 81 Heft 6*
- [82] WITT, K.-J.; (05.03.2002): *Schadensfälle bei Pfahlgründungen; VSVI-Seminar Nr.: 12-2001/2002 in Kaiserslautern*
- [83] ZIENKIEWICZ, O.C.; PAUL, D.K.; CHAN, A.H.C.; (1988): *Unconditionally stable staggered solution procedure for soil-pore fluid interaction problems, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 26*
- [84] ZIENKIEWICZ; SHIOMI; (1984): *keine genaueren Angaben, zitiert in [HÖLSCHER]*
- [85] ZIENKIEWICZ, O.C.; TAYLOR, R.L.; (1989): *The Finite Element Method, Vol. 1; McGraw-Hill Book Company, London*
- [86] ZUKAS et al.; (1982): *keine genaueren Angaben, zitiert in [HÖLSCHER]*

NORMEN:

- [87] DIN 1054; (1976): *Baugrund - Zulässige Belastung des Baugrundes*
- [88] DIN V 1054-100; (1996-04): *Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau mit Teilsicherheitsbeiwerten*
- [89] E-DIN 1054; (2000-12): *Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*
- [90] DIN 4128; (April 1983): *Verpreßpfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser*
- [91] Eurocode 7; (1997): *Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Beispiele*
- [92] ÖNORM B 4440; (2001-09-01): *Erd- und Grundbau / Großbohrpfähle / Tragfähigkeit*

- [93] ÖNORM EN 1536 (=> DIN EN 1536; (1999-06)); (1999-08-01): Ausführungen von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) / Bohrpfähle

RICHTLINIEN UND EMPFEHLUNGEN:

- [94] DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik; (2002): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruddynamik“; Eigenverlag des Institutes für Grundbau an der TU Berlin
- [95] DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik - Arbeitskreis 2.1; (Juni 1998): Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen; Institut für Grundbau und Bodenmechanik / TU-Braunschweig;
- [96] DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik EA-Pfähle; (2007): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“
- [97] ÖVBB – Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik; (2005): Richtlinie Bohrpfähle
- [98] ÖVBB – Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik; (2005): Einführung in die Richtlinie Bohrpfähle (Heft 60)

PROSPEKTE:

- [99] Bauer Spezialtiefbau: Firmenprospekte zur Pfahlherstellung und Pfahlprüfung
- [100] Berminghammer/Profound (2000) Broschüre: STATNAMIC Eine innovative Methode für Pfahlprobelastungen
- [101] BLM – Gesellschaft für Bohrlochmessungen mbH: Firmenprospekt
- [102] GECO Umwelttechnik: Firmenprospekt
- [103] GPS Studie (1987): Zur Pfahlintegritätsprüfung
- [104] GPS Grund-, Pfahl- und Sonderbau: Firmenprospekte zur Pfahlherstellung und Pfahlprüfung
- [105] GPS Grund-, Pfahl- und Sonderbau / Bilfinger+Berger (1982): Gründungen; Sonderdruck zum Betonkalender 1982
- [106] Keller Grundbau: Firmenprospekte zur Pfahlherstellung und Pfahlprüfung

ABBILDUNGSVERZEICHNIS:

Abbildung 2-1: Überblick der Pfahlsysteme und Herstellungsverfahren nach [STAHLMANN, KIRSCH, SCHALLERT; KLINGLMÜLLER, ELMER]	12
Abbildung 4-1: Zylindrischer Körper mit Kopflastaufbringung [LUDWIG; MAISS]	30
Abbildung 4-2: Schematische Bewegungsrichtung einer Longitudinalwelle [LUDWIG; MAISS]	32
Abbildung 5-1: Abbildung zu den physikalisch relevanten Schnittstellen [HÖLSCHER]	46
Abbildung 5-2: Scherwellenfortpflanzung in einem durchlässigen gesättigten Sand ohne „scheinbarer Masse“ (oben), und in einem durchlässigen Sand mit „scheinbarer Masse“ (unten) [HÖLSCHER]	52

Abbildung 5-3: Definition des Scherwellenverhaltens an einer Schnittstelle [HÖLSCHER].....	52
Abbildung 5-4: Definition des Kompressionswellenverhaltens an einer Schnittstelle [HÖLSCHER]....	55
Abbildung 5-5: Effektive Spannung an der Schnittstelle [HÖLSCHER].....	57
Abbildung 5-6: Effektive Spannung an der Schnittstelle in Abhängigkeit von der Frequenz [HÖLSCHER].....	58
Abbildung 5-7: Definition der Wellenausbreitung im begrenzten und unbegrenzten Bereich [HÖLSCHER].....	58
Abbildung 5-8: Bodenspannung nahe der Grenzfläche mit Änderung der Permeabilität [HÖLSCHER].....	60
Abbildung 5-9: Bodenspannung nahe der Grenzfläche mit einem undurchlässigen Material [HÖLSCHER].....	62
Abbildung 5-10: a) Bodenspannung an und im Bereich der Grenzfläche; b) x-t Diagramme für Wellen an und im Bereich der Grenzfläche [HÖLSCHER].....	63
Abbildung 5-11: Referenzelemente für lokales Koordinatensystem [HÖLSCHER].....	81
Abbildung 5-12: Oberflächenverhalten in einem nicht-linearen Modell [HÖLSCHER].....	90
Abbildung 5-13: Ergebnisdiagramm zum Oedomerversuch [HÖLSCHER].....	96
Abbildung 5-14: Ergebnisdiagramme zum undrainierten Triaxialtest (Bilder A, B und C) [HÖLSCHER].....	97
Abbildung 5-15: Undrainierter Triaxial Versuch mit gleichen Materialeigenschaften wie zuvor, außer dynamische Verzerrungstensor $D_{f\eta} = 1,35$ [Hölscher].....	98
Abbildung 5-16: Ergebnisdiagramm des Triaxialversuches einer überkonsolidierten Probe (Daten wie Tab. 5-7, mit folgenden Änderungen: $\sigma_{m,0} = 300$ kPa; $M_m = 0,51$; $R_\eta = 0,21$; $e_0 = 1,0$; $\lambda = 0,035$ und $\kappa = 0,007$) [HÖLSCHER].....	99
Abbildung 5-17: Ergebnisdiagramm mit zusätzlichen Parameter $A_\eta = 1,0$ [HÖLSCHER].....	99
Abbildung 5-18: Diagramme zu zwei Oedomerversuche mit Be- (links), und Entlastungen (rechts), (Daten wie Tab.5-7, mit der Änderung, dass τ_{max} und/oder τ_{min} wechseln) [HÖLSCHER].....	100
Abbildung 5-19: Testergebnisse der Integration [HÖLSCHER].....	101
Abbildung 5-20: Schlagrohrversuch nach [Van der Grinten, 1985].....	102
Abbildung 5-21: Vergleich von numerischer und analytischer Ergebnisse ohne scheinbarer Masse [HÖLSCHER].....	103
Abbildung 5-22: Vergleich von numerischer und analytischer Ergebnisse mit scheinbarer Masse [HÖLSCHER].....	103
Abbildung 5-23: Porenwasserdruck und Bodenspannung für jeweils analytische Lösung, undurchlässige und übertragungsfähige Grenze. [HÖLSCHER].....	104
Abbildung 5-24: Ergebnis numerischer und analytischer Lösung der Bodenspannung im Abstand x von der Grenzfläche [HÖLSCHER].....	105
Abbildung 5-25: Verschiebung belasteter Oberflächen im Vergleich zu Konsolidierungswerten [HÖLSCHER].....	105
Abbildung 5-26: relativen Verschiebung mit dem Abstand x vom belasteten Ende in Abhängigkeit zur Zeit [HÖLSCHER].....	106
Abbildung 5-27: Deformation vor und nach der Belastung [HÖLSCHER].....	107
Abbildung 5-28: Eindimensionale Wellenfortpflanzung bei bi-lineare Elastizität [HÖLSCHER].....	108
Abbildung 5-29: Schematischer Aufbau eines Rammgerätsimulators, Nummerdefinition im Text [HÖLSCHER].....	110
Abbildung 5-30: Ansicht der Versuchsanlage [HÖLSCHER].....	111
Abbildung 5-31: Normalposition a) und up-side-down Position b) [HÖLSCHER].....	113
Abbildung 5-32: Sandschichtanordnung und deren Oberflächenbewegung [HÖLSCHER].....	113
Abbildung 5-33: Anordnung zur Messung der Kugelgeschwindigkeit [HÖLSCHER].....	114
Abbildung 5-34: Ergebnisse der Videobilder [HÖLSCHER].....	116
Abbildung 5-35: Deformation der Sandschicht in Abhängigkeit der Zeit [HÖLSCHER].....	117
Abbildung 5-36: Max. Sprunghöhe in Abhängigkeit der radialen Entfernung [HÖLSCHER].....	118
Abbildung 5-37: Sprunghöhe eines Versuchs mit „Highspeed“ Film [HÖLSCHER].....	118
Abbildung 5-38: Foto der Bewegung einer Sandschicht, Objektiv offen, Belichtung zu 25, 35, 45 und 55 ms [HÖLSCHER].....	119
Abbildung 5-39: Vergleich der Sprunghöhe für dichtes trockenes und dichtes gesättigtes Bodenmaterial jeweils mit (rechts) und ohne Saugspannung (links) [HÖLSCHER].....	120
Abbildung 5-40: Zeigt die Sprunghöhe für gesättigte und trockene Böden (je zwei Tests), beide mit Saugspannung. Die max. Sprunghöhe ist um den Faktor 2 überhöht [HÖLSCHER].....	121

Abbildung 5-41: Zwei Bilder eines Tests eines locker gelagerten trockenen Boden. Im oberen Bild ist die kleine Sprunghöhe ersichtlich. Im unteren Bild (75ms später) ist die komplette Hebung ersichtlich [HÖLSCHER]	122
Abbildung 5-42: Ergebnis der Drucksondierung mit Angabe der Schläge der Rammsondierung SPT (rechts im Bild) [HÖLSCHER]	124
Abbildung 5-43: Positionen der Messwertwandler [HÖLSCHER].....	125
Abbildung 5-44: Porenwasserdruck während der Rammung für verschiedene Teufen gemessen an der Pfahlspitze, Horizontal: Zeit [s], Vertikal: Porenwasserdruck [kPa]. [HÖLSCHER].....	126
Abbildung 5-45: Phänomen mit dieser limitierten Abstrahlungszone [HÖLSCHER].....	127
Abbildung 5-46: Geschwindigkeitsvektoren in einer Sandschicht [HÖLSCHER].....	128
Abbildung 5-47: Geschwindigkeitsvektoren zu sechs Zeitpunkten in einer Sandschicht [HÖLSCHER]	129
Abbildung 5-48: Vergleich der Geschwindigkeitsmessung während der Rammung (oben) und während des dynamischen Tests (unten), jeweils horizontal und vertikal; Abszisse: Zeit [s], und Ordinate: Geschwindigkeit [m/s]. [HÖLSCHER].....	130
Abbildung 5-49: Porenwasserdruckvergleich bei Rammung, dynamischer Prüfung und statnamischer Prüfung [HÖLSCHER].....	131
Abbildung 5-50: Vertikale Geschwindigkeit während der statnamischen Prüfung [HÖLSCHER].....	132
Abbildung 5-51: Grenzbedingungen [HÖLSCHER]	135
Abbildung 5-52: Geschwindigkeit in einem dicht gelagerten gesättigten Sand [HÖLSCHER]	136
Abbildung 5-53: Vertikale Geschwindigkeit an der Oberfläche für lineares Materialverhalten; Skalenmaßstab: (Horizontal: 1 Einheit = 10mm) (Vertikal: 1 Einheit = 0,3 [m/s]) [HÖLSCHER].	137
Abbildung 5-54: Oberflächengeschwindigkeiten für gesättigten und trockenen Sand; Skalenmaßstab: (Horizontal: 1 Einheit = 10mm) (Vertikal: 1 Einheit = 0,3 [m/s]), volle Linie: locker gelagerter Sand, gestrichelte Linie: dichter Sand [HÖLSCHER].....	139
Abbildung 6-1: Methoden der Pfahlprüfung [STAHLMANN, KIRSCH, SCHALLERT, KLINGLMÜLLER, ELMER].....	140
Abbildung 6-2: Beispiele zur Belastungseinrichtung (Teil 1: a bis c und Teil 2: d und e) [KEMPFERT; RAITHEL]	142
Abbildung 6-3: Empfehlung für die Wahl der Belastungsstufe [DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik EA-Pfähle].....	144
Abbildung 6-4: Probelastungsergebnis [KEMPFERT; RAITHEL]	144
Abbildung 6-5: Belastungsprobe SC-Villach [Homepage GPS/bpv].....	145
Abbildung 6-6: Hebung Praterbrücke [Homepage GPS/bpv].....	145
Abbildung 6-7: Beispiele für Pfahlkopfbeanspruchungen [KEMPFERT; RAITHEL]	148
Abbildung 6-8: Beispiele für horizontale Pfahlprobelastungen mit zurückgerechneten Bettungsmodulen [DEITZ, SCHMIDT]	148
Abbildung 6-9: Grundsätzlicher Messaufbau und Vorbereitung eines Ortbetonpfahles [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]	159
Abbildung 6-10: Messsignalqualität – Proportionalität [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	160
Abbildung 6-11: Direktes Verfahren – CASE-Auswertung [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	162
Abbildung 6-12: Erweitertes Verfahren – CAPWAP-Modell [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	164
Abbildung 6-13: Ergebnisse einer CAPWAP-Auswertung [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	165
Abbildung 6-14: Prinzip der statnamischen Probelastung (oben) und gemessene Größen bei der statnamischen Probelastung [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	170
Abbildung 6-15: Mechanische Modell bei der statnamischen Probelastung (a, b und c) [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	172
Abbildung 6-16: Ermittlung der Last-Setzungs-Kurve bei der statnamischen Probelastung [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	173
Abbildung 6-17: Integritätsprüfung-Meßsystem [BENEKE, A.; Integritätsprüfung FPDS (Homepage)]	174
Abbildung 6-18: Definition der Wiener Korrelation [LUDWIG].....	175
Abbildung 6-19: [LUDWIG] Abbildung 6-20: [LUDWIG].....	175
Abbildung 6-21: Graphische Darstellung der Wellengeschwindigkeiten nach dem Betonalter [LUDWIG]	176

Abbildung 6-22: Eindimensionales FE-Modell mit Stabelementen sowie Federn und Dämpfern zur Simulation der Abstrahlungsdämpfung und der Interaktion mit dem Baugrund [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]	178
Abbildung 6-23: Wellenausbreitung bei der Integritätsprüfung nach dem „low-strain“ Verfahren [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	179
Abbildung 6-24: Prinzip der Pfahlprüfung nach der Reflexionsmethode	180
Abbildung 6-25: Messschrieb eines „schwimmenden“ (oben) und eines eingebundenen (unten) Pfahls	181
Abbildung 6-26: Messschrieb eines Pfahls mit Einschnürungen (oben) und eines Pfahls mit Ausbuchtungen (unten).....	182
Abbildung 6-27: Messschrieb eines Rammpfahls mit Riss in 1,2m Tiefe	182
Abbildung 6-28: Messschrieb eines Bohrpfahls mit Einschnürung oder Kiesnest in 3,9m Tiefe.....	183
Abbildung 6-29: Messschrieb eines Bohrpfahls mit Anomalie im Kopfbereich.....	183
Abbildung 6-30: Messgrößen und erforderliche Massen im Vergleich [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	184
Abbildung 6-31: Impulsdauer [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER]..	185
Abbildung 6-32: Vergleich der Ergebnisse von statischen mit dynamischen Pfahlprüfungen [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	186
Abbildung 6-33: Vergleich der Ergebnisse von dynamischen mit statnamischen Pfahlprüfungen [STAHLMANN; KIRSCH; SCHALLERT; KLINGLMÜLLER; ELMER].....	187
Abbildung 6-34: Schematische Darstellung mechanischer Wellen, erzeugt durch einen mechanischen Impuls [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	190
Abbildung 6-35: Schematische Darstellung von Kompressionswellen [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	191
Abbildung 6-36: Reflexionsprozeß akustischer Wellen an einer ebenen Grenzfläche bei senkrechtem Einfall [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	192
Abbildung 6-37: Prinzip der Reflexionsmethode [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	193
Abbildung 6-38: Schematische Versuchsanordnung für die Durchführung der Reflexionsmethode [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]	194
Abbildung 6-39: In Laborversuchen verwendete Kombination von Ultraschallsensor und Stahlplatte [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]	194
Abbildung 6-40: Darstellung des Erstsymbols und der empfangenen Reflexionen im Zeitbereich [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]	195
Abbildung 6-41: Grundsätzliche Entwicklung des Reflexionsverlustes während der Hydratation zementgebundener Werkstoffe und dessen Bezug zu den Phasen der Zementerhärtung [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	196
Abbildung 6-42: Einfluß von Betonzusatzmitteln auf Reflexionsmessungen an erhärtenden Betonen [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]	197
Abbildung 6-43: Zusammenhang zwischen Erstarrungszeitpunkt und Auftreten von Punkt A in der Reflexionsverlustkurve für Betone mit verschiedenen Zusatzmitteln [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	198
Abbildung 6-44: Zusammenhang zwischen Reflexionsverlust und Erstarrungsbeginn (EB) für Zementmörtel mit verschiedenen w/z-Werten [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]	198
Abbildung 6-45: Vergleich der zeitlichen Entwicklung von Reflexionsverlust und Druckfestigkeit für Zementmörtel im jungen Alter [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	200
Abbildung 6-46: Zusammenhang zwischen Reflexionsverlust und Druckfestigkeit für Zementmörtel im jungen Alter [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	200
Abbildung 6-47: Zeitliche Entwicklung des dynamischen Schubmoduls, bestimmt mit der Resonanzfrequenz-, Ultraschalltransmissions- und Reflexionsmethode sowie Schematisierung des Meßprinzips dieser Methoden [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	202
Abbildung 6-48: Zeitliche Entwicklung von Reflexionsverlust und Hydratationsgrad für Zementmörtel [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)]	204
Abbildung 6-49: Zusammenhang zwischen Reflexionsverlust und Hydratationsgrad für Zementmörtel mit verschiedenen w/z-Werten [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	204
Abbildung 6-50: Transportable Versuchsausrüstung für Reflexions- und Temperaturmessungen im Fertigteilwerk [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	206
Abbildung 6-51: Schematische Darstellung der durchgeführten Feldversuche an Kastenträgern im Fertigteilwerk [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	207
Abbildung 6-52: Durchgeführte Feldmessungen an einem frisch betonierten Kastenträger [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].....	207

<i>Abbildung 6-53: Vergleich der zerstörungsfrei ermittelten Betondruckfestigkeiten mit Wellen [VOIGT; DEHN; und SHAH; (2004)].</i>	208
<i>Abbildung 7-1: Aus dem Codex Hammurabi [Die Bautechnik (1966), Bauingenieurzeitschrift]</i>	211
<i>Abbildung 7-2: Sandeinschlüsse bei bewehrten Ortbetonpfählen [Quelle unbekannt]</i>	215
<i>Abbildung 7-3: Einschnürungen bei einem Pfahl [Quelle unbekannt]</i>	215
<i>Abbildung 7-4: Einschnürungen bei einem unbewehrten abgerissenen Pfahl [Quelle unbekannt]</i>	216
<i>Abbildung 7-5: Sandeinschlüsse bei bewehrten Ortbetonpfählen [Quelle unbekannt]</i>	216
<i>Abbildung 7-6: Schäden an Scheckenbohrpfählen in weichen Boden [WITT, K.-J.; Schadensfälle bei Pfahlgründungen]</i>	217

TABELLENVERZEICHNIS:

<i>Tabelle 4-1: Ergebnisse der Reduktionsfunktion der Amplitude für verschiedene Pfahldurchmesser [LUDWIG; MAISS].</i>	34
<i>Tabelle 5-1: Materialparameter für ein numerisches Beispiel.</i>	57
<i>Tabelle 5-2: Materialeigenschaften.</i>	71
<i>Tabelle 5-3: Lösungen für die Oberflächenwellen ($f=10\text{Hz}$).</i>	71
<i>Tabelle 5-4: Vergleich der Ergebnisse von Bourbie und Tajuddin.</i>	72
<i>Tabelle 5-5: Materialeigenschaften für Sand [Degrande].</i>	73
<i>Tabelle 5-6: Vergleich von Geschwindigkeit und Dämpfung; linker Teil Degrande, rechter Teil Tajuddin.</i>	73
<i>Tabelle 5-7: Materialeigenschaften und deren Ergebnisse; (*) erster Wert bedeutet Triaxial Test, zweiter Wert bedeutet OedometerTest</i>	95
<i>Tabelle 5-8: Materialdaten.</i>	101
<i>Tabelle 5-9: Materialeigenschaften für Testsimulation [Van der Grinten].</i>	104
<i>Tabelle 5-10: Materialdaten für Nicht-lineares Modells mit bi-linearer Elastizität.</i>	107
<i>Tabelle 5-11: Positionen der Messwertwandler.</i>	124
<i>Tabelle 5-12: Elastische Eigenschaften für das simulieren des Rammgerätes.</i>	133
<i>Tabelle 5-13: Vergleich der gemessene und berechneten Ergebnisse für dichten Sand.</i>	135
<i>Tabelle 6-1: Tabellarische Aufgliederung der Wellengeschwindigkeiten und Druckfestigkeiten nach dem Betonalter [LUDWIG].</i>	176
<i>Tabelle 6-2: Zusammenhang zwischen Wellengeschwindigkeit und Elastizitätsmodul bei dynamischer Beanspruchung für $\rho = 2,45 [t/m^3]$</i>	179