

Mitteilung des Instituts  
für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 58



IGB·TUBS

# **Bodenverformung infolge Wasser- gehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton**

- Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen -

von  
Michael Bachmann

Braunschweig 1998

---

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz





## VORWORT DES HERAUSGEBERS

Im südöstlichen Niedersachsen, östlich von Wolfenbüttel und südlich des Elms, wurden in den vergangenen Jahren Rißschäden an Gebäuden festgestellt. Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig war vom Baureferat des Landeskirchenamtes in Wolfenbüttel beauftragt worden, die Ursache für die eingetretenen Schäden an den romanischen Kirchengebäuden in den Ortschaften Hedeper und Gilzum zu untersuchen. Herr Dr.-Ing. Bachmann war mit den Untersuchungen betraut worden, die zunächst als bodenmechanische Problemstellung angesehen wurde, wie sie schon früher häufig bearbeitet wurde. Da aber die Beantwortung der Frage nach der Ursache mit der Untersuchung des Bodens allein nicht zu beantworten war, sondern offenbar das gesamte Umfeld und auch Witterungseinflüsse eine Rolle spielen, hat Herr Bachmann weit über den beauftragten Rahmen hinaus nach den Vorgängen und den Funktionsprinzipien gesucht, die die beobachteten Verformungen der unter den Gebäuden anstehenden hochplastischen Tonböden hervorrufen. Sein Ziel war, auf der Grundlage der erkannten Ursachen Sanierungskonzepte für bestehende und Maßnahmen auch für neue Bauwerke zu entwickeln, die die zu Schäden führenden Bodenverformungen reduzieren oder sogar verhindern können.

Alle Beobachtungen von Herrn Dr.-Ing. Bachmann wiesen darauf hin, daß die Schäden an den Gebäuden auf den anstehenden Tonen auf Wassergehaltsänderungen zurückzuführen sind. Für Untersuchungen von Bodenproben im Labor hat Herr Bachmann einen Ödometer-Versuchsstand mit zusätzlichen Einrichtungen erweitert. Felduntersuchungen wurden auf dem Kirchengelände in Gilzum durchgeführt. Zeigen konnte Herr Bachmann, daß der Quelldruck und die im Ton bei Wassergehaltsreduzierung auftretenden Saugspannungen in einem direkten Zusammenhang stehen. Er stellte fest, daß in einer Tonprobe aus Gilzum bei einer Abnahme des Wassergehaltes von nur 1,5 % eine Saugspannung von etwa 250 kN/m<sup>2</sup> auftritt.

Als Ergebnis seiner Arbeit hat Herr Dr.-Ing. Bachmann mit der vorgelegten Arbeit Erklärungen geliefert, die die Ursache der an über 700 Jahre alten Kirchengebäuden beobachteten Verformungen beschreiben. Damit hat er einen sehr wichtigen Beitrag geliefert, der grundlegend helfen kann, zukünftig Schäden an Bauwerken auf Tonböden zu sanieren und neue Schäden - auch an neuen Bauwerken - zu verhindern.

Braunschweig, im August 1998



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz



## Inhaltsverzeichnis

|                                                                               |          |
|-------------------------------------------------------------------------------|----------|
| <b>1 Einleitung</b>                                                           | <b>1</b> |
| 1.1 Problemstellung.....                                                      | 1        |
| 1.2 Begriffsdefinition .....                                                  | 2        |
| 1.3 Ziel der Arbeit.....                                                      | 2        |
| 1.4 Aufbau der Arbeit.....                                                    | 2        |
| <b>2 Zunehmende Gebäudeschäden auf Tonböden im südöstlichen Niedersachsen</b> | <b>4</b> |
| 2.1 Allgemeiner Überblick.....                                                | 4        |
| 2.2 Das Kirchengebäude der Ortschaft Hedeper .....                            | 5        |
| 2.2.1 Baugeschichte und Schadensentwicklung .....                             | 5        |
| 2.2.2 Regionalgeologische Situation .....                                     | 8        |
| 2.2.3 Geotechnische Beurteilung.....                                          | 12       |
| 2.3 Das Kirchengebäude der Ortschaft Gilzum.....                              | 13       |
| 2.3.1 Baugeschichte und Schadensentwicklung .....                             | 13       |
| 2.3.2 Regionalgeologische Situation .....                                     | 16       |
| 2.3.3 Hydrogeologische Situation .....                                        | 17       |
| 2.3.4 Geotechnische Beurteilung.....                                          | 18       |
| 2.4 Weitere Schadenfälle.....                                                 | 19       |
| 2.5 Bodenmechanische Untersuchung der Tone von Gilzum und Hedeper .....       | 20       |
| 2.5.1 Kornzusammensetzung .....                                               | 21       |
| 2.5.2 Plastizitätsgrenzen .....                                               | 21       |
| 2.5.3 Wasseraufnahmevermögen.....                                             | 23       |
| 2.5.4 Tonmineralogie .....                                                    | 24       |
| 2.5.5 Bodenmechanische Kenngrößen in Abhängigkeit von der Entnahmetiefe.....  | 24       |
| 2.5.6 Wasserdurchlässigkeit.....                                              | 25       |
| 2.5.7 Schrumpfverhalten .....                                                 | 26       |

|                                                                               |                  |
|-------------------------------------------------------------------------------|------------------|
| <b>2.6 Weitergehende Beobachtungen .....</b>                                  | <b>29</b>        |
| 2.6.1 Bewegung des Kirchengebäudes in Gilzum .....                            | 29               |
| 2.6.2 Änderungen des Bodenwassergehaltes .....                                | 31               |
| <b>2.7 Zusammenfassung der Problematik.....</b>                               | <b>34</b>        |
| <b><u>3 Tonböden als Baugrund .....</u></b>                                   | <b><u>35</u></b> |
| <b>3.1 Einführung.....</b>                                                    | <b>35</b>        |
| <b>3.2 Genese und Gefüge natürlicher Tonböden .....</b>                       | <b>35</b>        |
| <b>3.3 Die Wechselwirkung zwischen Bodenmatrix und Bodenwasser .....</b>      | <b>39</b>        |
| 3.3.1 Boden als Mehrphasensystem.....                                         | 39               |
| 3.3.2 Bodenwasseranteil.....                                                  | 39               |
| 3.3.3 Bodenwasserbewegung .....                                               | 43               |
| 3.3.4 Quellverhalten.....                                                     | 45               |
| 3.3.5 Schrumpfverhalten .....                                                 | 48               |
| 3.3.6 Porenwasserspannung in Tonböden .....                                   | 51               |
| <b>3.4 Die Verwitterungszone hochvorbelasteter Tonsteine .....</b>            | <b>55</b>        |
| <b>3.5 Tonböden in Abhängigkeit von den natürlichen Randbedingungen .....</b> | <b>58</b>        |
| 3.5.1 Baugrund als Teil des bestehenden Ökosystems.....                       | 58               |
| 3.5.2 Schwankungen des Klimas.....                                            | 59               |
| 3.5.3 Einfluß der Vegetation .....                                            | 62               |
| 3.5.4 Anthropogene Veränderungen.....                                         | 64               |
| <b>3.6 Interaktion Tonboden und Bauwerk.....</b>                              | <b>66</b>        |
| <b>3.7 Zusammenfassung .....</b>                                              | <b>71</b>        |

|                                                                                            |           |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>4 Weiterführende Forschung - Planung und Durchführung</b>                               | <b>72</b> |
| <b>4.1 Fragestellung, Zielsetzung und Vorgehensweise</b>                                   | <b>72</b> |
| <b>4.2 Laboruntersuchungen</b>                                                             | <b>73</b> |
| 4.2.1 Vorüberlegungen                                                                      | 73        |
| 4.2.2 Modifizierung des Ödometer-Versuchsstandes                                           | 74        |
| 4.2.3 Messung der Saugspannung                                                             | 75        |
| 4.2.4 Beobachtung des Quell- und Schrumpfverhaltens                                        | 79        |
| 4.2.5 Quelldruckmessungen                                                                  | 81        |
| 4.2.6 Beobachtung horizontaler Ausgleichsprozesse der Porenwasserspannung                  | 81        |
| <b>4.3 Felduntersuchungen</b>                                                              | <b>84</b> |
| 4.3.1 Konzeption                                                                           | 84        |
| 4.3.2 Wassergehaltsmessungen in situ                                                       | 86        |
| 4.3.2.1 Meßprinzip der Sentry 200 AP-Rohrsonde                                             | 87        |
| 4.3.2.2 Einbau der Meßrohre                                                                | 89        |
| 4.3.2.3 Kalibrierung und Durchführung der Messungen                                        | 92        |
| 4.3.3 Erfassung der lokalen klimatischen Randbedingungen                                   | 93        |
| 4.3.4 Vermessung der Geländeoberfläche                                                     | 94        |
| 4.3.5 Beobachtung der Gebäudebewegung                                                      | 96        |
| 4.3.6 Sonstige Beobachtungen                                                               | 97        |
| <b>5 Zusammenstellung der Ergebnisse</b>                                                   | <b>98</b> |
| <b>5.1 Bodenphysikalische Eigenschaften des Gölzumer Tonbodens</b>                         | <b>98</b> |
| 5.1.1 Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt                                   | 98        |
| 5.1.2 Bestimmung des Quelldruckes                                                          | 104       |
| 5.1.3 Größenordnung der Saugspannung in situ                                               | 106       |
| 5.1.4 Einfluß der Gebäudelast auf die Mechanismen der Bodenverformung                      | 108       |
| 5.1.5 Quell- und Schrumpfverhalten                                                         | 113       |
| 5.1.6 Zeitliche Entwicklung der Ausgleichprozesse bei Porenwasser-<br>spannungsdifferenzen | 116       |

|                                                                                                                |                       |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|
| <b>5.2 Ergebnisse der Felduntersuchungen .....</b>                                                             | <b>119</b>            |
| 5.2.1 Interaktion Klima-Boden-Bauwerk.....                                                                     | 119                   |
| 5.2.2 Beobachtung der Geländeeverformung.....                                                                  | 127                   |
| 5.2.3 Beobachtung der Gebäudebewegung .....                                                                    | 129                   |
| 5.2.4 Bodenwasserbewegung bei Schrumpf- und Quellprozessen .....                                               | 131                   |
| <b><u>6 Diskussion der Ergebnisse</u> .....</b>                                                                | <b><u>133</u></b>     |
| 6.1 Saugspannung als Motor der Bodenverformung .....                                                           | 133                   |
| 6.2 Mögliche Ursachen für die Zunahme der Bodenverformungen .....                                              | 137                   |
| <b><u>7 Mögliche Sanierungsmaßnahmen</u> .....</b>                                                             | <b><u>140</u></b>     |
| <b><u>8 Zusammenfassung</u> .....</b>                                                                          | <b><u>144</u></b>     |
| <b><u>9 Ausblick</u> .....</b>                                                                                 | <b><u>146</u></b>     |
| <b><u>10 Literaturverzeichnis</u> .....</b>                                                                    | <b><u>147</u></b>     |
| <br><b><u>Synopsis</u> .....</b>                                                                               | <br><b><u>154</u></b> |
| Soil deformation as a result of fluctuations in the moisture content as a cause of damage in buildings on clay |                       |
| - Investigations at historical buildings in south-east Lower Saxony -                                          |                       |
| <br><b><u>Summary</u> .....</b>                                                                                | <br><b><u>162</u></b> |

## **1 Einleitung**

### **1.1 Problemstellung**

Die nachfolgende Arbeit basiert auf einer Häufung von Rißschäden an Gebäuden, die seit Anfang der 80er Jahre in Teilen des südöstlichen Niedersachsens zu beobachten sind. Ihnen zu Grunde liegen ungleichmäßige Verformungen ausgeprägt plastischer Tonböden, die offensichtlich an die jahreszeitlichen Randbedingungen geknüpft sind. Obwohl bodenmechanische Problemstellungen mit derartigen Tonöden häufig verbunden sind und daher vielfach Gegenstand wissenschaftlicher Untersuchungen waren, blieb das Funktionsprinzip und die eigentliche Ursache für die Zunahme der Schäden zunächst im unklaren.

Insbesondere die Mechanismen der Quellverformungen waren mit der herkömmlichen bodenmechanischen Sichtweise nicht vereinbar. Im Verlauf erster Untersuchungen wurde deutlich, daß zur Lösung der Problematik die Betrachtung des Baugrundes allein nicht ausreicht. Der Boden steht in Abhängigkeit von den natürlichen Randbedingungen und vor dem Hintergrund dynamischer Prozesse in einer Wechselbeziehung mit dem Bauwerk. Nach dem physikalischen Grundprinzip von *aktio* und *reaktio* ist eine Veränderung natürlicher Gegebenheiten oder ein anthropogener Eingriff immer mit einer Reaktion des Bodens verbunden, der dabei einen "quasi stabilen" Zustand anstrebt.

Art und Umfang der Reaktion sind je nach Untergrundtyp und räumlicher Lage in unterschiedlicher Weise zu beobachten. Treten Bodenverformungen flächenhaft und gleichmäßig auf, so stellen auch relativ große Beträge keine hohen Anforderungen an das Bauwerk. In den vorliegenden Fällen entstehen jedoch unregelmäßige Vertikalverformungen des Bodens und damit Schub- oder Zugspannungen in der Konstruktion. Die Bauwerke sind diesen häufig nicht gewachsen. Risse im Mauerwerk, Schiefstellungen etc. sind die Folge.

Im Allgemeinen werden leichte Gebäudeschäden, gerade bei älteren Gebäuden, hingenommen. Erst in schweren Schadensfällen, die letztendlich auch die Standsicherheit in Frage stellen, kommt die Ursachenforschung zum Zuge. Dabei könnten in Kenntnis der Problematik und deren Ursachen gezielt Gegenmaßnahmen im Schadensfalle ergriffen bzw. ein Schadenseintritt vermieden werden.

## 1.2 Begriffsdefinition

Ungeachtet des interdisziplinären Charakters der vorliegenden Arbeit liegt dieser eine rein bodenmechanische Betrachtungsweise zugrunde. Geologische, hydrogeologische und bodenkundliche Aspekte werden hier aus bodenmechanischer Sicht auf das für die zu lösende Problematik Wesentliche beschränkt. Somit wird auch der Begriff "Boden" im ingenieurtechnischen Sinne verwendet. Er ist als ein "den Untergrund in z.T. erheblichen Mächtigkeiten (bis zu einige 100 m) bildendes, nicht verfestigtes Ausgangsgestein bzw. Lockergestein" zu verstehen und nicht etwa im naturwissenschaftlichen Sinne als "die belebte, i.d.R. einige Dezimeter mächtige, oberste Verwitterungsschicht der Erdrinde als Umwandlungsprodukt mineralischer und organischer Substanzen".

## 1.3 Ziel der Arbeit

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, den eigentlichen Anlaß für die Zunahme der auftretenden Gebäudeschäden zu ermitteln. Dies ist verbunden mit der Notwendigkeit die Mechanismen der Bodenverformungen eindeutig zu klären, um in ihrer Abhängigkeit von den natürlichen Randbedingungen den Einfluß auf das Bauwerk beurteilen zu können. Erst in Kenntnis der Interaktion Umfeld-Boden-Bauwerk in ihrer ganzen Tragweite, erwächst die Entwicklung einer ursachenbezogenen Sanierungsmaßnahme und Möglichkeit der präventiven Schadensvermeidung.

## 1.4 Aufbau der Arbeit

Ausgehend von den betroffenen Bauwerken wird zunächst die bestehende Problematik erläutert und anhand von zwei Fallbeispielen zusammenfassend betrachtet. Steht zunächst jeder einzelne Fall für sich, so werden im Zuge geologischer, hydrogeologischer und bodenmechanischer Untersuchungen sowie erster Beobachtungen der Entwicklung der Schäden auffällige Gemeinsamkeiten deutlich. Dabei rückt das grundsätzliche Verhalten von Tonböden in zunehmendem Maße in den Vordergrund.

Auf naturwissenschaftlicher und bodenphysikalischer Grundlage werden die Tonböden im folgenden in ihren Eigenschaften zusammenfassend erläutert. Den Schwerpunkt bildet dabei die Betrachtung der Wechselwirkung zwischen Bodenfestsubstanz und Porenwasser. Sie ist das Fundament für die Verknüpfung von naturwissenschaftlicher Grundlage und bodenmechanischer bzw. baupraktischer Beobachtung. Dieser Brückenschlag macht die Beurteilung des Bodenverhaltens im Spiegel äußerer Randbedingungen erst möglich.

Aus den theoretischen Erkenntnissen heraus, erfolgt die Planung und Durchführung der weiteren Forschung, die spezielle Labor- und Felduntersuchungen beinhaltet. Die Modifikation vorhandener Versuchstechnik bis hin zu Eigenentwicklungen mit dem Ziel die theore-



tischen Überlegungen zu bestätigen, schafft die Voraussetzung zur Erklärung und Beurteilung der Wechselbeziehung Umfeld-Boden-Bauwerk.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Untersuchungen zusammenfassend dargestellt und abschließend diskutiert. Dabei stehen zum einen die Mechanismen der Bodenverformung im Vordergrund und zum anderen die Ursachen für eine Verstärkung der Bodenverformungen in den letzten Jahren.

Am Ende der Arbeit werden aus den gewonnenen Erkenntnissen heraus alternative Sanierungsmöglichkeiten für die Baupraxis aufgezeigt, mit dem Ziel den Baugrund unterhalb der Gebäude dauerhaft zu stabilisieren.

## 2 Zunehmende Gebäudeschäden auf Tonböden im südöstlichen Niedersachsen

### 2.1 Allgemeiner Überblick

Seit Anfang der 80er Jahre werden in Teilen des südöstlichen Niedersachsens im zunehmenden Maße Rißschäden an Bauwerken beobachtet, die offensichtlich durch Baugrundverformungen hervorgerufen werden. Stehen zunächst mehrere historische Kirchenbauwerke im Vordergrund der Betrachtung, so wird schon durch erste Untersuchungen die Unabhängigkeit vom Bauwerksalter deutlich. Allen Fällen gemein ist, daß die Gebäude auf stark feinkörnigen Böden gegründet wurden, die in steifer bis halbfester Konsistenz anstehen. Bild 1 zeigt eine schematische Übersichtskarte des Untersuchungsgebietes. Darin markiert sind betroffene Bereiche, die im Verlauf der Untersuchungen mit in die Betrachtung einbezogen wurden. Die hervorgehobenen Areale haben exemplarischen Charakter und beinhalten keine vollständige Schadensaufnahme des dargestellten Kartenausschnittes.

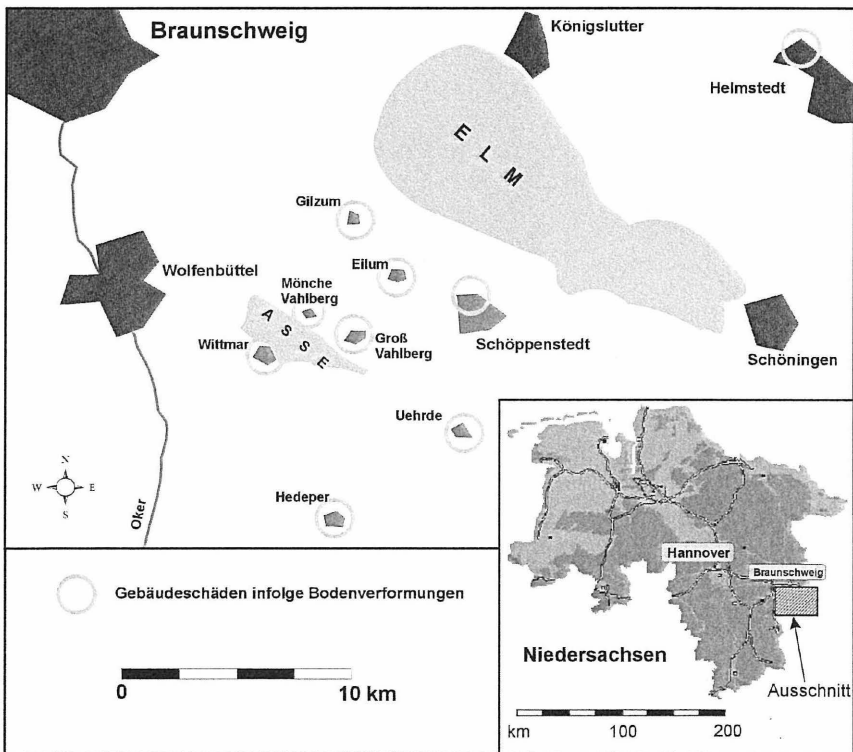


Bild 1: Übersichtskarte des Untersuchungsgebietes

Im Falle der Kirchengebäude in Hedeper und Gilzum konnten im Rahmen dieser Arbeit nähere Untersuchungen durchgeführt werden, die beispielhaft die Problematik verdeutlichen.

## 2.2 Das Kirchengebäude der Ortschaft Hedeper

### 2.2.1 Baugeschichte und Schadensentwicklung

Die Ortschaft Hedeper liegt im südöstlichen Braunschweiger Land, ca. 25 km südlich von Braunschweig. Eines der ältesten Gebäude ist das Kirchengebäude, dessen im romanischen Stil erbauter Turm im 12. Jahrhundert errichtet wurde. Das Langhaus hatte in diesem Zeitraum einen rechteckigen Grundriß mit geradem Abschluß. In den anschließenden fast 800 Jahren erfolgten am Kirchengebäude zahlreiche Anbau- und Umbaumaßnahmen. Hierbei wurde der Chor in der Zeit vor 1798 im gotischen Stil verlängert und an der Südseite ein Anbau errichtet, der zwischen 1798 und 1801 wieder abgebrochen wurde. Weitere Veränderungen erfolgten im Jahr 1900/1901 durch den Anbau eines Querhauses sowie eines Chornebenraumes. Aufgrund zunehmender Schiefstellung des Turmes erhielt dieser um 1960 eine innere Stahlbetonkonstruktion. Die Sparren des Dachstuhls im Langhaus wurden ebenfalls verstärkt (WIGGER 1996).

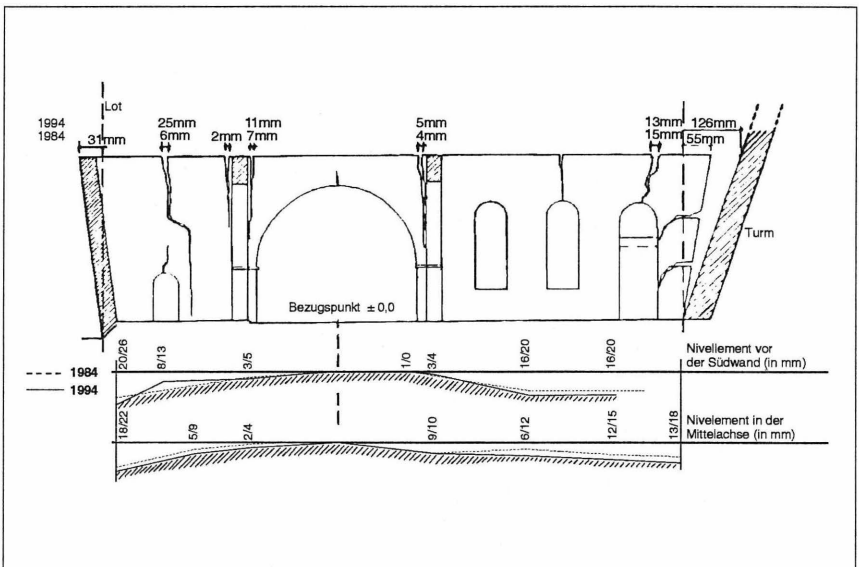


Bild 2: Verformungen der Bodenplatte mit Ansicht der Südinnenwand der Kirche in Hedeper (WIGGER 1996)

Erste Rißschäden im Mauerwerk zeigten sich in den siebziger Jahren. Ab Mitte der achtziger Jahre nahmen die Schäden ein immer größeres Ausmaß an, so daß 1986 erste Untersuchungen erfolgten. Sie zeigten, daß sowohl auf der Nordseite als auch auf der Südseite des Gebäudes mehrere durchgehende Risse in vertikaler Richtung bestanden.

Dabei war die Südseite deutlich stärker betroffen. Es konnte eine Sattellage festgestellt werden, die offenbar durch geringere Setzungen in der Gebäudemitte hervorgerufen wurde (s. Bild 2). Mit Beginn der 90er Jahre nahmen die Gebäudeschäden derart zu, daß letztlich die Standsicherheit in Frage stand. Im Rahmen erster Untersuchungen des Baugrundes im Jahre 1993 wurde deutlich, daß die Probleme nicht auf das Kirchengebäude allein begrenzt sind. Viele auf Tonböden gegründete Gebäude der Ortschaft zeigen Rißschäden am Mauerwerk. Dabei sind die Probleme mit dem Baugrund schon seit langem bekannt. Nach Auskunft betroffener Anwohner erfolgt die Rißbildung an den Gebäuden offenbar in Perioden besonders trockener Witterung. Bild 3 und Bild 4 zeigen Beispiele derartiger Mauerwerksschäden.

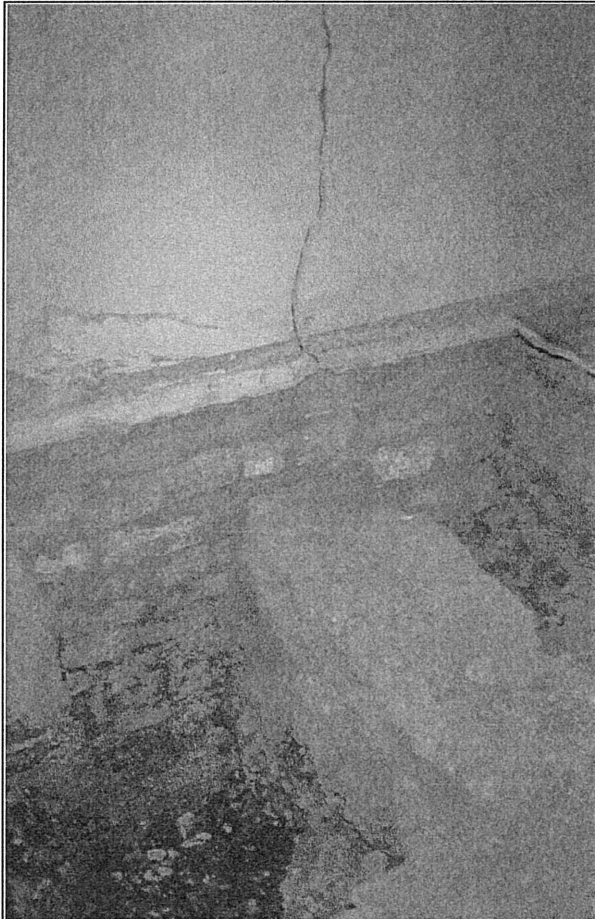


Bild 3: Rißschäden im Mauerwerk des Kirchengebäudes von Hedeper

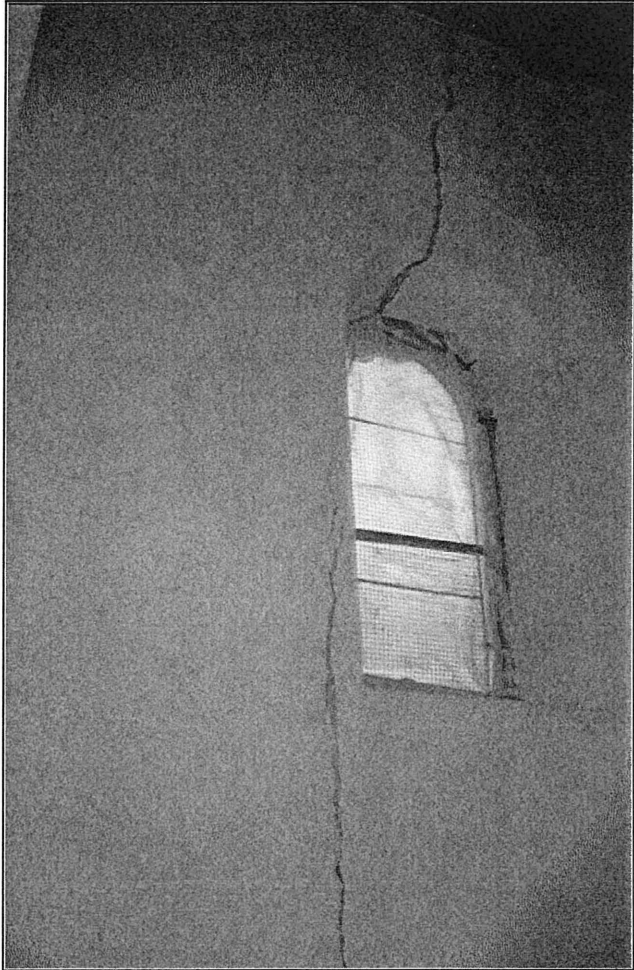


Bild 4: Rißschäden im Mauerwerk des Kirchengebäudes von Hedeper

1994 entschloß sich die Landeskirche Braunschweig in Anbetracht des weiteren Fortschreitens der Schäden zum Abtrag und Neuaufbau des Kirchenschiffes. Hierzu wurden die Mauerwerkssteine einzeln abgetragen, nummeriert und im anschließenden Wiederaufbau neu verwendet. Lediglich der mit einer Stahlbetonkonstruktion versehene Turm blieb erhalten, da für ihn keine Einsturzgefahr bestand. Das neue Kirchenschiff wurde auf einer veränderten Gründung errichtet, die auch bei anhaltenden Bodenverformungen ein Versagen der Konstruktion ausschließt. Bild 5 zeigt das Kirchengelände in Hedeper nach dem Abtrag des Kirchenschiffes mit dem Turm im Hintergrund.



Bild 5: Kirchengelände der Ortschaft Hedeper nach Abtrag des Kirchenschiffes

### **2.2.2 Regionalgeologische Situation**

Den regionalgeologischen Rahmen des Untersuchungsgebietes bildet das "Subherzyne Becken", das im Nordosten durch den Flechtinger Höhenzug und im Südwesten durch den Harz begrenzt wird. Die regionale Tektonik ist durch zahlreiche Sattel- und Muldenstrukturen gekennzeichnet. Die Ortschaft Hedeper liegt im westlichen Teil des Subherzynikums zwischen den Trias-Schichtaufwölbungen der Asse sowie des Großen Fallsteins und ist Bestandteil der Remlingen-Pabstorfer Mulde mit Gesteinen des Jura und der Kreide. Diese Mulde wird im Süden durch das ostwestlich verlaufende Flußtal des Großen Bruches mit seinen 60 m mächtigen quartären Sedimenten durchbrochen (BEHREND 1927). Am Nordrand des Großen Bruches ragen die Gesteine des Jura etwa 50 m über das Auenniveau hinaus und bilden im Raum Hedeper kleine langgestreckte Höhenzüge (s. Bild 6, 7 und 8).

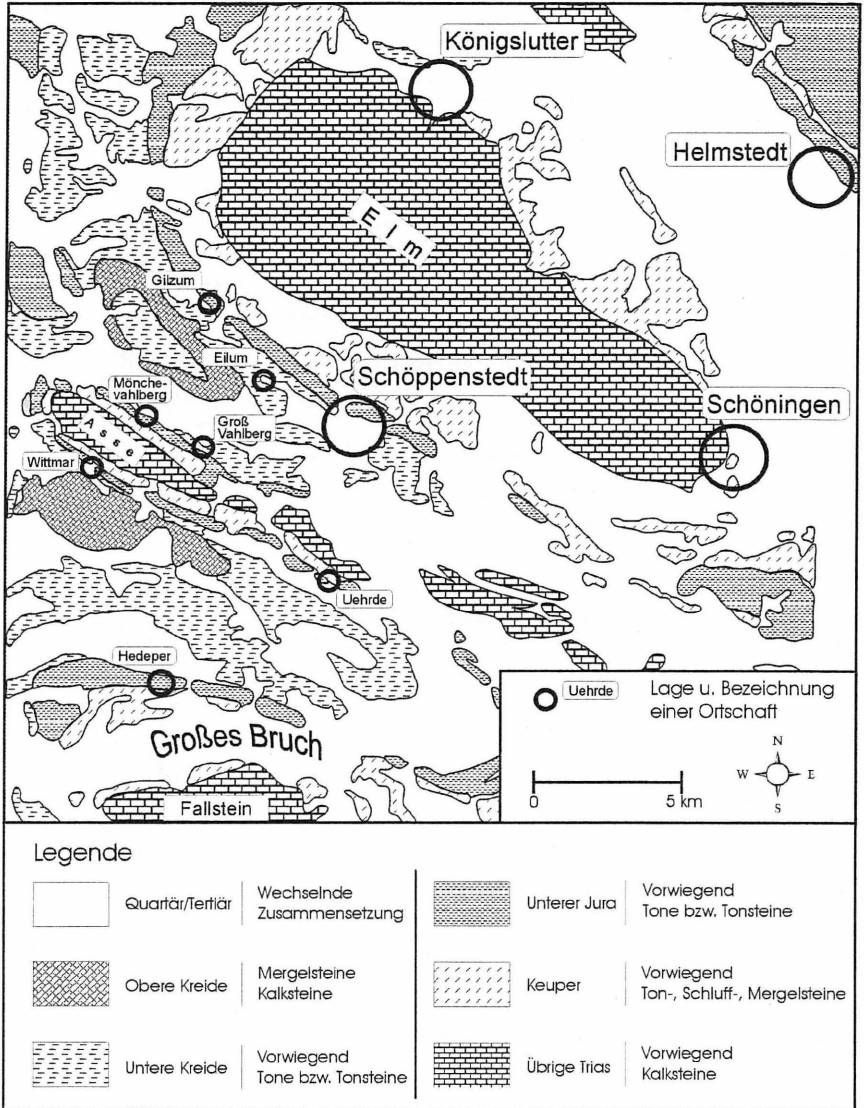


Bild 6: Geologische Übersichtskarte (Grundlage: Geologische Karte 1:200000 Nr. CC3926 Blatt "Braunschweig", 1974)

Im Bereich der Ortschaft Hedeper bilden Gesteinsfolgen des Unteren und Mittleren Lias (Untere Jura) den Untergrund (s. Bild 7). Sie bestehen aus mächtigen Tonsteinserien des Sinemurium und Pliensbachium (jlu  $\alpha_{1+2}$ , jlu  $\beta$ , jlm  $\gamma$ ; lithologische Einheiten nach Quenstedt

(1843)) in die die Kalksteinformation des  $jlu \alpha_3$  und einzelne Kalksteinbänke eingeschaltet sind (BEHREND 1927).

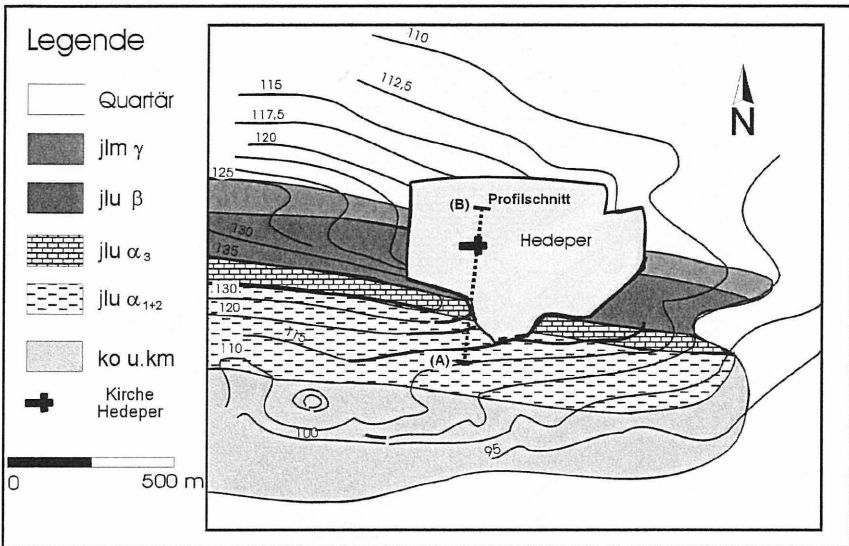
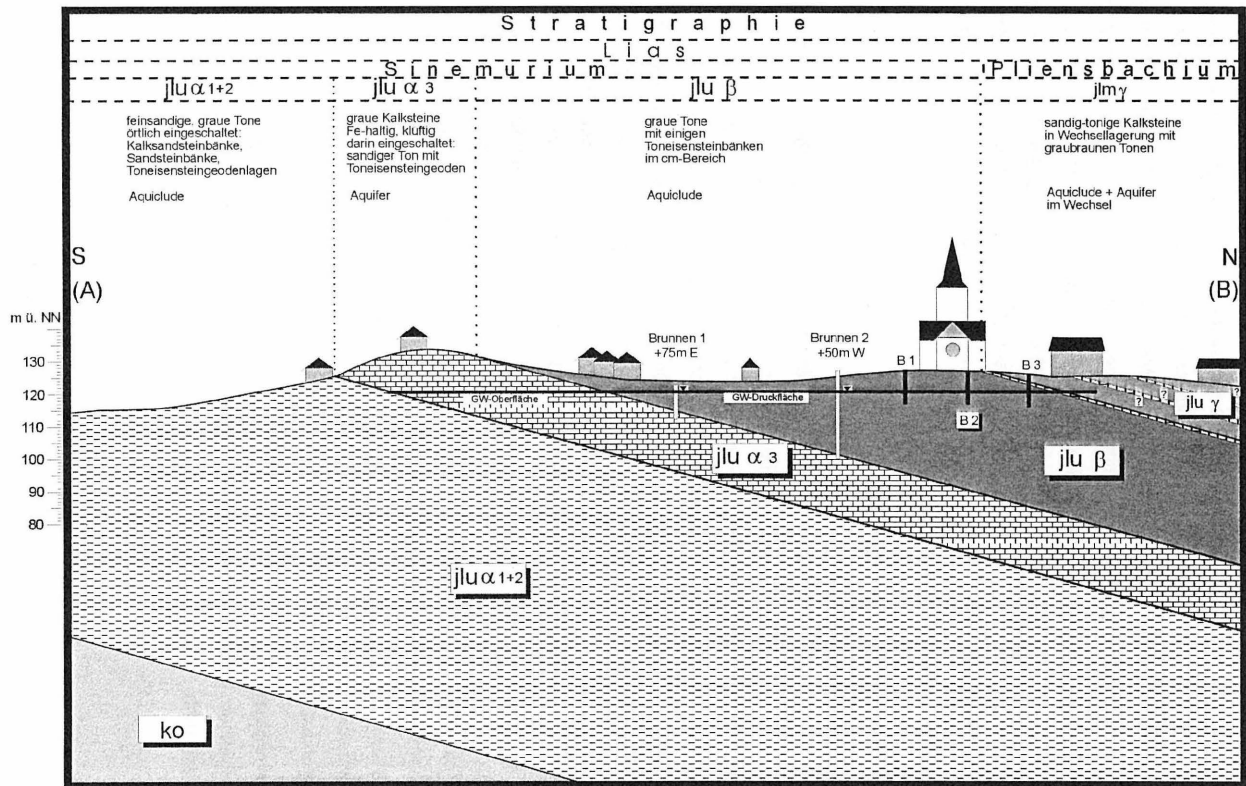


Bild 7: Die geologische Situation im Bereich der Ortschaft Hedeper (Grundlage: Geologische Karte 1:25000 Nr. 3930 Blatt "Hessen", 1927)

Die geologische Geländeaufnahme ergab, daß die Schichtfolgen mit  $15^\circ$  in etwa nördliche Richtung einfallen. Die härteren Gesteinsfolgen bilden aufgrund ihrer größeren Verwitterungsresistenz gegenüber weicheren Gesteinsfolgen morphologische Hochpositionen. Innerhalb der Ortschaft Hedeper sind dies die Formationen aus vorwiegend grauen Kalksteinen ( $jlu \alpha_3$ ) und der Grenzbereich zwischen den Tonsteinsfolgen des oberen Sinemurius ( $jlm \beta$ ) und der Kalkstein- und Tonsteinwechselfolge des Unteren Pliensbachiums ( $jlm \gamma$ ). Dem Streichen der Schichten folgend, durchziehen diese kleinen Höhenrücken den Ort von West nach Ost. Das Kirchengebäude steht im Bereich einer solchen Anhöhe, ist aber gänzlich in dem Verwitterungshorizont der Tonsteinserien gegründet (s. Bild 8). Ihm lagert abschließend eine um 1 m mächtige humose Deckschicht, bzw. anthropogene Auffüllung auf.



Bild 8: Geologischer Profilschnitt im Bereich der Ortschaft Hedeper



Hydrogeologisch stellen die anstehenden Tonsteine, insbesondere in den verwitterten oberflächennahen Bereichen, Aquicluden (Grundwasserstauer) dar. Wasserführende Klüfte wurden bis in 10 m Teufe nicht erbohrt. Die Kalksteine hingegen bieten aufgrund ihrer Klüftigkeit ausreichende Wegsamkeiten und sind somit potentielle Aquifere (Grundwasserleiter). Die einzige Gesteinsformation, die gemäß ihrer Mächtigkeit von etwa 10 m für eine nennenswerte Wasserführung in Betracht kommt, sind die Kalksteinserien des Jlu  $\alpha_3$ . Es zeigte sich, daß ein Teil der Brunnen des Dorfes hieraus ihr Wasser beziehen (s. Bild 8). Die Er giebigkeit ist jedoch, bedingt durch das eng begrenzte Wassereinzugsgebiet, nicht sehr groß und jahreszeitlichen starken Schwankungen unterworfen. Ein Zusammenhang mit den wasserführenden quartären Schichten des Großen Bruches ist aufgrund des bestehenden Gebirgsbaus ausgeschlossen.

### **2.2.3 Geotechnische Beurteilung**

Anhand der bestehenden tektonischen Verhältnisse sind Senkungsbewegungen durch Auslaugungsvorgänge (Subrosion) und ebenso eine Gefährdung durch Erdfälle (Einsturz unterirdischer Hohlräume) auszuschließen. Hangrutschungen auf Schichtflächen und entlang evtl. Kluftsysteme sind aufgrund der Lagerungsverhältnisse im Zusammenhang mit dem Schadensbild (auch bezogen auf die übrigen betroffenen Gebäude) unwahrscheinlich. Im Zuge von Kernbohrungen wurde deutlich, daß die Kirche gänzlich in den Tonsteinserien gegründet wurde, die aufgrund ihrer Zusammensetzung makroskopisch zunächst kein Gefahrenpotential erkennen lassen. Hydrogeologisch handelt es sich um Aquicluden (Grundwasserstauer), die abgesehen von zirkulierenden Porenlösungen (Bergfeuchte) und einem gewissen oberflächennahen Feuchtigkeitsaustausch mit den meteorischen Wässern offenbar keine nennenswerte Wasserführung aufweisen. Anthropogene Eingriffe durch Baumaßnahmen sind nicht erfolgt, auch konnten im Rahmen früherer Gutachten alte Hohlräume (Gräber, Gewölbe etc.) nicht nachgewiesen werden. Die letzten baulichen Veränderungen (Hinzufügen der Seitenschiffe) geschahen um die Jahrhundertwende und die dabei entstandenen Setzungen sind längst zum Stillstand gekommen.

Als einzige Ursache für die Schäden am Kirchengebäude bleiben Setzungsvorgänge auf den vorliegenden Tonen bzw. Tonsteinen, deren Volumenabnahme nur durch Wasserabgabe erfolgen kann.

## 2.3 Das Kirchengebäude der Ortschaft Gilzum

### 2.3.1 Baugeschichte und Schadensentwicklung

Die Ortschaft Gilzum liegt ca. 15 km südöstlich von Braunschweig und wurde im Jahre 1152 erstmalig urkundlich erwähnt. Gemäß den Angaben aus dem kirchlichen Güterverzeichnis (Landeskirchliches Archiv), dem *Corpus bonorum*, ist der Bau des dem Heiligen Georg geweihten romanischen Kirchengebäudes St. Georgii (s. Bild 9) in der zweiten Hälfte des 13. Jahrhunderts zu vermuten.



Bild 9: Das Kirchengebäude in Gilzum

Es zeigt eine typische Ost-West-Orientierung. Der im Westen liegende Kirchturm besitzt einen quadratischen Grundriß von 6,60 m x 6,60 m und eine Wandstärke von 1,20 m. Das nach Osten hin folgende Kirchenschiff besaß ursprünglich eine Gesamtlänge von 13,80 m. Seine 0,60 m starken Mauern umfassen den Turm beidseitig um etwa 0,15 m. An der Nord- und Südwand befanden sich kleinere Anbauten (MEIER 1906). In den nachfolgenden Jahrhunderten wurden am Kirchengebäude zahlreiche Änderungen vorgenommen, die jedoch nicht lückenlos dokumentiert sind. Sicher ist, daß die Anbauten ca. in der Mitte des 18. Jahrhunderts entfernt wurden und in den Jahren 1844/45 eine Verlängerung des Kirchenschiffes um etwa 3,50 m nach Osten erfolgte (BRICK et al. 1995). Eine Gegenüberstellung der Grundrisse des Gebäudes vor 1700 und heute vermittelt Bild 10.

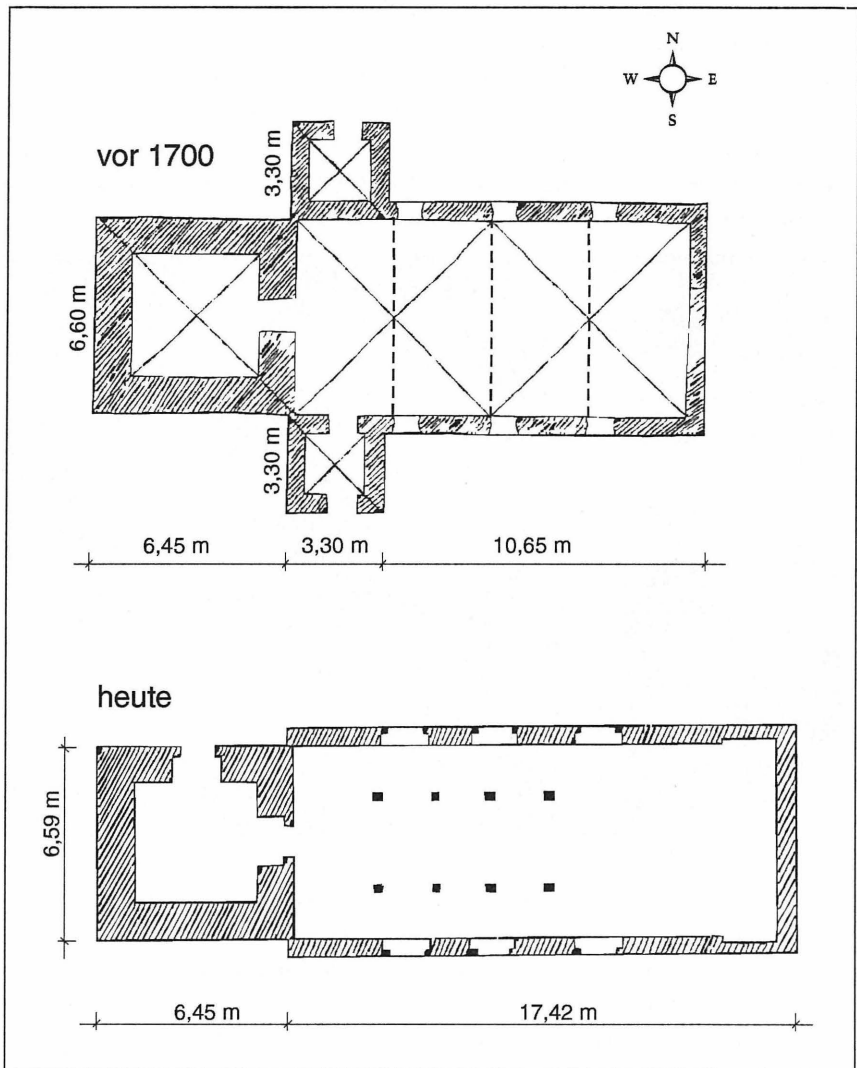


Bild 10: Der Grundriß des Kirchengebäudes in Gilzum vor 1700 und heute (nach BRICK et al. 1995)

Am Kirchenschiff zeigten sich schon 1888 erste Risse, wobei eine nähere Beschreibung der Umstände nicht überliefert ist. Damals erhob man die Forderung, die Anbaufundamente durch eine Unterfangung zu stabilisieren, jedoch konnte dies aufgrund fehlender finanzieller Mittel nicht umgesetzt werden.

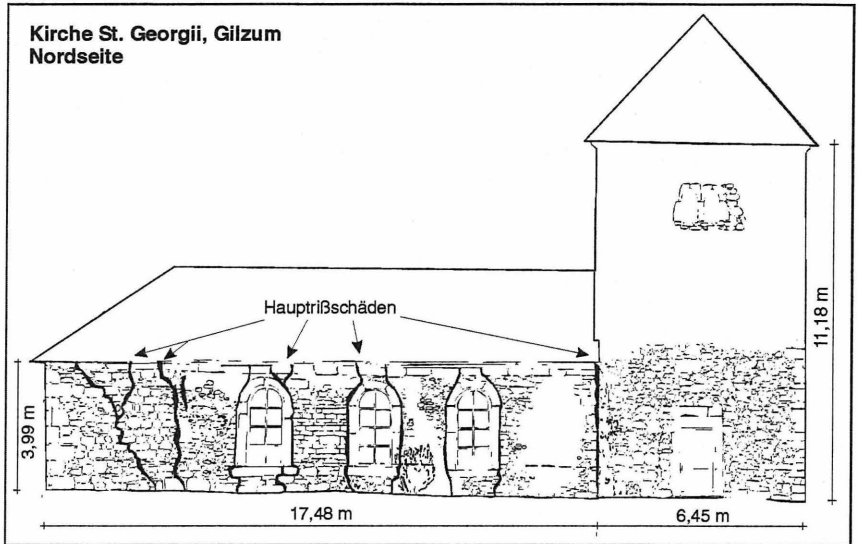


Bild 11: Nordseite der Kirche in Gilzum. Hauptrißschäden hervorgehoben (verändert nach BRICK et al. 1995)

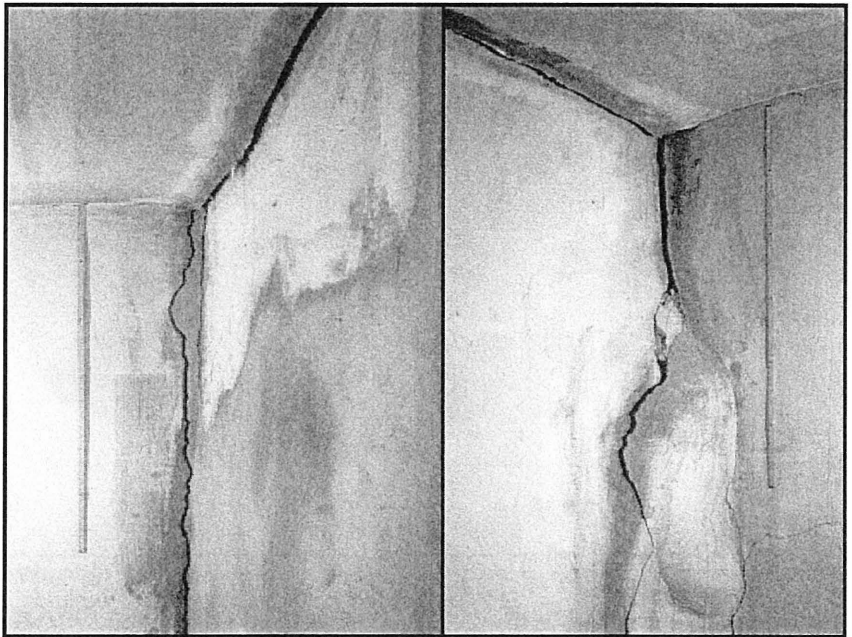


Bild 12: Trennfuge zwischen Turm und Kirchenschiff im Innenbereich der Kirche in Gilzum

Im Jahre 1934 senkte sich der Ostgiebel der Kirche bedenklich, und es wurde von großen Rissen im Mauerwerk berichtet (BRICK et al. 1995). Seit 1990 werden am Kirchengebäude erneut in zunehmendem Maße Rißschäden beobachtet. Deutlich wird, daß durch Setzungen des östlichen Bereiches des Kirchenschiffes eine Längsdehnung des Gebäudes entsteht, die einerseits zum Ablösen des Kirchenschiffes vom Turm führt und andererseits im Kirchenschiff senkrecht zur Gebäudelängsachse Bruchfugen erzeugt. Bild 11 zeigt die Nordseite des Gebäudes mit Lage der Hauptrißbildungen. Auf Bild 12 ist die Trennung des Kirchenschiffes vom Turm deutlich zu erkennen.

### 2.3.2 Regionalgeologische Situation

Die Ortschaft Gilzum liegt im westlichen Teil des Subherzynikums im nördlichen Randbereich der sogenannten "Schöppenstedter Mulde", die aus den Sedimentgesteinen der Kreide-Zeit ("spätes Erdmittelalter") besteht. Sie wird im Nordwesten begrenzt durch die Sattelstruktur des Elm und im Südwesten durch die der Asse. Beide Strukturen bestehen jeweils aus Gesteinen der Trias ("frühes Erdmittelalter") (s. Bild 13).

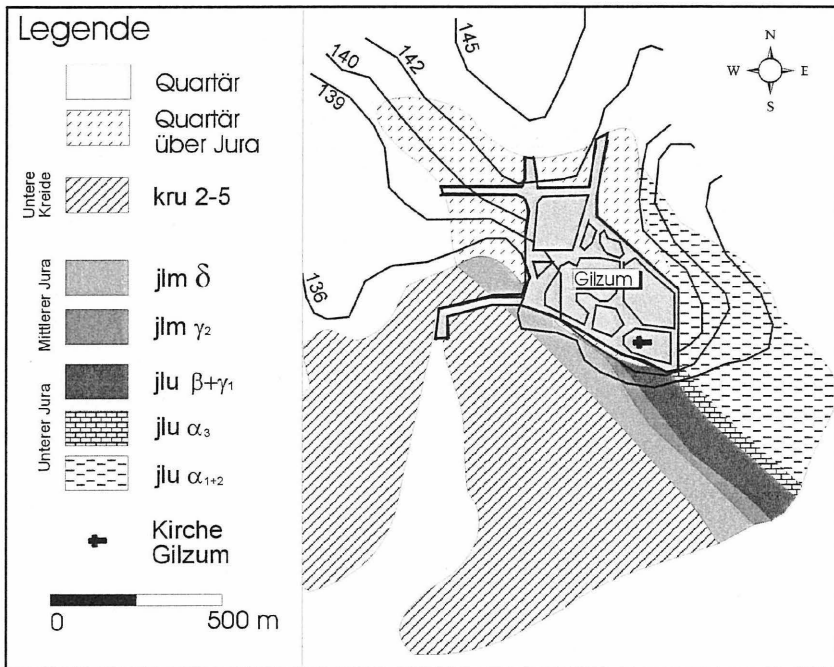


Bild 13: Geologische Übersichtskarte Gilzum (Grundlage: Geologische Karte 1:25000 Nr. 3830 Blatt "Schöppenstedt", 1931)

Im Bereich der Ortschaft Gilzum bilden den tieferen Untergrund, ähnlich der geologischen Situation in Hedeper, die Gesteine des Unteren Jura (Lias) (WOLDSTEDT 1931). Sie errei-

chen eine Gesamtmächtigkeit von etwa 180 m und fallen mit ca. 15° nach Südwesten ein. Die Schichtfolge besteht überwiegend aus Tonen, bzw. Tonsteinen (Jlu  $\alpha_{1+2}$ , Mächtigkeit etwa 80 m) in die örtlich Toneisensteinlagen eingeschaltet sind. Darüber lagern pyritreiche oolithische Kalke (Jlu  $\alpha_6$ ; Mächtigkeit etwa 8 - 10 m). Ihnen folgen wiederum Tone, bzw. Tonstein mit eingeschalteten Toneisensteinbänken (Jlu  $\beta + \gamma_1$ , Jlm  $\gamma_2$  und Jlm  $\delta$ ; Mächtigkeit etwa 90 m). Die Schichtfolgen bilden im Gelände morphologische Hochpositionen, auf denen die Ortschaft liegt. In weiten Teilen von Gilzum werden diese Gesteine von einer in wechselnden Mächtigkeiten anstehenden Deckschicht aus pleistozänen Sedimenten (vorwiegend Löß, bzw. Lößderivaten) bzw. anthropogener Auffüllung mit wechselnder Zusammensetzung überlagert.

Die im Zuge der geologischen und hydrogeologischen Erkundung durchgeführten Sondierbohrungen ergaben, daß das betroffene Kirchengebäude auf Tonen bzw. Tonsteinen des Lias (Jlu  $\beta + \gamma_1$ ) gegründet wurde, denen eine ca. 1,60 m mächtige Deckschicht aufliegt (s. Bild 14). Diese besteht überwiegend aus stark sandigen Schluffen mit wechselnder Kornzusammensetzung.

### **2.3.3 Hydrogeologische Situation**

Ähnlich der hydrogeologischen Situation in Hedeper stellen die Tonsteine am Standort Gilzum Aquicluden dar. Die Kalksteine des Jlu  $\alpha_6$  als potentieller Aquifer wurden im Umfeld des Kirchengebäudes nicht erbohrt. Ausgeprägte wasserführende Kluftsysteme sind anhand der Beobachtungen in Hedeper (vgl. Kapitel 1.2) und der gegebenen morphologischen und geologischen Situation in Gilzum unwahrscheinlich. Als wasserleitende Schicht ist lediglich die auflagernde Deckschicht von Bedeutung. Das anfallende Niederschlagswasser sickert durch diese schwach bindigen Lockergesteine und staut sich über den nahezu undurchlässigen Verwitterungshorizonten der Tonsteine auf. Die Grundwasserbewegung ist nunmehr abhängig von dem nutzbaren Porenvolumen und dem Gefälle. Die Ergiebigkeit dieser Schichten ist, bedingt durch deren eng begrenztes Wassereinzugsgebiet, wahrscheinlich gering und jahreszeitlichen Schwankungen unterworfen.

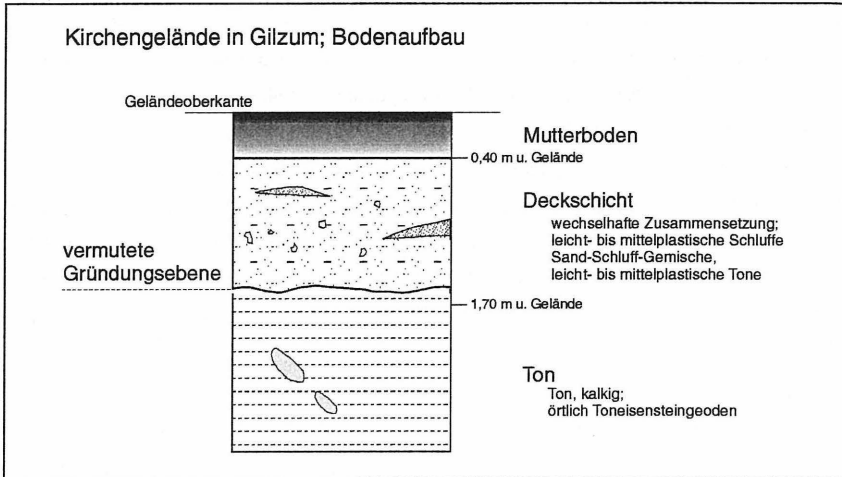


Bild 14: Bodenaufbau im Bereich des Kirchengeländes in Gilzum

#### 2.3.4 Geotechnische Beurteilung

Analog zu den Untersuchungsergebnissen im Falle des Kirchengebäudes in Hedeper sind Senkungsbewegungen, denen strukturelle, petrographische oder anthropogene Ursachen zu Grunde liegen, als Schadensursache auszuschließen. Im Zuge der durchgeführten geologischen und hydrogeologischen Untersuchungen wird deutlich, daß die Probleme, entsprechend den Verhältnissen in Hedeper (vgl. Kapitel 1.2), nicht auf das Kirchengebäude allein begrenzt sind, sondern alle Gebäude des Ortes betreffen, die auf Tonen bzw. Tonsteinserien gegründet wurden und deren Gründungskonstruktionen gegen ungleichmäßige Setzungen empfindlich sind. Die Probleme mit dem Baugrund sind dabei seit langem bekannt. Bodenverformungen sind hier nur durch Veränderungen im Wassergehalt der Tone denkbar und offenbar an die natürlichen Randbedingungen geknüpft.



## **2.4 Weitere Schadensfälle**

Die untersuchten Schadensfälle in den Ortschaften Gilzum und Hedeper zeigen auffällige Gemeinsamkeiten bzgl. des Schadensbildes, der vermuteten Schadensursache, der baulichen Gegebenheiten und des natürlichen Umfeldes. Somit liegt die Übertragbarkeit der besonderen Baugrundverhältnisse auf weitere Regionen des niedersächsischen Berglandes nahe, deren geologischer und morphologischer Kontext annähernd identisch ist und damit vergleichbare Problemstellungen vermuten läßt. Zunächst konzentriert sich die Betrachtung auf Ortschaften, die zumindest in Teilbereichen auf Tonen bzw. Tonsteinen des Lias  $\beta$  stehen. Dabei wird deutlich, daß bei vergleichbaren Gegebenheiten Gebäudeschäden, die offenbar durch Bewegungen des Untergrundes verursacht worden sind, in auffälliger Weise hervortreten. Besonders prägnant zeigt sich die Problematik in Teilbereichen der Ortschaften Schöppenstedt und Groß Vahlberg. Darüber hinaus deutet sich im Bereich Mönchevahlberg, Helmstedt und in Vorsfelde (Wolfsburg) eine ähnliche Problemstellung an. Neben den Tonen- bzw. Tonsteinen des Lias  $\beta$  wurden im Zuge von Ortsbegehungen auch bei bindigen Böden anderer geologischer Formationen Bodenbewegungen und damit verbundene Rißschäden an Gebäuden festgestellt. Das Kirchengebäude der Ortschaft Uehrde wurde auf dem Verwitterungshorizont der Ton- und Schluffsteinserien des Mittleren Keuper gegründet, das der Ortschaft Eilum auf Tonen- bzw. Tonsteinen der Unteren Kreide und das in Wittmar auf (stark) bindigen quartären Hanglehmen (vgl. Bild 6).

Allen Schadensfällen gemein sind Verformungen des Untergrundes, die sich sowohl in der Gegenwart als auch in der Vergangenheit durch Rißbildungen manifestieren. Die betroffenen Gebäude befinden sich auf morphologischen Hoch- oder in Hangpositionen. Scheinen zunächst vornehmlich historische Kirchengebäude betroffen, so wird im Zuge der Untersuchungen deutlich, daß die auftretenden Schäden nur abhängig sind von den natürlichen Gegebenheiten und der gewählten Gründungskonstruktion, jedoch nicht vom Alter des Gebäudes. Auch ohne detaillierte Untersuchung aller Schadensfälle zeichnet sich anhand der bestehenden Untersuchungen eine grundsätzliche Problematik der Gründung auf Tonböden dieser Region ab.

## **2.5 Bodenmechanische Untersuchung der Tone von Hedeper und Gilzum**

Neben der Analyse der aufgetretenen Rißschäden im Spiegel des bestehenden geologischen und hydrogeologischen Kontextes wurden die anstehenden Tonböden von Hedeper und Gilzum nach bodenmechanischen Gesichtspunkten näher untersucht.

Im Zuge von Kernbohrungen und Bohrsondierungen sind im Bereich der betroffenen Kirchengebäude bis in Teufen von max. 10 m Bodenproben entnommen und im bodenmechanischen Labor untersucht worden. Die Qualität der Proben lag je nach Entnahmeverfahren zwischen Güteklasse 1 und 5 gemäß DIN 4021.

Allgemein sind die anstehenden Tonböden durch eine insgesamt gute Homogenität gekennzeichnet. Die üblicherweise dunkelgrauen bis schwarzgrauen Tone können örtlich durch Eisenoxidbildungen auch eine gelbbraune bis rotbraune Färbung aufweisen. Vereinzelt sind Toneisensteingeoden bzw. Toneisensteingeodenlagen eingeschaltet, die jedoch in den untersuchten Bereichen den in sich geschlossenen, kompakten Aufbau der Tonlagen nicht wesentlich stören. Darüber hinaus können an wenigen Stellen Gipsneubildungen (ca. 1 bis 1,5 cm) festgestellt werden. Während in den oberflächennahen Bereichen eine überwiegend steife Konsistenz vorherrscht, nimmt die Festigkeit mit der Tiefe kontinuierlich zu und der Ton wechselt dabei in halbfeste Konsistenz über. Zusammenfassend zeichnet der gegebene Habitus ein typisches Bild der unter sauerstoffreduzierenden Bedingungen entstandenen mesozoischen Tone bzw. Tonsteine nach.

Aus Sicht der Bodenmechanik stellen derartige Böden zunächst kein besonderes Gefahrenpotential für bestehende oder zukünftige Gründungskonstruktionen dar, da sie in hoher Dichte und Festigkeit vorliegen. Große Setzungen sind durch den Lasteintrag über ein Gebäude nicht zu erwarten. Ebenso besitzen sie eine für Tone hohe Scherfestigkeit. Ein über das normale Maß hinausgehendes bodenmechanisches Verhalten ist i.d.R. in mineralogischen Besonderheiten begründet, die im wesentlichen auf der Existenz von quellfähigen Tonmineralen beruht. Somit wurden in einem ersten Schritt neben Untersuchungen zur z.B. Kornzusammensetzung und Plastizität auch das Wasseraufnahmevermögen und die tonmineralogische Zusammensetzung ermittelt.

### 2.5.1 Kornzusammensetzung

Die petrographische Zusammensetzung der untersuchten Bodenproben aus Hedeper und Gilzum ist in Bild 15 dargestellt. Deutlich wird hier die geringe Schwankungsbreite der Kornverteilungsbänder und damit die gute Homogenität der anstehenden Böden. Die Tonanteile  $m_T$  liegen zwischen  $m_T = 55\%$  bis  $m_T = 62\%$  und erreichen im Mittel  $m_T = 58\%$ .

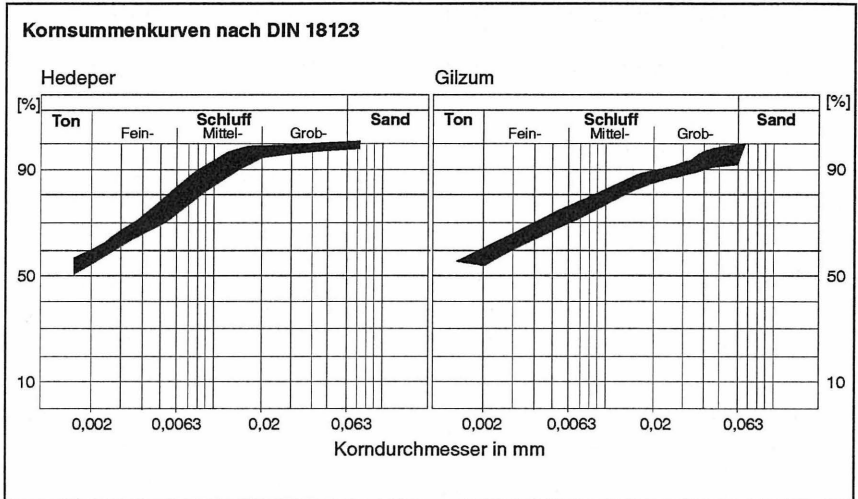


Bild 15: Kornzusammensetzung der Lias-Tone im Bereich der Ortschaften Hedeper und Gilzum

### 2.5.2 Plastizitätsgrenzen

Die Fähigkeit bindiger Böden mit dem Wassergehalt ihre Zustandsform zu verändern, ist gerade bei bautechnischen Fragestellungen von großer Bedeutung, da diese das Spannungs- und Verformungsverhalten weitgehend bestimmt. Die Plastizität eines bindigen Bodens wird bekanntermaßen durch drei charakteristische Zustandswechsel (Fließ-, Ausroll- und Schrumpfgrenze) gekennzeichnet, deren Wassergehalte als Grenzen dienen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tabelle 1 und Bild 16 zusammengefaßt und für die Entnahmeorte Hedeper und Gilzum z. T. getrennt angegeben. Die ausgeprägt plastischen Tone (TA) zeigen hier insgesamt ein einheitliches Bild. Zum Zeitpunkt der Probenentnahme standen die Böden in steifer bis fester Konsistenz an, wobei halbsteife Konsistenz vorherrschte. Nimmt man die nach SKEMPTON (1953) definierte Aktivitätszahl, die das Verhältnis der Plastizität zum Tonanteil beschreibt, als Maß für die Fähigkeit bindiger Böden auf Wassergehaltsänderungen mit Volumenänderungen zu reagieren, so sind die untersuchten Böden als normal bis vorwiegend inaktiv einzustufen.

Tabelle 1: Zusammenstellung der im Rahmen der Konsistenzgrenzenbestimmung nach DIN 18122 ermittelten Ergebnisse für den Lias-Ton bei Hedeper und Gilzum

| Entnahmeort     | Parameter                  | unterer Grenzwert | oberer Grenzwert | Mittelwert     |
|-----------------|----------------------------|-------------------|------------------|----------------|
| <b>Hedeper:</b> | Fließgrenze $w_L$ [-]      | 0,596             | 0,701            | 0,649          |
|                 | Ausrollgrenze $w_P$ [-]    | 0,209             | 0,279            | 0,244          |
|                 | Schrumpfgrenze $w_S$ [-]   | 0,156             | 0,176            | 0,166          |
|                 | Plastizitätszahl $I_P$ [-] | 0,324             | 0,491            | 0,408          |
|                 | Plastizitätsgrad           | ausgeprägt        | ausgeprägt       | ausgeprägt     |
|                 | Konsistenzzahl $I_C$ [-]   | 0,955             | 1,284            | 1,120          |
|                 | Konsistenz                 | steif             | fest             | halbfest       |
|                 | Aktivitätszahl $I_A$ [-]   | 0,537             | 1,195            | 0,750          |
|                 | Aktivität                  | inaktiv           | normal           | inaktiv/normal |
| <b>Gilzum:</b>  | Fließgrenze $w_L$ [-]      | 0,628             | 0,750            | 0,689          |
|                 | Ausrollgrenze $w_P$ [-]    | 0,195             | 0,312            | 0,254          |
|                 | Schrumpfgrenze $w_S$ [-]   | 0,168             | 0,202            | 0,185          |
|                 | Plastizitätszahl $I_P$ [-] | 0,348             | 0,510            | 0,429          |
|                 | Plastizitätsgrad           | ausgeprägt        | ausgeprägt       | ausgeprägt     |
|                 | Konsistenzzahl $I_C$ [-]   | 0,845             | 1,046            | 0,946          |
|                 | Konsistenz                 | steif             | halbfest         | steif          |
|                 | Aktivitätszahl $I_A$ [-]   | 0,590             | 0,944            | 0,767          |
|                 | Aktivität                  | inaktiv           | normal           | inaktiv        |

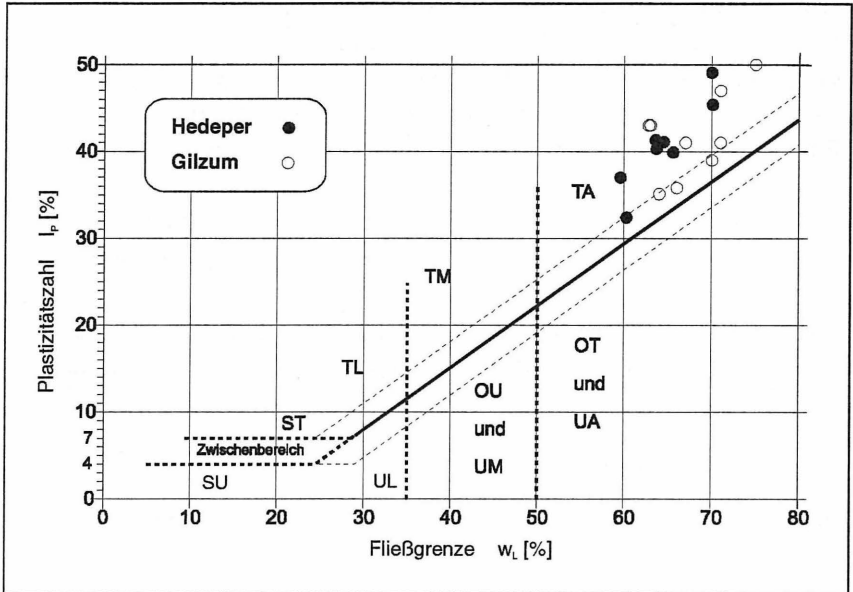


Bild 16: Plastizitätsdiagramm mit Lage der untersuchten Proben aus Hedeper und Gilzum

### 2.5.3 Wasseraufnahmevermögen

Die Fähigkeit eines bindigen Bodens Wasser kapillar anzusaugen und zu halten, wird üblicherweise als Hinweis auf die Existenz quellfähiger Tonminerale angesehen und dient damit auch als Maß für das Gefährdungspotential bei baupraktischen Problemstellungen. Die nach ENSLIN/NEFF durchgeführten Untersuchungen sind in der Tabelle 2 zusammengestellt. Nennenswerte Anteile an quellfähigen Tonmineralen müßten sich in Werten  $w_b > 100$  % äußern. Die an den untersuchten Lias-Tonen ermittelten Werte um 82 % lassen hingegen keine Anzeichen eines erhöhten Quellverhaltens erkennen.

Tabelle 2: Wasseraufnahmevermögen nach ENSLIN/NEFF des Lias-Tones bei Hedeper und Gilzum

| Entnahmeort | Parameter                   | unterer Grenzwert<br>[%] | oberer Grenzwert<br>[%] | Mittelwert<br>[%] |
|-------------|-----------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------|
| Hedeper:    | Wasseraufnahme-<br>vermögen | 79                       | 94                      | 87                |
| Gilzum:     | Wasseraufnahme-<br>vermögen | 42                       | 91                      | 77                |

#### 2.5.4 Tonmineralogie

Neben den rein bodenmechanischen Untersuchungen wurde zusätzlich die tonmineralogische Zusammensetzung der Böden überprüft. Die Bestimmung erfolgte am Institut für Geowissenschaften der Universität Braunschweig mit Hilfe der Röntgendiffraktometrie, deren Ergebnis Tabelle 3 zusammenfaßt. Der ermittelte Mineralbestand zeigt eine durchschnittliche Tonzusammensetzung ohne auffallende Besonderheiten. Die Ergebnisse passen zu Untersuchungen von FALKE (1992), der für mesoziosche Tone bzw. Tonsteine des niedersächsischen Berglandes mit vergleichbarer Genese Werte ähnlicher Größenordnung ermittelte.

Tabelle 3: Tonmineralogische Zusammensetzung der Lias-Tone von Gilzum und Hedeper

| Tonmineral                              | Tonfraktion<br>[%] | Tonmineralanteil der<br>Schlufffraktion<br>[%] |
|-----------------------------------------|--------------------|------------------------------------------------|
| Kaolinit                                | 45                 | 55                                             |
| Illit                                   | 25                 | 35                                             |
| Chlorit                                 | 5                  | 10                                             |
| Montmorillonit incl. quellfähiger Illit | 15                 | -                                              |
| nicht Tonminerale                       | 10                 | -                                              |

#### 2.5.5 Bodenmechanische Kenngrößen in Abhängigkeit von der Entnahmetiefe

Um eine ggf. tiefenabhängige Veränderung des bodenmechanischen Verhaltens erkennen zu können sind in Bild 17 Kornverteilung, Wasseraufnahmevermögen, Kalkgehalt und Glühverlust in Abhängigkeit von der Entnahmetiefe für den Ton aus Gilzum dargestellt. Für die untersuchten obersten 6 m ergibt sich eine gute Homogenität, lediglich der Kalkgehalt ( $V_{Ca}$ ) nimmt ab 4 m Tiefe von zuvor etwa  $V_{Ca} = 5 \%$  auf bis zu  $V_{Ca} = 9 \%$  deutlich zu. Dies zeigt den Einfluß oberflächennaher Verwitterungsprozesse, die zu einer fortschreitenden Entfestigung des anstehenden Gesteins führen.

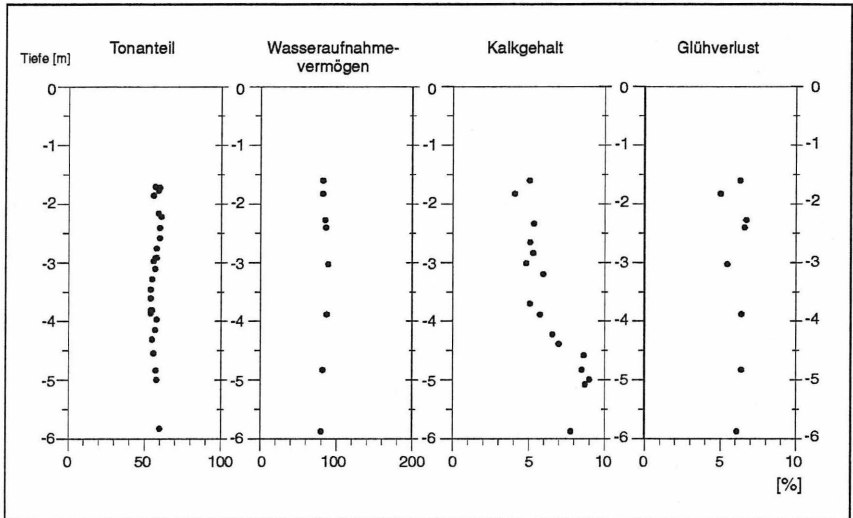


Bild 17: Bodenmechanische Kenngrößen in Abhängigkeit von der Entnahmetiefe (Ton Gilzum)

## 2.5.6 Wasserdurchlässigkeit

Die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit beschrieben durch den Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  bildet die Grundlage für die Beurteilung von Fließbewegungen innerhalb eines gesättigten Porensystems. Zur Abschätzung der Wasserdurchlässigkeit in situ wurde an zwei ungestörten Sonderproben aus dem anstehendem Ton aus Gilzum der Durchlässigkeitsbeiwert nach DIN 18130 bestimmt. Bild 18 zeigt die Entwicklung des  $k_{10}$ -Wertes über eine Versuchsdauer von ca. 65 Tagen gemessen auf der Auslaufseite bei einem hydraulischen Gefälle von  $i = 100$ .

Aus den Ergebnissen kann für die Probe SP10/2 (Entnahmetiefe 4,23 m) ein Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_{10} = 9,3 \cdot 10^{-11}$  m/s und für Probe SP12/1 von  $k_{10} = 2,3 \cdot 10^{-11}$  m/s angegeben werden. Somit sind Porenwasserbewegungen in diesen Böden offenbar mit einer erheblichen Trägheit verbunden.

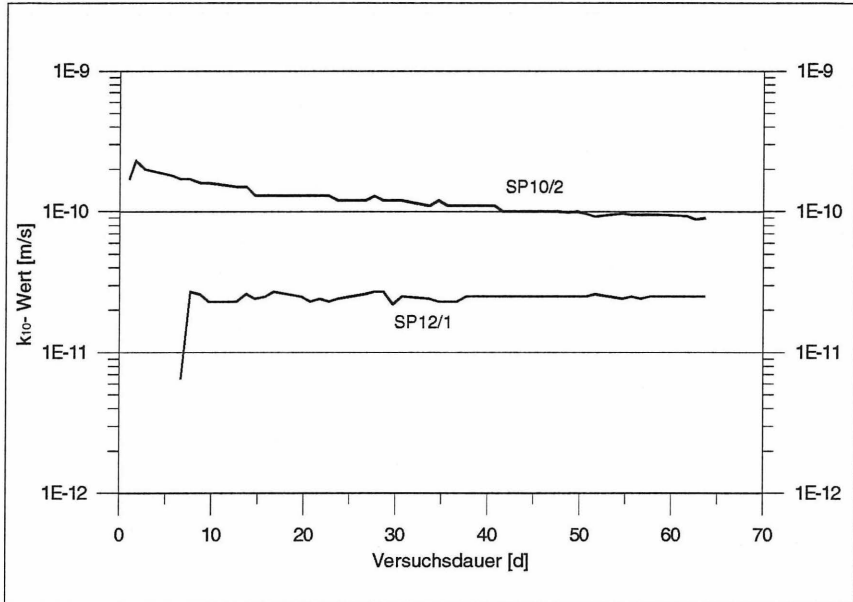


Bild 18: Ergebnis der Durchlässigkeitsprüfungen an den Sonderproben SP10/2 (Entnahmetiefe 4,23 m) und SP12/1 (Entnahmetiefe 4,85 m)

### 2.5.7 Schrumpfverhalten

Gemäß der Erkenntnisse aus geotechnischen Untersuchungen entstehen die Rißschäden an den Gebäuden offenbar durch Volumenabnahme des Baugrundes. Somit kommt der Beobachtung des Schrumpfverhaltens bei den bodenmechanischen Betrachtungen eine besondere Bedeutung zu. Aus dem anstehenden Ton im Bereich des Kirchengebäudes von Gilzum wurden Sonderproben der Güteklasse 1 entnommen und anschließend im bodenmechanischen Labor über einen Zeitraum von 6 Wochen langsam geschrumpft. Täglich wurde die Probenmasse und das Probenvolumen bestimmt, so daß nach Ablauf der Versuche auch die Veränderung des Wassergehaltes zu bestimmen war. Die grafische Darstellung der Beziehung Probenvolumen zu Wassergehalt zeigt den Schrumpfvorgang und führt zur Bestimmung der Schrumpfgrenze. Bild 19 stellt die Untersuchungsergebnisse an den Proben UB3 und UB5 dar. Deutlich erkennbar ist die über weite Wassergehaltsänderungen vorhandene Linearität der Beziehung. Das mögliche Gesamtschrumpfmaß aller Proben liegt zwischen 13 % und 18,5 % und ließe somit größere Bodenverformungen zu. Eine vollständige Trocknung der anstehenden Tonböden kann jedoch im humiden Klimabereich Mitteleuropas auch in trockenen Sommern nahezu ausgeschlossen werden. Wichtiger als das Gesamtschrumpfmaß ist daher der Umstand, daß selbst kleine Wassergehaltsabnahmen unmittelbar zur Bodenverformung und damit zu Schwindsetzungen führen.



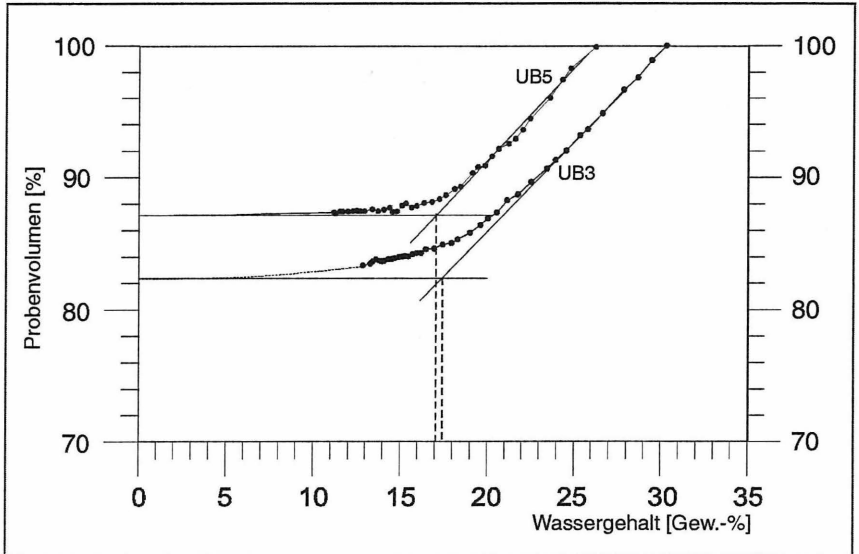


Bild 19: Das Schrumpfverhalten der untersuchten Böden am Beispiel der Proben UB3 und UB5

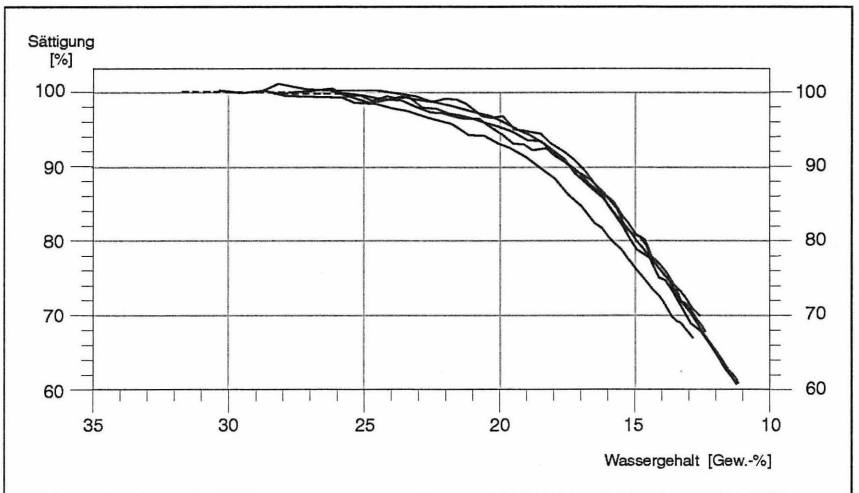


Bild 20: Darstellung der Probensättigung während eines Schrumpfversuches in Abhängigkeit vom Wassergehalt (Proben UB1, 2, 3, 4 und 5, Ton Gilzum)

Neben der üblichen Darstellung der Probenvolumen-Wassergehalts-Beziehung wurde die Betrachtung der Veränderung des Sättigungsgrades in Abhängigkeit vom Probenwassergehalt durchgeführt. Bild 20 zeigt, daß der Tonboden trotz steifer bis halbfester Konsistenz zum Zeitpunkt der Probenentnahme gesättigt war. Bei einer anschließenden Schrumpfung bleibt

der Boden über einen Wassergehaltsbereich von mindestens 5 Gew.-% weiterhin gesättigt, ehe der Luftporenanteil zunächst langsam, dann immer schneller und letztlich linear zunimmt. Bei Abgabe eines Wasservolumens nimmt daher anfangs auch im gleichen Maße das Bodenvolumen ab.

## 2.6 Weitergehende Beobachtungen

### 2.6.1 Bewegung des Kirchengebäudes in Gilzum

In der ersten Untersuchungsphase in den Jahren 1993 und 1994 wurden mit Hilfe von 8 Gipsmarken die Gebäudebewegungen über einen Zeitraum von 20 Monaten hinweg regelmäßig beobachtet.

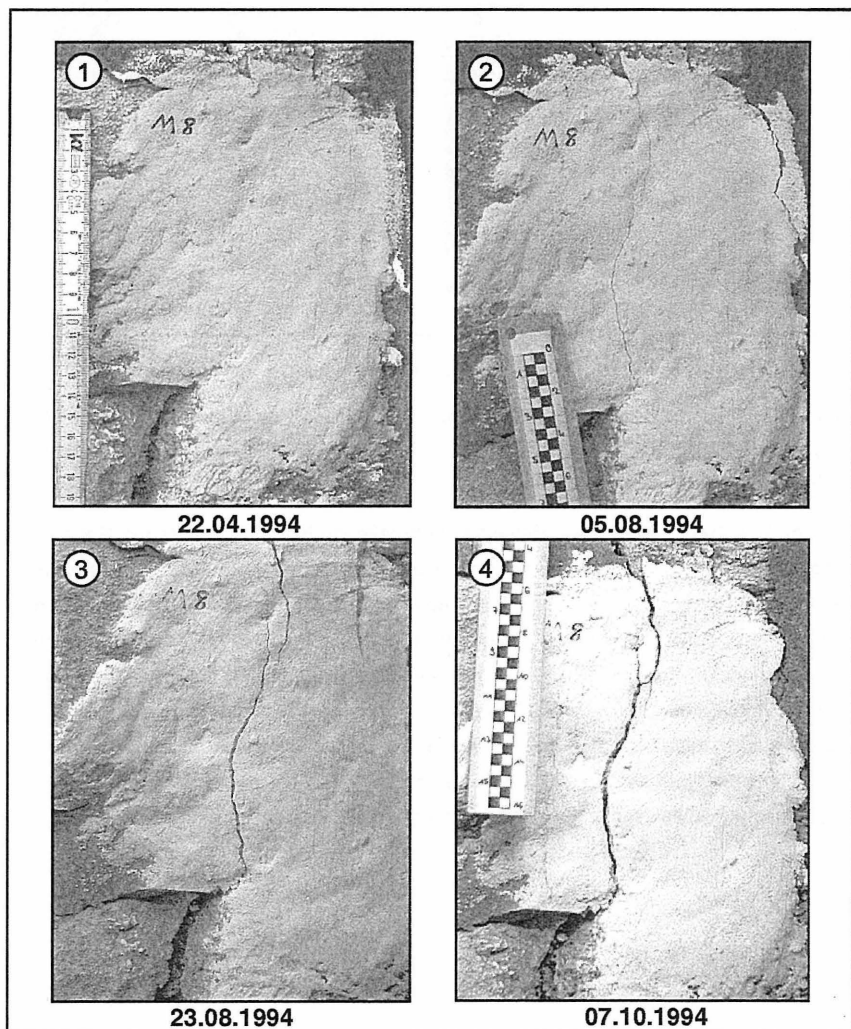


Bild 21: Zusammenstellung von Photographien der Gipsmarke Nr. 8 am Kirchengebäude in Gilzum aus dem Jahre 1994

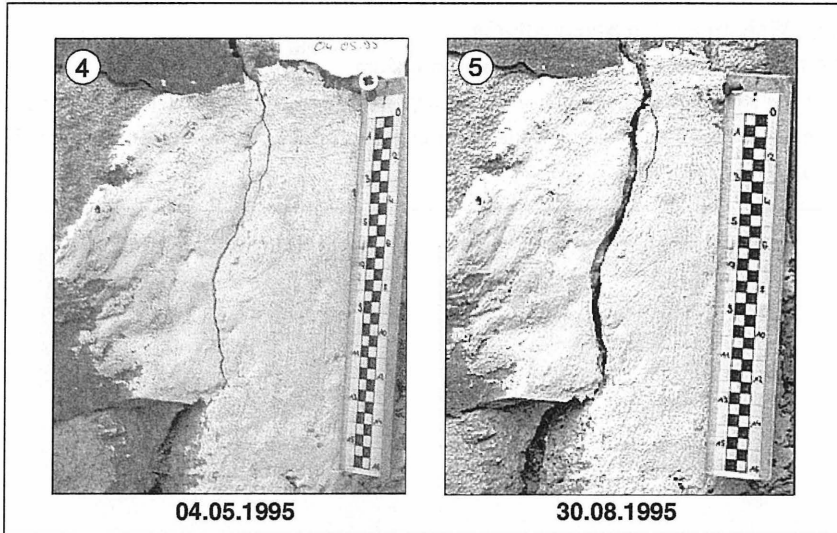


Bild 22: Photographien der Gipsmarke 8 am Kirchengebäude Gilzum aus dem Jahre 1995

Die Bilder 21 und 22 zeigen beispielhaft die wesentlichen Ergebnisse. Dargestellt ist eine Zusammenstellung von Photographien (Nr. 1 - 6) der Gipsmarke Nr. 8 an 6 Beobachtungszeitpunkten.

Die im April 1994 angebrachte Marke zeigte bereits im Juni 1994 die ersten Gebäudebewegungen. Der sich öffnende Riß erreicht im Oktober 1994 sein bis dahin größtes Ausmaß. Die Kontrollbeobachtung nach den Wintermonaten des Jahres 1994 und 1995 weist demgegenüber zunächst eine Schließbewegung des Risses nach. In den anschließenden Sommermonaten des Jahres 1995 konnte wiederum eine erneute Rißöffnung beobachtet werden, deren größte Rißweite im August und September 1995 verzeichnet werden konnte. Aus den Beobachtungen geht hervor, daß neben den zu erwartenden Schrumpfsetzungen auch Quellhebungen eine Rolle spielen, die offensichtlich an die jahreszeitlichen Randbedingungen (z. B. Niederschlag und Verdunstung) geknüpft sind.

## 2.6.2 Änderungen des Bodenwassergehaltes

Neben der visuellen Beobachtung der Gebäudebewegung wurde durch die Einrichtung einer Bodenwassergehaltsmeßstelle versucht, die Veränderung des Wassergehaltes der anstehenden Böden mit Hilfe einer radiometrischen Rohrsonde (Neutronensonde) zu beobachten. Da die Messungen verfahrensbedingt bereits große Streuungen aufweisen, wurde pro Meßpunkt der Meßwert 10-fach bestimmt und anschließend gemittelt. Eine Zusammenstellung der wöchentlichen Messungen in 6 Tiefen (1,75 m, 2,20 m, 2,95 m, 3,85 m, 4,75 m und 5,80 m) über einen Zeitraum von 10 Monaten ist in Bild 23 dargestellt. Um eine Abhängigkeit von den klimatischen Randbedingungen ggf. erkennen zu können, wurden für den Beobachtungszeitraum vom Deutschen Wetterdienst Temperatur, Luftfeuchte und Niederschlag hinzugezogen. Im Raum Gilzum existiert keine Klimameßstation und so wurden die Meßdaten von den am nächsten liegenden Stationen verwendet. Während die Niederschläge der ca. 17 km entfernten Station Wittmar entstammen, konnten die weiteren Parameter der Station Völkenrode (ca. 7 km nordöstlich von Braunschweig) entnommen werden. Ungeachtet der vermutlich bestehenden lokalen Unterschiede wurden die Klimadaten zur Ermittlung der Evapotranspiration nach HAUDE (vgl. DIN 19658) verwendet. Dies ist insofern legitim, da Temperatur und Luftfeuchte regional i. d. R. weniger schwanken als der Niederschlag und die Daten zudem nur zur Ermittlung der grundsätzlichen Tendenz der Witterung dienen sollten. Zu diesem Zweck wurde eine Summenkurve aus der Differenz zwischen Niederschlag und Evapotranspiration errechnet. Steigt die Kurve, so fällt mehr Niederschlag als Wasser verdunstet, fällt sie, verdunstet mehr als Wasser hinzu kommt.

Die Auswertung der Bodenwassergehaltsmessungen ergibt trotz der o. g. Vorgehensweise erhebliche Streuungen zwischen den einzelnen Meßtagen. Die Abweichung der Meßwerte von der Schwankungsbreite der Regressionskurve liegt je nach Meßtiefe zwischen 7 und 36 %. Ungeachtet dessen deuten sich über den gesamten Zeitraum hinweg Veränderungen an, die einerseits mit den Klimadaten korrelieren und andererseits durch die Rißbeobachtungen am Kirchengebäude (Kapitel 2.6.1) gestützt werden. Den sehr niederschlagsarmen Monaten Juni und Juli im Jahr 1994 folgt hiernach eine Abnahme des Wassergehaltes der anstehenden Tone, die in den Meßtiefen 1,75 m und 2,20 m unter Gelände deutlich und in 2,95 m nur andeutungsweise zu erkennen ist. Fallen die Werte im Juli und in der ersten Hälfte des August zunächst rasch ab, so verlangsamt sich dieser Trend ab Mitte August. In den Tiefen 1,75 m und 2,20 m werden schließlich im Oktober 1994 die kleinsten Bodenwassergehalte des Beobachtungszeitraumes erreicht.

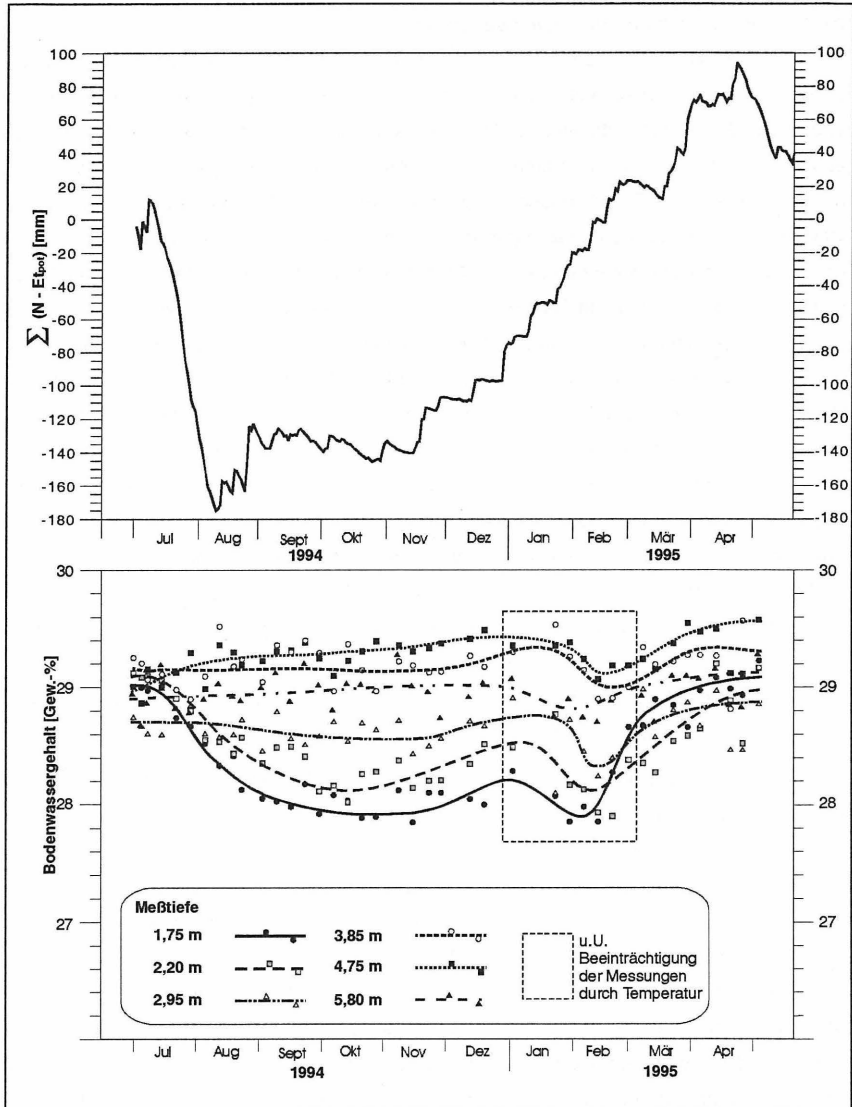


Bild 23: Summenkurve der Differenz aus Niederschlag  $N$  und Evapotranspiration  $E_{pot}$ , berechnet aus Daten des Deutschen Wetterdienstes (monatl. Witterungsberichte) für den Zeitraum Juni 1994 bis Mai 1995 der Wetterstationen Wittmar und Völknerode sowie Ergebnis der Bodenwassergehaltmessung mit Hilfe einer radiometrischen Rohrsonde (Neutronensonde) in Meßstelle 1, Kirchengelände Gilzum.

Die Messungen werden dabei durch die in diesem Zeitraum entstehenden Rißbildungen am Kirchengebäude bestätigt, die im Oktober 1994 ihr größtes Ausmaß erreichen. Nimmt man

die entsprechenden Klimadaten hinzu, so führen die im August und September 1994 gemessenen Niederschlagsereignisse allenfalls zu einer Verlangsamung der Wassergehaltsabnahme. Erst mit dem steigenden Wasserangebot in den Monaten November und Dezember 1994 nehmen die Wassergehalte langsam zu. Die Sondenmessungen zwischen Januar und Mitte Februar 1995 zeigen in allen Meßtiefen ein plötzliches, unerklärliches Absinken der Werte. Möglicherweise wird die Meßtechnik bei sehr tiefen Temperaturen beeinträchtigt und liefert abweichende Daten, denn sowohl die häufigen Niederschläge dieses Zeitraumes als auch die Rißbeobachtungen sprechen gegen eine Abnahme der Wassergehalte. Bleiben diese Meßdaten unberücksichtigt, so setzt sich in 1,75 m, 2,20 m und 2,95 m Tiefe die steigende Tendenz der Bodenwassergehalte bis zum Mai 1995 fort, was durch das vorhandene Wasserangebot in den Monaten Januar bis März und durch die Schließung der entstanden Risse infolge der offenbar einsetzenden Bodenhebungen unterstrichen wird.

Insgesamt ist der klimatische Einfluß auf den Bodenwasserhaushalt anhand der durchgeführten Messungen bis in 2,95 m Tiefe zu erkennen. In den Tiefen 3,85 m, 4,75 m und 5,80 m sind während des gesamten Beobachtungszeitraumes hingegen keine signifikanten Veränderungen sichtbar. Entweder blieben diese Tiefenbereiche tatsächlich unbeeinflusst, oder die Veränderungen lagen außerhalb des Meßbaren. Auffällig ist ohnehin, daß die registrierte Schwankung des Wassergehaltes in den anstehenden Tonböden lediglich etwa 1 Gew.-% betrug.

## 2.7 Zusammenfassung der Problematik

Im südöstlichen Niedersachsen (Raum Braunschweig) ist ein häufiges Auftreten von Rißschäden zu beobachten, das sowohl alte als auch neuere Gebäude betrifft. Allen Fällen gemein ist, daß die Gebäude auf stark bindigen Böden vorwiegend steifer bis halbfester Konsistenz gegründet wurden. Dabei bilden vorwiegend Tone, bzw. Tonsteine des Lias (Unterer Jura) den Baugrund. Nähere Untersuchungen im Umfeld betroffener Kirchengebäude der Ortschaften Hedeper und Gilzum geben dabei keinen Hinweis auf besondere Baugrundverhältnisse. Bezug nehmend auf den bestehenden Gebirgsbau und die regionalen hydrogeologischen Verhältnisse können Rißschäden in den betroffenen Bereichen nur durch eine Wassergehaltsabnahme der Tone und damit durch Schrumpfsetzungen hervorgerufen werden. Eine Auswertung von Klimadaten des Deutschen Wetterdienstes im Zusammenspiel mit der regelmäßigen Beobachtung einfacher Gipsmarken ergibt, daß die Bodenverformungen offensichtlich jahreszeitlichen Schwankungen unterworfen sind und dabei neben Schrumpfsetzungen auch Quellhebungen umfassen.

Bodenmechanische Untersuchungen der betroffenen Böden zeigen keine außergewöhnlichen Besonderheiten. Nach herkömmlichen Gesichtspunkten gelten die Tone als normal bzw. inaktiv. So deutet das festgestellte Wasseraufnahmevermögen keinen nennenswerten Gehalt an quellfähigen Tonmineralen an, was durch die durchgeführten tonmineralogischen Untersuchungen bestätigt wird. Die über einen Meßzeitraum von 10 Monaten festgestellten Bodenwassergehaltsmessungen in situ deuten im Bereich der Meßstelle in Gilzum lediglich Schwankungen um maximal 1 Gew.-% an. Die Untersuchung des Schrumpfvhaltens ergibt, daß die anstehenden Tone während des ganzen Jahres gesättigt bleiben. Trotzdem entwickeln sich offenbar hohe Quelldrücke, die bei entsprechendem Wasserangebot, die zuvor erfolgten Schrumpfvormungen auch mit zusätzlicher Bauwerkslast egalisieren.

Die betroffenen Gebäude bestehen z.T. bereits über 7 Jahrhunderte hinweg. Sie waren in dieser Zeit den natürlichen Klimaschwankungen und damit trockeneren und auch feuchteren Jahren ausgesetzt. Bauwerksschäden gab es dabei auch in der Vergangenheit, doch gehen die in den letzten Jahren entstandenen Schäden offenbar über das bisherige Maß hinaus. In Hedeper wurde sogar das Kirchengebäude abgetragen, da die Standsicherheit nicht mehr gegeben war.

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen die Bedeutung auf, die in der Kenntnis der Mechanismen der Bodenverformung in ihren Abhängigkeiten von den natürlichen Gegebenheiten liegt. Daraus erwächst die Notwendigkeit einer grundlegenden theoretische Betrachtung von Tonböden, die als Basis zielgerichteter weiterer Labor- und Felduntersuchungen dienen kann.



### **3 Tonböden als Baugrund**

#### **3.1 Einführung**

Verformungen des Baugrundes in ihrem Einfluß auf bautechnische Fragestellungen können auf vielfältigen Ursachen beruhen und sind seit jeher Gegenstand zahlreicher Untersuchungen. Häufig steht dabei gerade das Verhalten von Tonböden im Vordergrund, da sie in unterschiedlicher Weise auf Belastung und Entlastung, auf Wasserzufuhr oder Wasserentzug reagieren und ihre bodenmechanischen Eigenschaften je nach Stoffbestand in hohem Maße variieren können. Daher kommt der stofflichen Zusammensetzung in ihrem kristallographischen Aufbau in vielen wissenschaftlichen Publikationen große Bedeutung zu. Bei der vorliegenden Problematik tritt jedoch der Einfluß der mineralogischen Zusammensetzung auf das bodenmechanische Verhalten deutlich zurück (vgl. Kapitel 2.5). Dem untersuchten Ton lassen sich anhand üblicher bodenmechanischer als auch mineralogischer Untersuchungsmethodik keine auffälligen Eigenschaften nachweisen. Im folgenden wird daher auf Basis einer genetisch-bodenphysikalischen Sichtweise das Verhalten derartiger Tone umrissen und in ihren Abhängigkeiten vom natürlichen Umfeld beschrieben.

#### **3.2 Genese und Gefüge natürlicher Tonböden**

Ton ist nach DIN 4022 eine Korngrößendefinition und bezeichnet Partikel mit einer Korngröße unter 0,002 mm. Er besteht vorwiegend aus Tonmineralen, deren Vorkommen nicht allein auf diese Kornklasse beschränkt ist, sondern in natürlichen Tonböden zu einem Teil auch Bestandteil der Schlufffraktion ist. Tonminerale entstehen vor allem durch Verwitterung primärer Alumosilikate oder auch vulkanischem Glas. Dabei können die primären Minerale einerseits in ihre ionaren Bausteine zerlegt werden und die Tonminerale aus der ionaren Lösung kristallisieren, andererseits durch Umformung aus anderen Schichtsilikaten hervorgehen (FÜCHTBAUER 1988). Die so entstandenen phyllosilikatischen Tonminerale zeichnen eine vollkommene Spaltbarkeit senkrecht zur c-Achse der Kristalle aus. Es entstehen blättchenförmige Partikel, die bei Biegebeanspruchung zerbrechen und extrem feinkörnige Gemenge mit großen spezifischen Oberflächen bilden. Das mechanische Verhalten von Tonmineralgemengen wird somit in viel größerem Maße von Oberflächenkräften bestimmt als dies bei nicht bindigen Böden der Fall ist. Die großen spezifischen Oberflächen der Tonminerale sind dabei die eigentlichen Träger der speziellen Toneigenschaften. Sie werden chemisch und physikalisch dadurch wirksam, daß sie elektrische Ladungen tragen (HEIM 1990). Folge der äußeren Oberflächenladungen ist in einem elektrolythaltigen wäßrigen Milieu eine Adsorption von Ionen und Wassermolekülen. Je nach Tonmineralstruktur bestehen hier große Unterschiede. So besitzen Kaolin-Minerale spezifische Oberflächen von 1 bis 40 m<sup>2</sup>/g, Smectite hingegen Oberflächen, die bei 600-800 m<sup>2</sup>/g liegen (SCHWERTMANN

1984 in HEIM 1990). Dieser Sachverhalt ist zu einem großen Teil für das unterschiedliche Verhalten von Tonböden verantwortlich.

Betrachtet man ein Sedimentationsbecken in einem limnischen oder marinen Milieu, so nehmen die Tonmineralpartikel einen, gemäß den strukturspezifischen Oberflächenladungen abstoßenden Kräften und dem Chemismus des Porenelektrolytes entsprechenden, Teilchenabstand ein. Während die Basisflächen der Tonminerale stets negativ geladen sind, können die Kanten je nach pH-Wert der wäßrigen Lösung positiv (bei niedrigen pH-Werten) als auch negativ (bei hohen pH-Werten) sein. Insgesamt überwiegen bei Schichtsilikaten jedoch auch im schwach sauren Milieu die negativen Ladungen (HEIM 1990). Somit entstehen vornehmlich Kanten-Flächen-Kontakte, die die bekannten kartenhausähnlichen Gerüste bilden. Weiterhin beeinflußt die Salinität des Wassers die Dicke der diffusen Doppelschicht und verursacht dadurch die Flockung der Ton-Wasser-Suspension. Es bilden sich Aggregate, deren Größe das 10-fache der Einzelpartikel erreichen. Zwischen den Aggregaten entstehen größere Poren als innerhalb der Aggregate.

Das Mikrogefüge eines frisch sedimentierten Tonschlammes ist zunächst durch eine hohe Porosität gekennzeichnet. Durch steigenden Druck im Zuge der jüngeren Sedimentüberlagerung entsteht eine Gefügeverdichtung, die durch Größe und Formen der Einzelpartikel bestimmt wird. Je größer das Fläche-Dicke-Verhältnis der Tonpartikel, desto weniger wird eine Texturierung eintreten. In kaolinitreichen Tönen werden daher weniger parallel eingeregelter Gefüge erzeugt als in smectitreichen Tönen. Zudem besitzen natürliche Tonböden keine monomineralische Struktur, sondern sind als Gemenge verschiedener Tonmineralgesellschaften und einem nicht phyllosilikatischen Anteil zu sehen, der die Bildung texturierter Gefüge beeinflußt (FÜCHTBAUER 1988). Nach Untersuchungen von MERKLEIN-LEMPP (1985) wird die Einregelung von Tonmineralen vornehmlich durch Faktoren wie das Korngrößenspektrum, die Tonmineralogie und die Salinität des Sedimentationsmilieus beeinflußt und ist nur zu einem kleinen Teil durch die Überlagerung geprägt.

Tone entstehen über geologische Zeiträume hinweg. Für die tonreichen Abfolgen des nordwestdeutschen Lias werden Sedimentationsraten von durchschnittlich 3 bis 5 cm pro 1000 Jahre angenommen (BRANDT 1986). Ein interessantes Charakteristikum ist dabei eine in den meisten Sedimentationsräumen nachweisbare Zyklizität, die auch in den Sedimenten des epikontinentalen Lias nachweisbar ist. In Folge z. B. eustatischer Meeresspiegelschwankungen ändern sich die Bedingungen während der Sedimentation, wodurch die Zusammensetzung schwankt. Der hiermit verbundene Material- oder Korngrößenwechsel führt zur Ausbildung von Schichtflächen. Diese können kleinste Veränderungen in der Tonsedimentation anzeigen aber auch grundsätzliche Wechsel der Petrographie, z.B. die Einschaltung einer Sandlage in einem Tongestein.

Ein so entstandener Sedimentkörper erfährt mit wachsender Auflast eine Reduktion der Porosität, bis die mechanische Verdichtung abgeschlossen ist. Im Zuge der einsetzenden Diagenese treten neben den Gefügeveränderungen durch die Kompaktion, auch mineralogische Veränderungen durch Mineralumbildungen und Neubildungen auf.

Nach GRÜNDER (1978) entstehen dabei Partikelkontakte, die den im Zuge der Kompaktion entstandenen Teilchenabstand konservieren und ihr Ausgangsvolumen, auch nach Entlastung, bei weitem nicht wieder einnehmen. Mit fortschreitender Diagenese nehmen Festigkeit und Resistenz der Kornbindungen zu. Dies korreliert zwar nicht in allen Fällen mit dem Alter der Tone, ist aber doch i.d.R. gegeben. Festigkeit und Resistenz der Kornbindung sind bei quartären und tertiären Tönen noch sehr gering, bei mesozoischen gering bis mittel und bei paläozoischen i.d.R. stark (EINSELE et al. 1985).

Im Prinzip durchlaufen alle Tone diesen Prozeß der Diagenese in der beschriebenen Form, wenn man von wenigen Ausnahmen einmal absieht (z.B. glaziäre Grundmoränenböden, durch äolische Prozesse entstandene Böden etc.). Auf Grund der o. g. Prozesse bildet sich ein Gefüge heraus, welches i.d.R. eine gewisse Anisotropie aufweisen muß. Diese räumliche Anordnung der Festsubstanz und damit auch Menge und Gestalt der Poren, ist einerseits durch die mineralogische Zusammensetzung gegeben und andererseits durch die entwicklungsgeschichtlich vorgegebenen natürlichen Randbedingungen im Ablagerungsraum bestimmt. Je nach Phase, in dem sich ein natürlicher Tonboden befindet, besitzt er von seiner Genese her bestimmte bodenmechanische Eigenschaften. Er ist entweder unvorbelastet, vorbelastet oder überkonsolidiert.

Untersuchungen von RAABE (1985) an überkonsolidierten Tönen aus fünf erdgeschichtlichen Zeiträumen belegen, daß sich insbesondere bei Spannungsänderungen ein teilweise hoch anisotropes Verhalten einstellt. Auch ihr Mikrogefüge weist eine unterschiedlich ausgeprägte, gestaltliche Anisotropie auf.

An der heutigen Erdoberfläche bilden im Zuge der endogenen und exogenen Dynamik Gesteine unterschiedlichen Alters, unterschiedlicher Entwicklungsgeschichte und damit unterschiedlicher bodenmechanischer Eigenschaften, über- als auch nebeneinander den Baugrund. So sind zum Beispiel in Norddeutschland im Bereich der rezenten Küstensedimentation unvorbelastete Böden (z.B. Klei) anzutreffen. In unmittelbarer Nachbarschaft befinden sich glazial vorbelastete Beckentone oder Geschiebemergelböden mit erdbautechnisch günstigeren Eigenschaften. Ebenso sind im Bereich des niedersächsischen Berglandes feinkörnige Gesteine unterschiedlicher Genese und Entwicklungsstadien nebeneinander anzutreffen. Überkonsolidierte, mesozoische Tongesteine streichen in weiten Teilen an der Erdoberfläche aus. Im Umfeld ihrer Verwitterungshorizonte werden sie vielfach von nur mäßig vorbelasteten oder gar unvorbelasteten Tonböden verschiedenster Art, so z.B.



Lößderivate, Abschwemmmassen oder Auelehne, also Sedimenten jüngeren Alters, begleitet.

Zusammenfassend wird hierbei deutlich, daß für das Verhalten eines bindigen Bodens bei Belastung oder Entlastung, bei Wasserzufuhr oder Wasserentzug neben der Kenntnis der mineralogischen und petrographischen Zusammensetzung im wesentlichen die Kenntnis des diagenetischen Stadiums, d.h. vorwiegend des Grades der Konsolidation als Spiegel seiner erdgeschichtlichen Entwicklung von Bedeutung ist. Beide Faktoren lassen einen Porenraum entstehen, dessen Größe und Struktur maßgebend ist für die Fähigkeit Wasser aufzunehmen, abzugeben bzw. weiterzuleiten. Er bestimmt in welchem Maße die Wechselwirkung zwischen der kristallinen Festsubstanz und der flüssigen Phase das bodenmechanische Verhalten beeinflußt.

### **3.3 Die Wechselwirkung zwischen Bodenmatrix und Bodenwasser**

#### **3.3.1 Boden als Mehrphasensystem**

Der Ansatz, einen Boden als Mehrphasensystem anzusehen, bildet die Grundlage jeglicher bodenmechanischer Betrachtung. Hierbei stellen die mineralischen Bodenpartikel die feste Phase. Das in dem Porenraum zwischen den Teilchen enthaltene Raumvolumen kann mit Wasser und/oder Luft gefüllt sein und wird demnach als flüssige bzw. gasförmige Phase bezeichnet.

Zur Veranschaulichung dient hierbei als idealtypisches Modell seit jeher die Bodenart Sand. Die Mineralkörner grenzen aneinander und lassen makroskopisch erkennbar aufgrund ihrer Kornformen einen Porenraum entstehen, der mit Wasser und/oder Luft gefüllt sein kann. Mit Hilfe bodenmechanischer Untersuchungen sind derartige Böden in ihren Eigenschaften gut zu charakterisieren. Nimmt der Tonmineralanteil zu, ändern sich die bodenmechanischen Eigenschaften beträchtlich. Die Fähigkeit, Wassermoleküle an die großen spezifischen Oberflächen in hohem Maße zu binden, führt zu einer erheblichen Variabilität der Bodenkennwerte. Der Wassergehalt wird zum maßgebenden Element für das bodenmechanische Verhalten von Tonböden und hängt in ungestörten Böden unmittelbar mit den gewachsenen Strukturen zusammen. Der nachfolgenden Betrachtung des Bodenwasseranteiles und seiner Wechselwirkung mit der festen Phase kommt somit für das Verständnis des bodenmechanischen Verhaltens eine entscheidende Bedeutung zu.

#### **3.3.2 Bodenwasseranteil**

Gemäß Kapitel 3.2 ist die Oberfläche der Tonminerale infolge ihrer atomaren Struktur nicht elektrochemisch neutral; es entstehen durch anziehende und abstoßende Kräfte Porenräume deren räumliche Gestalt zunächst genetisch-mineralogischen Ursprungs ist. Innerhalb des Porenraumes lassen diese London-van der Waalsschen Kräfte (Massenanziehungskräfte) und Kräfte des Elektrostatischen Feldes Adhäsionskräfte entstehen, die auf ein darin befindliches Molekül wirken (SCHACHTSCHABEL et al. 1992). Jedes einzelne Wassermolekül besteht aus einem Sauerstoffatom und zwei Wasserstoffatomen und wird durch eine kovalente Bindung der Wasserstoffatome an das Sauerstoffatom zusammengehalten. Dabei schließen die Verbindungen von Wasserstoff und Sauerstoff einen Winkel von  $104,5^\circ$  ein und besitzen damit ein positiv und negativ geladenes Ende (s. Bild 24). Es ist demnach ein Dipol mit sehr großen Abständen der Polenden. Hierauf beruhen seine außergewöhnlichen chemischen und physikalischen Eigenschaften, wie z. B. das gute Lösungsvermögen, die Viskosität und die Oberflächenspannung (BAUMGARTNER & LIEBSCHER 1996).

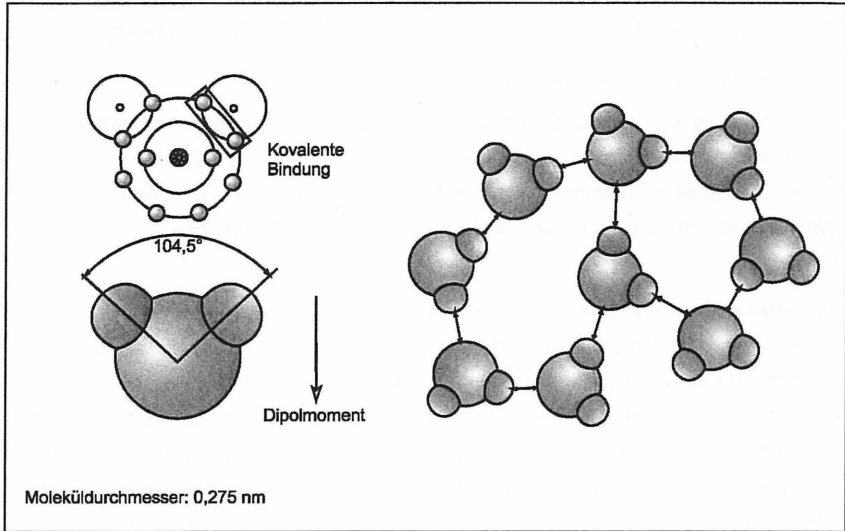


Bild 24: Aufbau eines Wassermoleküls und Darstellung im Molekülverband nach BAUMGARTNER & LIEBSCHER 1996

Infolge ihres Dipolcharakters und ihrer Beweglichkeit erfahren Wassermoleküle im Porenraum eines Bodens eine Ausrichtung und werden von der kristallinen Matrix angezogen. Dabei sind die ersten Molekularschichten an den Mineraloberflächen sehr fest gebunden. Die Bindungskraft nimmt mit der Entfernung zur Festsubstanz stark ab und wird dabei von verschiedenen Effekten beeinflusst. Eine große Bedeutung spielt hier die Wertigkeit der austauschbaren Kationen. In der Regel ist die adsorbierte Wassermenge um so größer je kleiner die Wertigkeit der Ionen ist.

Eine zusätzliche Wasserbindung wird durch das entstehende osmotische Druckgefälle zwischen den sorbierten Ionen und der Konzentration einer freien Bodenlösung hervorgerufen. Die durch das Druckgefälle entstehenden Kräfte binden zusätzliches Bodenwasser. Die Intensität hängt dabei einerseits von der Art der sorbierten Ionen und andererseits von der Menge der gelösten Salze im Bodenwasser ab. Niedrige Salzkonzentrationen erzeugen ein hohes Druckgefälle und führen so zu einer größeren Wasserbindung (HARTGE & HORN 1991).

Intermolekulare Kräfte wirken nicht nur zwischen den aneinandergrenzenden Molekülen des Wassers und der Bodenmatrix (Adhäsion), sondern auch zwischen den Wassermolekülen (Kohäsion) unter Bildung von Wasserstoff-Brücken. Diese elektrostatische Bindung erzeugt Wassermolekülverbände von hoher Dichte und Kontinuität, die gegenüber Luft bzw. ihrem eigenen Wasserdampf, den bestehenden Kräfteverhältnissen entsprechende kleinstmögliche Oberflächen bilden (HARTGE & HORN 1991). Im Porenraum eines Tonbodens ent-

stehen durch Zusammenwirken von Adhäsion und Kohäsion an der Berührungsstelle der festen Teilchen stark gekrümmte Menisken. Das auf diese Weise gebundene Wasser hat gegenüber freiem Wasser eine höhere Oberflächenspannung und niedrigeren Dampfdruck. An der Grenzfläche Wasser/Luft beträgt die mechanische Spannung  $0,73 \text{ N/m}^2$  (bei  $20^\circ\text{C}$ ) (BAUMGARTNER & LIEBSCHER 1996). Das Bestreben des Wassers, die Oberfläche gegen Luft zu verkleinern, führt zu einem Aufstieg von Wasser in einem vernetzten Porenraum, bis die intermolekularen Kräfte mit der Schwerkraft im Gleichgewicht stehen (Kapillarität). Je kleiner der Porenraum ist, desto größer sind diese Kräfte und um so höher steigt Wasser in Böden bekanntlich auf.

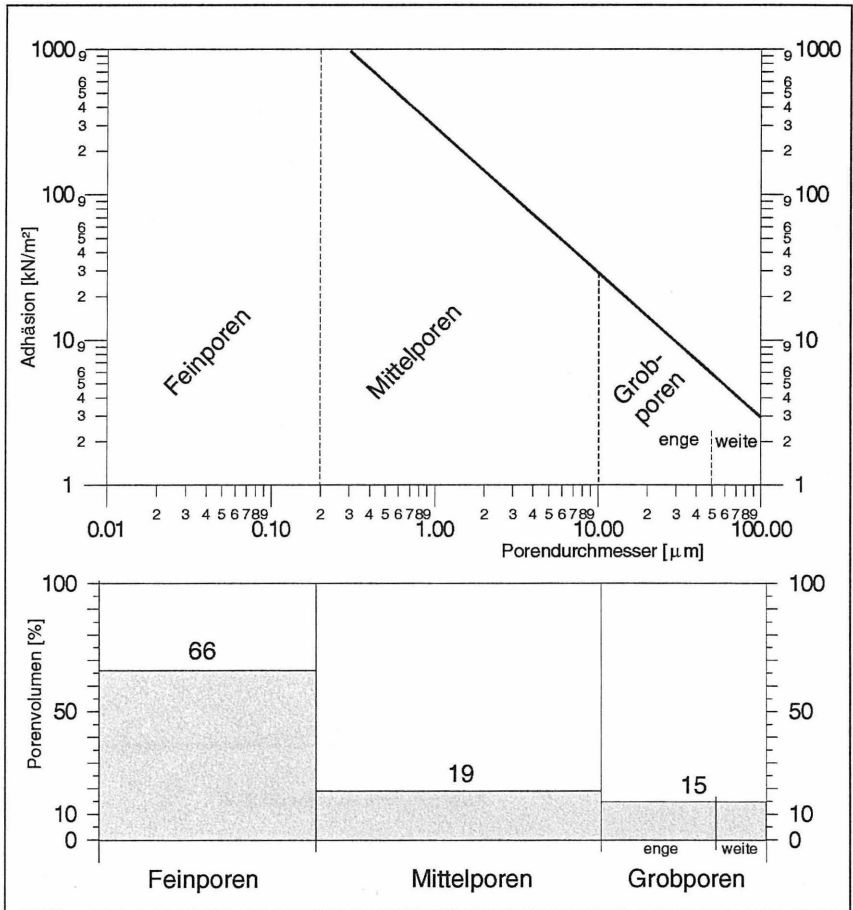


Bild 25: Adhäsion in Abhängigkeit vom Porendurchmesser und durchschnittlicher Anteil des Porenvolumens von Fein-, Mittel- und Grobporen eines Tonbodens. Zusammengestellt aus Angaben in SCHACHTSCHABEL et al. (1992)

Einen Eindruck von den Größenordnungen der auftretenden Kräfte im Verhältnis zur Porengröße vermittelt Bild 25. Deutlich wird dabei, daß gerade in Tonböden mit ihren sehr kleinen Porenräumen die Intensität der Wasserbindung sehr groß ist. Untersuchungen zur Porengrößenverteilung von BHASIN & LOVELL (1976) oder auch DIAMOND (1979) zeigen selbst am Beispiel von künstlich aufbereiteten und verdichteten Tönen fast ausschließlich Porendurchmesser  $< 1\mu\text{m}$  (s. Bild 26). Das Niveau der Wasserspannungen, bei denen Luft physikalisch überhaupt in die Böden einzudringen vermag, kann bodenspezifisch demnach bei mehreren hundert  $\text{kN/m}^2$  liegen. Dies führt bei gegebenem Wasserangebot in situ solange zur Wasseranlagerung, bis der Einfluß der Schwerkraft die gleiche Größenordnung erreicht hat. Tonböden müssen daher in humiden Klimabereichen oberflächennah, allein aufgrund dieses Umstandes, quasi gesättigt vorliegen.

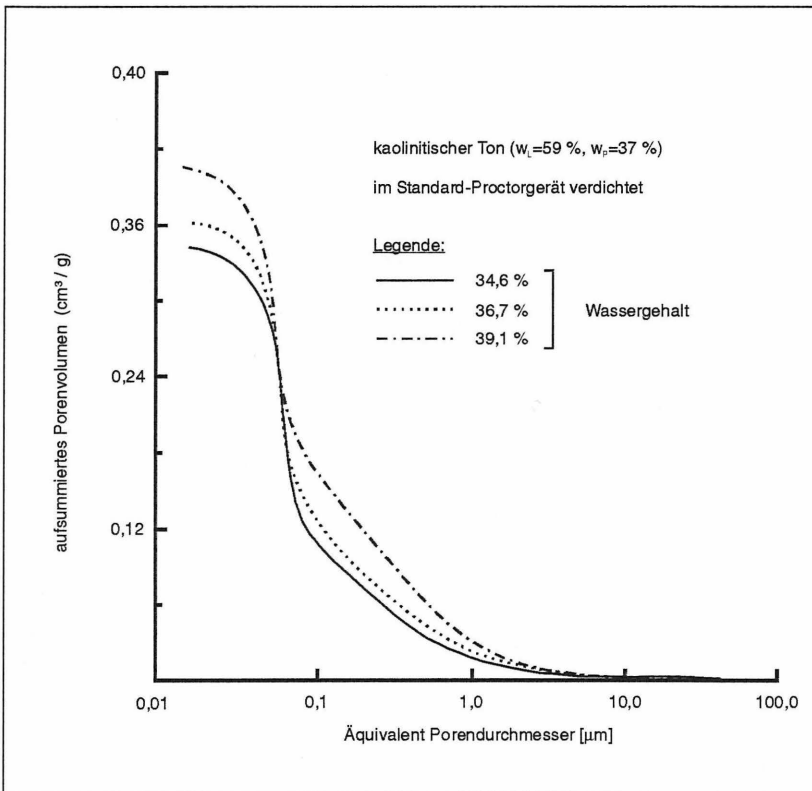


Bild 26: Aufsummiertes Porenvolumen in Abhängigkeit vom Porendurchmesser eines kaolinitischen Tones (im Proctor-Versuch verdichtet) nach BHASIN & LOVELL (1981)



### 3.3.3 Bodenwasserbewegung

Dringt das Kontinuum Wasser infolge seiner Molekülgröße und seiner Eigenschaften in das poröse Medium Boden ein, so hängt die Bewegung der Wassermoleküle im Porenraum im wesentlichen von der Schwerkraft und den Adsorptionskräften der Bodenmatrix ab. Bei gesättigten nicht bindigen Böden ist dabei infolge der großen Porenvolumina der Einfluß der Bodenmatrix auf den überwiegenden Teil des Bodenwassers gering und es unterliegt praktisch ausschließlich der Schwerkraft. Aufgrund seiner Masse und des Abstandes zum Erdmittelpunkt besitzt es eine entsprechende potentielle Energie. Bestehen zusammenhängende Porensysteme, fließt das Bodenwasser nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren von Bereichen höheren zu solchen niedrigeren Potentials. Wasser besitzt dabei im Molekülverband infolge molekularer Bindungskräfte eine Zähigkeit, die bei Fließbewegungen zu einer inneren Reibung oder Viskosität führt, wodurch Wassermoleküle Nachbarmoleküle mitziehen (BAUMGARTNER & LIEBSCHER 1996). Werden dabei die durchflußwirksamen Porenquerschnitte kleiner, nimmt die Viskosität durch den zunehmenden Einfluß der Bodenmatrix zu. Entspricht die Einwirkung der Adsorptionskräfte der Größenordnung der Schwerkraft, kommt die Wasserbewegung zum Stillstand, übersteigen sie diese, setzen aufsteigende Wasserbewegungen ein.

In der Bodenkunde werden Bewegungsvorgänge des Bodenwassers durch eine Betrachtung seiner spezifischen Energie beschrieben. Das gesamte hydraulische Potential  $\psi$  wird dabei als Summe verschiedener wirksamer Teilpotentiale definiert:

$$\psi = \psi_z + \psi_m + \psi_o + \psi_g + \psi_\Omega \quad (1)$$

#### *Gravitationspotential ( $\psi_z$ )*

Entspricht der Energie, die erforderlich ist, um eine Mengeneinheit Bodenwasser auf ein anderes Höhenniveau zu transportieren.

#### *Matrixpotential ( $\psi_m$ )*

Entspricht der Energie, die erforderlich ist, um eine Mengeneinheit Bodenwasser dem Boden in einer bestimmten Höhe zu entziehen.

#### *Osmotisches Potential ( $\psi_o$ )*

Entspricht der Energie, die erforderlich ist, um eine Mengeneinheit Bodenwasser durch eine semipermeable Membran aus der Bodenlösung zu ziehen.

#### *Gaspotential ( $\psi_g$ )*

Entspricht der Energie, die durch die Einwirkung einer von außen einwirkenden Luftdruckes vom Bodenwasser mit aufgenommen, bzw. dem Bodenwasser entzogen wird.

#### *Auflastpotential ( $\psi_\Omega$ )*

Entspricht der Energie, die durch die Einwirkung einer von außen aufgetragenen Last vom Bodenwasser mit aufgenommen, bzw. dem Bodenwasser entzogen wird.



### 3.3.4 Quellverhalten

Bindige Böden besitzen die besondere Eigenschaft ihr Volumen in Abhängigkeit von den natürlichen Randbedingungen zu verändern. Eine Volumenzunahme wird dabei vornehmlich auf zwei Ursachen zurückgeführt:

- Quellung durch Wasseranlagerung bzw. Wassereinlagerung
- Volumenzunahme durch Änderung der mineralogischen Zusammensetzung (Mineralumwandlung, Mineralneubildung)

Eine Änderung der mineralogischen Zusammensetzung kann zu erheblichen Quellscheinungen führen. VEES (1987) berichtet von Baugrundhebungen infolge Gipsausfällungen in bituminösen Tonmergelsteinen („Ölschiefer“, Lias epsilon), die Beträge bis 70 cm aufwiesen. Auch TIETZE (1979) beschreibt erhebliche Volumenzunahmen durch Sekundärbildungen von Mineralen im „Posidonienschiefer“ Baden-Württembergs sowie im Opalinus- und Amaltheen-Ton in Nordbayern. Dabei ist anzumerken, daß derartige Vorgänge auf bestimmte Gesteinsformationen beschränkt sind, deren besondere mineralogische Zusammensetzung in Wechselwirkung mit örtlichen Veränderungen der natürlichen Gegebenheiten zu Volumenzunahmen führen. Somit sind diese Formen der Baugrundhebungen nur für bestimmte Regionen von Bedeutung. Volumenzunahmen durch Wasseranlagerung und Wassereinlagerungen betreffen hingegen grundsätzlich alle bindigen Böden und müssen bei bautechnischen Fragestellungen oft berücksichtigt werden. So war und ist die Beobachtung und Beschreibung des Quellverhaltens im bodenmechanischen Schrifttum Gegenstand zahlreicher Publikationen (vgl. u.a. KAPTAN (1972), MITCHELL (1974), SCHULER & GÖDECKE (1982), GRÜNDER (1980), BODEN & DRISCOLL (1987), CHEN (1988), MADSON & NÜESCH (1990), MADSON (1992)). Jüngst faßte PIMENTEL (1996) die theoretischen Grundlagen des Quellverhaltens von Tonen zusammen. Im folgenden werden die bisherigen Erkenntnisse kurz zusammenfassend erläutert und dabei auf das, für das Verständnis der weiteren Betrachtungsweise wesentliche, beschränkt. Für darüber hinaus gehende Fragestellungen sei hier auf die o. g. Quellen verwiesen.

Zur Erklärung der Ursachen der Wasseranlagerung bzw. Wassereinlagerung werden in der Bodenmechanik ausgehend von tonmineralogischen Überlegungen im wesentlichen drei Quellmechanismen voneinander unterschieden:

1. Intrakristallines Quellen
2. Osmotisches Quellen
3. Mechanisches Quellen

Das intrakristalline Quellen wird durch die Anlagerung von Kationen und bis zu vier Wassermolekülschichten an der durch den Überschuß an negativer Ladung gekennzeichneten

Oberfläche der Elementarteilchen verursacht. Das osmotische Quellen entsteht durch die Anlagerung weiterer Wassermoleküle und Kationen an die intrakristallinen Wasserschichten infolge des bestehenden Kationen-Konzentrationsgefälles, d.h. infolge des hier wirksamen osmotischen Druckes. Es entsteht eine Hydrathülle („diffuse Schicht“), die sich solange aufweitet, bis anziehende und abstoßende Kräfte im Gleichgewicht stehen. Das mechanische Quellen entsteht bei gesättigten stark bindigen Böden infolge plötzlicher Entlastung durch Porenwasserunterdrücke, die durch hinzutretendes Bodenwasser langsam abgebaut werden.

Untersuchungen von MACEWAN & WILSON (1984) zeigen, daß die intrakristalline Quellung schon bei geringstem Wasserangebot nahezu völlig abgeschlossen ist. Somit ist diese für natürliche, den Baugrund bildende Böden (im Sinne von Lockergesteinen) der humiden Klimazone praktisch bedeutungslos. Auch das mechanische Quellen stellt als Ursache für Bodenhebungen eher einen Sonderfall dar. Demgegenüber wird die osmotische Quellung bei geotechnischen Fragestellungen als Hauptursache für Volumenänderungen angesehen. Der durch die Volumenvergrößerung auf die Umgebung ausgeübte Quelldruck ist als der maximale Druck definiert, welcher aufgewendet werden muß, um jede Volumenvergrößerung zu verhindern (MADSON 1992).

In der Bodenmechanik steht bei der Beobachtung des Quellvorganges neben tonmineralogischen Überlegungen der Bezug zu bodenmechanischen Basisgrößen im Vordergrund. CHEN (1988) hebt diesbezüglich den initialen Wassergehalt, die initiale Trockendichte und den Überlagerungsdruck als die das Quellverhalten steuernden Bodenparameter hervor. In den dargestellten Untersuchungen an Tonen zeigt sich, daß für die Volumenzunahmen der initiale Wassergehalt von entscheidender Bedeutung ist. Je kleiner der initiale Wassergehalt, desto größer sind die Volumenänderungen. Je höher die initiale Trockendichte, desto höher ist, so CHEN (1988), der sich entwickelnde Quelldruck. Dies gilt sowohl für ungestörte als auch gestörte Tonproben.

Betrachtet man die Quellung von Böden aus bodenkundlicher Sicht, so ist jeder Quellvorgang durch Wasseranlagerung bzw. Wassereinlagerung eine Reaktion auf die elektrochemischen Kräfteverhältnisse im Porenraum. Die Quellfähigkeit wird daher von denselben Faktoren bestimmt, die die Wasseradsorption bestimmen (HARTGE & HORN (1991). Entsprechend dieser Kräfte im Porenraum (vgl. Kapitel 3.3) werden Wassermoleküle adsorbiert und treiben die Festschubstanz auseinander. Dies geschieht je nach Größe der spezifischen Oberflächen, Salzgehalt des Porenwassers etc. in unterschiedlichem Umfang. Grundsätzlich sind alle bindigen Böden daher quellfähig. Die Quellung ist bei stark bindigen Böden mit einem hohen Anteil an Tonmineralen (große spezifische Oberflächen) besonders groß und bei schwach bindigen Böden mit geringen Tonmineralanteilen sehr klein.

Adsorptionskräfte sind demnach der Motor der Quellung und bestimmen auch die Bodenwasserbewegung bei bindigen Böden.

Werden bindige Böden im Zuge der Quellung an ihrer Ausdehnung gehindert, bauen sie einen Quelldruck auf. Entscheidend ist dabei, daß der Druck genau so groß ist, wie die auf die Fläche bezogene Kraft, mit der der Boden die letzten Wassermoleküle anzieht (HARTGE & HORN 1991). Aus bodenmechanischer Sicht entsteht infolge der Wasseradsorption relativ zum atmosphärischen Druck ein Porenwasserunterdruck. Demzufolge ist jeder Quellvorgang die Reaktion des Bodens auf einen bestehenden Porenwasserunterdruck.

Versteht man das Quellen als reinen Adsorptionsvorgang, so können die in der Bodenmechanik beschriebenen Quellmechanismen zu einem Vorgang zusammengefaßt werden. Sowohl die intrakristalline Quellung, die osmotische Quellung als auch die mechanische Quellung sind eine Reaktion auf ein bestehendes Ungleichgewicht der auf das Bodenwasser wirkenden Kräfte im Porenraum. Die Größenordnung der Reaktion hängt dabei lediglich vom Porenraum und Salzgehalt des Porenwassers ab. Die Reaktion ist abgeschlossen, wenn die maßgebenden Kräfte (Adsorptionskraft, Schwerkraft und Gewichtskraft der Auflast) im Gleichgewicht stehen.

Aus bodenmechanischer Sicht ist der initiale Wassergehalt entscheidend für das Maß der Volumenänderungen eines Tones und die initiale Trockendichte für die Größe des Quelldruckes (CHEN 1988). Je weniger Wasser im Boden ist, um so größer sind die Adsorptionskräfte, um so mehr Wasser kann adsorbiert werden und um so größer ist daher der Volumenzuwachs. Für den von CHEN (1988) beschriebenen Zusammenhang zwischen initialer Trockendichte und Quelldruck gilt dies ebenso. Je kleiner die initiale Trockendichte um so kleiner ist der bestehende Porenraum und um so größer sind die auf das Wasser wirkenden Kräfte. Dementsprechend ist bei hoher Trockendichte und Wasserzugabe der sich entwickelnde Quelldruck größer als bei kleiner Trockendichte. Je höher der Wassergehalt in einem Tonboden desto größer der Porenraum und desto kleiner werden die auf das Wasser wirkenden Adsorptionskräfte. Der sich entwickelnde Quelldruck nimmt dabei ab und damit auch die Möglichkeit einer Volumenzunahme.

Bei Tonböden ändert sich das Maß der Volumenzunahme mit der zyklischen Wiederholung des Quellvorganges. Zusammenfassende Betrachtungen von CHEN (1988) zeigen eine Abnahme der Quelfähigkeit im Zuge zyklischer Quell- und Schrumpfprozesse. Dabei nimmt die Trockendichte zu und erreicht nach etwa 5 Zyklen einen stabilen Wert. In diesem Zustand können Schrumpferformungen durch Wasserzutritt vollständig ausgeglichen werden. Bodenverformungen sind dann beliebig reversibel und nur von den äußeren Randbedingungen abhängig, die den Bodenwassergehalt steuern.



### 3.3.5 Schrumpfverhalten

Die Volumenverminderung eines bindigen Bodens entspricht dem der Quellung entgegengesetzten Vorgang und geht immer mit einer Verkleinerung des Porenvolumens einher. Ohne einen Einfluß von außen (z.B. Wirkung einer zusätzlichen Last) oder einer Auflösung und Abfuhr der Festsubstanz ist diese in dem Dreiphasensystem Boden nur durch Wasserabgabe denkbar und wird als Schrumpfung bezeichnet.

Befindet sich Wasser im Porenraum eines Bodens, sind im wesentlichen drei Mechanismen wirksam. Wechselwirkung der Wasserdipole mit der Bodenmatrix (Adsorption), intermolekulare Bindung der Wassermoleküle untereinander (Kohäsion) und die BROWN'sche Molekularbewegung als temperaturabhängige Bewegung der Moleküle. Während Adsorption und Kohäsion die Molekülverbände zusammenhalten, wirkt deren Eigenbewegung diesen Kräften entgegen. An der Grenzfläche Wasser/Luft gelangen so die schnellsten Wassermoleküle durch die Wasseroberfläche und entfernen sich von dieser durch Diffusion oder werden vom Konvektionsstrom der Luft mitgenommen. Befindet sich die Grenzfläche Wasser/Luft innerhalb des Bodens und besteht kein nennenswerter Luftaustausch mit der Atmosphäre, so stellt sich in diesem geschlossenen System in Abhängigkeit von der Temperatur die maximale relative Luftfeuchtigkeit ein und das System steht fortan im Gleichgewicht. Ist ein Luftaustausch bzw. Kontakt mit der Atmosphäre gegeben, verdampft das Porenwasser, da hier die maximale relative Luftfeuchtigkeit praktisch nicht erreicht werden kann.

Besitzt ein wassergefülltes Porensystem eines Tonbodens eine Grenzfläche zur Atmosphäre, steht der Luftdruck über den Wassermenisken dem Wasserdruck innerhalb der Poren gegenüber. Im Idealfall befindet sich das gesamte System energetisch im Gleichgewicht. Aufgrund der o.g. Verdunstungsprozesse an der Grenzfläche wird dieses Gleichgewicht gestört und die im Boden befindliche Wassermenge kleiner. Es entsteht eine Druckdifferenz zwischen dem Luftdruck und dem Porenwasserdruck, die abhängig ist von der Oberflächenspannung des Wassers und der Größe der Poren. Sie wirkt allseitig und zieht die Festsubstanz zusammen. Die Kontraktionskraft ist dabei unabhängig von der stofflichen Art der Bodenteilchen und unabhängig vom Wassergehalt (HARTGE & HORN 1991). Die Schrumpfung ist solange möglich, wie der Porenraum sich verkleinern und die Menisken mit der Wandung der Bodenteilchen einen immer kleineren Winkel bilden können. Hierbei nimmt das Volumen eines Tones proportional zur abgegebenen Wassermenge ab. Nach KRABBE (1958) geschieht dies in der Natur vorwiegend einaxial, da die Mächtigkeit einer anstehenden, schrumpfenden Tonschicht im Verhältnis zu ihrer flächenhaften Ausdehnung vergleichsweise klein ist. Aufgrund der allseitig auftretenden Zugkräfte müßte eine derartige Schicht gegenüber der Unterlage große Gleitbewegungen zulassen, die aber wegen der hohen Reibungswiderstände zunächst nicht eintreten können. Erst wenn die Kontraktionskräfte die Zugfestigkeit des Bodens übersteigen, d.h. der Widerstand der Festsubstanz

größer wird als die Oberflächenspannung des Porenwassers, tritt Luft in den Porenraum ein und es entstehen Risse (PLACZEK 1982 und 1983). Der Ton schrumpft fortan dreiaxial. KRABBE (1958) zeigte bei seinen Untersuchungen zum Schrumpfverhalten flächenhafter Bodenschichten den Übergang vom einaxialen zum dreiaxialen Schrumpfen (s. Bild 28).

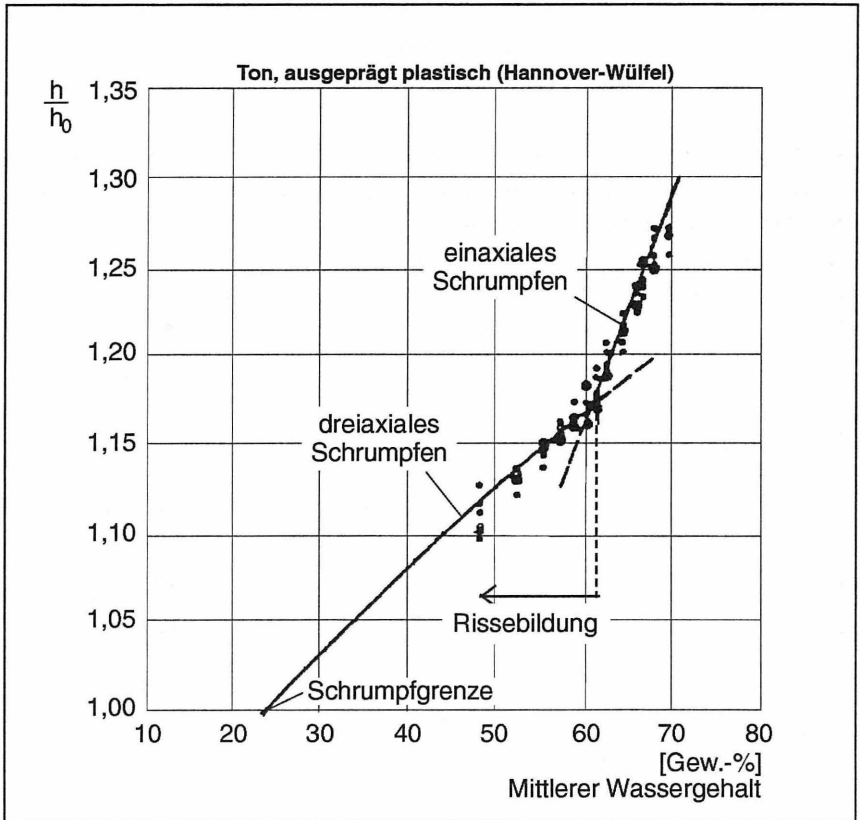


Bild 28: Einaxiales und dreiaxiales Schrumpfen einer flächenhaften Bodenschicht (KRABBE 1958)

Auch während der dreiaxialen Schrumpfphase nimmt das Bodenvolumen bzw. der Porenraum stetig ab. Die Bodenmatrix kontrahiert dabei solange, bis die elektrochemischen Kräfte eine weitere Annäherung der Bodenteilchen verhindern. Die Abnahme des Porenvolumens hört dabei plötzlich auf, und der diesem Punkt entsprechende Wassergehalt wird als Schrumpfgrenze  $w_s$  bezeichnet (SCHULTZE & MUHS 1967). Die auf das Bodenwasser wirkenden Adsorptionskräfte nehmen mit der Abnahme des Porenraumes stetig zu und damit auch die Quellfähigkeit des Bodens.

Bereits SCHEIDIG (1937) charakterisierte den Schrumpfvorgang durch die Bestimmung der maximal möglichen Volumenabnahme mit Hilfe des im Laborversuch ermittelten Schrumpfmaßes S.

$$S = \frac{V_n - V_0}{V_n} \cdot 100 \quad [\%] \quad (2)$$

$V_n$ : Volumen der Probe bei natürlichem Wassergehalt

$V_0$ : Volumen der Probe nach Austrocknung im Ofen

Unter der Voraussetzung, daß oberhalb der Schrumpfgrenze das Volumen des Bodens genau um die Menge des verdunsteten Wassers abnimmt, kann nach KRABBE (1958) das Schrumpfmaß, bei Kenntnis des natürlichen Wassergehaltes  $w_n$ , der Schrumpfgrenze  $w_s$  und der Trockendichte  $\rho_d$  vor dem Schrumpfvorgang, alternativ bestimmt werden:

$$S = (w_n - w_s) \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad [\%] \quad (3)$$

Für Wassergehaltsänderungen oberhalb der Schrumpfgrenze gilt die Gleichung 4:

$$S = \Delta w_n \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad [\%] \quad (4)$$

$$\Delta w_n = w_1 - w_2$$

$w_1$ : Wassergehalt der Probe vor dem Schrumpfvorgang

$w_2$ : Wassergehalt der Probe nach dem Schrumpfvorgang ( $w_2 > w_s$ )

$\rho_d$ : Trockendichte der Probe vor dem Schrumpfvorgang

bzw.

$$S = \frac{V_1 - V_2}{V_1} \cdot 100 \quad [\%] \quad (5)$$

$V_1$ : Volumen der Probe vor dem Schrumpfvorgang

$V_2$ : Volumen der Probe nach der Schrumpfung



### 3.3.6 Porenwasserspannung in Tonböden

In Tonböden können aufgrund der besonders kleinen Porenquerschnitte die von der Festsubstanz ausgehenden Adsorptionskräfte erhebliche Größenordnungen erreichen. Für die Wirkung dieser auf die Bodenwassermoleküle wirkenden Kräfte finden sich im wissenschaftlichen Schrifttum verschiedene Begriffe. Auf eine Fläche bezogen, entsprechen sie relativ zum atmosphärischen Druck einem negativen hydrostatischen Druck. In der Bodenkunde wird hierfür häufig der Begriff Wasserspannung verwendet. Wird dabei die Arbeit betrachtet, die sie verrichten können, so spricht man vom Matrixpotential (vgl. Kapitel 3.3.3). Letzteres bezieht sich streng genommen nur auf die von der Festsubstanz ausgehenden Adsorptionskräfte und schließt andere Einflußfaktoren, wie z.B. die Salinität des Porenwassers, nicht mit ein. Diese werden durch weitere Teilpotentiale erfaßt. Bodenmechanisch ist dabei, unabhängig von der Wirkung verschiedener Einflußfaktoren, die reine Kraftwirkung auf das Porenwasser von Interesse. Man spricht von einem negativen Porenwasserdruck oder Porenwasserunterdruck. Diese Begriffe sind jedoch eher irreführend, da sie den Eindruck einer unter Zug stehenden freien Wassersäule vermitteln, so daß Unterdrücke in der Größenordnung von einem bar physikalisch nicht unterschritten werden können. Im englischen Schrifttum wird häufig der Begriff "suction" verwendet, der auch im deutschsprachigen als "Saugspannung" für die relativ zum atmosphärischen Druck entstehenden Zugspannungen gebräuchlich ist. In dieser Arbeit findet einerseits der Begriff "negative Porenwasserspannung" Verwendung und andererseits in Analogie zur englischen Literatur synonym der Begriff "Saugspannung", da er anschaulich die Wirkungsweise derartiger Zugspannungen auf das Porenwasser beschreibt.

In der Bodenkunde bildet die Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt (Retentionskurve) ein wichtiges Charakteristikum, um den Bodenwasserhaushalt (u.a. Wasserverfügbarkeit für Pflanzen, Speichereigenschaften) zu beschreiben (SCHACHTSCHABEL et al. 1992). Sie ist vornehmlich abhängig von der Porengrößenverteilung und dem Porenvolumen des Bodens. Bei Tonböden stellen beide Faktoren jedoch keine Konstanten dar (vgl. GRIFFITHS & JOSHI 1989), zudem besteht bei bindigen Böden der Einfluß der Auflast (HOLZLÖHNER & ZIEGLER 1995, BAUMGARTL et al. 1998) (s. Bild 29).

Auf der Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt beruhen auch die bestehenden numerischen Lösungsverfahren zur Berechnung des Wassertransportes innerhalb poröser Medien (vgl. Kapitel 3.3.3).

In Kenntnis der Retentionskurve eines Bodens wäre mit der Messung der Porenwasserspannung auch der Wassergehalt bekannt. Gerade bei Laborversuchen käme dem eine große Bedeutung zu, da die meßtechnische Erfassung des Wassergehaltes im Labormaßstab bis heute problematisch ist.

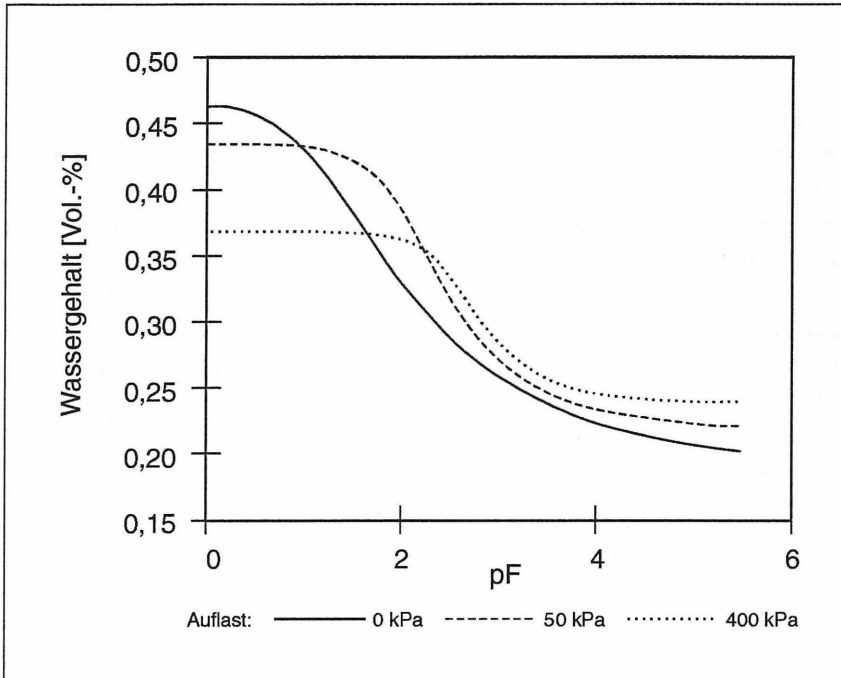


Bild 29: Die Beziehung zwischen Porenwasserspannung und Wassergehalt unter verschiedenen Auflasten (HORN et al. 1998)

Obwohl die Thematik der Saugspannung in Bezug auf bodenmechanische Fragestellungen im wissenschaftlichen Schrifttum seit Jahrzehnten latent diskutiert wird (u.a. BISHOP (1956), BISHOP & BLIGHT (1963), AITCHISON (1965), FREDLUND & MORGENSTERN (1976)), findet sich deren Berücksichtigung in der Bodenmechanik kaum wieder. Die Beobachtung der Wechselwirkung zwischen Bodenwasser und der Festsubstanz bezieht sich heute vorwiegend auf Wasserhaushaltsbetrachtungen, bei denen die Bestimmung von Matrixpotential und hydraulischer Leitfähigkeit gerade in ungesättigten Böden erforderlich ist. Hier entwickelten sich jüngst Forschungsschwerpunkte im Bereich der Deponietechnik, die auf bodenphysikalischer Grundlage den Wasserhaushalt mineralischer Abdichtungssysteme u.a. durch Messung der Saugspannung bzw. des Matrixpotentials auf verschiedene Fragestellungen hin untersuchten (u.a. HOLZLÖHNER & ZIEGLER (1995), HORN & BAUMGARTL (1995), DÖLL (1996), GEBISSA GUTA (1997)).

Gemeinhin bildet in der Bodenmechanik das von Terzaghi formulierte Prinzip der effektiven Spannungen die Grundlage für die Betrachtung von Spannungs- und Deformationszuständen im Boden, das die idealisierte Vorstellung eines elastisch-isotropen Halbraumes voraussetzt:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (6)$$

- $\sigma'$ : effektive Spannungen  
 $\sigma$ : totale Spannungen  
 $u$ : Porenwasserdruck

Gültigkeit besitzt dieses Prinzip der verformungswirksamen Spannungen in gesättigten nicht bindigen Böden. Es wird jedoch vielfach auch auf bindige Böden übertragen. Für den ungesättigten Bereich erweiterte BISHOP (1956) die o.g. Beziehung zu:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_s) \quad (7)$$

- $\sigma'$ : effektive Spannungen  
 $\sigma$ : totale Spannungen  
 $u_a$ : Porenluftdruck  
 $u_s$ : Saugspannung  
 $\chi$ : bodenabhängiger Faktor

Die Gleichung zeigt, daß die mechanische Wirkung der Saugspannung sich in gleicher Weise beschreiben läßt, wie die Wirkung einer von außen aufgetragenen Last, und daß die effektiven Spannungen formal zu einer Materialeigenschaft werden (HEIBROCK 1996).

Zusammenfassend ist festzustellen, daß bei der üblichen wissenschaftlichen Betrachtung von Böden eine Zweiteilung besteht. Zum einen existieren gesättigte Böden mit einem Porenwasserdruck, dessen Betrag dem Druck der überlagernden Wassersäule entspricht, zum anderen ungesättigte Böden, deren Wasseranteile einer Zugspannung unterliegen und in ihrer Auswirkung auf die effektiven Spannungen bodenabhängig sind.

Für die in dieser Arbeit zu behandelnde Problematik geht aus den dargestellten Untersuchungsergebnissen und theoretischen Betrachtungen hervor, daß gerade die zu betrachtenden ausgeprägt plastischen Tonböden in situ innerhalb ihrer jahreszeitlichen Wassergehaltsschwankungen gesättigt vorliegen müssen. Dies ist nur bei gleichzeitigem Auftreten von Saugspannungen möglich. Je nach Wassergehalt und örtlicher Auflast liegen in einem gesättigten Tonboden damit entweder positive Porenwasserspannungen (Druckspannungen) oder negative Porenwasserspannungen (Zugspannungen) vor. Für diesen Fall entspricht nach AITCHISON & DONALD (1956) die Summe aus totaler Spannung und Saugspannung der effektiven Spannung. Damit wäre die Gültigkeit der Gleichung von Terzaghi auf den Bereich negativer Porenwasserspannungen auszudehnen und erst durch den Lufteintrittspunkt beschränkt.

Hieran schließen sich interessante Überlegungen zum bodenmechanischen Verhalten derartiger Tonböden an. Liegen positive Porenwasserspannungen vor, so wird bei zusätzlicher Belastung ein Teil der Last vom Porenwasser zunächst aufgenommen. Es entsteht ein Porenwasserüberdruck, der sich in einem offenen porösen System jedoch durch Wasserabgabe wieder abbaut. Letztlich übernimmt das Korngerüst die zusätzliche Last, es erhöhen sich die verformungswirksamen Spannungen, wodurch Setzungen eintreten können. Anders verhält es sich jedoch bei einer negativen Porenwasserspannung im gesättigten System. Solange diese besteht, kann der Boden durch die Einwirkung der Last kein Wasser abgeben. Auch hier wird ein Teil der zusätzlichen Auflast vom Porenwasser aufgenommen. Die bestehende Saugspannung wird dabei abgebaut. Erst wenn der Betrag der Last auf das Porenwasser den Betrag der Saugspannung übersteigt, können in einem gesättigten System Bodenverformungen eintreten.

Der Wasseranteil gesättigter, ausgeprägt plastischer Tonböden kann sowohl Druckspannungen als auch Zugspannungen unterliegen. In derartigen Böden herrschen damit besondere Verhältnisse, sie sind aufgrund ihrer weiten Verbreitung damit aber keine Sonderfälle.

### 3.4 Die Verwitterungszone hochvorbelasteter Tonsteine

Im Zuge tektonischer Prozesse bilden in weiten Teilen Zentraleuropas Gesteine den tieferen Untergrund, die im Verlauf ihrer Entwicklung bereits erheblichen Auflasten unterworfen waren. Oft sind es hochvorbelastete Tone bzw. Tonsteine, die heute an der Erdoberfläche austreichen und so den unmittelbaren Baugrund bilden. Fortan unterliegen sie den stark vom Klima abhängigen Verwitterungsprozessen, deren Auswirkungen entscheidend vom Relief und der Landschaftsgeschichte einer Region abhängen (EINSELE et al. 1985).

Entsprechend den in Kapitel 3.2 beschriebenen Prozessen der Diagenese erfährt ein Tonboden mit zunehmender Auflast eine fortschreitende Konsolidation. Die Bodenteilchen sind dagegen immer bestrebt, einen den elektrochemischen Kräfteverhältnissen entsprechenden Abstand einzunehmen. Dieser wird bei entsprechend hohen Überlagerungsdrücken entgegen dieser Tendenz verkleinert. Durch Mineralum- und -neubildung entstehen sogenannte diagenetisch "verschweißte" Partikelkontakte, die den zu diesem Zeitpunkt bestehenden Teilchenabstand konservieren (GRÜNDER 1978 u. 1980). Nimmt die Auflast im Zuge der erdgeschichtlichen Entwicklung ab, bleibt dieser innere Spannungszustand weitgehend erhalten. In den Partikelkontakten erhöht sich mit steigender Entlastung jedoch die Zugspannung. Das Bild 30 zeigt schematisch den Vorgang der Überkonsolidation nach BJERRUM (1967).

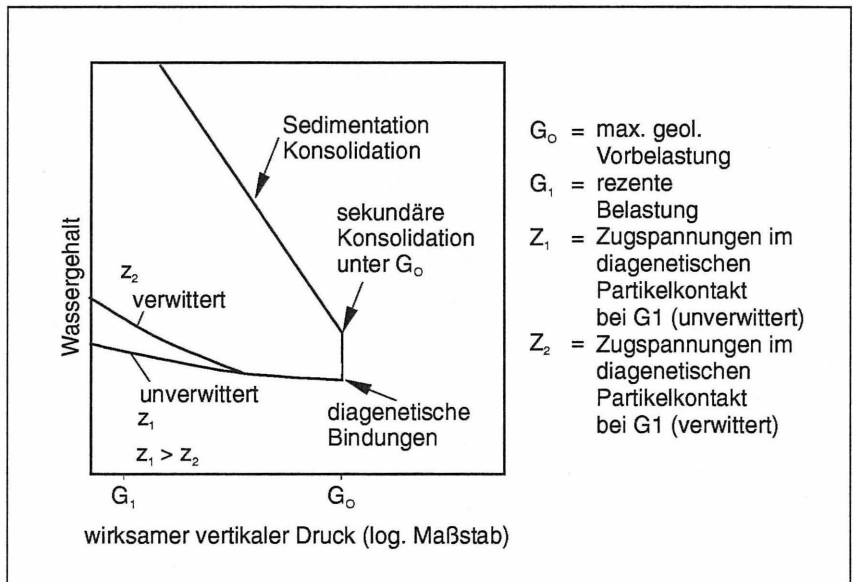


Bild 30: Der Prozeß der Überkonsolidation nach BJERRUM (1967)

Stehen diese überkonsolidierten Tonböden unmittelbar an der Erdoberfläche an, so haben die obersten Bereiche einerseits eine deutliche Reduzierung der Auflast erfahren und andererseits sind sie über lange Zeiträume hinweg der Einwirkung unterschiedlicher Verwitterungsprozesse ausgesetzt worden. Die Einwirkungen des atmosphärischen Geschehens führt zu einer von der Erdoberfläche nach unten fortschreitenden Entfestigung (Zerstörung der Kornbindungen), zur Mineralumbildung und ggf. auch zu einer Mineralneubildung. Bei überkonsolidierten Tonen treten bei Trocknungsprozessen hohe Zugspannungen auf, die die ggf. noch bestehenden Partikelkontakte zerstören. Tritt nun eine Wiederbefeuchtung ein, kann der Ton in größerem Maße quellen als in seinem Ausgangszustand. Gerade bei kalkhaltigen Gesteinen führt eine von oben nach unten fortschreitende Kalkauflösung bekanntermaßen zu einer Entfestigung und damit Destabilisierung des Gesteins. Gemäß EINSELE et al. (1985) lassen sich Verwitterungsprofile in Zonen gleichen Verwitterungszustandes gliedern. Ausgehend vom unverwitterten Gestein bis hin zum Endprodukt werden dabei fünf Verwitterungsstufen unterschieden, die je nach Ausgangsgestein durch ein bestimmtes Erscheinungsbild charakterisiert sind und hier mit den Kürzelbezeichnungen W1 bis W5 versehen werden. In Bild 31 ist ein Beispiel für ein Verwitterungsprofil eines mesozoischen Tonsteines dargestellt. Kennzeichnend für derartige Tonsteine ist ihre tiefgründige Entfestigung und ihr Zerfall durch Schrumpf- und Quellvorgänge. Nach EINSELE et al. (1985) ist die Mächtigkeit des Verwitterungsprofils durch das Abklingen der Trocknung und Befeuchtung bzw. durch den Grundwasserstand mit seinem Kapillarsaum begrenzt.

GRÜNDER (1980) beschreibt in diesem Zusammenhang die baupraktischen Auswirkungen der verschiedenen Verwitterungszonen bei diagenetisch verfestigten Tonen. Je nach Verwitterungsgrad quillt der Boden bei Wasserzufuhr in unterschiedlichem Maße. So zeigen sich bei der Herstellung einer Baugrube unterschiedliche Verformungen der Grubenwände als auch der Grubensohle. Dabei können die unterschiedlichen Quelldrücke die Sohlpressungen weit übersteigen. Weniger verwitterte Bereiche reagieren mit größeren Bewegungen als stärker verwitterte, da hier die in den Partikelkontakten gespeicherte Verformungsenergie größer ist und diese bei einem anthropogenen Eingriff freigesetzt werden kann.

Festzuhalten ist an dieser Stelle, daß hoch vorbelastete Tone bzw. Tonsteine durch den Verwitterungseinfluß oberflächennah ihre Eigenschaften verändern. Die z.T. mehrere hundert Meter mächtigen Gesteinsserien besitzen i. d. R. einen homogenen Habitus und sind so zunächst bodenmechanisch gut beschreibbar. Durch den hohen Konsolidationsgrad verfügen sie über hohe Festigkeitseigenschaften und erscheinen zunächst baupraktisch als unproblematisch. Im Zuge der Verwitterung verlieren sie oberflächennah ihre Festigkeit und es entsteht ein hochplastischer Ton mit gänzlich anderen bodenmechanischen Eigen-



### **3.5 Tonböden in Abhängigkeit von den natürlichen Randbedingungen**

#### **3.5.1 Baugrund als Teil des bestehenden Ökosystems**

Aus der Betrachtung der bodenphysikalischen Zusammenhänge wird die maßgebende Rolle des Bodenwassers in Bezug auf jegliche Veränderung der Bodeneigenschaften deutlich. Diese Tatsache erhält eine besondere Tragweite durch die im Porenraum bestehenden Gesetzmäßigkeiten bzw. Kräfteverhältnisse im Zusammenspiel mit der sehr hohen Mobilität des Elementes Wasser. Bilden Tone, bzw. Tonsteine den Baugrund, d.h. stehen diese an der heutigen Erdoberfläche unmittelbar an, sind sie den exogenen Prozessen (Niederschlag, Temperatur etc.) entsprechend den lokalen Bedingungen (Überdeckung, Bewuchs, Morphologie etc.) in unterschiedlichem Umfang ausgesetzt. Der Baugrund als ein Teil des bestehenden ökologischen Gesamtsystems nimmt an der Veränderlichkeit der natürlichen Gegebenheiten (jahreszeitliche klimatische Schwankungen, langfristige lokale oder globale klimatische Schwankungen) aktiv teil. In diesem Zusammenhang sind Setzungen, Senkungen oder Hebungen bei bindigen Böden i.d.R. nicht eine Reaktion auf besondere Bodenverhältnisse oder spezielle mineralogische Zusammensetzungen sondern die Reaktion auf ein bestehendes Ungleichgewicht der auf das Bodenwasser wirkenden Kräfte. Die Reaktion unterliegt Gesetzmäßigkeiten allgemeiner Gültigkeit. Jeder bindige Boden reagiert in gleicher Weise, jedoch aufgrund seiner unterschiedlichen Porenraumstruktur und mineralogischen Zusammensetzung in unterschiedlichem Maße.

Eine Veränderung der auf das Bodenwasser wirkenden Kräfte ist in einem nach allen Seiten offenen System immer mit einer Bodenwasserbewegung verbunden, die oberhalb der Schrumpfgrenze eine Änderung von Volumen und Konsistenz und damit letztlich des Spannungs- Verformungsverhaltens nach sich zieht. Dies wird im anstehenden Boden durch vier Faktoren bestimmt:

- Wasserzufuhr
- Wasserentzug (Wasserabfuhr oder Verdunstung)
- Veränderungen des Salzgehaltes des Porenwassers
- Belastung oder Entlastung des Bodens



Faßt man das bestehende wissenschaftliche Schrifttum zusammen, so können die Veränderungen der natürlichen Gegebenheiten auf folgende Ursachen zurückgeführt werden:

- Klimatische Veränderungen
- Veränderung der bestehenden Vegetation
- Anthropogene Veränderungen

### 3.5.2 Schwankungen des Klimas

Die klimatischen Einflußfaktoren auf den Wasserhaushalt von Tonböden werden bei Modifikation der hydrologischen Grundgleichung (HÖLTING 1992) deutlich:

$$w_n = N - (A + V) \quad (8)$$

$w_n$  = natürlicher Wassergehalt

$N$  = Niederschlag

$A$  = Abfluß (oberirdisch und unterirdisch)

$V$  = Verdunstung

Die Wasseraufnahme von Böden wird durch den Niederschlag und die Wasserabgabe durch das Zusammenspiel von Abfluß und Verdunstung bestimmt. Bei stark bindigen Böden wird das Porenwasser durch die hohen Adsorptionskräfte entgegen der Schwerkraft gehalten. Damit existiert praktisch kein unterirdischer Abfluß, es sei denn, der Bodenkörper besitzt Zonen höherer hydraulischer Leitfähigkeit durch Trennflächensysteme oder durch zwischengeschaltete Schichten anderer Petrographie. Für die Wasserabgabe ist somit die Verdunstung maßgebender Faktor, die als Evapotranspiration auch die Transpiration der Pflanzen mit erfaßt. Sie hängt im wesentlichen von der Temperatur, Globalstrahlung, Windgeschwindigkeit und der relativen Luftfeuchte (vgl. HÖLTING 1992) ab. Diese Faktoren unterliegen den jahreszeitlichen Rhythmen bzw. den immer wiederkehrenden globalen und lokalen Schwankungen des Klimas. Ihr Einfluß auf die Baugrundverhältnisse ist daher so alt wie die Baugeschichte selbst.

Bereits SPACKELER & MARX (1927) berichten über das Schwinden des Untergrundes durch Änderungen des Bodenwassergehalts als Ursache von Gebäudeschäden in Breslau. Auch LOOS (1935) deutet mit der Beschreibung von Schrumpfsetzungen auf tonigem Untergrund in Deutschland den klimatischen Einfluß auf den Baugrund an. COOLING (1946), WARD (1947) bzw. COOLING & WARD (1948) berichten über jahreszeitliche Schwan-

kungen der Evaporation und der Niederschläge und das damit verbundene bodenmechanische Verhalten von Tonböden. Anlaß für diese Untersuchungen war eine große Zahl von Gebäudeschäden im Südosten Englands zwischen 1943 und 1947, die durch Bewegungen des Untergrundes hervorgerufen wurden. Hier bilden vorwiegend tertiäre, Kreide-zeitliche und Jura-zeitliche Tonböden den Baugrund. Die Beobachtung der Gelände-verformung in Abhängigkeit vom Niederschlag zeigt Schwindsetzungen in Trockenwetterphasen aber auch Quellhebungen bei wieder einsetzenden Niederschlägen. Der Einfluß klimatischer Schwankungen wurde dabei bis in Tiefen von 1,5 m unter Gelände registriert. VOGL (1955) beschrieb jahreszeitlich bedingte Schwankungen der Wassergehalte in Tonböden Indiens. Hier treten erhebliche Quell- und Schrumpfungsprozesse durch den ausgeprägten alljährlichen Wechsel zwischen Regenzeit und Trockenperiode auf. Eine Austrocknung bis nahe an die Schrumpfgrenze reicht in extrem trockenen Jahren bis in 2 m Tiefe. Ein klimatischer Einfluß auf den Bodenwassergehalt wurde hier bis maximal 4 m unter Gelände festgestellt. BODEN & DRISCOLL (1987) zeigen in ihren Untersuchungen aus England beispielhaft die festgestellten jahreszeitlichen Schwankungen des Wassergehaltes (s. Bild 32).

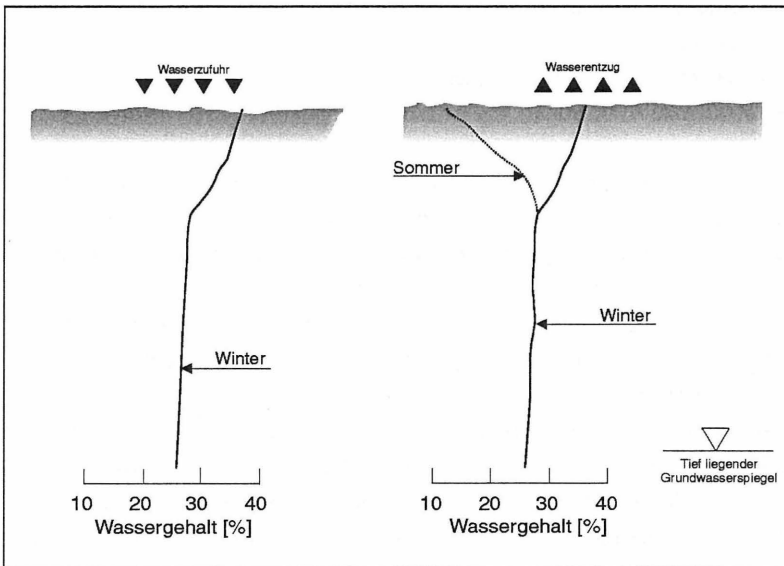


Bild 32: Jahreszeitliche Schwankung des Bodenwassergehaltes anstehender Tonböden bei Grasbewuchs (BODEN & DRISCOLL 1987)

Deutlich erkennbar ist dabei eine obere Bodenzone, deren Wassergehalt jahreszeitlichen Schwankungen unterliegt und eine darunter folgende, in der kein Einfluß mehr registriert wird. Dieser wird von CHEN (1988) als "aktive Zone" bezeichnet. Jüngst berichtete

MEISSNER (1996) über Gebäudeschäden auf tertiären Tonen in Deutschland, die an zwei am Hang stehenden Einfamilienhäusern in den Jahren 1991 bis 1994 beobachtet wurden. Festgestellt wurden Schrumpfsetzungen, die in trockenen Sommermonaten zunehmend auftraten, während sie im Winter zum Stillstand kamen bzw. sich zu Quellhebungen umkehrten.

### 3.5.3 Einfluß der Vegetation

Neben den rein klimatischen Einflüssen auf den Wasserhaushalt des Baugrundes ist auch ein unmittelbarer Einfluß durch die Wurzeln von Pflanzen, vornehmlich des Baumbestandes gegeben. Umfangreiche Untersuchungen hierzu wurden infolge der zuvor genannten Bodenbewegungen im Südosten Englands durchgeführt. COOLING & WARD (1948) berichten über die Auswirkung von Wurzelsystemen einzelner Bäume auf den Bodenwasserhaushalt. Bei ausgeprägt plastischen Tonböden wurde eine deutliche Abnahme des Wassergehaltes bis in einer Tiefe von 3 m festgestellt. Selbst in 24 m Abstand von einer Baumreihe von Pappeln wurden Geländesetzungen von über 10 cm registriert. Besonders ausgeprägt waren die Auswirkungen bei schnell wachsenden Bäumen oder wenn ein Bauwerk über Teilen des Wurzelsystems steht. Auch in Deutschland berichtet STRECK (1951) in KRABBE (1955) von durch Bäume verursachte Schrumpfsetzungen und damit verbundenen Gebäudeschäden in Hannover Kirchrode. Ähnliche Beobachtungen finden sich auch bei PRINZ (1990).

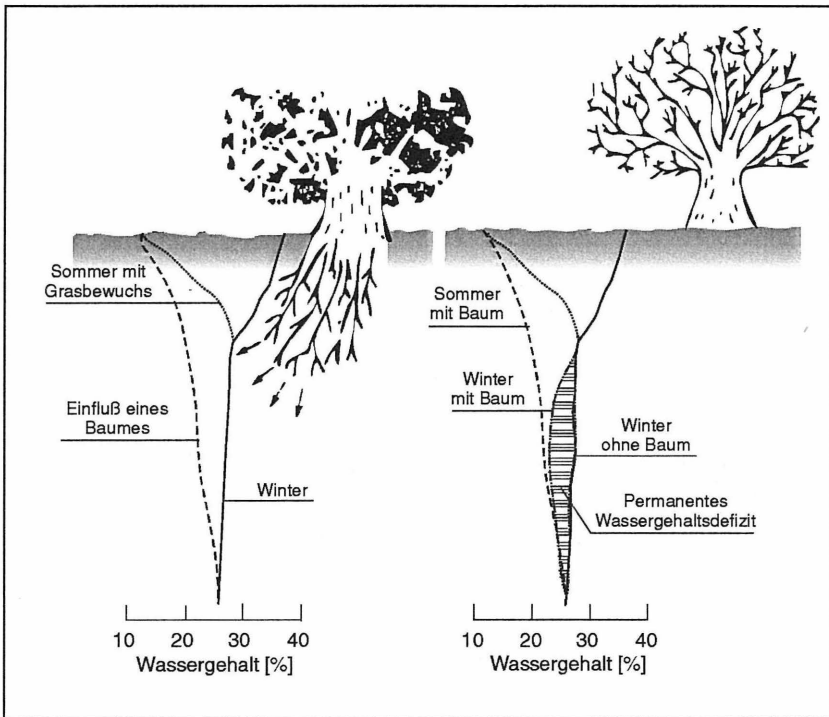


Bild 33: Einfluß eines Baumes auf den Bodenwassergehalt bei Tonböden

(BODEN & DRISCOLL 1987)

BODEN & DRISCOLL (1987) stellten im Nachbarbereich von Bäumen ein permanentes Wassergehaltsdefizit in Tonböden fest (s. Bild 33). Zudem sind die jahreszeitlichen Wasser-

gehaltsschwankungen und die beeinflusste Tiefe in diesen Bereichen deutlich größer als unter einem lediglich mit Gras bewachsenen Gelände. Während im Umfeld eines Baumes ein Einfluß bis in 4 m Tiefe keine Seltenheit ist, liegt die Grenze der "aktive Zone" unter Grasbewuchs bereits bei 1,5 m.

Tabelle 4: Sicherheitsabstände zu Gebäuden in Abhängigkeit von der Baumart sowie des Quell- und Schrumpfvermögens von Böden (nach BODEN & DRISCOLL 1987)

| Baumart             | maximale<br>Baumhöhe | maximaler Abstand bei 75%<br>der Schadensfälle |      | Sicherheitsabstand in<br>Abhängigkeit vom Quell- und<br>Schrumpfvermögen |                       |
|---------------------|----------------------|------------------------------------------------|------|--------------------------------------------------------------------------|-----------------------|
|                     | [m]                  | [m]                                            | H    | hoch bis sehr<br>hoch                                                    | mittel bis<br>niedrig |
| Pappel              | 24                   | 15                                             | 0,63 | 1H                                                                       | 0,5H                  |
| Eiche               | 23                   | 13                                             | 0,57 | 1H                                                                       | 0,5H                  |
| Weide               | 15                   | 11                                             | 0,73 | 1H                                                                       | 0,5H                  |
| Eberesche           | 12                   | 7                                              | 0,58 | 1H                                                                       | 0,5H                  |
| Kirsche<br>Pflaume  | 8                    | 6                                              | 0,75 | 1H                                                                       | 0,5H                  |
| Platane             | 30                   | 7,5                                            | 0,25 | 0,5H                                                                     | 0,5H                  |
| Ulme                | 25                   | 12                                             | 0,48 | 0,5H                                                                     | 0,5H                  |
| Zypresse            | 25                   | 3,5                                            | 0,14 | 0,5H                                                                     | 0,5H                  |
| Linde               | 24                   | 8                                              | 0,33 | 0,5H                                                                     | 0,5H                  |
| Ahorn/<br>Bergahorn | 24                   | 9                                              | 0,38 | 0,5H                                                                     | 0,5H                  |
| Esche               | 23                   | 10                                             | 0,43 | 0,5H                                                                     | 0,5H                  |
| Buche               | 20                   | 9                                              | 0,45 | 0,5H                                                                     | 0,5H                  |
| Birke               | 14                   | 7                                              | 0,50 | 0,5H                                                                     | 0,5H                  |

Weiterhin zeigte sich, daß das Ausmaß der Auswirkungen auf den Wasserhaushalt der anstehenden Böden auch von der Baumart abhängt. Anhand von bestehendem Datenmaterial über Untersuchungen an Tonböden im Südosten Englands entstand eine Zusammenstellung, die Sicherheitsabstände von Gebäuden zu verschiedenen Baumarten in Abhängigkeit vom Quell- und Schrumpfvermögen des Bodens, ausweist (s. Tabelle 4).

Der Einfluß von Bäumen auf den Bodenwasserhaushalt ist demnach auch in größeren Abständen gegeben. Bei Pappeln, Eichen und Weiden auf stark quell- und schrumpffähigen Tonböden liegen die vorgeschlagenen Sicherheitsabstände sogar bei 11 bis 15 m.

### 3.5.4 Anthropogene Veränderungen

Neben dem Einfluß der natürlichen Gegebenheiten kann eine Veränderung des lokalen Wasserhaushaltes auch durch einen anthropogenen Eingriff erfolgen. Bei bindigen Böden ist dies nach KRABBE (1958) immer dann gegeben, wenn der natürliche Wassernachschub beeinträchtigt oder die Verdunstung des Wassers aus dem Boden verstärkt wird. LACKNER (1991) beschreibt darüber hinaus den Einfluß von Be- und Entlastungsvorgängen. Im wesentlichen lassen sich 4 Einflußfaktoren voneinander unterscheiden:

- Flächenversiegelung/Flächenüberdachung
- Maßnahmen zur Grundwasserhaltung
- Künstliche Wärmezufuhr
- Veränderung des Wasserhaushaltes durch Be- und Entlastung

Bei der Erschließung eines unbebauten Geländes werden Teilbereiche durch die Bebauung (Häuser, Plätze, Straßen etc.) dem Niederschlag und damit der an Ort und Stelle bestehenden Grundwasserneubildung entzogen. In der Regel wird das hier anfallende Wasser gefaßt und über eine Kanalisation dem nächsten Vorfluter zugeführt. Besteht lediglich eine Flächenüberdachung oder sind die Böden der Gebäude durchlässig, geht dem darunter befindlichen Baugrund nahezu permanent Wasser über die Verdunstung zusätzlich verloren. In beiden Fällen erfolgt eine lokale Veränderung der Wassergehaltsverteilung bindiger Böden.

Die Absenkung der Grundwasseroberfläche kann sowohl temporär im Zuge einer lokalen Baumaßnahme erfolgen, als auch permanent durch Drainung über lange Zeiträume hinweg bestehen. Während im ersten Fall der unmittelbare Eingriff in den Grundwasserhaushalt zunächst auf die Bauzeit beschränkt bleibt, kann eine dauerhafte Drainung (Anlage von Straßen, Eisenbahntrassen, Geländeentwässerung etc.) bei bindigen Böden eine fortschreitende Veränderung über lange Zeiträume hinweg nach sich ziehen. Über die Auswirkung einer großräumigen Grundwasserabsenkung berichten bereits SPACKELER & MARX (1927). Im Zuge der Flußregulierung der Oder zwischen ca. 1897 und 1922 entstanden in weiten Teilen der Stadt Breslau in den 20er Jahren Senkungsbewegungen, die zu z.T. erheblichen Gebäudeschäden führten. Steht bei einer Grundwasserhaltung gemeinhin die Bodensetzung infolge des Wegfalles des Auftriebes im Vordergrund, sind es bei bindigen Böden die Schwindverformungen, deren Beträge erstere weit übertreffen können (PRINZ 1974).

Künstliche Wärmezufuhr führt zu einer verstärkten Verdunstung an der Oberfläche bindiger Böden. Über die Kapillaren kann ein stetiger Wassernachschub diese Böden auch tiefgründig austrocknen. Steht dabei vornehmlich die Schrumpfung durch den Wassergehaltsverlust im Vordergrund, ist nach der Einstellung der Wärmezufuhr wiederum mit einer Quellung durch den einsetzenden Wasserzustrom zu rechnen. Bereits COOLING & WARD (1958) berichten über die Austrocknung von stark bindigen Böden durch künstliche Wärmezufuhr. Während der 30jährigen Betriebsphase einer Ziegelei trocknete durch die Wärmeentwicklung bei der Tonziegelherstellung der anstehende Ton über seine gesamte Mächtigkeit von 20 m aus. Nach der abschließenden Demontage des Gebäudes hob sich innerhalb von 7 Jahren das dann neu bebaute Gelände infolge der Wassergehaltszunahme im Ton um 33 cm. Neben der Wärmeeinwirkung ganzer Gebäude sind auch lokale Veränderungen durch Heizkanäle oder die Abwärme von Maschinen von Bedeutung. Einen Sonderfall beschreibt dabei VEES (1987). Im Bereich von Heizkanälen und Heizungsräumen treten in bitumenhaltigen Tonmergelsteinen des Albvorlandes (Lias epsilon) im Zuge der Bodenwasserverdunstung Hebungen der anstehenden Tonböden ("Ölschiefer") auf. Das stark sulfat- und kalziumhaltige Porenwasser steigt dabei kapillar auf. An Schichtgrenzen fällt schließlich Gips aus. Die Gipskristallisation führt zu einer starken Schichtaufweitung der Tone, die im Einzelfall Hebungen von bis zu 70 cm hervorrief.

Werden im Zuge der Erstellung eines Bauwerkes anstehende Tonböden belastet bzw. entlastet, führt dies unmittelbar zu Wasserbewegungen in den betroffenen Bereichen. Mit der Entlastung ist eine Wasserzuwanderung verbunden, die sich in Quellhebungen äußert. Einer zusätzlichen Belastung, z.B. durch die Bauwerkslast, folgt hingegen eine Wasserabgabe. LACKNER (1991) berichtet bei tertiären Tonböden von 10 bis 12 cm Bodenhebung infolge eines 4 m tiefen Bodenaushubes. Bei einer Geländeaufschüttung von 1,4 m auf den gleichen Boden wurde eine langsame Konsolidierung von 4 bis 6 cm festgestellt.

### 3.6 Interaktion Tonboden und Bauwerk

Mit der Veränderung natürlicher Randbedingungen und der damit verbundenen Störung des Wasserhaushaltes von Tonböden geht eine Veränderung des Bodenvolumens einher. Hieraus resultieren Vertikalbewegungen, denen eine bestehende Bauwerkskonstruktion ausgesetzt ist. Treten solche Bodenbewegungen flächenhaft und gleichmäßig auf, so stellen auch relativ große Bewegungsbeträge keine hohen Anforderungen an das Bauwerk. Unregelmäßige Vertikalbewegungen hingegen führen zu einer Biegebeanspruchung der Konstruktion, deren Auswirkung vom Bauwerkstyp abhängt. Ein schlaffes, statisch bestimmtes Bauwerk schmiegt sich den entstehenden Mulden oder Sätteln an. Hingegen ist ein statisch überbestimmtes Bauwerk mit einer gewissen Steifigkeit bestrebt die Höhenunterschiede zu überbrücken. Gelingt dies nicht, so treten Bruchverformungen ein (PRINZ 1991).

Bildet ein über die gesamte Grundfläche eines Bauwerks bestehender Tonboden den Untergrund, sind unregelmäßige Vertikalbewegung des Baugrundes sowohl durch eine wechselhafte petrographische Zusammensetzung denkbar als auch durch Unterschiede in der horizontalen Wassergehaltsverteilung.

Änderungen in der Petrographie (insbesondere Änderungen des Tonanteiles) führen zu einem Wechsel der Materialeigenschaften und damit zu lokalen Variationen des Quell- und Schrumpfverhaltens durch die Schwankung des Quellmaßes und Quelldruckes bzw. Schrumpfmaßes. Möglich ist dies bei geschichteten Tonen, die heute im Zuge geologischer Prozesse in einem bestimmten Winkel an der Erdoberfläche austreichen. Schichtung bedeutet immer Materialwechsel, so daß bei einfallenden Schichtverläufen ein lateraler Wechsel der Bodeneigenschaften zu erwarten ist. Das Variationsmaß hängt dabei allein von der Genese des Sedimentes ab. Liegen demgegenüber horizontale Lagerungsverhältnisse vor, sind Schwankungen in der petrographischen Zusammensetzung und hieraus resultierende unregelmäßige Vertikalbewegungen nicht zu erwarten.

Wasserentzug oder Wasserzufuhr stellen immer eine Störung des bestehenden Gleichgewichtes zwischen den auf das Porenwasser wirkenden Kräfte dar. Das Bodenwasser ist dabei bestrebt, diesen Gleichgewichtszustand wieder herzustellen. Wirken bei einem homogenen Tonboden Wasserentzug bzw. Wasserzufuhr auf die gesamte Oberfläche, stellen sich überall gleichmäßige Vertikalbewegungen des Baugrundes ein, da in Abhängigkeit vom betrachteten Höhenniveau und der Zeit, das Porenwasser überall das gleiche Potential besitzt. Bekanntermaßen erfolgen Wasserbewegungen in Tonböden aufgrund der sehr kleinen Porenräume sehr langsam. Unterschiedliche vertikale Baugrundbewegungen entstehen somit auch auf lateral homogenen Tonböden immer dann, wenn sich die Wasserzufuhr oder der Wasserentzug nicht auf die gesamte zu betrachtende Fläche bezieht und der Prozeß in größerer Geschwindigkeit abläuft, als die Ausgleichsbewegung des Porenwassers.



Unterschiedliche Hebungs- oder Setzungsbeträge können zu einer Krümmung oder Verwindung der Sohlfläche von Gebäuden führen. Dabei unterliegen je nach Art der Bodenbewegungen und Gebäudekonstruktion auch nur Teile des Bauwerkes einer Biegebeanspruchung. Gerade bei Mauerwerk werden die aufnehmbaren Spannungen rasch überschritten und es treten Risse auf. Nach RYBICKI (1978) existieren dabei zwei Möglichkeiten der Beanspruchung. Entweder entsteht eine Sattellage oder eine Muldenlage des Bauwerkes, die sich jeweils in charakteristischen Zug- und Schubrisen äußert (s. Bild 34). Die oberen Rißenden der Schrägrisse zeigen immer zur abgesunkenen Seite hin. RYBICKI (1978) nennt als typische Kennzeichen für Setzungen schräge Abtreppungsrisse, die im Bereich von Wandöffnungen diagonal zu den Ecken der übereinander liegenden Fenster im Brüstungsmauerwerk liegen. Weiterhin beschränken sich Setzungsschäden nicht nur auf eine Wandebene, sondern erfassen immer einen räumlichen Teil des Gebäudes.

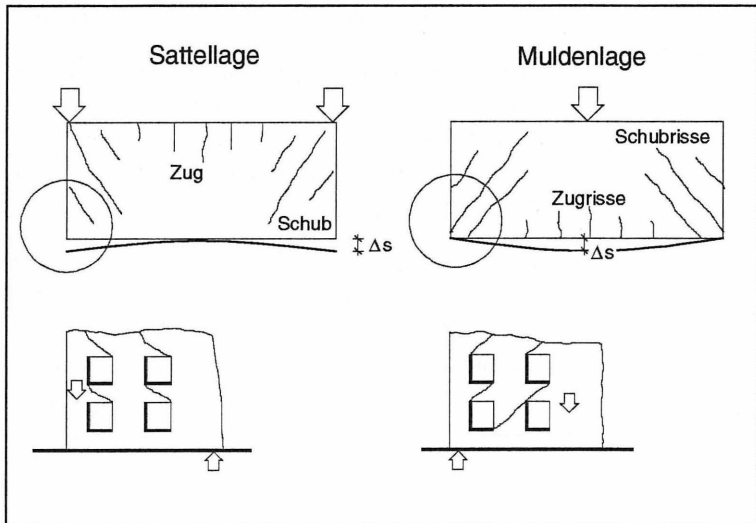


Bild 34: Rißbildungen bei Sattellage bzw. Muldenlage eines Gebäudes (RYBICKI 1978)

BODEN & DRISCOLL (1987) veröffentlichten eine Klassifikation der sichtbaren Schäden in 6 Kategorien in Abhängigkeit von der Rißbreite (s. Tabelle 5).

Tabelle 5: Klassifikation sichtbarer Schäden am Mauerwerk nach BODEN & DRISCOLL (1987)

| Schadens-<br>kategorie | Grad der<br>Schädigung | Schadensbeschreibung                                                                                                                                                                     | ungefähre<br>Rißbreite<br>[mm]                                  |
|------------------------|------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| 0                      | unwesentlich           | Haarrisse                                                                                                                                                                                | < 0,1                                                           |
| 1                      | sehr leicht            | Feine Risse, die nur selten im Außenmauerwerk sichtbar sind                                                                                                                              | < 1                                                             |
| 2                      | leicht                 | Risse sind nicht immer am Außenmauerwerk sichtbar. Türen und Fenster klemmen häufig leicht.                                                                                              | < 5                                                             |
| 3                      | mäßig                  | Türen und Fenster klemmen. Versorgungsleitungen können brechen. Beeinträchtigung der Wetterfestigkeit.                                                                                   | 5-15 (oder Anzahl der Risse > 3)                                |
| 4                      | schwer                 | Fenster und Türrahmen sind verzogen. Böden zeigen erkennbare Neigung. Deutlich gewölbte oder schiefe Wände. Verluste in der Tragfähigkeit der Balken. Versorgungsleitungen sind gestört. | 15-25 (auch in Abhängigkeit von der Anzahl der Risse)           |
| 5                      | sehr schwer            | Balken verlieren ihre Tragfähigkeit. Wände müssen gestützt werden. Fenster brechen infolge der Beanspruchung. Standfestigkeit ist in Frage gestellt.                                     | gewöhnlich > 25 jedoch in Abhängigkeit von der Anzahl der Risse |

Als Parameter, die die Verformung eines Bauwerkes beschreiben, dienen gemeinhin der Setzungsunterschied, die Winkelverdrehung und die relative Durchbiegung (s. Bild 35).

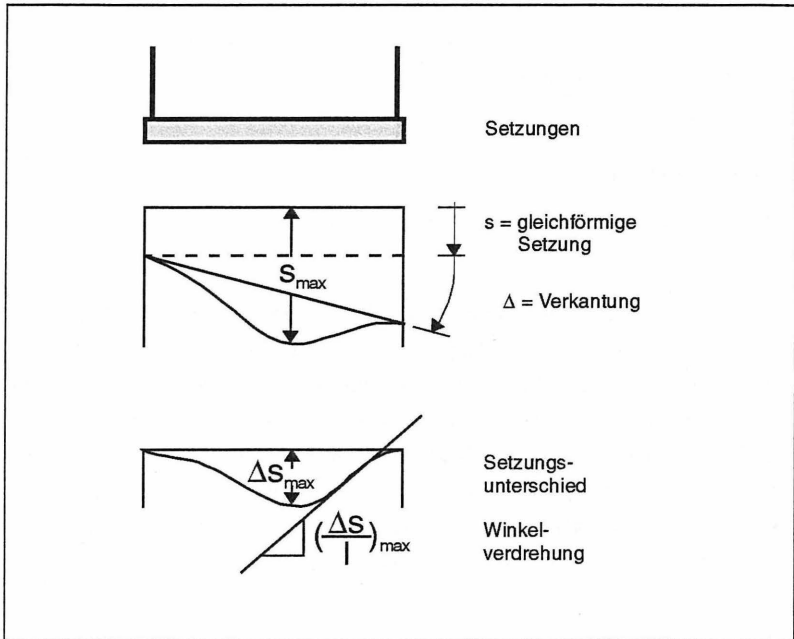


Bild 35: Parameter zur Beschreibung von Verformungen durch Setzungen (SOMMER 1978)

Die Winkelverdrehung stellt den am häufigsten verwendeten Parameter dar. Ab welchem Grenzwert eine zunehmende Winkelverdrehung zu einer Rißbildung führt, hängt vornehmlich von den Eigenschaften des Bauwerkes, der Gründungskonstruktion und der Art der Baugrundbewegung ab und läßt sich somit nicht pauschal angeben. Untersuchungen von BURLAND & WROTH (1974) an Modellwänden zeigen anschaulich, daß bei einer zunehmenden Sattellagerung Risse schon bei deutlich kleineren Winkelverdrehungen auftreten als bei einer fortschreitenden Muldenlagerung. Gemeinhin wird bei einer Muldenlage ein Wert von 1/500 als Grenze für Bauwerke angegeben, unterhalb derer keine Risse zu erwarten sind (LANG et al. 1996). Nach PRINZ (1991) scheint echte Rissfreiheit erst ab einer Winkelverdrehung unter 1/1000 vorzuliegen. BURLAND & WROTH (1974) geben für den Grenzwert der Verformung eines auf Zug und Schub belasteten elastischen Balkens in Abhängigkeit von einer zulässigen relativen Winkelverdrehung die folgende Gleichung an:

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{\beta}{3} \frac{1 + 3,9 \left(\frac{H}{L}\right)^2}{1 + 2,6 \left(\frac{H}{L}\right)^2} \quad [m] \quad (9)$$

$\Delta$  : relativer Setzungsunterschied

$\beta$  : relative Winkelverdrehung

$L$  : Länge des Balkens

$H$  : Höhe des Balkens

Die Größe der schadensfreien Setzung ist damit vom Verhältnis Länge zu Breite des Tragwerkes abhängig. Einer Überschreitung des Grenzwertes folgt nach BURLAND & WROTH (1974) das Auftreten sichtbarer Risse. Ihre Untersuchungen zeigen dabei gute Übereinstimmung bei der Übertragbarkeit des einfachen Balkenmodells auf das Verhalten von Mauerwerk. SKEMPTON & McDONALD (1956) geben zulässige Setzungsbeträge u.a. für Tonböden in Abhängigkeit von der Gründungsart an. Hiernach liegt der Grenzwert der schadensfreien Setzung im Falle von Einzelfundamenten bei 6 cm, bei Plattengründungen zwischen 6 und 10 cm und bei Wannengründungen auch über 10 cm.

### 3.7 Zusammenfassung

Tonminerale sind die Bausteine natürlicher Tonböden. Sie bilden äußerst feinkörnige Gemenge mit großen spezifischen Oberflächen, die die eigentlichen Träger der speziellen Toneigenschaften darstellen. Über geologische Zeiträume hinweg entstehen im Zuge genetischer Prozesse Tonböden mit Porenräumen unterschiedlicher Struktur, deren Querschnitte extrem kleine Abmessungen aufweisen können. Aufgrund seiner Molekülgröße und speziellen Eigenschaften ist Wasser in der Lage in diese Porenräume einzudringen und unterliegt fortan der elektrochemischen Kraftwirkung der Bodenmatrix. Die Größenordnung der hier bestehenden Adsorptionskräfte ist erheblich und bestimmt das Quellverhalten und die Bodenwasserbewegung im ungesättigten, z.T. auch im gesättigten Tonboden.

In der wissenschaftlichen Diskussion werden Böden entweder als gesättigt oder ungesättigt betrachtet. Ein gesättigter Boden besitzt gemeinhin einen positiven Porenwasserdruck und ein ungesättigter negative Porenwasserspannungen. Aufgrund bodenphysikalischer Überlegungen bleiben ausgeprägt plastische Tonböden bei Schrumpfvorgängen in einer bestimmten Spannbreite ihres Wassergehaltes gesättigt, da physikalisch keine Luft in das Porensystem eindringen kann. Sie besitzen dabei negative Porenwasserspannungen. Tonböden liegen daher im humiden Klimabereich nahe der Erdoberfläche quasi gesättigt vor.

Eine Veränderung der auf das Bodenwasser wirkenden Kräfte ist nahe der Erdoberfläche durch den Einfluß klimatischer Prozesse im Zusammenspiel mit lokalen Randbedingungen (Überdeckung, Bewuchs, Morphologie) gegeben und führt i.d.R. zu Bodenverformungen. Tonböden reagieren dabei in gleicher Weise, jedoch aufgrund unterschiedlicher Porenraumstruktur und mineralogischer Zusammensetzung in unterschiedlichem Maße. Bauwerkskonstruktionen sind derartigen Verformungen des Baugrundes ausgesetzt. Unterschiedliche Hebungs- und Setzungsbeträge können zu einer Krümmung oder Verwindung ihrer Sohlfläche führen. Werden dabei die aufnehmbaren Spannungen überschritten, treten Risse auf. Anhand des Reißbildes kann auf Art und Umfang der Verformung geschlossen werden.

Bei der Betrachtung des bodenmechanischen Verhaltens von Tonböden zeichnet sich ein komplexes Bild der Vernetzung von Ursache und Wirkung ab. Während selbst kleine Veränderungen in ihrem Umfeld, z. B. im Bewuchs, erhebliche Bodenverformungen nach sich ziehen können, bleiben u. U. große Eingriffe bei entsprechenden örtlichen Verhältnissen ohne Einfluß. Letztlich bestimmt die ortsspezifische Situation über das Maß der Veränderung. Eine Verallgemeinerung und beliebige Übertragbarkeit ist dabei nicht gegeben.

## **4 Weiterführende Forschung - Planung und Durchführung**

### **4.1 Fragestellung, Zielsetzung und Vorgehensweise**

Die Kernfrage der vorliegenden Arbeit lautet: "Worin liegen die eigentlichen Ursachen der vermehrt auftretenden Bodenverformungen bei herkömmlichen Tonböden in den betroffenen Gebieten?". Die bisherigen Untersuchungen und theoretischen Überlegungen umreißen eine Vielzahl von Einflußfaktoren, die in ihrer Vernetzung mögliche Erklärungen andeuten. Gerade im Hinblick auf erfolgreiche Sanierungsmaßnahmen ist die bestehende Interaktion Klima-Boden-Bauwerk eindeutig zu belegen. Hierbei spielen ortsspezifische Faktoren eine besondere Rolle, so daß die Untersuchungen der jeweiligen Situation vor Ort angepaßt werden müssen. Die Untersuchungen werden im wesentlichen auf das Kirchengebäude der Ortschaft Gilzum beschränkt, da eine detaillierte Analyse aller genannten Schadensfälle den Rahmen dieser Arbeit bei weitem übersteigt.

Aus den bisherigen Erkenntnissen lassen sich zusammenfassend folgende Kernthemen formulieren:

- Einfluß der äußeren Randbedingungen auf den Wasserhaushalt der anstehenden Tonböden

*Wodurch werden die Schwind- und Quellverformungen vor Ort maßgeblich beeinflußt?*

- Einfluß der Bodenverformungen auf das Bauwerk

*Wie wirken sich Veränderungen der Bodenwasseranteile auf eine bestehende Gründungskonstruktion aus?*

- Klärung der bodenspezifischen Ursachen für das bodenmechanische Verhalten der anstehenden Tonböden

*Welche Rolle spielen negative Porenwasserspannungen bei der bestehenden Problematik?*

*Bleibt das Ausmaß der Bodenverformungen im Zuge der zyklischen Quell- und Schrumpfprozesse auch zukünftig bestehen?*

*In welchen Größenordnungen liegen bei den offenbar geringfügigen Wassergehaltsschwankungen der gesättigten Tone die entstehenden Quelldrücke?*

*In welchen Geschwindigkeiten bewegt sich das Porenwasser derartiger Tonböden vertikal und lateral im Zuge äußerer Einflüsse?*

Zur Beantwortung der Fragestellungen werden aufbauend auf die bisherigen Untersuchungen und theoretischen Überlegungen weitere Feld- und Laboruntersuchungen durchgeführt, die einerseits die meßtechnische Erfassung der Interaktion Boden-Klima-Bauwerk vor Ort beinhalten und andererseits die besonderen bodenmechanischen Eigenschaften erfassen.

## 4.2 Laboruntersuchungen

### 4.2.1 Vorüberlegungen

Ziel der Laboruntersuchungen ist es, die vorliegenden Tonböden unter definierten Randbedingungen in ihrem bodenmechanischen Verhalten zu beobachten. Zu diesem Zweck sind die natürlichen Verhältnisse in einem Laborversuchsstand möglichst genau abzubilden. Grundvoraussetzung ist dabei die Verwendung ungestörter Proben, da das interne Gefüge die Wasserwegsamkeiten bestimmt und bei Wasseraufnahme- und Wasserabgabeprozessen somit erhalten bleiben muß. Der zu untersuchende Tonboden reagiert auf Wassergehaltsänderungen mit Volumenänderungen. Er ist dabei vollständig gesättigt und die zu beobachtende Schwankung seines Wassergehaltes liegt weit oberhalb der Schrumpfgrenze. Die Volumenänderungen verlaufen bei derartigen Böden in diesen Wassergehaltsbereichen einaxial (vgl. Kapitel 3).

In der bodenmechanischen Laborversuchstechnik kommt hierbei zunächst das Ödometer in Betracht, da es die Aufbringung einer vertikalen Last auf einen definierten Probenkörper gestattet. Gemessen wird die einaxiale Verformung, bei besonderen Fragestellungen auch der Quelldruck und die aufgenommene oder abgegebene Wassermenge. Die seitliche Ausdehnung der Bodenprobe wird durch den starren Seitenrand verhindert. Das Triaxialgerät bietet darüber hinaus noch die Möglichkeit einen Manteldruck auf den zylindrischen Probenkörper aufzubringen, um die nur teilweise behinderte Seitenausdehnung im Untergrund nachzuahmen.

Aufgrund der geologischen Lagerungsverhältnisse ist der zu untersuchende Tonboden bei Betrachtung kleiner Bereiche als unendlich ausgedehnt anzusehen. Er besitzt anhand seiner genetischen Entwicklung und räumlichen Lage einen primären Spannungszustand. Ausgehend von einem maximalen Wassergehalt schrumpft der Tonboden bei Wasserabgabe zunächst lediglich einaxial. Die radialen Hauptspannungen nehmen fortan ab und kehren sich in Zugspannungen um, die in einem natürlich gewachsenen Boden durch die in unterschiedlicher Weise miteinander verbundenen Tonpartikel zunächst aufgenommen werden. Erst bei Überschreitung der Zugfestigkeit der Bodenmatrix treten schließlich Risse auf. Der Boden schrumpft fortan dreiaxial, was bei den zu betrachtenden Böden aufgrund der geringen jahreszeitlichen Wassergehaltsänderungen ausgeschlossen ist. Bei Wasseraufnahme nehmen die bestehenden Zugspannungen wieder ab. Der Tonboden kann nur in der Richtung der axialen Hauptspannung  $\sigma_1$  quellen, wenn der entstehende Quelldruck diese betragsmäßig übersteigt. Die senkrecht hierzu stehenden radialen Hauptspannungen  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  sind betragsmäßig gleich, sie verändern sich bei Quellprozessen auch in gleichem Maße. Aufgrund der gesättigten Verhältnisse und der Inkompressibilität des Wassers sind diese nicht verformungswirksam.

Versucht man diese Prozesse in den Labormaßstab zu übertragen, zeigt sich, daß diese teilweise im Ödometer-Versuchsstand nachgebildet werden können. Wichtig ist, daß die Probe mit einem Wassergehalt eingebaut wird, der an der unteren Grenze der zu betrachtenden Wassergehaltsschwankung liegt. Bei Wasserzugabe baut sich dann gegenüber der festen Seitenbegrenzung ein Druck auf. Dies entspricht den realen Verhältnissen vor Ort, weil gesättigte Verhältnisse vorliegen, Wasser als inkompressibel anzusehen ist und der Ton eine großflächige Ausdehnung besitzt. Die radialen Hauptspannungen nehmen im Versuchsstand entsprechend den Verhältnissen in situ zu. Ist dabei der vertikale Quelldruck größer als die eingestellte Auflast, treten Quellhebungen des Probenkörpers auf. Entzieht man der Probe im Anschluß Wasser, kehren sich die seitlichen Spannungsverhältnisse bis zum Erreichen des Ausgangszustandes wieder um. Wird der dadurch eingeleitete Schrumpfvorgang fortgesetzt, entsteht ein "vorzeitiges" dreiaxiales Schrumpfen, da an der Kontaktfläche zwischen Seitenwand und Probenmantelfläche, im Gegensatz zu den Verhältnissen in situ, keine Verzahnung vorliegt. Das Verhalten der Bodenprobe im Versuchstand weicht von nun an von den Gegebenheiten im anstehenden Baugrund ab und ist damit für weiterführende Interpretationen ungeeignet.

Die Triaxialanlage bietet gegenüber dem Ödometer-Versuchsstand bei der bestehenden Problematik keine Vorteile. Um die natürlichen Bedingungen im Triaxialversuchsstand zu simulieren, müßte der Manteldruck auf den zylindrischen Probenkörper bei Quell- und Schrumpfvorgängen sukzessive verändert werden. Wird der Einbauwassergehalt mit fortschreitendem Wasserentzug unterschritten, so ist auch im Triaxialversuchsstand kein Vergleich mit den Vorgängen in situ gegeben.

#### **4.2.2 Modifizierung des Ödometer-Versuchsstandes**

Bei der vorliegenden Problematik bietet sich in Folge der o. g. Überlegungen der herkömmliche Ödometer-Versuchsstand zur Simulation der bislang beobachteten Bodenverformungen an. Um den bestehenden Fragestellungen nachgehen zu können, wurde die herkömmliche Konstruktion um einige Funktionen erweitert. Neben der Integration eines Porenwasserdruckmeßgebers, sind Wasserzufuhr und Wasserentzug kontrollierbar und die Probe kann während der Versuche visuell beobachtet werden. Bild 36 zeigt den schematischen Aufbau des Versuchsstandes, der zusammenfassend folgende Möglichkeiten bietet:

- einaxiale stufenlose Belastung
- Messung der einaxialen Verformung
- Messung der Porenwasserspannung (Meßbereich: - 1bar bis + 1bar)
- Quelldruckmessung
- Messung der aufgenommenen Wassermenge
- kontrollierte Belüftung
- visuelle Beobachtung des Probenkörpers während des Versuchs durch Verwendung transparenter Materialien



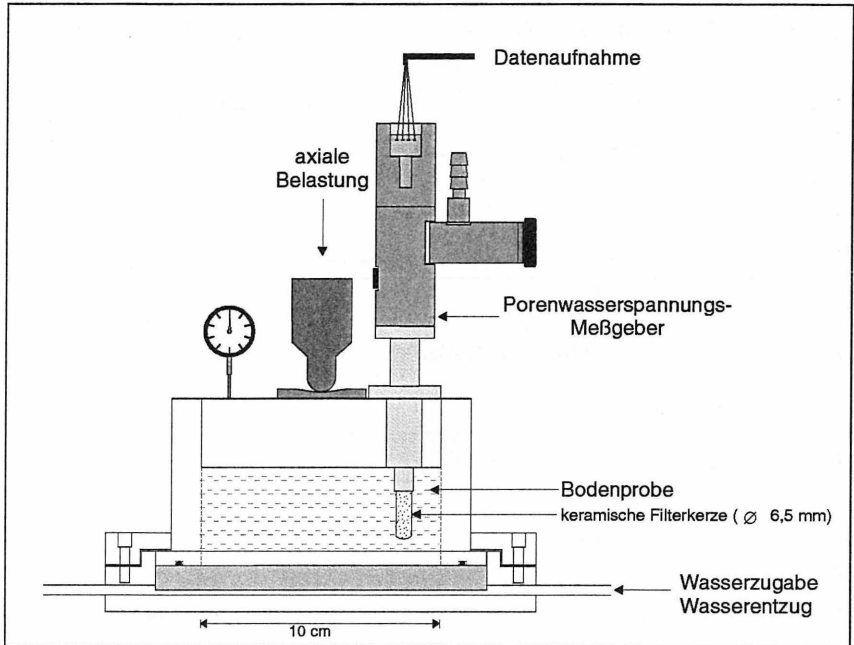


Bild 36: Schematischer Aufbau des modifizierten Ödometer-Versuchsstandes

#### 4.2.3 Messung der Saugspannung

Während eine Erfassung der Saugspannung in der Bodenmechanik bislang i.d.R. nicht vorgesehen ist, spielt diese bei der Lösung bodenkundlicher Fragestellungen seit jeher eine große Rolle. Das hierzu am häufigsten verwendete Gerät ist das Tensiometer. Dabei wird über ein poröses Medium (z.B. Keramik) ein Kontakt zwischen dem Porenwasser und einer freien Wassersäule hergestellt. Das poröse Medium muß die Eigenschaft besitzen, in dem gewünschten Meßbereich für Luft undurchdringlich zu sein, hingegen einen möglichst unbehinderten Wasseraustausch zuzulassen. Je nach Zustand der Porenwasserspannung wird entweder Wasser aus dem Boden an die Wassersäule abgegeben oder vom Boden aus der Wassersäule aufgenommen (CASSEL & KLUTE 1986; KLUTE 1986). Je nach Anwendungszweck existieren verschiedene Formen von Meßzellen (s. Bild 37).

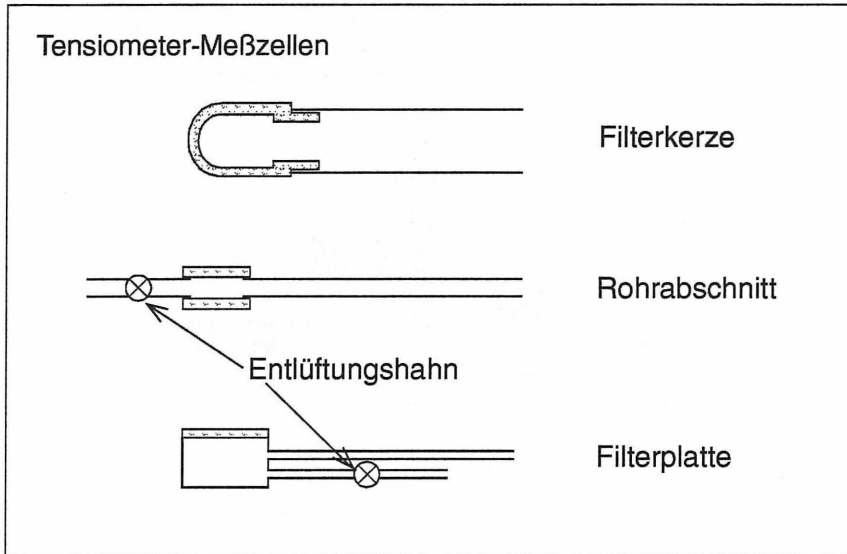


Bild 37: Übliche Tensiometer-Meßzellen (HARTGE & HORN 1989)

Im Rahmen dieser Arbeit konnte ein am Institut für Grundbau und Bodenmechanik entwickelter Porenwasserdruckmeßgeber verwendet werden, der auch Saugspannungen erfaßt. Der Meßgeber ist in einen herkömmlichen Ödometer-Versuchsstand integriert (s. BACHMANN 1998). Die Porenwasserspannungen werden über eine keramische Filterkerze in der Bodenprobe gemessen. Diese ist mit einer zylindrischen Röhre verbunden, die zu einem handelsüblichen Druckaufnehmer führt. Über eine luftfreie Wassersäule ist dieser letztlich direkt mit dem Porenwasser des Bodens verbunden. Der Druckaufnehmer mißt dabei die Druckdifferenz zum bestehenden atmosphärischen Druck und ist über einen Datenlogger an einen Computer angeschlossen. Die Druckänderungen können unmittelbar am Bildschirm verfolgt und aufgezeichnet werden.

Das Einsetzen des Meßgebers erfolgt von oben durch die Druckplatte, so daß die Filterkerze senkrecht in der Probe zu liegen kommt. Der Meßgeber schließt mit der Aussparung in der Druckplatte ab, ist jedoch nicht fest mit dieser verbunden. Damit wird bei Belastung der Probe die Filterkerze vertikal nicht belastet, sie muß dabei lediglich die horizontalen Spannungen aufnehmen. Zudem ist eine Beeinflussung des Bodens durch den Meßgeber bei Belastung ausgeschlossen.

Bei sachgemäßer Handhabung liefert der Porenwasserdruckmeßgeber sehr gute Ergebnisse (vgl. BACHMANN 1998). Der Meßbereich ist im wesentlichen in den physikalischen Gegebenheiten des Funktionsprinzips begründet. Liegen Saugspannungen im Boden vor, so wirkt auf die Wassersäule im Meßgeber, relativ zum atmosphärischen Druck, ein Unterdruck.

Dieser kann meßtechnisch die Größenordnung des atmosphärischen Druckes von etwa 1 bar oder ca. 100 kN/m<sup>2</sup> nicht übersteigen. Die Meßgenauigkeit des Meßgebers wird im wesentlichen durch die Qualität des Druckaufnehmers und der Luftfreiheit der Wassersäule bestimmt. Mit einer Standardabweichung von 0,26 kN/m<sup>2</sup> ist die gerätespezifische Streuung der Meßwerte des Druckaufnehmers bei der Beobachtung der Porenwasserspannungsänderungen in Böden nicht von Belang (s. Bild 38). Eine leichte Temperaturabhängigkeit besteht, kann aber korrigiert werden. Bei der Untersuchung derartiger, gesättigter Tonböden besteht im Gegensatz zum ungesättigten oder nicht bindigen Boden der Einfluß des Luftdruckes auf den Meßwert. Der atmosphärische Druck ist dabei an der Membran des Druckaufnehmers wirksam, nicht jedoch an der Keramik. Diese ist vollständig im Innern der Probe eingebunden, wo die Luftdruckschwankungen nicht mehr wirksam sind. Somit muß der Gang des atmosphärischen Druckes während des Versuches mit erfaßt und bei der Versuchsauswertung berücksichtigt werden. Ein wesentlicher Einfluß auf die Qualität der Meßwerte ist die Luftfreiheit der Wassersäule im Meßgeber. Schon geringe Mengen Luft führen zu einer merklichen Reaktionsträgheit des Meßgebers (s. Bild 39).

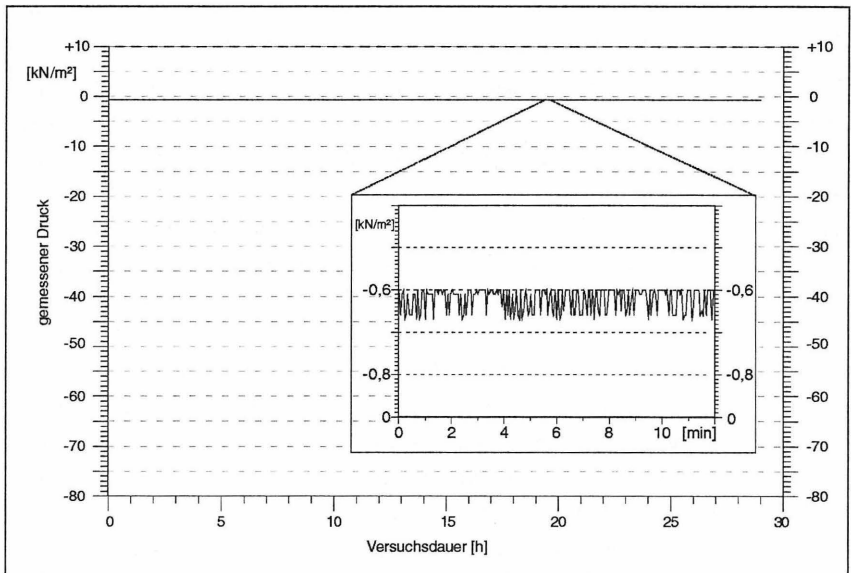


Bild 38: Gerätespezifische Drift des Druckaufnehmers (BACHMANN 1998)

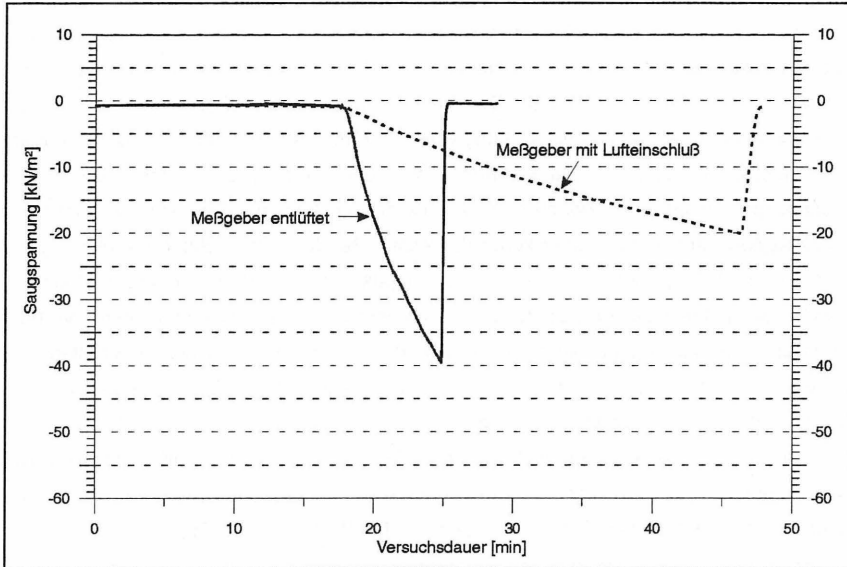


Bild 39: Reaktion des Meßgebers mit Lufteinschluß im Meßgeber und entlüftet (BACHMANN 1998)

Neben der Beachtung der die Meßgenauigkeit des Meßgebers beeinflussenden Faktoren ist eine umsichtige Handhabung sowohl in rein praktischer Hinsicht als auch bei der Versuchsplanung und -durchführung erforderlich. Einerseits reagiert das Gerät sehr empfindlich auf äußere Einflüsse und ist dahingehend zu schützen. So ist z.B. Erschütterung, Berührung oder gar Bewegung des eingebauten Meßgebers unbedingt zu vermeiden. Andererseits sind Beobachtungen der Porenwasserspannungsänderungen an die bodenspezifische Geschwindigkeit der Ausgleichsprozesse im Probenkörper anzupassen. Jede Änderung der bestehenden Randbedingungen (Auflast, Wassergehalt) führt zu einer Veränderung der Porenwasserspannung, was gerade bei Tonböden mit einer großen Trägheit verbunden sein kann. Hierbei muß vor jeder Untersuchungsphase der sich einstellende Gleichgewichtszustand abgewartet werden. Bild 40 zeigt ein Beispiel, bei dem einer Tonprobe über die Verdunstung einseitig Wasser entzogen wird. Der Wasserverlust über die Verdunstung übersteigt dabei die Geschwindigkeit mit der das Porenwasser aus der Probe kapillar nachströmt und es entsteht ein Gefälle der Porenwasserspannung. Wird die Verdunstung unterbrochen, gleichen sich die entstandenen Unterschiede in der Porenwasserspannung wieder aus und der Wassergehalt nimmt in der gesamten Probe wieder ein einheitliches Niveau an.

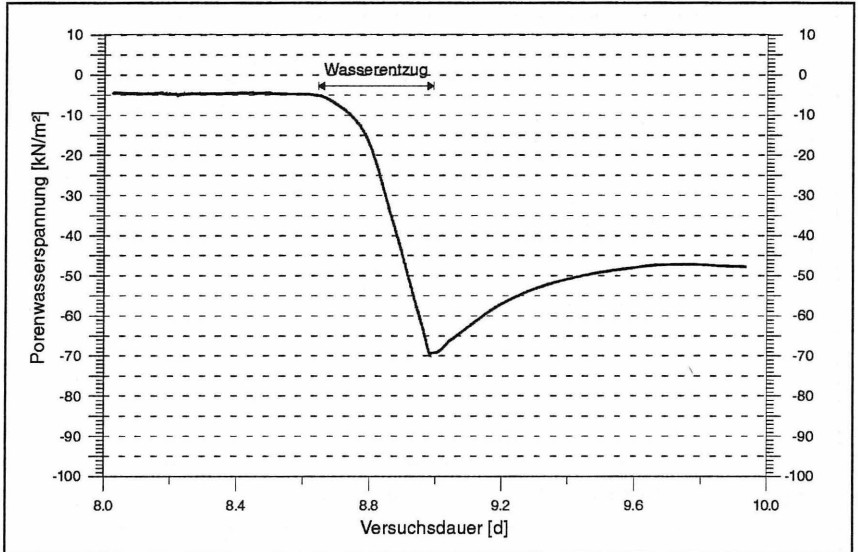


Bild 40: Verlauf der Porenwasserspannung bei schnellem Wasserentzug und anschließender Ausgleichsphase in einem ausgeprägt plastischen Ton (BACHMANN 1998)

#### 4.2.4 Beobachtung des Quell- und Schrumpfverhaltens

Entsprechend den Überlegungen in Kapitel 4.2.1 ist bei Untersuchungen zum Quell- und Schrumpfverhalten im Ödometer-Versuchsstand zunächst das Quellen zu beobachten und anschließend das Schrumpfen. Für eine möglichst genaue Abbildung der Verhältnisse in situ, sollte der Anfangswassergehalt dem Minimum der zu beobachtenden Schwankungen entsprechen.

Zur Durchführung des Quellversuches bietet der modifizierte Ödometer-Versuchsstand die Möglichkeit, über einen in der Bodenplatte befindlichen Filterstein der Probe Wasser zuzuführen und dabei die von der Bodenprobe aufgenommene Wassermenge zu messen. Zudem liegt der zu untersuchende Tonboden in den für die Untersuchung relevanten Schwankungsbreiten seines Wassergehaltes gesättigt vor und jegliche Änderung der Wassermenge entspricht auch einer Volumenänderung der Bodenprobe im gleichen Umfang. Diese tritt sowohl im Versuch als auch in situ unter den gegebenen Voraussetzungen lediglich einaxial auf (s. Kapitel 3) und läßt sich über den zurückgelegten Weg erfassen (s. Bild 41). Bei gesättigten Tonböden ist dadurch der Probenwassergehalt zu jedem Zeitpunkt des Quell- und Schrumpfversuches bekannt.

tisch entstandene Gefüge in horizontaler und vertikaler Richtung verschieden. Dies erhält insbesondere dann eine Bedeutung, wenn ein Gebäude einen Teil des Tonbodens abdeckt. Üblicherweise erfolgt eine Wasserzufuhr bzw. Wasserabnahme über Niederschläge bzw. die Verdunstung vertikal. Unterhalb eines Bauwerkes hingegen kann dies nur über eine laterale Zuwanderung erfolgen. Da eine Wasserbewegung immer mit einer Änderung der Porenwasserspannung einher geht, wurde mit Hilfe der Porenwasserspannungsmeßgeber eine Versuchsanordnung konstruiert, die eine Beobachtung des horizontalen Ausgleichs der Porenwasserspannungen bei Wasserzugabe bzw. Verdunstung ermöglicht. Dabei werden kleinste Änderungen von den Meßgebern erfaßt und erlauben Beobachtungen, die mit reinen Wassergehaltsmessungen derzeit nicht vorgenommen werden können.

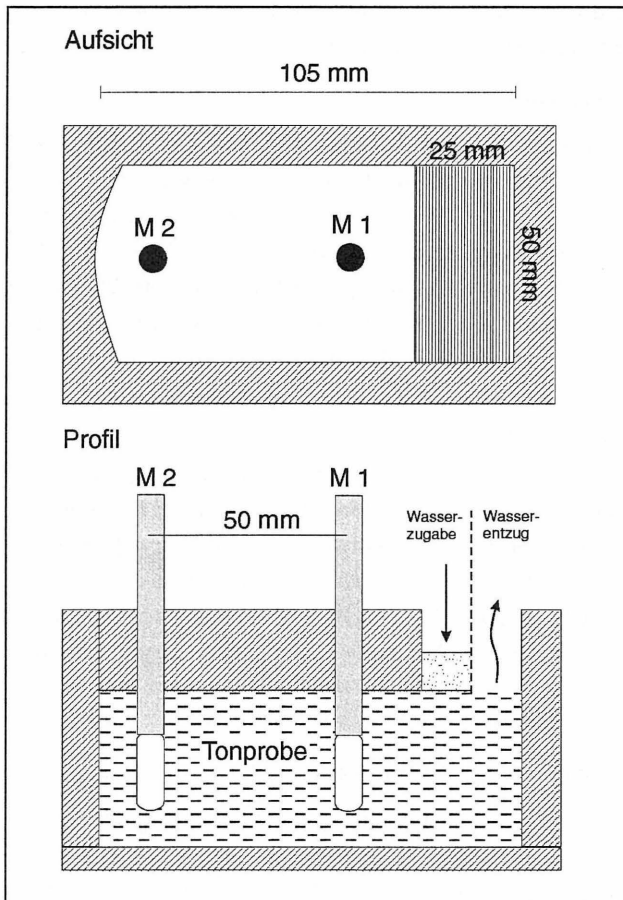


Bild 43: Aufbau eines Versuchszustandes zur Beobachtung des lateralen Ausgleichs der Porenwasserspannungen

Um den Größenordnungen dieser Porenwasserbewegung nachzugehen, wird in einem dafür konstruierten Versuchsbehälter eine ungestörte Bodenprobe eingebaut und zunächst vollständig eingekapselt. Den oberen Abschluß bildet dabei eine Deckelpatte, über die zwei Porenwasserspannungsmeßgeber in einem Abstand von 5 cm in den Ton eingebaut werden. Dem Ton kann Wasser über eine Aussparung am Probenrand zugeführt oder über eine Verdunstungsöffnung entzogen werden (s. Bild 43). Dabei registrieren die Meßgeber den zeitlichen Ausgleichsprozeß des Porenwassers in der Tonprobe.

## **4.3 Felduntersuchungen**

### **4.3.1 Konzeption**

Die bisherigen Ergebnisse extensiver Feldbeobachtung geben im Zusammenspiel mit theoretischen Überlegungen und den bodenmechanischen Laborversuchen wichtige Hinweise zu den Mechanismen der Bodenverformungen. Die Qualität der Beobachtungsmethoden läßt jedoch keine weiterführenden Aussagen über die Interaktion Klima-Boden-Bauwerk zu. So deuten die bestehenden Wassergehaltsmessungen in situ auf dem Kirchengelände in Gilzum zwar eine Bodenwassergehaltsabnahme in Zeiten trockener Witterung an, jedoch ist das gewählte Verfahren der Neutronensondenmessung bei den offenbar geringen Wassergehaltsschwankungen zu ungenau. Ebenso lassen Gipsmarken eine grundsätzliche Beobachtung der Gebäudebewegung zu, liefern aber darüber hinaus keine näheren Informationen. Ziel weiterer Felduntersuchungen muß es sein, die genaue Größenordnung sowohl der Schwankung des Bodenwassergehaltes, der Bodenverformung als auch der Reaktion des Gebäudes zu ermitteln. Dabei ist die Verkettung von Ursache und Wirkung vor dem Hintergrund natürlicher Randbedingungen zu sehen, die auch anthropogene Einflußfaktoren umfassen.

Als Untersuchungsort dient das Kirchengelände der Ortschaft Gilzum. Das Kirchengebäude bietet aufgrund seiner kleinen Abmessungen, seines Umfeldes (parkähnliches Friedhofsgelände) und der bestehenden, derzeit nicht die Standsicherheit gefährdenden Mauerwerkschäden ideale Voraussetzungen für langfristige Beobachtungen. Dabei konzentriert sich die meßtechnische Erfassung der Problematik auf folgende Teilaspekte:

- Wassergehaltsmessungen in situ
- Vermessung der Geländeoberfläche
- Beobachtung der Gebäudebewegung
- Erfassung der lokalen klimatischen Randbedingungen

Die Bilder 44 und 45 vermitteln eine Übersicht über die einzelnen Komponenten der meßtechnischen Beobachtung und ihre Anordnung im Gelände.



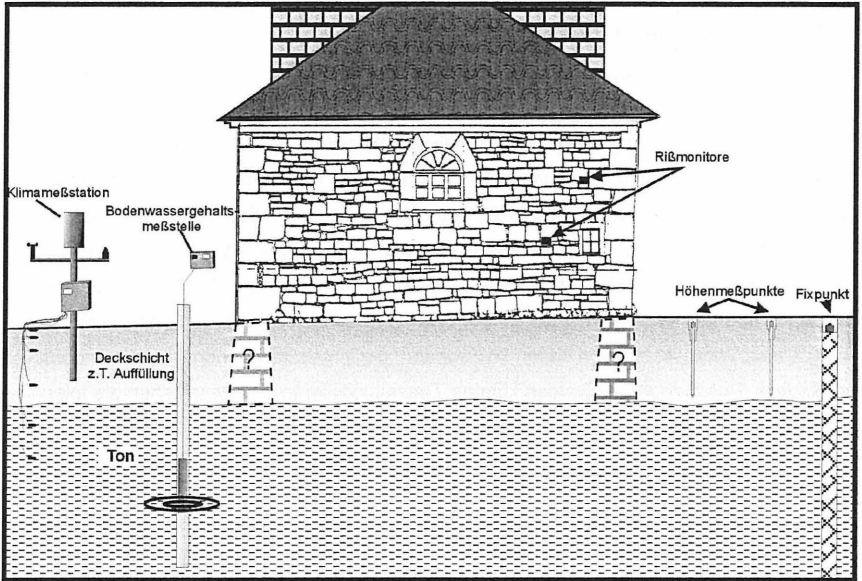


Bild 44: Übersicht der einzelnen meßtechnischen Komponenten zur Erfassung der Interaktion Klima-Boden-Bauwerk

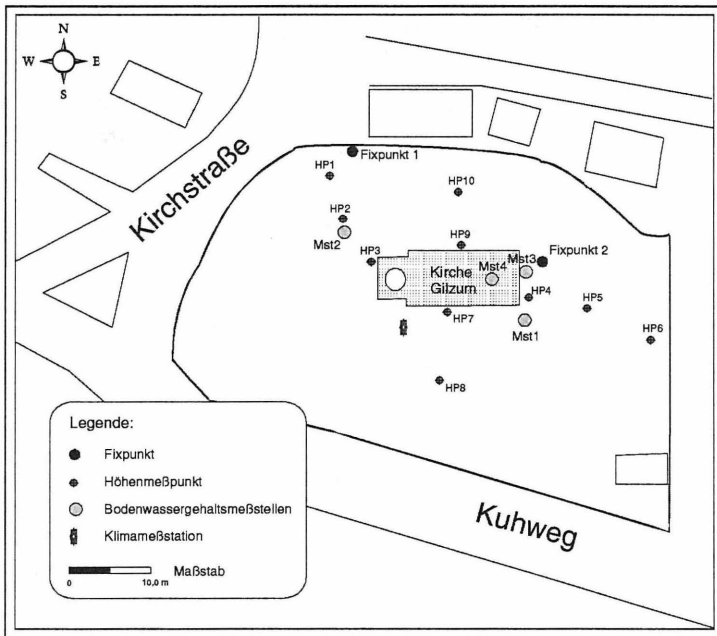


Bild 45: Übersichtskarte des Kirchengeländes in Gitzum

#### 4.3.2 Wassergehaltsmessungen in situ

Ausgehend von den bisherigen Erkenntnissen werden die Bodenverformungen durch Wassergehaltsänderungen der anstehenden Tonböden verursacht. Somit ist in der möglichst genauen Erfassung dieser Wassergehaltsschwankungen ein wesentlicher Aspekt der weiterführenden Felduntersuchungen im Bereich des Kirchengeländes zu sehen. Wünschenswert ist dabei ein Meßverfahren, das ohne wesentliche Störungen des bestehenden Bodengefüges derartige Veränderungen erfaßt und die Erstellung eines Wassergehaltsprofils über die Tiefe zuläßt. Voraussetzung hierfür ist die Möglichkeit der kontinuierlichen Beobachtung des Wassergehaltes an ein und derselben Stelle über längere Zeiträume hinweg. Diese Voraussetzungen bieten Meßsonden, die in geschlossenen Standrohren auf verschiedene Tiefen abgeteuft werden können. Derzeit existieren im wesentlichen die folgenden vier Verfahren:

- Neutronenrohrsonde
- TDR-Rohrsonde (Time Domain Reflectometry vgl. STACHEDER 1996)
- Kryo-Sonden-Meßverfahren (vgl. BRANDELIK et al. 1996)
- Sentry200 AP-Rohrsonde der Firma Troxler

Während die Neutronensonde ein bereits seit einigen Jahrzehnten verwendetes radiometrisches Meßverfahren darstellt, handelt es sich bei den übrigen um neuere geoelektrische Verfahren, die über die Dielektrizitätskonstante des Bodens den Wassergehalt bestimmen. In den anstehenden Tonböden konnten zwar mit Hilfe der Neutronenrohrsonde die grundsätzlichen Tendenzen erfaßt werden, die bestehende Meßwertstreuung erlaubte jedoch keine nähere Untersuchung (vgl. Kapitel 2.6.2). Für den Zeitraum von 1996 bis 1997 stand für die weitere Beobachtung des Bodenwassergehaltes die von der Firma Troxler entwickelte Sentry-Rohrsonde zur Verfügung (s. Bild 46).



Bild 46: Rohrsonde Sentry 200-AP der Firma Troxler

#### 4.3.2.1 Meßprinzip der Sentry 200 AP-Rohrsonde

Grundlage der o.g. geoelektrischen Meßverfahren ist die physikalische Tatsache, daß Wasser gegenüber Erdstoffen deutlich abweichende dielektrische Eigenschaften besitzt. Die Dielektrizitätskonstante stellt dabei einen dimensionslosen Stoffkennwert dar, der die Menge an elektrischer Energie bestimmt, die gespeichert, adsorbiert und durch das Medium geleitet wird (STACHEDER 1996). Sie hängt stark von der Frequenz der angelegten Wechselspannung ab und ist in Frequenzbereichen zu messen, in denen der Unterschied zwischen Wasser und mineralischen Böden besonders groß ist. So liegen die Dielektrizitätskonstanten von Wassers bei Frequenzen zwischen  $10^5$  Hz und  $10^8$  Hz bei ca. 78 (BERLINER 1980 in STACHEDER 1996), während bei mineralischen Böden i.d.R. Werte zwischen 3 und 5 gemessen werden.

Die Rohrsonde Sentry 200 AP der Firma Troxler besteht aus einem zylindrischen Sondenkörper, dessen unterer Teil aus zwei voneinander getrennte Elektroden besteht, die eine Art Kondensator bilden(s. Bild 47). Über die Meßelektronik wird hier eine konstante Wechselspannung angelegt. Entsprechend den dielektrischen Eigenschaften, des die Sonde umgebenden Mediums, verändert sich bei gleichbleibender Spannung die Kapazität des Kondensators und damit letztlich auch die Resonanzfrequenz (Frequenzen zwischen 50 MHz und 54 MHz nach Angabe des Herstellers).

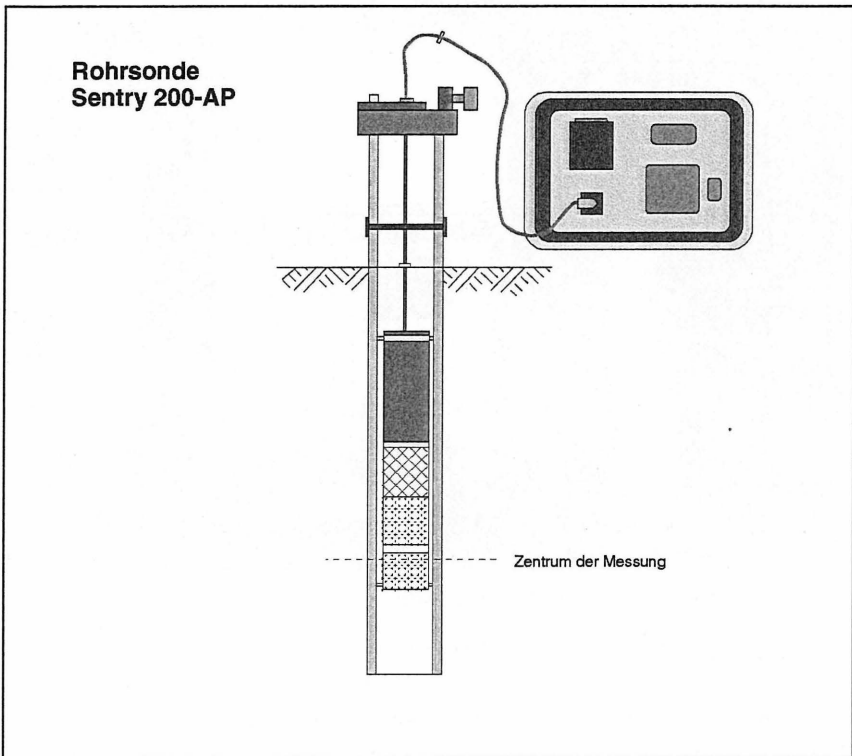


Bild 47: Aufbau der Sentry 200-AP Rohrsonde der Firma Troxler zur Bestimmung des Bodenwassergehaltes in situ

Die Sonde bestimmt dabei den Unterschied zwischen der sich einstellenden Resonanzfrequenz und ihrer Eigenfrequenz. Laut Herstellerangaben besteht dabei folgende Beziehung:

$$w = 1/F_1 \times \ln[(D-F_2)/F_0] \quad [\text{Vol.}\%] \quad (10)$$

w: Wassergehalt [Vol.-%]

D: Frequenzunterschied [-]

$F_{0,1,2}$ : Kalibrierfaktoren [-]

Mit den werkseitig vorgegebenen sondenspezifischen Kalibrierfaktoren ergibt sich die in Bild 48 dargestellte Funktion.

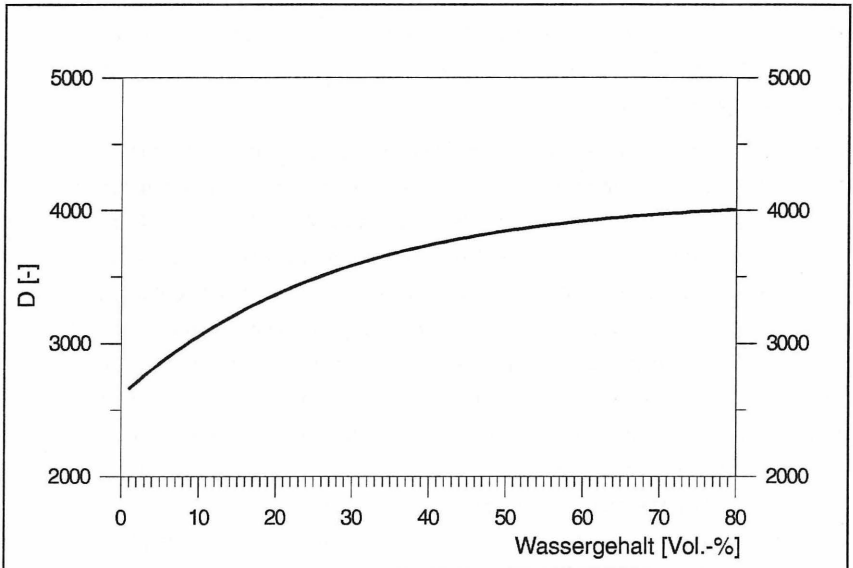


Bild 48: Standardkalibrierfunktion der eingesetzten Sentry 200-AP Rohrsonde

#### 4.3.2.2 Einbau der Meßrohre

Die Messungen erfolgen in einem PVC-Standrohr mit einem den Herstellerangaben entsprechenden Außendurchmesser von 63 mm. Für eine möglichst präzise Messung ist insbesondere der umsichtige Einbau des Standrohres maßgebend, was gerade bei natürlichen Böden äußerst schwierig ist. Eine dauerhafte Veränderung des Bodengefüges durch den Herstellvorgang ist unbedingt zu vermeiden. Verdichtungen oder Auflockerungen führen zu einer Abweichung der Meßwerte von den tatsächlichen Größenordnungen. Ungeachtet dessen muß das Rohr jedoch einen guten Kontakt zum Boden besitzen, um einerseits keine künstlichen Wasserwegsamkeiten und andererseits keine luftgefüllten Hohlräume im Bereich der Rohrwandung zu schaffen. Aufgrund dieser Randbedingungen ist der Einbau einer Meßstelle nicht in allen Böden ohne Probleme möglich. Das vom Hersteller vorgeschlagene Verfahren sieht einen Vortrieb des Rohres mit Hilfe einer Bohrschappe vor. Dabei wird das PVC-Rohr in einer Führung auf den Boden aufgesetzt, danach schrittweise Bodenmaterial mit der Bohrschappe durch das Meßrohr gefördert und dann das Meßrohr hinunter gedrückt oder geschlagen. Der Vorgang der Bohrgutförderung und Rohrabsenkung wird solange wiederholt bis die gewünschte Endteufe erreicht ist. Diese Vortriebsweise mag bei lockergelagerten nicht bindigen Böden und geringer Endteufe (ca. 1 bis 2 m) funktionieren, erweist sich aber bei bindigen Böden in steifer Konsistenz als gänzlich ungeeignet. Beim Herstellvorgang treten hier wachsende Mantelreibungskräfte am Meßrohr auf, die schon in geringen Teufen durch Einschlagen nicht überwunden werden können, ohne das

Kunststoffrohr zu zerstören. Für den Meßstellenbau in den ausgeprägt plastischen Tonböden steifer bis halbfester Konsistenz wurde daraufhin eine andere Methode entwickelt, die zufriedenstellende Ergebnisse liefert.

Zunächst wird das handelsübliche Kunststoffrohr PN 16 (63 mm x 4,7 mm) in 1m lange Segmente zerteilt und mit muffenlosen Steckverbindungen versehen, die durch einen integrierten Dichtring das Eindringen von Wasser in das Rohr verhindern (s. Bild 49 und Bild 50). Zudem werden die Verbindungsstellen unmittelbar vor dem Einsetzen verklebt. Das Rohrende wird mit einer Metallspitze versehen, deren äußere Wandung das PVC-Rohr um 1 mm überragt. Die Herstellung des Bohrloches erfolgt mit einem Kleinbohrgerät im Rammkernverfahren. Um eine größere Verdichtung des Bodens zu vermeiden, wird das Bohrloch schrittweise durch mehrfaches Überbohren bzw. Bodenförderung mit zunehmendem Sondendurchmesser auf den Enddurchmesser von 66 mm gebracht. Anschließend kann das PVC-Rohr auf die Endteufe eingedrückt werden, da bei etwas größerem Durchmesser der metallenen Rohrspitze gegenüber dem eigentlichen Meßrohr, die Mantelreibungskräfte deutlich reduziert werden. Zu berücksichtigen ist weiterhin, daß in ausgeprägt plastischen Tonböden je nach Wassergehalt die im Bohrloch enthaltene Luft beim Abteufen des Meßrohres nicht entweichen kann und letztlich das Erreichen der Endteufe verhindert. Durch Kanäle in der Bohrspitze kann die eingeschlossene Luft über das Meßrohr entweichen und der entstehende Druck abgebaut werden. Durch das in Grenzen elasto-plastische Verhalten des Tones schmiegt dieser sich nach dem Eindrücken des Meßrohres der Rohrwandung wieder an und es wurden selbst in halbfesten Tonen Endteufen bis 4,5 m erreicht.

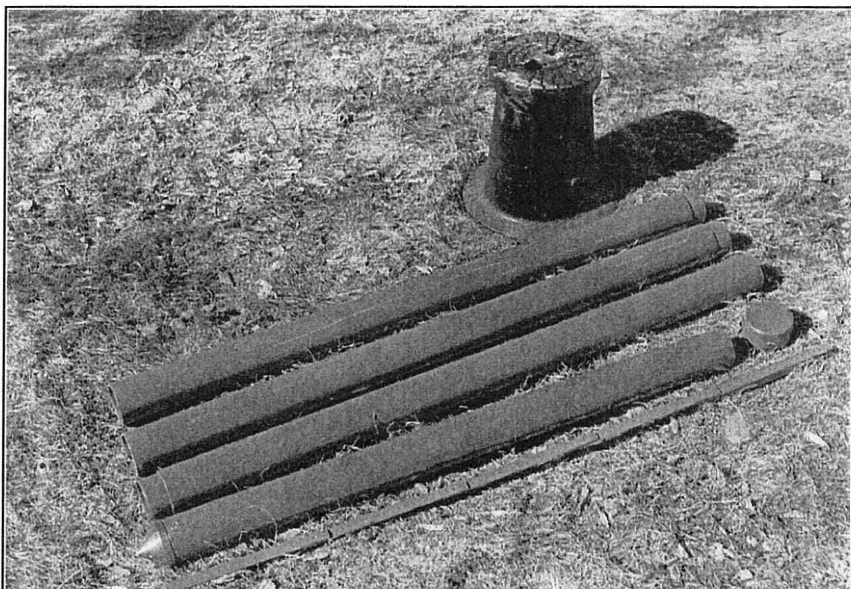


Bild 49: Zerlegte Meßstelle vor dem Einbau

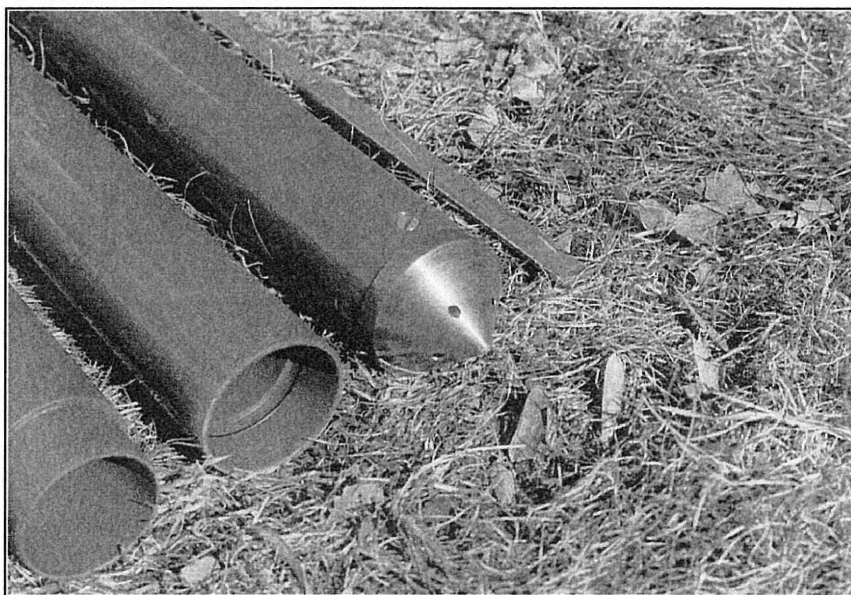


Bild 50: Meßrohre mit Steckverbindung und Metallspitze

#### 4.3.2.3 Kalibrierung und Durchführung der Messungen

Die über den Hersteller vorgegebenen Kalibrierfaktoren müssen den Verhältnissen in den zu untersuchenden Tonböden angepaßt werden, um korrekte Ergebnisse zu erzielen. Hierzu sind über die vorgesehene Meßtiefe Bodenproben zu entnehmen und die Dichte und der Wassergehalt im Labor zu bestimmen. Die so ermittelten Werte werden den zum gleichen Zeitpunkt bestimmten Sondenmeßwerten zugeordnet und als Kalibrierfunktion den zukünftigen Messungen zugrunde gelegt. Bei den anstehenden Tonböden ist dies mit erheblichen Schwierigkeiten behaftet. Sie besitzen zwar makroskopisch eine gute Homogenität, zeigen aber selbst in den obersten Verwitterungsbereichen Zonen, in denen sich offensichtlich alte Trennflächen (Klüfte) im Zentimeterbereich erhalten haben. Letztere stellen dabei keine offenen Trennflächen dar, sondern liegen heute als Bereiche geringerer Dichte und erhöhter Durchlässigkeit bzw. höheren Wassergehaltes vor. Der Abstand dieser Zonen voneinander kann auf Grundlage der vorliegenden Bohrungen nicht beziffert werden. Da jede Probenentnahme vor Ort nur eine Stichprobe darstellt, muß der im Labor ermittelte Wert des Wassergehaltes der Stichprobe somit nicht repräsentativ für das entsprechende Höhengniveau sein. Zudem umfaßt der Einflußbereich der geoelektrischen Messung größere Bodenbereiche als die entnommene Stichprobe. Damit liefert die Sonde zwar ein insgesamt genaueres Bild über den Bodenwassergehalt und dessen Änderung, jedoch ist die Größenordnung zunächst nicht zu beziffern. Diese Tatsachen kommen insbesondere dann zum Tragen, wenn die Wassergehaltsschwankungen über die Tiefe insgesamt gering sind. Ohne nennenswerte Unterschiede im Bodenwassergehalt, die möglichst das Spektrum der zu erwartenden Schwankungen abdecken, ist eine genaue Kalibrierung der Sonde nicht möglich, da die Beziehung zwischen Frequenzunterschied und volumetrischem Wassergehalt nicht dem Verlauf der Standardkalibrierkurve entsprechen muß. Für langfristige Beobachtungen bedeutet dies, daß bei merklicher Veränderung der Sondenmeßwerte die Größenordnung zunächst durch Probenentnahme vor Ort zu bestätigen ist. Erst im Laufe der Zeit entsteht somit durch ständiges Nachkalibrieren eine gültige Kalibrierkurve, die die Bodenwassergehaltsentwicklung vor Ort zuverlässig beschreibt.

Bild 51 zeigt eine Auswahl von Kalibrierkurven für den Gilzumer Ton in verschiedenen Tiefenlagen der Bodenwassergehaltsmeßstelle 2.



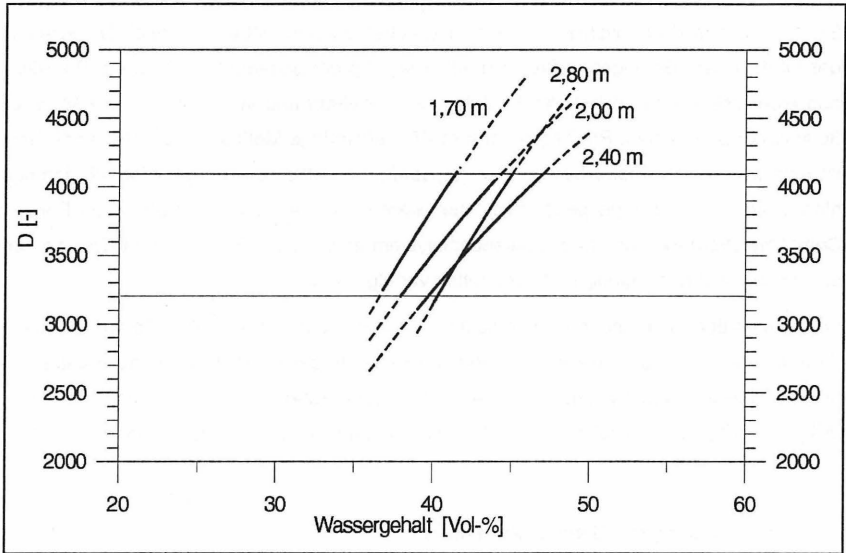


Bild 51: Auswahl von Kalibrierkurven für den Gilzumer Ton in den Tiefenlagen 1,70 m, 2,00 m, 2,40 m und 2,80 m der Bodenwassergehaltsmeßstelle 2

#### 4.3.3 Erfassung der lokalen klimatischen Randbedingungen

Schwankungen des Bodenwassergehaltes sind immer Reaktionen auf Veränderungen im Umfeld des Bodens. Wesentliche Bedeutung kommt dabei den durch das Klima gesteuerten Prozessen der Wasserzufuhr bzw. des Wasserentzuges zu. Eine Erfassung der lokalen klimatischen Bedingungen im Zusammenspiel mit der Beobachtung der Bodenwassergehaltsentwicklung ermöglichen weiterführende Aussagen über die beiderseitige Abhängigkeit.

Für die Messungen auf dem Kirchengelände der Ortschaft Gilzum wurde daraufhin eine Klimameßstation eingerichtet, die folgende Daten permanent erfaßt:

- Niederschlag mit maximal 7mm/min
- Lufttemperatur zwischen -25 und +50 °C
- Luftfeuchte zwischen 10 und 100% rel. Feuchte
- Windgeschwindigkeit zwischen 0,5 und 35 m/s
- Globalstrahlung zwischen 0,4 und 1,1  $\mu\text{m}$
- Bodentemperatur zwischen -25 und +50 °C in 5, 20, 40, 80, 120 und 250 cm Tiefe unter Gelände

Die anfallenden Daten werden von einem akkubetriebenen Datalogger nach Dr. Weihofen der Firma Thies, Göttingen, erfaßt und auf einem Eprom dauerhaft gespeichert. Die einzelnen Meßwerte werden dabei alle 15 Sekunden abgefragt und als arithmetisches Mittel alle 30 Minuten gespeichert. Pro Tag werden so 48 Meßwerte je Meßkanal aufgezeichnet. Damit ist eine ausreichend hohe Datendichte gegeben, die selbst kurzfristige Wetteränderungen hinreichend erfaßt. Die gespeicherten Daten werden über ein Lesegerät auf einen Personal Computer übertragen und in ein Datenbanksystem eingelesen. Die Wetterentwicklung kann somit schnell und in beliebigen Ausschnitten verfolgt werden.

Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen wurde das beschriebene Eprom alle sieben Tage ausgetauscht und ausgelesen, wodurch Fehler in der Aufzeichnung oder Schäden an der Meßanlage schnell erkannt und behoben werden konnten. Insgesamt war die Störfähigkeit gering, und Ausfälle in der Datenaufzeichnung blieben die Ausnahme.

#### **4.3.4 Vermessung der Geländeoberfläche**

Eine Aufnahme oder Abgabe von Bodenwasser führt bei den anstehenden Tonböden zu Volumenveränderung und damit Hebungen oder Setzungen der Geländeoberfläche. Über eine regelmäßige Vermessung soll die Größenordnung der Beträge erfaßt werden. Aufgrund der vorliegenden örtlichen Gegebenheiten sind dabei folgende Problemstellungen zu lösen:

- Die Bodenverformungen sind in allen Bereichen zu erwarten, in denen die Tonböden den Baugrund bilden. Bei der bestehenden großräumigen Verbreitung ist ein Höhenfestpunkt als Bezugsgröße für die veränderlichen Geländehöhenpunkte im näherem Umfeld zunächst nicht gegeben.
- Auf dem Kirchengelände werden die Tonböden durch eine um 1,60 m mächtige Deckschicht überlagert. Mögliche Veränderungen in der Deckschicht, z.B. Frosthebung oder Schrumpfung bei Austrocknung, müssen bei der Beobachtung der Verformungen des Tonbodens ausgeschlossen werden.

Als Höhenfestpunkte dienen zwei auf dem Kirchengelände befindliche Zementsäulen, die bis ca. 6 m Tiefe in den Ton einbinden. Um ein Nivellement zu ermöglichen, wurde ihnen jeweils ein Höhenbolzen aufgesetzt. Darüber hinaus wurden zur Erfassung der durch den Ton verursachten Bodenverformungen Geländehöhenpunkte konstruiert und erstellt, die bis kurz oberhalb der Tonoberfläche in die Deckschicht einbinden. Sie bestehen aus einer Stahlstange (Durchmesser 32 mm), die an einem Ende mit einem Kunststoffzylinder incl. eingelassenem Höhenbolzen und am anderen Ende mit einer Metallspitze versehen ist. Mit Hilfe eines Kleinbohrgerätes wurden die Stahlstangen in die Deckschicht gerammt. Die abschließenden Höhenbolzen liegen dabei unterhalb der Geländeoberkante und sind durch

eine handelsübliche Straßenkappe geschützt. In der oberen Hälfte des Stahlstabes verhindert ein Kunststoffrohr den Kontakt zwischen Stahlstab und Boden, um ein durch Frosteinwirkung mögliches Anheben des Geländehöhenpunktes zu verhindern (s. Bild 52). Insgesamt wurden 10 Geländehöhenpunkte in die Deckschicht eingebunden, deren Lage dem Übersichtsplan in Bild 45 zu entnehmen ist.

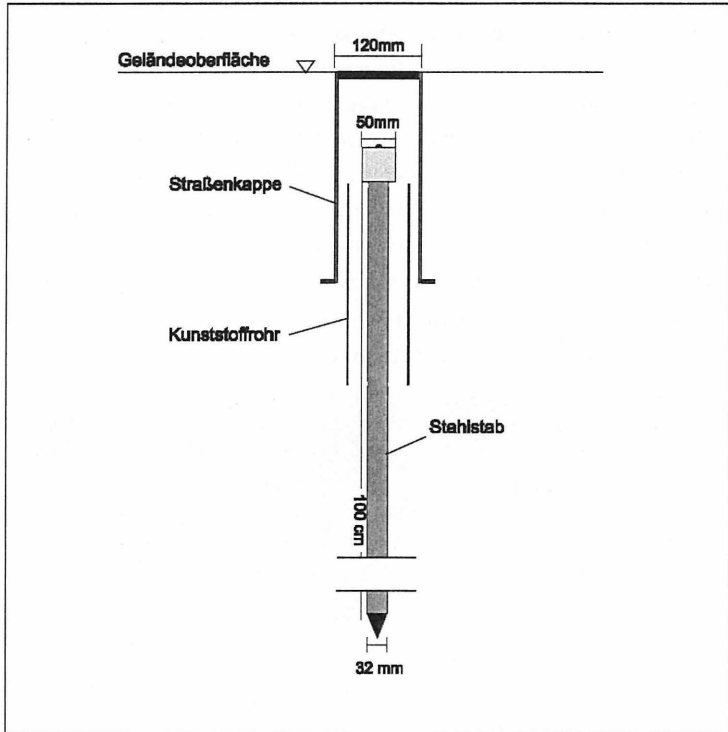


Bild 52: Aufbau eines Geländehöhenpunktes

Die Höhenmessungen erfolgen nach dem Verfahren des geometrischen Nivellements. Die lotrechten Höhenunterschiede zwischen Höhenfestpunkt und Geländehöhenpunkt werden mit Hilfe einer Präzisionsnivellierlatte bestimmt. Aufgrund der kleinen Entfernungen von ca. 10 m zwischen Nivelliergerät und Nivellierlatte können die Ablesungen millimetergenau durchgeführt werden. Sie erfolgen durchschnittlich im 14-tägigen Rhythmus, wobei die Meßintervalle in Zeiten deutlicher Veränderungen verkürzt werden und im umgekehrten Falle verlängert.

#### 4.3.5 Beobachtung der Gebäudebewegung

Die Verformungen des Untergrundes führen zu Mauerwerksschäden, die sich in Rißbildungen äußern. Grundsätzliche Tendenzen der Gebäudebewegung lassen sich aus der regelmäßigen Beobachtung einfacher Gipsmarken ableiten (vgl. Kapitel 2.6). Für genauere Untersuchungen reicht dies jedoch nicht aus, da Bewegungen bereits bestehender Rißöffnungen erst bei großen Veränderungen bemerkt werden. Für die weiteren Untersuchungen wurden daraufhin an den wichtigsten Rissen sogenannte Rißmonitore der Firma tcl - iDeutschland mit Unterstützung des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig (iBMB) installiert. Sie bestehen aus zwei rißüberbrückenden, sich überlappenden, aber nicht miteinander verbundenen Kunststoffplatten (s. Bild 53). Die dem Riß zugewandte hintere Platte besitzt eine Meßskala, die vordere ein Fadenkreuz. Bei Hebungen oder Senkungen von Gebäudeteilen bzw. Öffnen und Schließen von Rissen verschiebt sich das Fadenkreuz gegenüber der Meßskala und die Bewegung kann mit einer Ablesegenauigkeit von  $\pm 0,2$  mm registriert werden. Am Kirchengebäude von Gilzum wurden insgesamt 5 Rißmonitore installiert, deren Lage dem Bild 54 zu entnehmen ist.

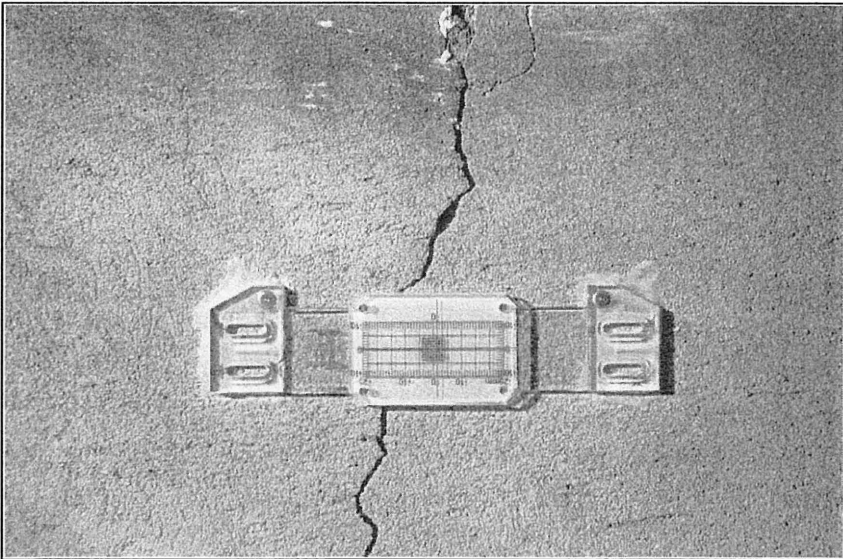


Bild 53: Installierter Rißmonitor der Firma tcl - iDeutschland

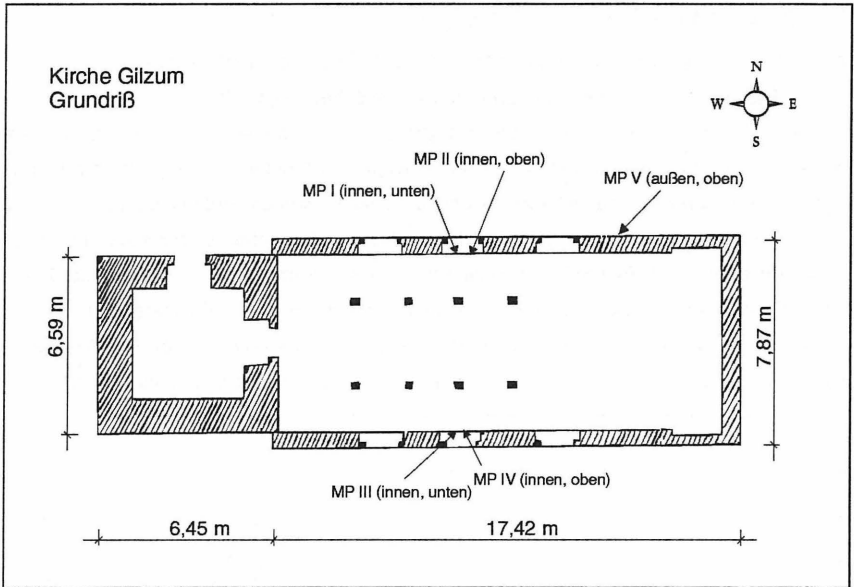


Bild 54: Grundriß der Kirche in Gilzum mit Lage der installierten Rißmonitore

#### 4.3.6 Sonstige Beobachtungen

Auf Grundlage der meßtechnischen Beobachtung der Interaktion Klima-Boden-Bauwerk ist eine weiterführende Beurteilung von Veränderungen im äußeren Umfeld des betroffenen Gebäudes notwendig. Vor dem Hintergrund der in Kapitel 2.5 erläuterten Einflußfaktoren (z.B. Baumbewuchs oder anthropogene Veränderungen) kann den Fragen der plötzlichen Zunahme der Gebäudeschäden und deren zukünftige Entwicklung nachgegangen werden.

## 5 Zusammenstellung der Ergebnisse

### 5.1 Bodenphysikalische Eigenschaften des Gilzumer Tonbodens

#### 5.1.1 Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt

Gemäß Kapitel 3.3.3 wird die Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt gemeinhin als Bodenspezifikum verstanden, das poröse Medien in bezug auf ihre hydraulischen Eigenschaften hinreichend beschreibt. Hierzu wurden Untersuchungen an zwei ungestörten Tonproben aus Gilzum, am Material der auflagernden Deckschicht und einem Sand durchgeführt (s. Bild 55). Ausgehend von ihrem maximalen Wassergehalt wurde den Proben fortan Porenwasser über die Verdunstung entzogen, der Wassergehalt mit Hilfe einer Waage kontrolliert und der Aufbau der Saugspannungen beobachtet. Eine Wiederbefeuchtung erfolgte nicht und so bleiben hier evtl. bestehende Hysteresen unberücksichtigt.

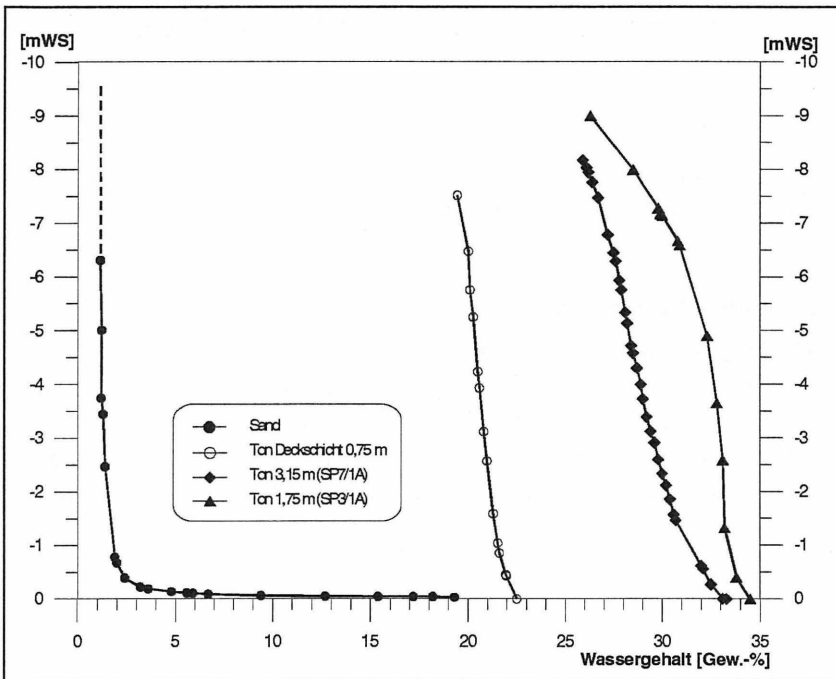


Bild 55: Die Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt an einem Sand, dem Material der Deckschicht aus Gilzum und zwei ungestörten Tonproben aus Gilzum

Die Retentionskurven zeigen die zu erwartenden grundsätzlichen Unterschiede in Größenordnung und Verlauf zwischen dem Sand, dem Bodenmaterial der Deckschicht und dem Ton. Auffällig sind die bestehenden Differenzen zwischen den beiden Tonproben aus ein und derselben Entnahmestelle aber unterschiedlichen Tiefenlagen, die schon an dieser

Stelle keine allgemeingültige Beziehung zwischen dem Wassergehalt und der Wasserspannung für den anstehenden Ton andeuten. Eine die Tone hinreichend beschreibende Retentionskurve setzt die Unveränderlichkeit der Porengrößenverteilung und des Porenraumes voraus, die allein in Kenntnis der Genese derartiger Böden (vgl. Kapitel 3.2) selbst in kleinsten Bereichen i.d.R. nicht gegeben sein kann. Ihre Variabilität müßte sich u. a. im Wechsel der Trockendichte  $\rho_d$  über die Tiefe ausdrücken. Im Zuge der Probenentnahme auf dem Kirchengelände von Gilzum wurden orientierte Sonderproben der Güteklasse 1 nach DIN 4021 entnommen und die Dichte und der Wassergehalt im bodenmechanischen Labor bestimmt. Bild 56 zeigt die grundsätzliche Tendenz der Veränderung, der daraus berechneten Trockendichte. Hiernach steht der Ton in zunächst hoher Trockendichte von ca.  $1,60 \text{ [t/m}^3\text{]}$  an, fällt dann bis in 2,10 m Tiefe auf ein Niveau von ca.  $1,50 \text{ [t/m}^3\text{]}$ , um schließlich ab etwa 3,30 m bis zu einer Endteufe von 5 m stetig auf  $1,64 \text{ [t/m}^3\text{]}$  anzuwachsen.

Neben der Dichtebestimmung über die Entnahmetiefe wurde an jedem einzelnen Probekörper mehrfach die einaxiale Druckfestigkeit mit einem Taschenpenetrometer bestimmt. Die Untersuchungen erfolgten auf den senkrecht zur Bohrachse liegenden Oberflächen der orientiert entnommenen Tonproben. Die einzelnen Versuche wurden an orientierten Probensegmenten (Nord, West, Süd, Ost) durchgeführt. Eine Zusammenstellung der Ergebnisse enthält das Bild 57.

Die einaxiale Druckfestigkeit liegt bei 2,40 m um  $160 \text{ kN/m}^2$  und steigt bis in 3,2 m Tiefe auf Werte um ca.  $270 \text{ kN/m}^2$  an, die bis zu einer Endteufe von 5,0 m beibehalten werden. Im Detail zeigen sich selbst in kleinsten Bereichen erhebliche Streubreiten innerhalb weniger Zentimeter je Tiefenlage.

Die zunächst makroskopisch homogenen Tone weisen im Detail erhebliche Inhomogenitäten auf und bestätigen damit die aus den theoretischen Betrachtungen der Genese derartiger Böden hervorgehenden Vermutungen (vgl. Kapitel 3.3). Aus der Unstetigkeit der Trockendichte mit zunehmender Tiefe und der hohen Variabilität der einaxialen Druckfestigkeit je Probe läßt sich bereits erahnen, welcher Veränderlichkeit die den Ton beschreibenden Retentionskurven sowohl vertikal als auch horizontal unterliegen müssen. Deutlich wird weiterhin, daß über das untersuchte Material der Deckschicht eine kapillare Anbindung des Tones zur Atmosphäre gegeben ist. Veränderungen in der Wasserspannung der Deckschicht führen zwangsläufig zu einer Veränderung im darunterliegenden Ton. Hingegen kann der Sand große Anteile seines Porenwassers abgeben, ohne daß sich nennenswerte Wasserspannungsänderungen einstellen.

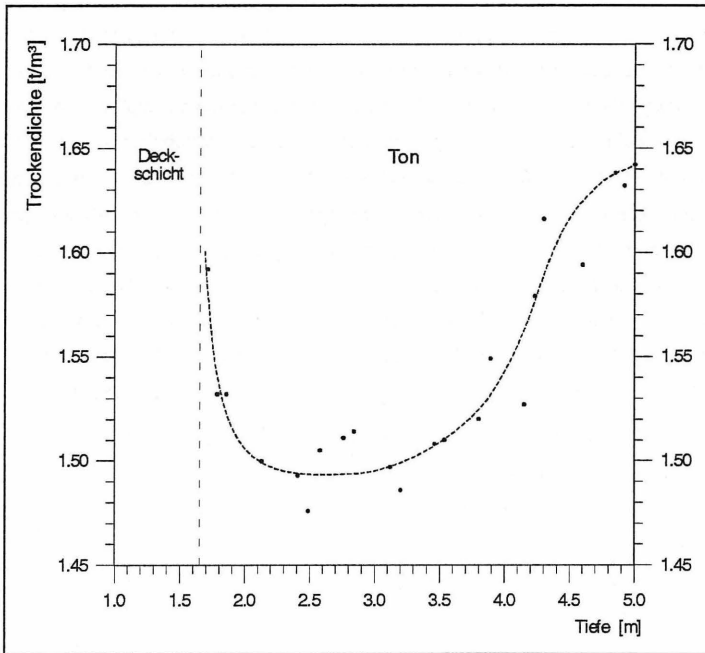


Bild 56: Variation der Trockendichte  $\rho_d$  über die Entnahmetiefe des Tones aus Gilzum

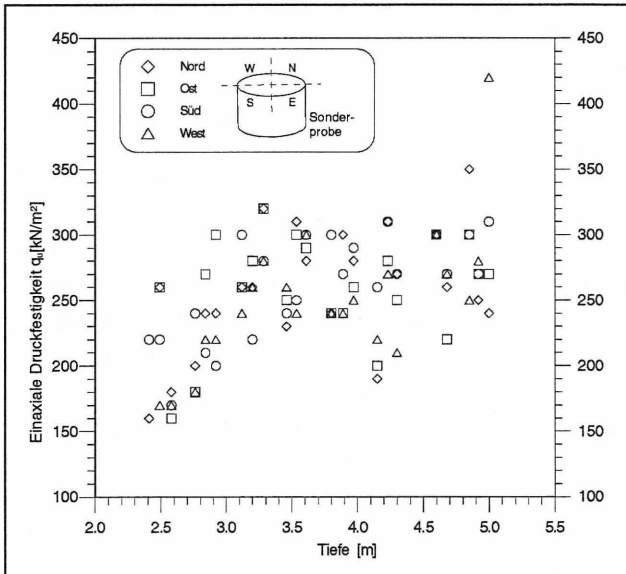


Bild 57: Variation der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  in Abhängigkeit von der Entnahmetiefe und räumlicher Lage



Zur Abschätzung der Größenordnung der o.g. Einflüsse auf die Beziehung von Wassergehalt und Wasserspannung erfolgten an einigen Sonderproben nähere Untersuchungen. Hierzu wurden ungestörte Tonproben durch Wasserzugabe auf ihren maximalen Wassergehalt ohne zusätzliche Auflast gebracht. Der Ton nahm dabei an Volumen zu und erreichte seine geringste Dichte. Im modifizierten Ödometer-Versuchsstand wurden sie anschließend mit einer den natürlichen Verhältnissen entsprechenden Last beaufschlagt und der sich einstellende Gleichgewichtszustand (Porenwasserdruck = 0) abgewartet. Die Proben besaßen zu diesem Zeitpunkt ihre unter den gegebenen Randbedingungen geringste Trockendichte. Über die kontrollierte Belüftung wurde den Proben anschließend Wasser entzogen und die Veränderung von Porenwasserspannung und Wassergehalt fortlaufend registriert. Mit einer erneuten Wasserzugabe nahmen die Proben wieder im Volumen zu, erreichten jedoch unter der gegebenen Last nicht ihr Ausgangsvolumen. Durch Fortführung dieser Vorgehensweise konnte über eine sich selbst verdichtende Probe die Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt bei verschiedenen initialen Trockendichten unter einer konstanten Auflast beobachtet werden.

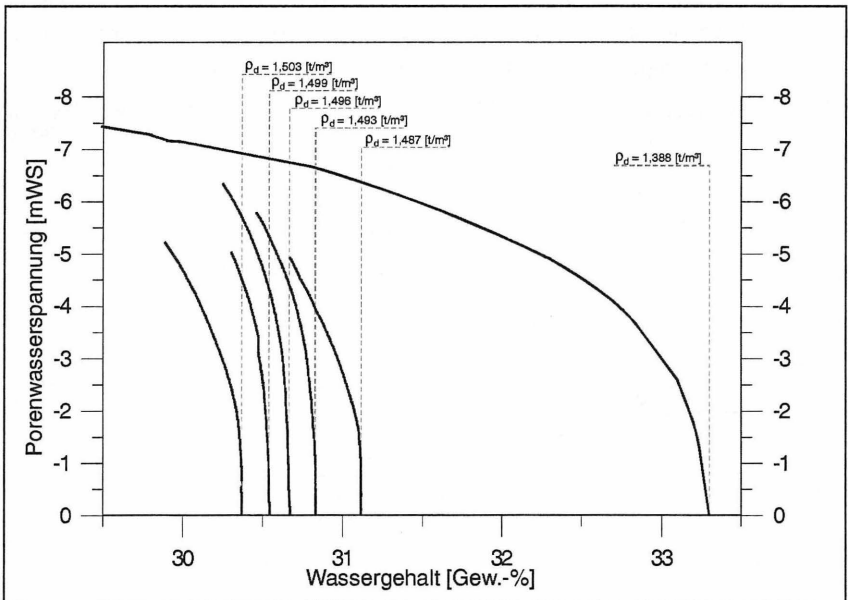


Bild 58: Beziehung zwischen Porenwasserspannung und Wassergehalt in Abhängigkeit von der initialen Trockendichte am Beispiel der Probe SP6/2c unter einer Auflast von 57 kN/m²

Bild 58 zeigt die ermittelte Variabilität der Retentionskurven am Beispiel der Probe SP6/2c unter einer Last von 57 kN/m². Hierbei veränderte sich die Trockendichte von anfangs 1,388 [t/m³] im Zuge der Verdichtung der Probe auf 1,500 [t/m³]. Dabei ist die Abnahme des

Porenraumes zu Beginn der Versuchsserie sehr groß und wird nachfolgend kleiner. Deutlich zeigt sich hier die Abhängigkeit der Retentionskurve von der Trockendichte.

Ein weiterer Faktor, der die Beziehung zwischen Wassergehalt und Wasserspannung bei bindigen Böden beeinflusst, ist die Einwirkung einer vertikalen Last, die durch die natürliche Bodenauflast oder durch eine zusätzliche Bauwerkslast gegeben sein kann. Hierdurch wird das Niveau der Wasserspannung reduziert (vgl. HOLZLÖHNER & ZIEGLER 1995). Fraglich war zunächst, in welcher Größenordnung dies bei den untersuchten Böden zum Tragen kommt. Untersuchungen von BACHMANN (1998) an einem ausgeprägt plastischen Tonboden zeigen die Auswirkung einer aufgetragenen Last auf die Porenwasserspannung bei einem bestehenden Niveau der Saugspannung von ca.  $51 \text{ kN/m}^2$  (s. Bild 59). Unter der Einwirkung einer Last von  $57 \text{ kN/m}^2$  werden die negativen Porenwasserspannungen auf ein Niveau von etwa  $19 \text{ kN/m}^2$  abgebaut. Somit trägt unter den gegebenen Randbedingungen ca.  $1/3$  der Last das Korngerüst und  $2/3$  das Porenwasser. Die Größenordnung der negativen Porenwasserspannung wird offenbar auch im Falle des Tonbodens von Gilzum stark von der jeweiligen Auflast beeinflusst. Es ist anzunehmen, daß das Ausmaß des Lasteintrages maßgeblich von der bestehenden Trockendichte abhängt, da mit abnehmendem Porenraum das Korngerüst vermutlich immer höhere Anteile einer Last übernehmen wird.

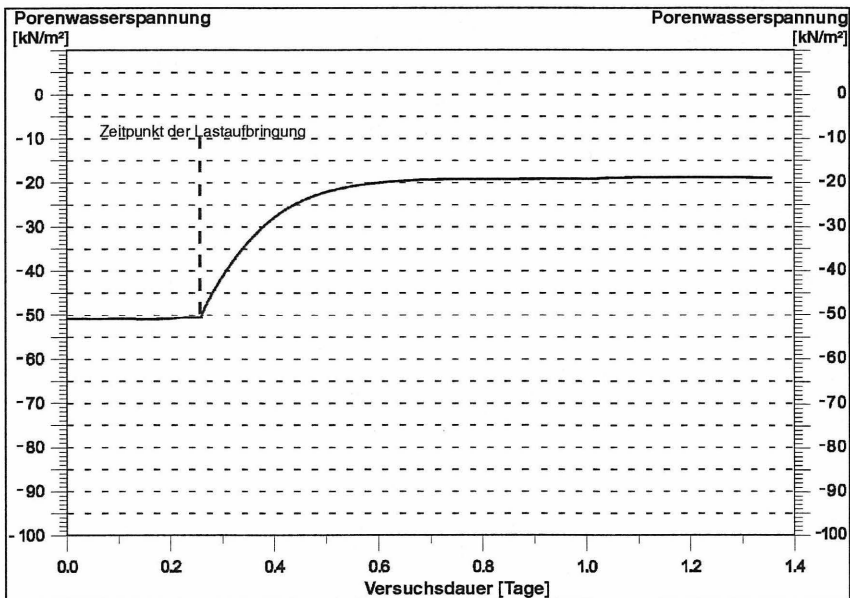


Bild 59: Entwicklung der Porenwasserspannung nach Aufbringung einer konstanten Auflast von  $57 \text{ kN/m}^2$  an einem ausgeprägt plastischen Ton nach BACHMANN (1998)

Aus den Untersuchungen geht hervor, daß für Tonböden dieser Art keine allgemeingültige Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt existiert, die auch nur näherungsweise die realen Verhältnisse im anstehenden Baugrund beschreibt. Dazu ist einerseits die Variabilität der Retentionskurven sowohl vertikal als auch horizontal zu groß, andererseits unterliegen sie auch dem Einfluß einer mit der Tiefe zunehmenden Auflast. Darüber hinaus verändern sich Porengrößenverteilung und Porenvolumen im Zuge von Quell- und Schrumpfprozessen kontinuierlich. Zur Beschreibung der hydraulischen Vorgänge, bzw. des Wasserhaushaltes derartiger Böden sind die üblichen numerischen Simulationen somit gänzlich ungeeignet. Sie setzen gemeinhin eine unveränderliche Bodenmatrix und Retentionskurven voraus, die den Boden eindeutig charakterisieren. Da die untersuchten Böden keine außergewöhnlichen Tone darstellen, steht die Anwendung dieser numerischen Verfahren allgemein bei derartigen Tonböden in Frage.

### 5.1.2 Bestimmung des Quelldruckes

Aufgrund theoretischer Überlegungen muß das Niveau der negativen Porenwasserspannung bei den vorliegenden gesättigten Tonböden dem initialen Quelldruck entsprechen (vgl. Kapitel 2.3.4). D.h. bei Wasserzugabe und behinderter Dehnung übt ein betrachteter Tonkörper genau den Druck auf seine Umgebung aus, der dem Niveau der Saugspannung zum Zeitpunkt der Wasserzugabe entspricht. Würde sich dieser Sachverhalt im Falle des Gilzumer Tones bestätigen, so läge hierin die Ursache für eine nennenswerte Quelldruckentwicklung bei gesättigten Verhältnissen.

Zur Überprüfung dieser Überlegungen wurden an verschiedenen ungestörten Tonproben Quelldruckversuche durchgeführt. Neben der fortlaufenden Messung des sich entwickelnden Druckes konnte im modifizierten Ödometer-Versuchsstand auch der Verlauf der Porenwasserspannung kontinuierlich verfolgt werden.

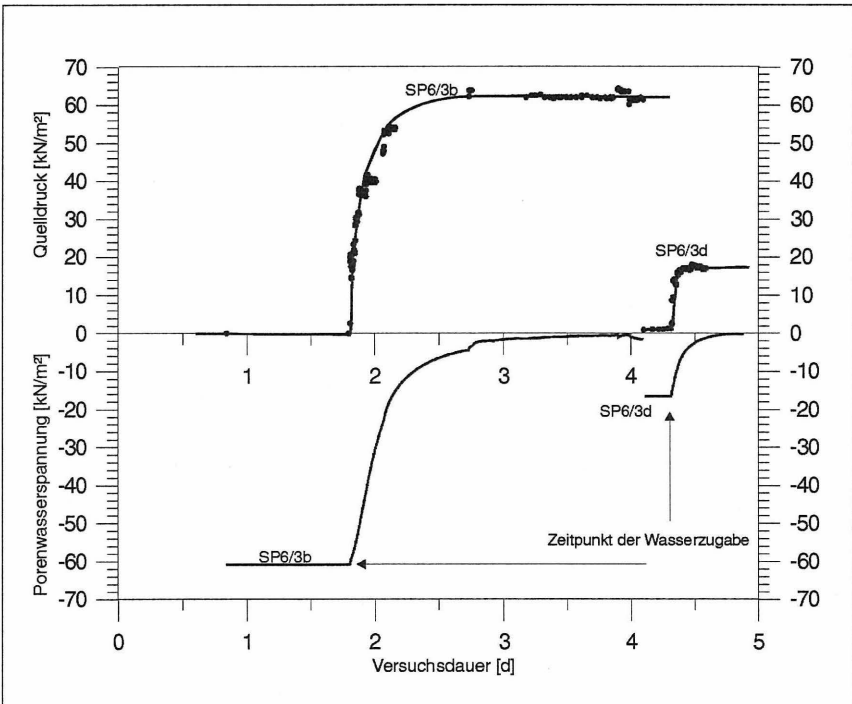


Bild 60: Entwicklung der Porenwasserspannung und des Quelldruckes bei Wasserzugabe an den Proben SP6/3b und SP6/3d

Bild 60 zeigt zwei Quelldruckversuche im Detail. In der unteren Hälfte der Graphik ist die Entwicklung der Saugspannung dargestellt, die obere enthält die des sich aufbauenden Quelldruckes. Zu Beginn der Versuche wurden die Proben auf eine konstante negative

Porenwasserspannung eingestellt. Probe SP6/3b kam auf ein Ausgangsniveau von ca. 60 kN/m<sup>2</sup> und Probe SP6/3d auf ca. 18 kN/m<sup>2</sup>. Mit der Wasserzugabe nehmen die Saugspannungen kontinuierlich ab und der sich entwickelnde Quelldruck rasch zu. Der Prozeß kommt vollständig zum Erliegen, wenn die negativen Porenwasserspannungen abgebaut sind, d. h. den Wert 0 erreichen. Bei beiden Proben entwickeln sich genau die Quelldrücke, die dem negativen Porenwasserspannungsniveau zu Beginn der Versuche entsprechen. Weitere Untersuchungen an verschiedenen Tonproben unterschiedlicher Tiefenlage bzw. vertikaler Belastung und initialer Saugspannung bestätigen die Allgemeingültigkeit des Zusammenhangs. Bild 61 zeigt zusammenfassend weitere Untersuchungsergebnisse.

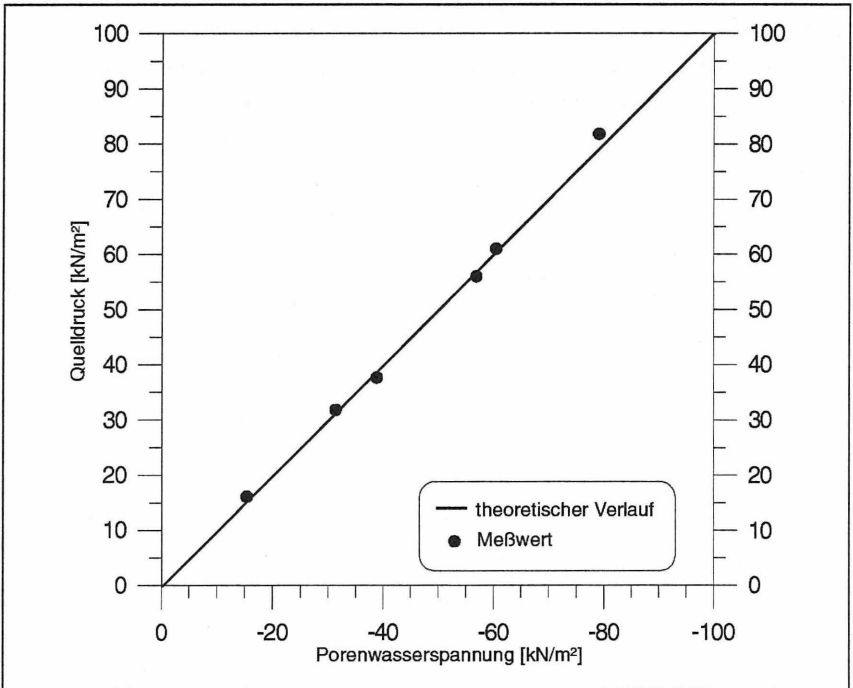


Bild 61: Theoretischer Verlauf und ermittelte Versuchsergebnisse der Beziehung Quelldruck zu Porenwasserspannung des gesättigten Tonbodens von Gilzum

### 5.1.3 Größenordnung der Saugspannung in situ

In der Beziehung zwischen Quelldruck und Saugspannung liegt die eigentliche Ursache für die zyklischen Quellhebungen der gesättigten Tonböden. Somit kommt der Entwicklung der Saugspannung bei Wasserabgabe und ihrer in situ entstehenden Größenordnung eine besondere Bedeutung zu. Aufgrund der offenbar nur geringen Wassergehaltsschwankungen vor Ort müssen sich die negativen Porenwasserspannungen bei nur geringfügiger Wassergehaltsabnahme rasch aufbauen. Zudem nehmen sie dabei erhebliche Größenordnungen an, da die Bodenverformungen auch trotz zusätzlicher Gebäudelast erfolgen.

Ziel dieser Untersuchungen war es zunächst, die natürlichen Verhältnisse im Versuchsstand so genau wie möglich abzubilden (vgl. Kapitel 4.2). Dazu wurden die entnommenen Sonderproben mit ihrem natürlichen Wassergehalt in den modifizierten Ödometer-Versuchsstand eingebaut und mit einer den Verhältnissen vor Ort entsprechenden Last beaufschlagt. Nachfolgend führte ein Wasserangebot zu Quellhebungen und es stellte sich der unter den gegebenen Bedingungen maximale Wassergehalt ein. Anschließend wurde der Meßgeber zur Erfassung der Porenwasserspannung eingesetzt und durch eine kontrollierte Verdunstung der Schrumpfprozeß eingeleitet.

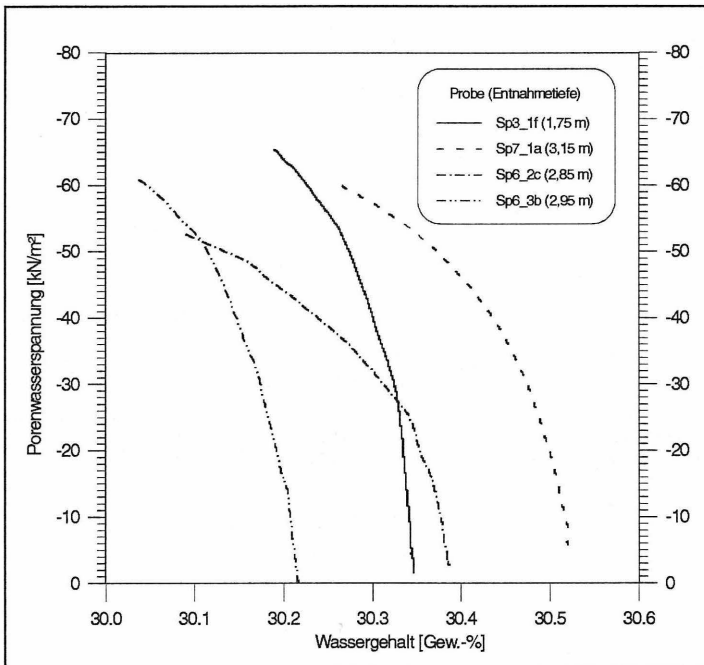


Bild 62: Die Entwicklung der Porenwasserspannung bei abnehmenden Wassergehalten von 4 ungestörten Tonproben des Gilzumer Tones unter ihrer natürlichen Auflast

Die verwendeten Proben wiesen zum Zeitpunkt der Probenentnahme in situ Wassergehalte von 28,2 Gew.-% (SP3/1f), 28,9 Gew.-% (SP7/1a), 29,3 Gew.-% (SP6/2c) und 29,5 Gew.-% (SP6/3b) auf: Nach Wasserzugabe erreichten sie Maximalwerte, die zwischen 0,7 Gew.-% und 2,1 Gew.-% höher lagen. Beim anschließenden Schrumpfversuch nahmen die Porenwasserspannungen rasch ab. Bild 62 zeigt die Entwicklung der Porenwasserspannung bei Wasserentzug innerhalb des Tones. Deutlich wird, daß nur geringste Wassergehaltsänderungen von ca. 0,15 bis 0,3 Gew.-% einen Aufbau der Saugspannungen auf etwa 60 kN/m<sup>2</sup> verursachen.

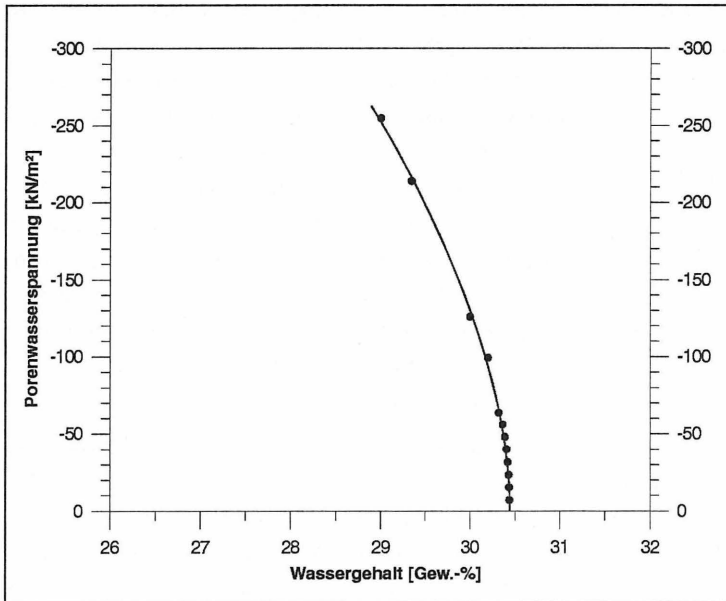


Bild 63: Die Beziehung Porenwasserspannung und Wassergehalt bei Wasserabgabe unter Hinzunahme von Ergebnissen aus Quelldruckversuchen an Probe SP7/2

Für die weiteren Untersuchungen bedeutete dies, daß der Meßbereich des Porenwasserspannungsmeßgebers nicht ausreicht, um die vollständige Größenordnung der in situ entstehenden Saugspannungsänderungen zu erfassen. Ausgehend von Wassergehaltsschwankungen zwischen 1 und 2 Gew.-% liegen die bestehenden Saugspannungen offenbar deutlich über 100 kN/m<sup>2</sup>. In Kenntnis der Beziehung zwischen Quelldruck und Porenwasserspannung war eine Ermittlung des Saugspannungsniveaus dennoch möglich. Hierzu wurden an ausgewählten Proben bei Wassergehalten bis 1,5 Gew.-% unterhalb ihres maximalen Wassergehaltes Quelldruckversuche gefahren. Die Ergebnisse sind beispielhaft für die Probe SP7/2 in Bild 63 dargestellt. Der Versuch zeigt, daß bei einer Wasserabgabe von ca. 1,5 Gew.-% Saugspannungen um 250 kN/m<sup>2</sup> auftreten.

#### 5.1.4 Einfluß der Gebäudelast auf die Mechanismen der Bodenverformung

Bauwerke tragen über das Bodeneigengewicht hinaus zusätzliche Lasten in den Untergrund ein. Die weiteren Untersuchungen sollen zeigen, inwiefern negative Porenwasserspannungen das bodenmechanische Verhalten der Tonböden dabei beeinflussen.

Ausgehend von quasi gesättigten Verhältnissen (von geringfügigen Lufteinschlüssen einmal abgesehen) besteht bei den vorliegenden Tonböden praktisch ein Zweiphasensystem. Aus dem Belastungsversuch in Kapitel 5.1.1 geht hervor, daß zusätzliche Lasten einerseits von der Bodenmatrix oder/und vom Porenwasser aufgenommen werden können. Bestehende Saugspannungen werden dabei abgebaut, d.h. der Eintrag einer zusätzlichen potentiellen Energie wird z.T. über ein negatives Potential kompensiert. Dabei handelt es sich also lediglich um einen energetischen Ausgleichsprozeß, der zunächst nicht verformungswirksam sein kann. Bei der Untersuchung der Lasteinwirkung in einem Ödometer-Versuchsstand ist zu beachten, daß die Probe allseitig umschlossen ist und einaxial ganzflächig belastet wird. Liegt ein homogener Ton in vollständigem Kontakt zum feststehenden Ring bzw. zur Last- und Filtersteinplatte, so können solange keine Bodenverformungen eintreten bis die negativen Porenwasserspannungen vollständig abgebaut sind und in den positiven Bereich gelangen. Zur Untersuchung dieser Annahme wurden Tonproben im Ödometer-Versuchsstand unter ihrer natürlichen Auflast auf ein konstantes Saugspannungsniveau eingestellt und anschließend schrittweise belastet bzw. entlastet.

Bild 64 zeigt hierzu Untersuchungen an der Probe SP6/3e. Unter einer Auflast von  $149 \text{ kN/m}^2$  besteht zu Beginn des Versuches ein konstantes Saugspannungsniveau von ca.  $4 \text{ kN/m}^2$ . Anschließend wird die Probe mit  $90 \text{ kN/m}^2$  zyklisch ent- und belastet und die Entwicklung der Saugspannung und der einaxialen Verformung beobachtet. Dabei zeigt sich, daß bei vorhandenen negativen Porenwasserspannungen im Boden Änderungen der Auflast lediglich mit Veränderungen der Saugspannungsniveaus verbunden sind. Zu keinem Zeitpunkt verändert sich das Bodengefüge, bzw. treten plastische Verformungen auf. Die registrierten einaxialen Verformungen sind rein elastisch und damit beliebig reversibel. Sie sind im wesentlichen aus der Gestalt des Probenkörpers zu erklären, dessen Oberfläche im Zuge des Einbaus in den Versuchsstand nicht gänzlich vollkommen ist und damit Raum für eine elastische Verformung ermöglicht.



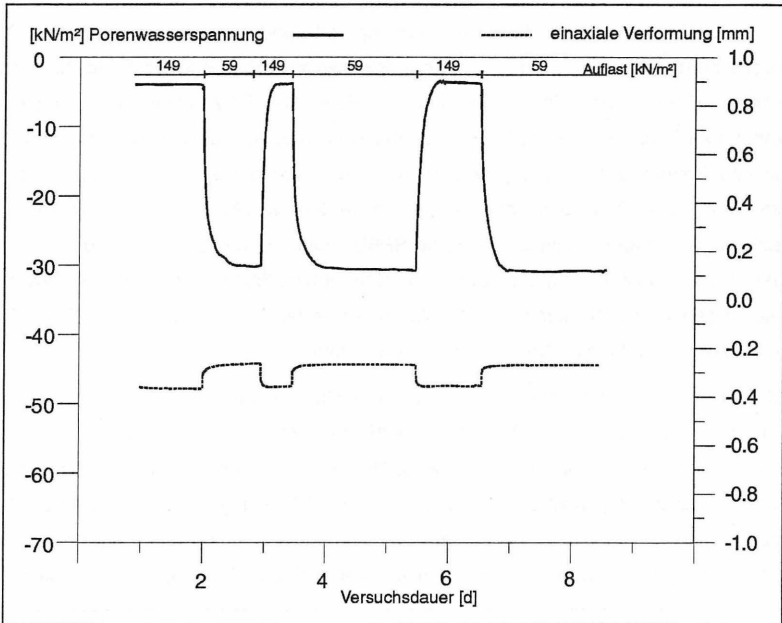


Bild 64: Zyklisches Ent- und Belasten der Tonprobe SP6/3e

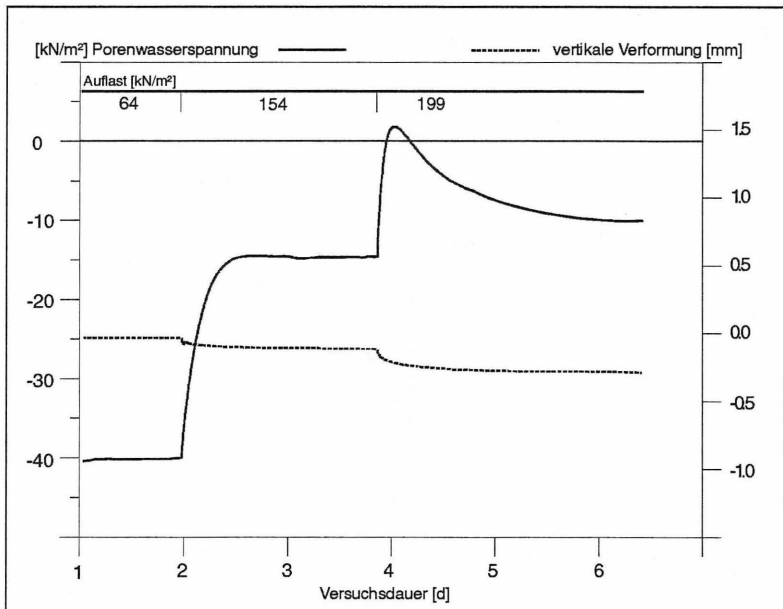


Bild 65: Entwicklung der Porenwasserspannung und einaxialen Verformung bei schrittweiser Lasterhöhung an Probe SP7/2c

Wird durch Lasteinwirkung die Saugspannung vollständig abgebaut, entstehen Porenwasserüberdrücke und der Ton gibt solange Porenwasser ab, bis alle auf das Porenwasser wirkenden Kräfte wieder im Gleichgewicht stehen. Die Entwicklung der Porenwasserspannung an Probe SP7/2c (s. Bild 65) verdeutlicht dies. Ausgehend von einer konstanten negativen Porenwasserspannung von ca. 40 kN/m<sup>2</sup> wird die einaxiale Last zunächst um 90 kN/m<sup>2</sup> auf 154 kN/m<sup>2</sup> und anschließend um weitere 45 kN/m<sup>2</sup> erhöht (s. Bild 65). Entsprechend den Untersuchungen an Probe SP6/3e folgt auf die Lasterhöhung die sofortige Reaktion der Saugspannung, die auf ca. 15 kN/m<sup>2</sup> abfällt. Während der zweiten Belastungsphase hingegen entsteht kurzfristig ein Porenwasserüberdruck, dem ein Abfall der Porenwasserspannung auf einem Niveau von -11 kN/m<sup>2</sup> folgt.

Deutlich wird dabei, daß während der ersten Belastung lediglich das Energieniveau verändert wird, jedoch keine Wasserbewegung stattfindet. Erst wenn ein Porenwasserüberdruck entsteht, kommt es zu einer Wasserabgabe. Dies zeigt insbesondere die Beobachtung der einaxialen Verformung. Während im Zuge der ersten Belastung nur geringfügige elastische Setzungen eintreten, folgen bei einer nur halb so großen weiteren Belastung die ca. dreifachen Setzungsbeträge. Der Porenraum nimmt dabei ab und die Saugspannung wieder zu.

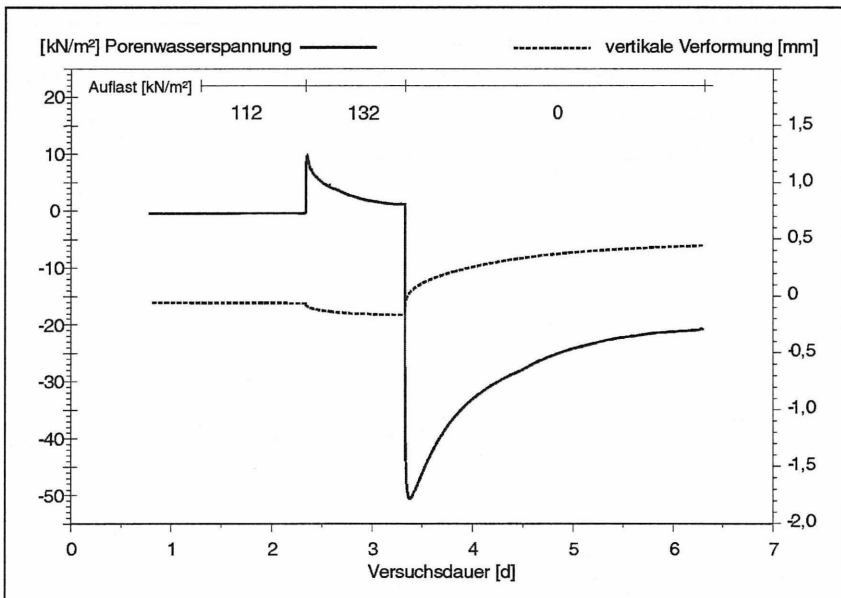


Bild 66: Entwicklung der Porenwasserspannung und einaxialen Verformung bei Lasterhöhung und Entlastung an Probe SP3/2

Schnelle Entlastung des Tonbodens führt zu augenblicklichem Abfall der Porenwasserspannung. Bild 66 zeigt die Entwicklung der Porenwasserspannung und einaxialen Verfor-

mung an Probe SP3/2 bei Lasterhöhung und vollständiger Entlastung. Zu Beginn des Versuchs herrschen ausgeglichene Druckverhältnisse unter einer Last von  $112 \text{ kN/m}^2$ . Mit einer Lasterhöhung um  $20 \text{ kN/m}^2$  entsteht ein Porenwasserüberdruck, der durch Wasserabgabe langsam abnimmt. Dabei treten Setzungen auf. Mit der plötzlichen Entlastung fällt die Porenwasserspannung sofort auf ca.  $-50 \text{ kN/m}^2$  ab. Anschließend nimmt die Tonprobe das zuvor abgegebene Porenwasser, das an der Tonoberfläche bzw. an der Filtersteinoberfläche haftet, sofort wieder auf. Die Probe quillt und das Niveau der Porenwasserspannung steigt.

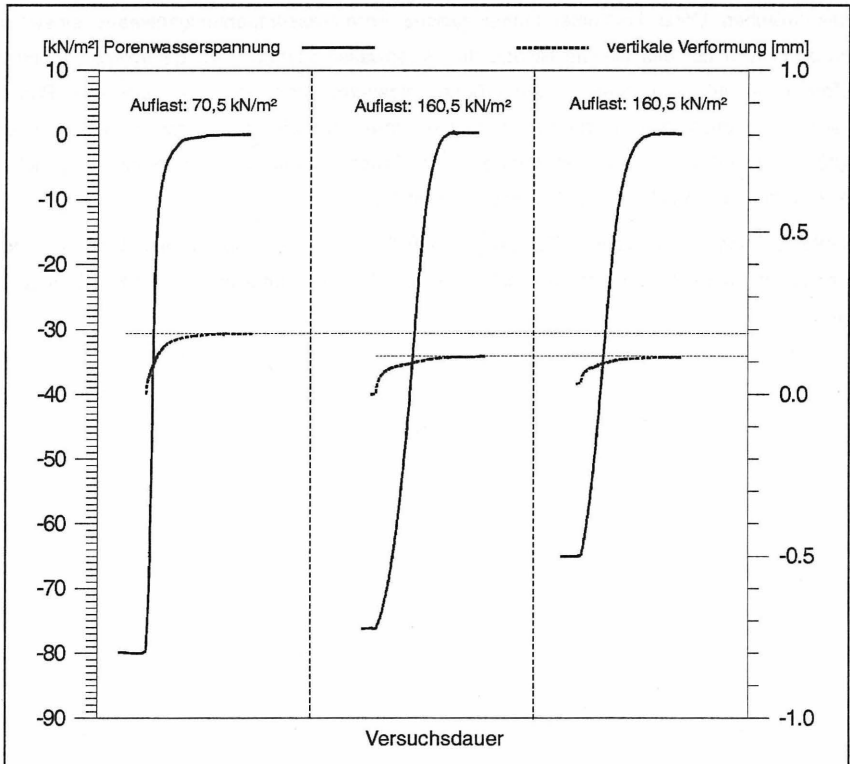


Bild 67: Entwicklung von Porenwasserspannung und einaxialer Verformung im Quellversuch unter der natürlichen Bodenauflast und mit zusätzlicher Auflast (Probe SP8/2, Gilzumer Ton)

Zusätzliche Lasten reduzieren bekanntlich das Quellmaß eines bindigen Bodens. Für den untersuchten Ton aus Gilzum werden anhand der durchgeführten Untersuchungen die Mechanismen deutlich, die diesem Phänomen zugrunde liegen. Lasteinwirkung ist immer mit einer Störung der bestehenden Porenwasserspannungsverhältnisse verbunden. In einem großflächig anstehenden Ton bewirkt ein punktueller Lasteintrag ein Porenwasserspannungsgefälle, das über eine Wasserbewegung ausgeglichen wird. Der Lasteintrag führt immer zu einem Abfallen der Saugspannungen und/oder Aufbau eines Porenwasserüber-

druckes. In beiden Fällen setzt eine Wasserbewegung von der Zone des Lasteintrages in den angrenzenden Ton ein. Dies ist in den gesättigten Tonböden unmittelbar mit einer Porenraumverkleinerung unter der Last verbunden. Nach Abschluß des Ausgleichprozesses hat sich überall wieder das gleiche Porenwasserspannungsniveau eingestellt. Somit herrscht unter der Voraussetzung von negativen Porenwasserspannungen überall zwar der gleiche Quelldruck, doch in unterschiedlich großen Porenräumen. Bei Wasserzufuhr nehmen die Saugspannungen in beiden Bereichen in gleicher Weise ab, da sich in Abhängigkeit von der geodätischen Höhe horizontal immer gleiche Porenwasserspannungsniveaus einstellen müssen. Um auf das gleiche Niveau der Porenwasserspannung zu gelangen, benötigen Zonen mit größeren Porenräumen größere Wassermengen als Zonen kleineren Porenraumes. In gesättigten Verhältnissen müssen daher in gering belasteten Bodenbereichen größere Quellverformungen entstehen als in Zonen höherer Lasteinwirkung. In gleicher Weise muß dies auch für das Schrumpfmaß gelten.

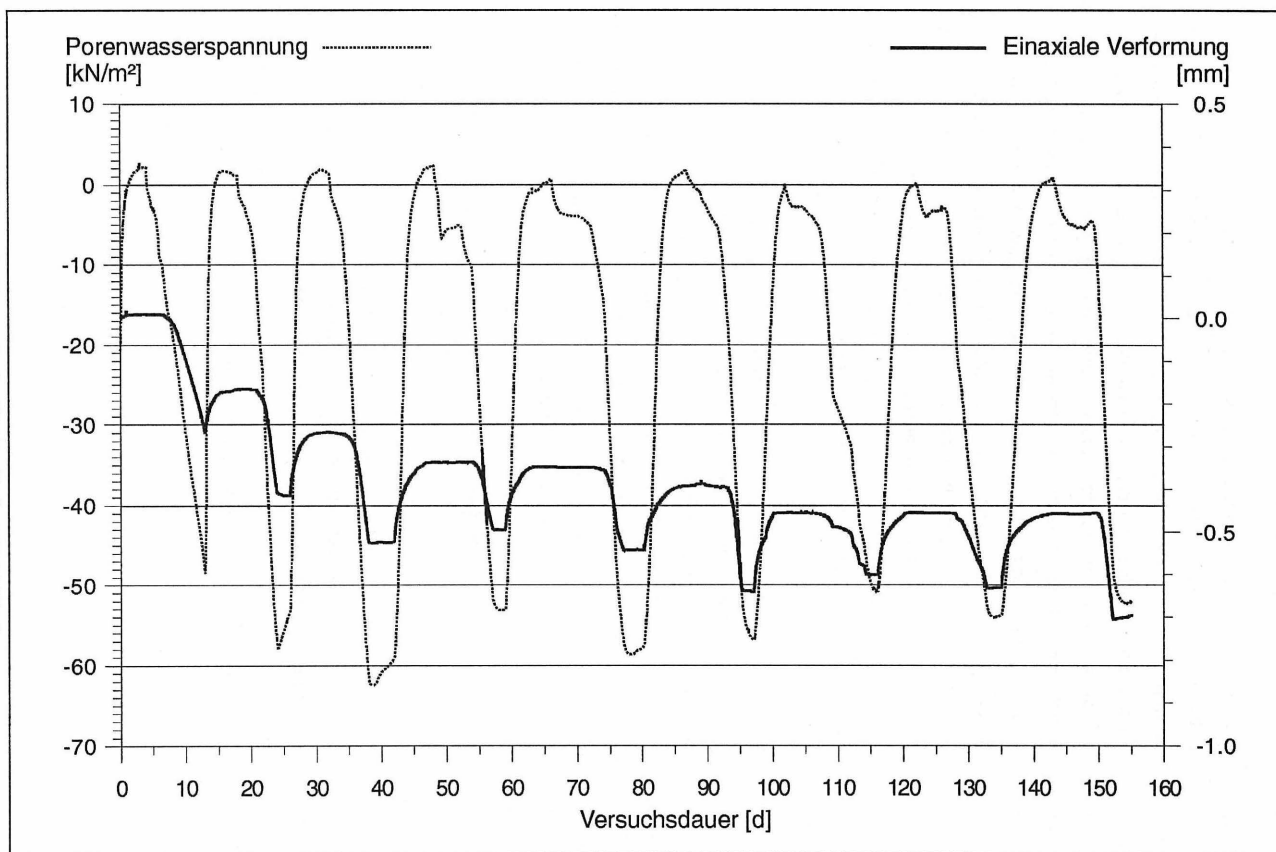
Untersuchungen am Gilzumer Ton zeigen, daß die einaxiale Quellverformung mit einer zusätzlichen Last von  $90 \text{ kN/m}^2$  um ca.  $1/3$  kleiner ist als die unter der natürlichen Bodenauf-  
last.

### 5.1.5 Quell- und Schrumpfverhalten

Aus dem bisherigen Stand der Untersuchung geht hervor, daß die Bodenverformungen an die jahreszeitlichen Randbedingungen geknüpft sind und wiederkehrende Ereignisse darstellen. Fraglich ist, ob die Prozesse auch in Zukunft unvermindert andauern werden oder ob über eine zunehmende Verdichtung der Tone ggf. die Größenordnung der vertikalen Verformungen bis auf ein zu vernachlässigendes Maß abnimmt. Aus den in Kapitel 3.3.4 erläuterten bisherigen Erkenntnissen könnte die Existenz einer "kritischen Trockendichte" vorliegen, bei der die im Schrumpfvorgang entstandenen Setzungen durch einen darauffolgenden Quellprozeß mit Hebungen exakt gleicher Größenordnung egalisiert werden. Unterliegen die Tone einer zusätzlichen Gebäudelast, muß dies Auswirkungen auf derartige Prozesse haben. Daraufhin wurden Laboruntersuchungen durchgeführt mit dem Ziel, einerseits kontrollierte zyklische Quell- und Schrumpfprozesse zu erzeugen und andererseits auch den Einfluß einer vertikalen Last auf das bodenmechanische Verhalten zu dokumentieren.

Im Rahmen des Versuchsprogrammes wurden 3 Sonderproben verschiedener Tiefenlagen ausgewählt und in den modifizierten Ödometer-Versuchsstand eingebaut. Anschließend erfolgte eine Wasserzugabe und es stellte sich zunächst im Zuge eines Quellprozesses ohne Auflast der maximale Wassergehalt bei geringster Trockendichte ein. Nachfolgend wurden die Tonproben mit einer den natürlichen Verhältnissen in situ entsprechenden Last beaufschlagt und ausgeglichene Porenwasserspannungsverhältnisse (Niveau der Porenwasserspannung = 0) abgewartet. Im Anschluß folgten zyklische Schrumpf- und Quellversuche bei denen der Auf- und Abbau der negativen Porenwasserspannungen und der vertikalen Verformung beobachtet wurde. Bild 68 zeigt am Beispiel der Probe SP6/2c die Entwicklung der Saugspannung und vertikalen Verformung bis zum 155. Versuchstag. Der Versuch umfaßt dabei 8 Schrumpf- und Quellzyklen. Deutlich wird eine im Verlauf der Zeit fortschreitende Verdichtung der Tonprobe. Die anfangs großen Setzungen werden dabei nur zu einem Teil durch den nachfolgenden Quellvorgang wieder ausgeglichen. Das Verhältnis von Setzungen zu Hebungen wird dabei kontinuierlich kleiner, bis sich letztlich die Beträge exakt gleichen und ein offenbar stabiler Zustand entsteht. Fortan können Schrumpfverformungen durch Quellhebungen gleichen Maßes ausgeglichen werden.

Bild 68: Quell- und Schrumpfsyklen an Probe SP6/3c (Aulast 56,8 kN/m<sup>2</sup>)



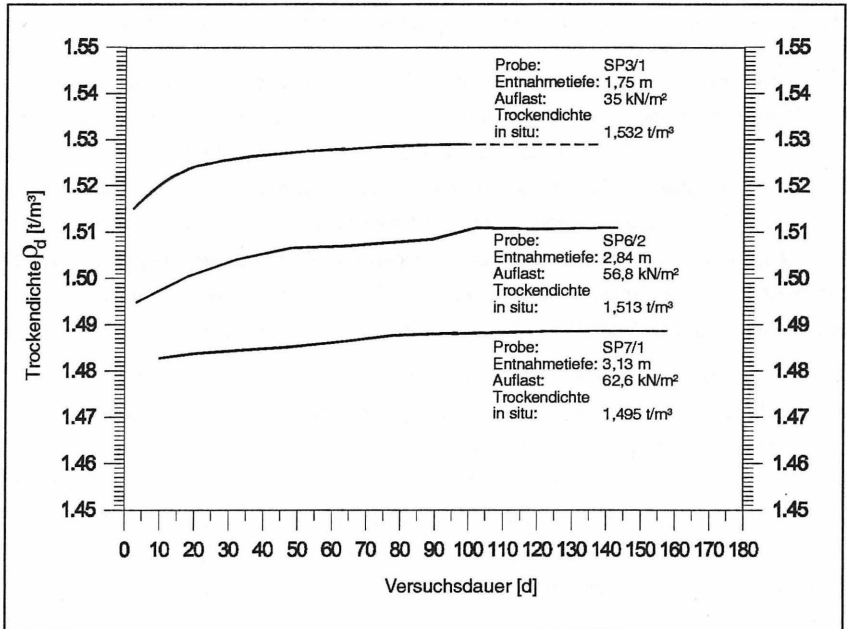


Bild 69: Entwicklung der Trockendichte bei maximalem Wassergehalt im Zuge zyklischer Quell- und Schrumpfversuche an den Proben SP3/1, SP6/2 und SP7/1

Betrachtet man die Entwicklung der Trockendichte bei maximalem Wassergehalt jedes Zyklus, so stellt sich die Größenordnung der in situ herrschenden Trockendichte im Verlauf des Versuches wieder ein. Bild 69 zeigt dies anhand von drei Langzeitversuchen.

Aus den Laboruntersuchungen geht hervor, daß die anstehenden Tonböden offenbar in einem stabilen Zustand vorliegen, den auch CHEN 1988 zusammenfassend beschreibt (vgl. Kapitel 2.3.4). Änderungen des Wassergehaltes und die damit verbundenen Bodenverformungen sind beliebig reversibel. Diese Verhältnisse sind vermutlich im Laufe der Zeit durch zyklische Schrumpf- und Quellprozesse infolge jahreszeitlicher Schwankungen der klimatischen Randbedingungen entstanden. Wird über ein Gebäude eine zusätzliche Last in den Baugrund eingetragen, so beginnt erneut ein Einschwingen in einen derartigen Zustand, ähnlich dem Versuch an Sonderprobe SP6/2 (s. Bild 68). Für die betroffenen Gebäude bedeutet dies, daß auch in Zukunft Bodenverformungen zu erwarten sind, deren Ausmaß lediglich an die äußeren Randbedingungen geknüpft ist und keine Änderungen der Bodeneigenschaften zur Folge haben.

### 5.1.6 Zeitliche Entwicklung der Ausgleichprozesse bei Porenwasserspannungsdifferenzen

Die bisherigen Untersuchungen zeigen, daß Wasserzufuhr und Wasserentzug das Potential der Porenwasserspannung in den Tonböden verändern. Diese Prozesse treten in situ nicht flächenhaft auf, da Teile der Tonoberfläche z.B. durch Versiegelung (Häuser, Straßen etc.) oder durch Wechsel in der Vegetation den Ein- oder Austrag von Bodenwasser ver- oder behindern. In den Böden entstehen somit Differenzen der Porenwasserspannungsniveaus dem Ausgleichsprozesse und damit Bewegungen des Porenwassers folgen müssen. Die Entwicklung dieser Prozesse ist insbesondere dann von Bedeutung, wenn ihre zeitliche Verzögerung zu ungleichmäßigen Setzungen und Hebungen der Tone führt.

Zur Beobachtung des Ausgleichsprozesses der Porenwasserspannung diente der in Kapitel 4.2.6 erläuterte Versuchsstand. In einer ersten Versuchsserie wurden zunächst die Ausgleichsprozesse bei Wasseraufnahme beobachtet. Hierzu wurde eine ungestörte Tonprobe mit einer Saugspannung von ca.  $57 \text{ kN/m}^2$  in die Apparatur eingebaut und anschließend Wasser über die bestehende Öffnung dem Boden zugeführt. Nachdem die Wassermenge vollständig über die Tonoberfläche aufgenommen war, konnte die Öffnung verschlossen und damit eine den Ausgleichsprozeß störende Verdunstung von Porenwasser verhindert werden.

Bild 70 zeigt die zeitliche Veränderung der Porenwasserspannung am vorderen und hinteren Meßgeber (Versuch 1), deren Abstand 5 cm beträgt. Unmittelbar nach Wasserzugabe reagieren beide mit einem Abbau des Niveaus der Porenwasserspannung. Während im vorderen Bereich die Porenwasserspannung rasch abnimmt, ist dies im hinteren Bereich mit einer deutlichen zeitlichen Verzögerung verbunden. Insgesamt stellt sich nach 12 Versuchstagen eine Saugspannung um  $37 \text{ kN/m}^2$  ein. Das gleiche Verhalten zeigt sich auch bei einem Ausgangsniveau der Saugspannung von  $87 \text{ kN/m}^2$  (s. Bild 70, Versuch 2). Nach Abschluß des Ausgleichsprozesses liegt diese bei einem Wert um  $56 \text{ kN/m}^2$ .



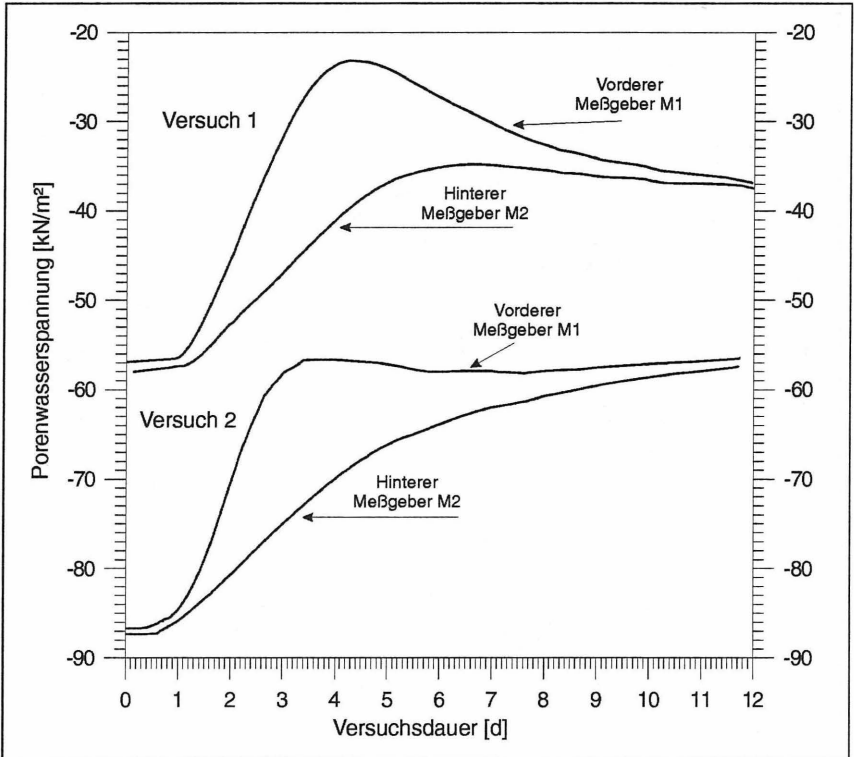


Bild 70: Ausgleichsprozeß der Porenwasserspannungen bei Wasserzugabe

In weiteren Versuchen wurde der Veränderung der Porenwasserspannung bei Verdunstung über die Öffnung des Versuchstandes nachgegangen. Bild 71 faßt die Ergebnisse der Untersuchungen zusammen. Dargestellt ist im oberen Teil (Versuch 1) die Reaktion der Meßgeber bei geringer Verdunstung über der Tonoberfläche der bestehenden Öffnung. Der untere Teil (Versuch 2) zeigt den gleichen Prozeß bei starker Verdunstung. Deutlich zu erkennen ist auch hier in beiden Fällen die langsame Reaktion des hinteren Meßgebers. Auffällig ist dabei, daß trotz unterschiedlicher Zunahme der Saugspannungen im vorderen Teil der Probe, der zeitliche Verlauf der Veränderung im weiteren Abstand von der Verdunstungsfläche unabhängig vom Gefälle des Porenwasserspannungsniveaus ist.

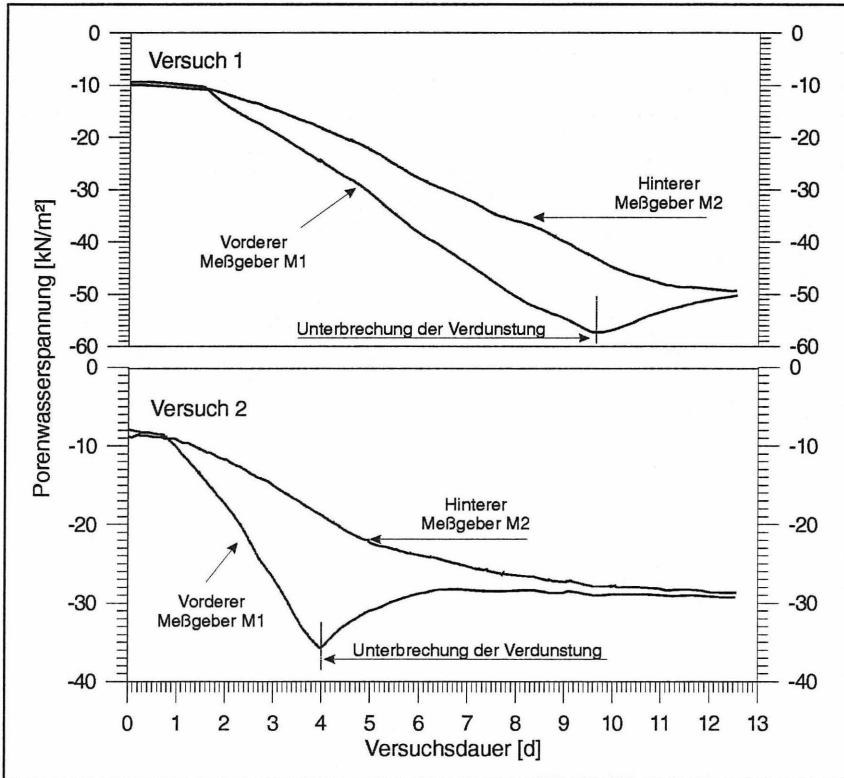


Bild 71: Ausgleichsprozeß der Porenwasserspannungen bei Wasserabgabe

Aus der unterschiedlichen Reaktion der Meßgeber läßt sich sowohl für den Schrumpfprozeß als auch für die Wasseraufnahme eine zeitliche Verzögerung der Änderung der Porenwasserspannung feststellen. Aus dem linearen Anstieg bzw. Abfall der Porenwasserspannungen läßt sich die zeitliche Veränderung, bezogen auf den gegebenen Meßgeberabstand von 5 cm, berechnen. In den vorliegenden Beispielen verlaufen die Ausgleichsprozesse im Falle des Wasserentzuges mit einer Geschwindigkeit im Versuch 1 von 2,77 cm pro Tag und im Versuch 2 mit 2,24 cm pro Tag. Bei Wasserzugabe werden im 1. Versuch 3,26 cm pro Tag und im 2. Versuch 2,61 cm pro Tag erreicht. Insgesamt ist aufgrund der durchgeführten Laborversuche mit einer Geschwindigkeit der Ausgleichsprozesse um 3 cm pro Tag bei den vorliegenden Tönen zu rechnen. Anzumerken ist an dieser Stelle, daß diese Untersuchungen nicht unter den natürlichen Auflasten durchgeführt werden konnten und eine ggf. bestehende Auswirkung daher unberücksichtigt bleibt.

## **5.2 Ergebnisse der Felduntersuchungen**

### **5.2.1 Interaktion Klima-Boden-Bauwerk**

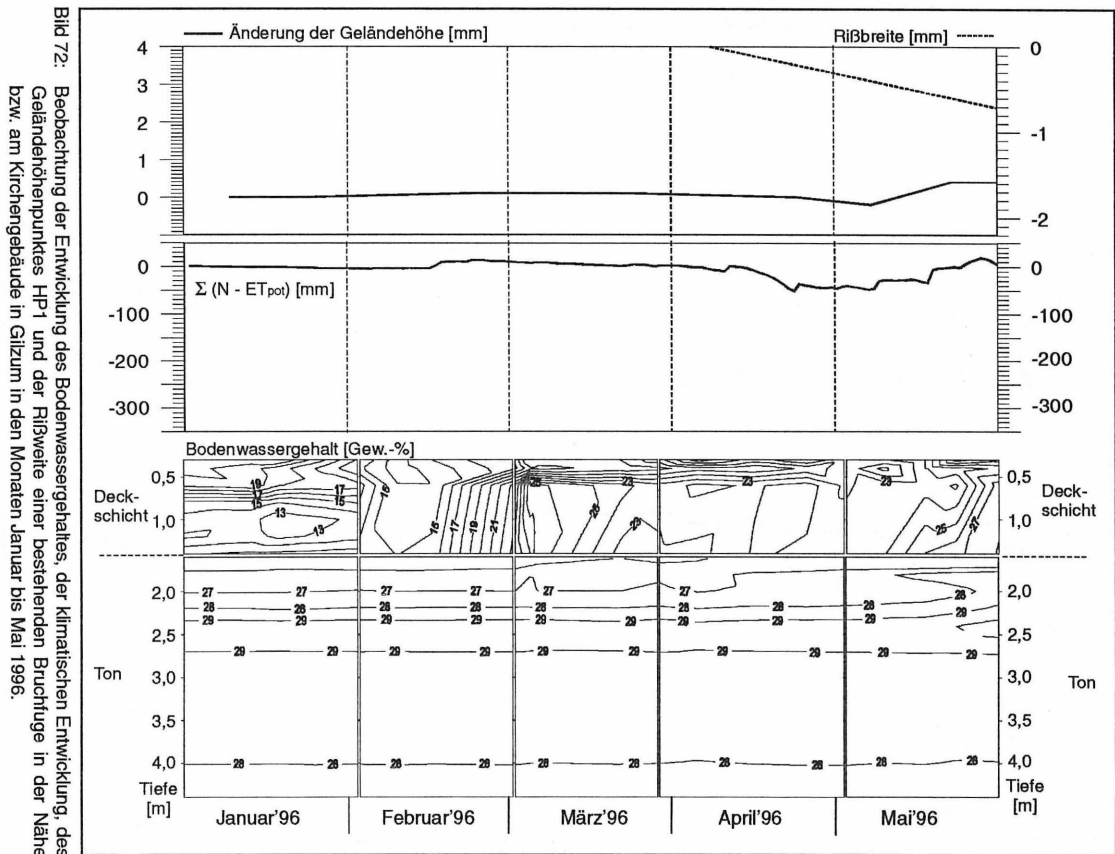
Der Einfluß der äußeren Randbedingungen auf das Verhalten des anstehenden Bodens und die Reaktion des betroffenen Bauwerkes konnte in den Jahren 1996 und 1997 im Bereich des Kirchengebäudes von Gilzum beobachtet werden. Die Ergebnisse der Untersuchungen werden nachfolgend in den Bildern 72 und 75 zusammenfassend dargestellt. Sie enthalten die Auswertung von Daten folgender ausgewählter Meßstellen, die stellvertretend die Gesamtentwicklung aufzeigen:

- Bewegungen des Gebäudes durch Rißmonitor II
- Beobachtung der Geländehebung oder -senkung an Höhenmeßpunkt 1
- Kurve der Summe der Differenzen aus Niederschlag und Evapotranspiration, die aus der Erfassung der Klimadaten vor Ort errechnet werden konnte
- Verlauf der Änderung der Bodenwassergehalte an Meßstelle 2

Die untere Hälfte jeder Graphik enthält die Bodenwassergehaltsentwicklung in Abhängigkeit von Tiefe und Zeit. Zu Beginn der Beobachtung herrschen in den Monaten Januar und Februar 1996 Bodenwassergehalte, die je nach Tiefenlage zwischen 26 Gew.-% und 29 Gew.-% schwanken und bereits seit November 1995 zu beobachten waren. Obwohl die Größenordnung der dabei vorliegenden Saugspannungen erheblich ist, findet kein kapillarer Wassertransport aus tieferen Bereichen statt. Das Porenwasser befindet sich offenbar in einem stabilen Zustand. In der dem Ton auflagernden Deckschicht liegen in diesem Zeitraum nur geringe Wassergehalte vor. Hier kommt es durch Frosteinwirkung im Februar zu einem weiteren Abfallen der Meßwerte. Dies entspricht vermutlich nicht einer realen Wassergehaltsabnahme, sondern liegt im Meßverfahren begründet. Anteile aus gefrorenem Bodenwasser führen zu einer Veränderung der dielektrischen Eigenschaften (HOEKSTRA & DELANEY 1974). Dem Ende Februar einsetzenden Tauwetter folgt eine Zunahme der Wassergehalte in der Deckschicht, die auch die obersten Bereiche des Tones mit erfaßt. Dabei nimmt dieser das Wasserangebot zunächst nur zögerlich auf. Erst mit den vermehrt einsetzenden Niederschlägen im Mai verändert sich der Wassergehalt des Tones auch in tieferen Bereichen allmählich. Deutlich wird dabei die unmittelbare Abhängigkeit vom Wasserangebot in der Deckschicht. Die festgestellten Wassergehaltsänderungen des anstehenden Tones sind mit ca. 1 bis 2 Gew.-% je nach Tiefenlage äußerst gering. In den Sommermonaten Juni bis September des Jahres 1996 tritt der Niederschlag gegenüber der Verdunstung immer mehr zurück und die Wassergehalte im oberen Teil der Deckschicht nehmen langsam wieder ab. Sie erreichen im September ihre niedrigsten Werte. Dies führt im Ton lediglich zu einer Stagnation der Wasseraufnahme, die über drei Monate hinweg anhält (September bis November 1996). Erst als die Niederschläge betragsmäßig die potentielle

Evapotranspiration übersteigen und die Wassergehalte der Deckschicht wieder zunehmen, kommt es im Dezember 1996 zu einem Fortschreiten der Wasseraufnahme im Ton, die jetzt Tiefen um 3,60 m unter Gelände erfaßt. Nachfolgend sind nur noch sehr geringe Zunahmen der Bodenwassergehalte im Ton zu beobachten, die im Mai 1997 ihre Maximalwerte erreichen und fortan bis zum Ende des Beobachtungszeitraumes stagnieren. Diese Stabilität liegt in der Wassergehaltsentwicklung der Deckschicht begründet. Zwar tritt in den Sommermonaten des Jahres 1997 der Niederschlag zunehmend gegenüber der Verdunstung zurück, doch wird die einsetzende Abtrocknung der Deckschicht immer wieder durch Phasen höherer Niederschläge unterbrochen, die für ein permanent hohes Wassergehaltsniveau sorgen.

Analog zur Bodenwassergehaltsentwicklung verhalten sich die Veränderungen der Höhenmeßpunkte auf dem Kirchengelände und die Rißbreitenentwicklung am Kirchengebäude. Die Höhenmeßstelle 1 zeigt mit zunehmendem Wassergehalt des Tones eine Geländehebung an, die am Ende des Beobachtungszeitraumes 3,7 cm beträgt. Dabei entspricht dieser Wert etwa dem Hebungsbetrag, der sich aus der Bodenwassergehaltszunahme im Ton berechnet. Die Beobachtung der Rißveränderung zeigt am Rißmonitor II eine Gebäudehebung an. Hier bewegten sich die Gebäudeteile ca. 2 mm aufeinander zu.



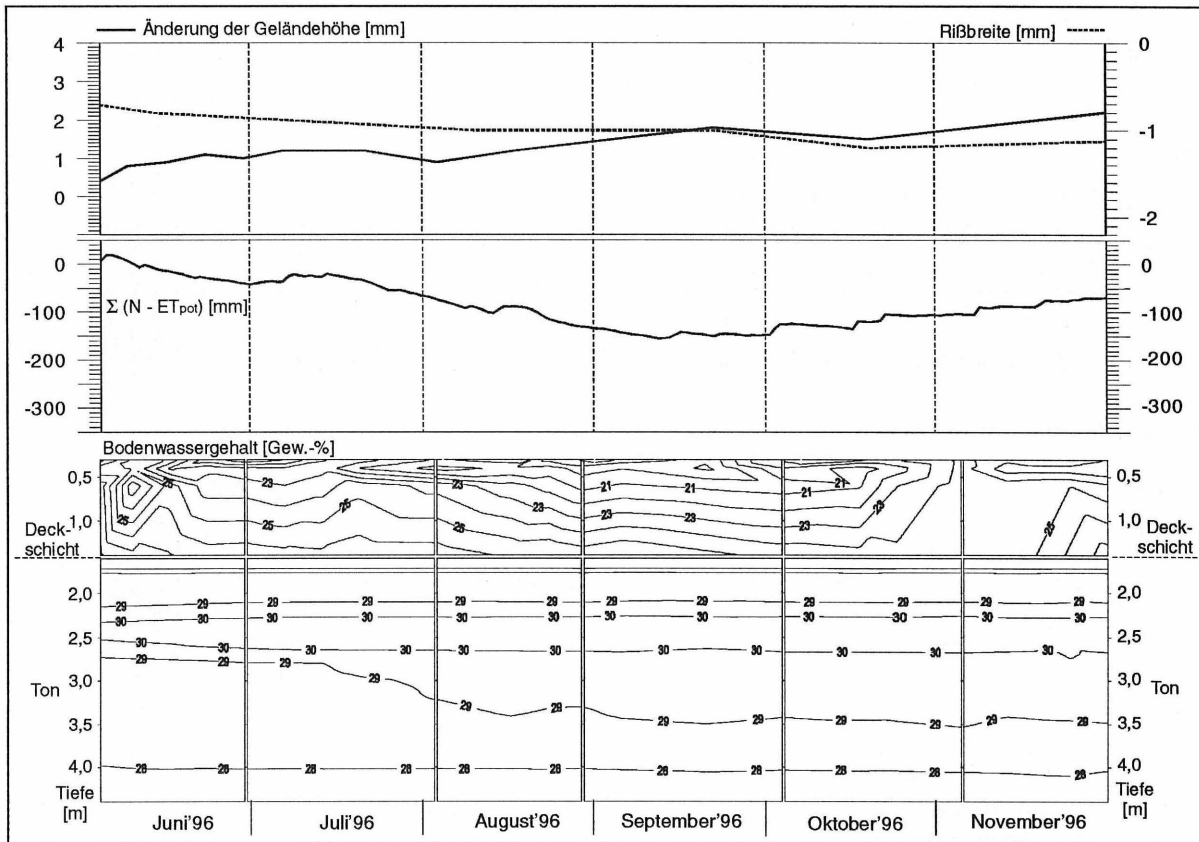


Bild 73: Beobachtung der Entwicklung des Bodenwassergehaltes, der klimatischen Entwicklung, des Geländehöhenpunktes HP1 und der Rißweite einer bestehenden Bruchfuge in der Nähe bzw. am Kirchengebäude in Giltzum in den Monaten Juni bis November 1996.

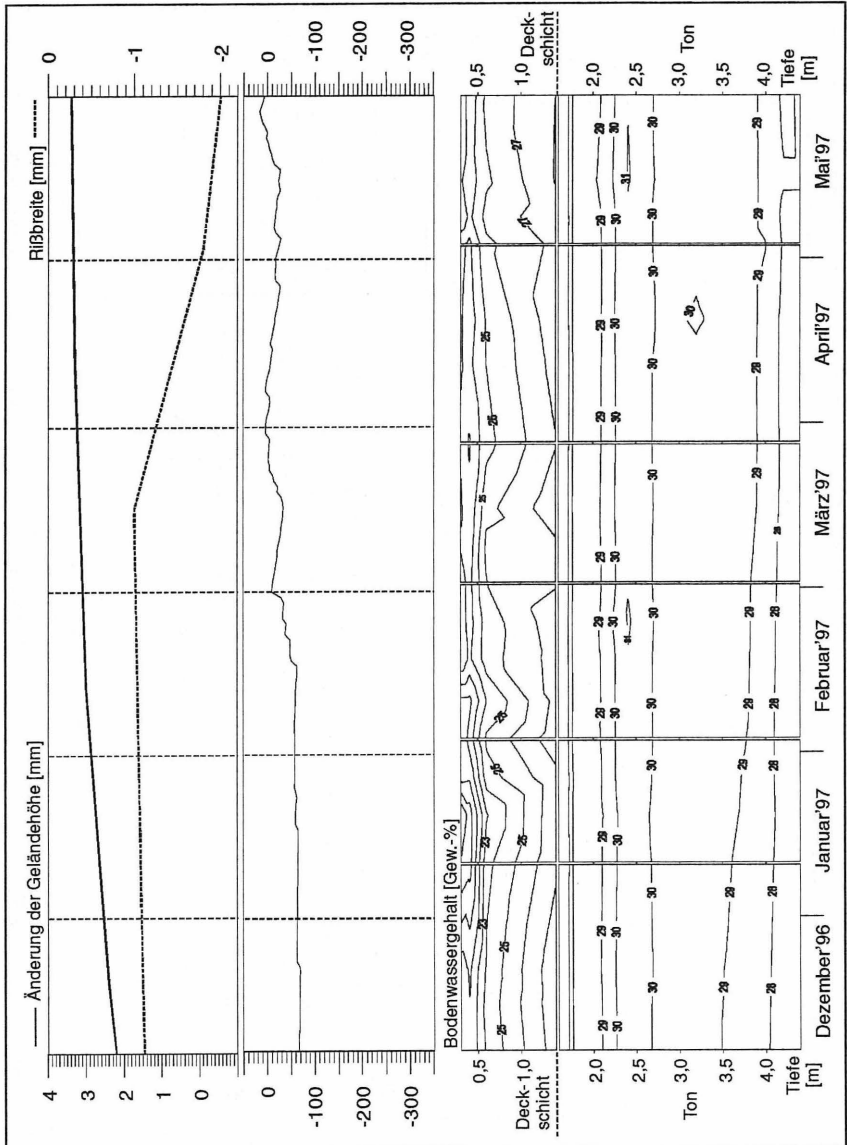


Bild 74: Beobachtung der Entwicklung des Bodenwassergehaltes, der klimatischen Entwicklung, des Geländehöhenpunktes HP1 und der Rißweite einer bestehenden Bruchfuge in der Nähe bzw. am Kirchengebäude in Gilzum in den Monaten Dezember 1996 bis Mai 1997.

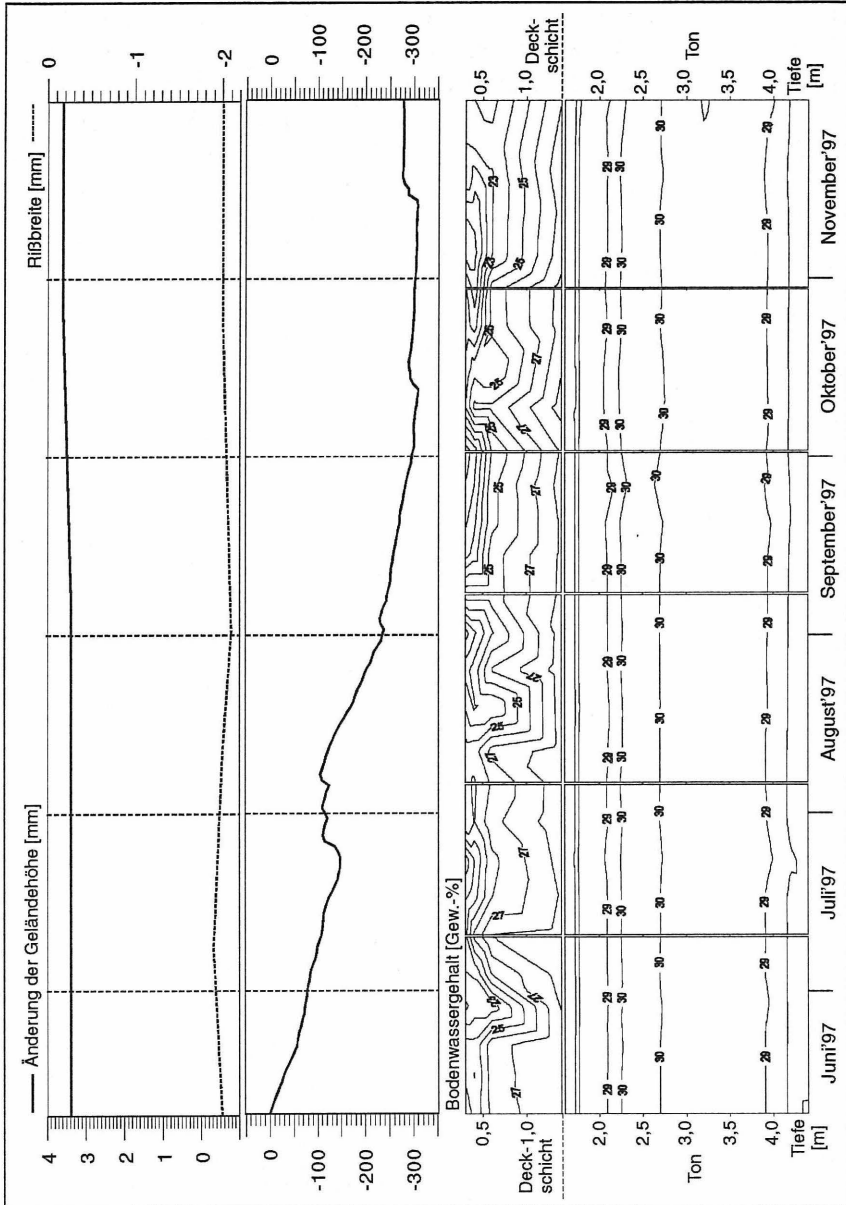


Bild 75: Beobachtung der Entwicklung des Bodenwassergehaltes, der klimatischen Entwicklung, des Geländehöhenpunktes HP1 und der Rißweite einer bestehenden Bruchfuge in der Nähe bzw. am Kirchengebäude in Gilzum in den Monaten Juni bis November 1997.



Die Meßergebnisse der Meßstelle 2 sind mit denen der übrigen Meßstellen vergleichbar. Bild 76 zeigt die Wassergehaltsentwicklung ausgewählter Meßtiefen der Meßstelle 3 unmittelbar an der Ostseite des Gebäudes. Auch hier wird deutlich, daß die nur geringe Wassergehaltsabnahme in der Deckschicht der Sommermonate des Jahres 1997 zu keiner Reaktion des unterlagernden Tones führt. Die Bodenwassergehalte der Tiefen 1,8 m und 2,8 m bleiben während des gesamten Beobachtungszeitraumes stabil und bewegen sich dabei um 29 Gew.-% bzw. 30 Gew.-%.

Wie in Kapitel 4 erläutert, dient die Meßstelle 4 zur Erfassung der Bodenwassergehaltsentwicklung unterhalb des Kirchengebäudes. In Bild 77 sind die Meßergebnisse beispielhaft an Meßwerten aus 2,0 m Tiefe im Ton und aus 0,8 m Tiefe der Deckschicht dargestellt. Deutlich zeigen sich auch hier konstante Niveaus der Bodenwassergehalte. Auch die auflagernde Deckschicht bleibt erwartungsgemäß unbeeinflusst von kurzzeitigen klimatischen Einflüssen.

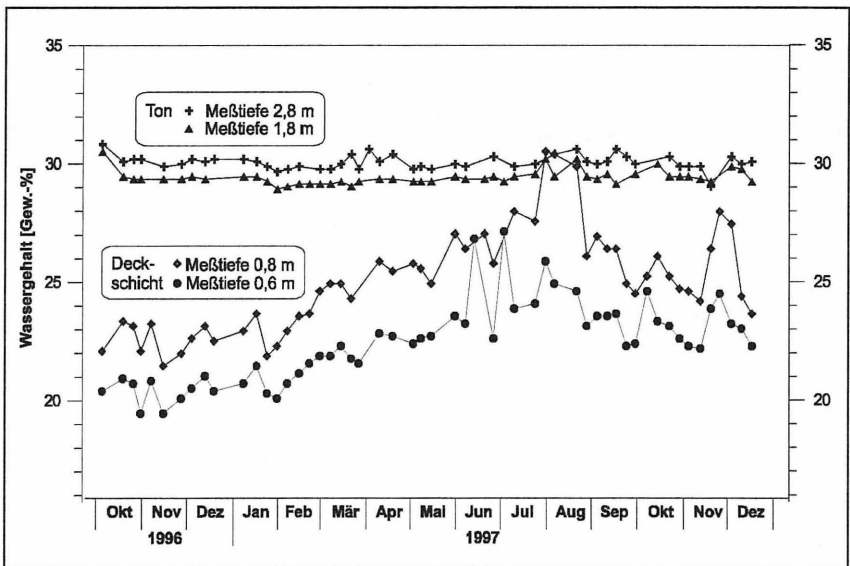


Bild 76: Entwicklung der Porenwassergehalte in den Meßtiefen 0,6 m und 0,8 m (Deckschicht) bzw. 1,8 m und 2,8 m (Ton) der Meßstelle 3 auf dem Kirchengelände in Gilzum für den Zeitraum Oktober 1996 bis Dezember 1997

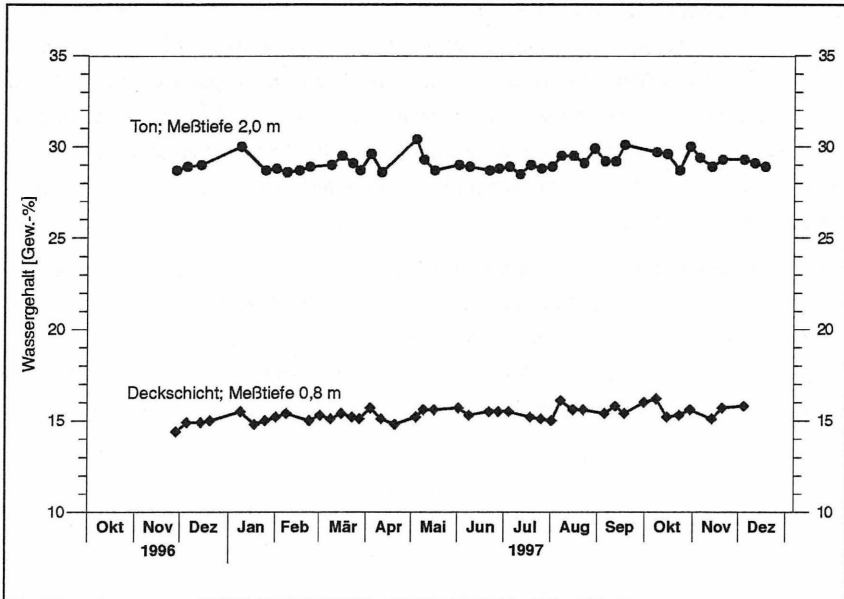


Bild 77: Entwicklung der Porenwassergehalte in den Meßtiefen 0,8 m (Deckschicht) bzw. 2,0 m (Ton) der Meßstelle 4 unterhalb des Kirchengebäudes in Gilzum für den Zeitraum Oktober 1996 bis Dezember 1997

### 5.2.2 Beobachtung der Geländeverformung

Im Zuge der regelmäßigen Vermessung der Geländehöhenpunkte konnte die Größenordnung der Verformungen ermittelt werden. In dem Beobachtungszeitraum von 1996 bis 1997 wurde im Zuge der einsetzenden Wassergehaltserhöhung im Ton eine Geländehebung registriert, deren maximale Beträge in dem in Bild 78 enthaltenen Übersichtsplan eingetragen sind.

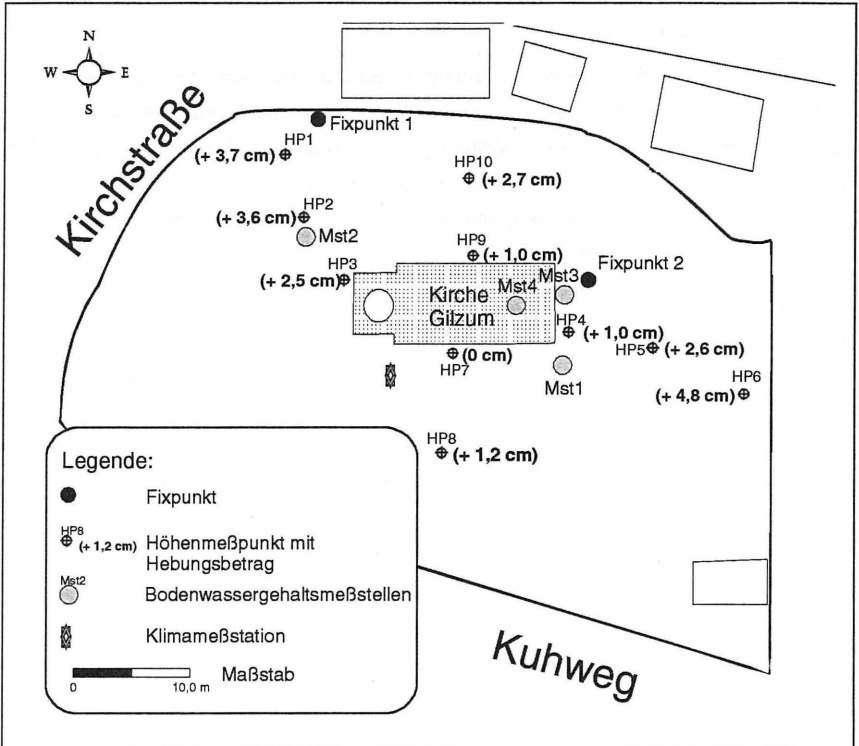


Bild 78: Maximale Beträge der Geländehebung auf dem Kirchengelände von Gilzum in den Jahren 1996 bis 1997

Aus der Schwankungsbreite der Meßwerte geht hervor, daß die Wasseraufnahme des Tones örtlich in unterschiedlichem Maße erfolgt ist. Die größten Geländehebungen liegen zwischen 3,6 cm und 4,8 cm, die geringsten um 1 cm. Am Höhenmeßpunkt HP7 konnten keine Veränderungen beobachtet werden. Auffällig ist der deutlich erkennbare Trend, daß mit dem Abstand vom Gebäude die maximalen Hebungen zunehmen. Daß die Hebungsbeträge der unmittelbar am Gebäude befindlichen Höhenmeßstellen am geringsten sind, könnte auf die Einwirkung der Gebäudelast zurückzuführen sein. Andererseits verhindert das Kirchengebäude eine Wasserabgabe des Tones über die Verdunstung. Der Wassergehalt

unterhalb der Kirche bleibt weitgehend erhalten. Es entsteht ein Porenwasserspannungsgefälle zwischen der nicht versiegelten Geländeoberfläche und dem durch das Kirchengebäude versiegelten Bereich. Die Wassergehaltsdefizite bzw. die Saugspannungen und damit auch die Setzungsbeträge nehmen mit dem Abstand vom Kirchengebäude zu. Bei einem ausreichenden Wasserangebot und abgeschlossenen Ausgleichsprozessen müssen daher auch die Hebungsbeträge mit dem Abstand vom Kirchengebäude bzw. von versiegelten Flächen zunehmen.

Die mit Abstand größte registrierte Hebung im Bereich des Höhenmeßpunktes HP6 mit 4,8 cm resultiert vermutlich aus der Tatsache, daß der in unmittelbarer Nähe befindliche Baumbewuchs in Zeiten trockener Witterung das entstehende Wassergehaltsdefizit lokal zusätzlich vergrößert und somit auch größere Hebungsbeträge bei Wasserangebot ermöglicht. Dies entspräche den von BODEN & DRISCOLL (1987) beschriebenen Beobachtungen aus England.

### 5.2.3 Beobachtung der Gebäudebewegung

Mit Hilfe der unter Kapitel 4.3.5 beschriebenen Rißmonitore konnten Bewegungen des Gebäudes im Zuge regelmäßiger Beobachtung erfaßt werden. Die in Kapitel 5.2.1 aufgezeigte Tendenz spiegelt die Ergebnisse aller Rißmonitore im wesentlichen wieder. Aus der Analyse der Einzelergebnisse läßt sich aus den Veränderungen an der betrachteten Bruchfuge eine horizontale Komponente (Bild 79) von einer vertikalen Relativbewegung (Bild 80) unterscheiden.

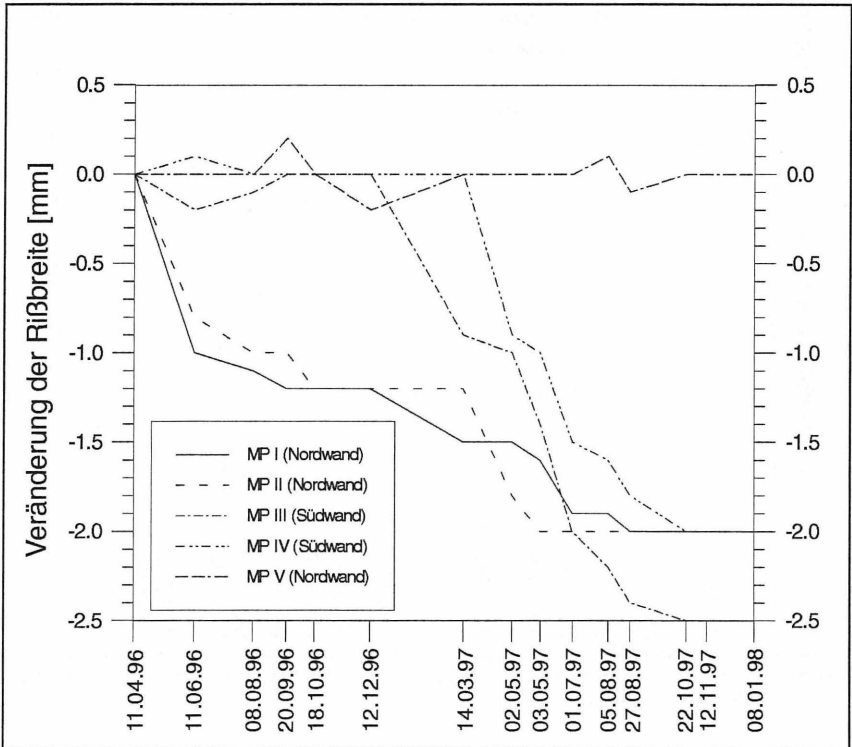


Bild 79: Veränderung der Rißbreite an der betrachteten Bruchfuge im Kirchenschiff von Giltzum

Demnach hat sich die bestehende Bruchfuge mit der Volumenzunahme in den Tönen über den gesamten Beobachtungszeitraum hinweg um einen Betrag von ca. 2 mm geschlossen. Dabei hat sich der östliche Teil des Kirchenschiffes an der betrachteten Bruchfuge auf den westlichen Gebäudeteil zubewegt. Dies ist mit einer Wassergehaltsaufnahme der Töne unterhalb der Fundamente, die exponierte Gebäudeteile zuerst erfaßt, zu erklären. Auffällig ist dabei, daß die Schließbewegung der Bruchfuge an der Nordwand sofort mit der Wassergehaltszunahme in den Tönen beginnt, hingegen auf der Südwand erst ein halbes Jahr später. Anders verhält sich die relative vertikale Bewegung des östlichen Teiles des Kirchen-

schiffes. Hier treten an der Südwand bereits zu Beginn Hebungen auf, die insgesamt ca. 2,5 mm betragen. Demgegenüber stagnierte der Bereich der Nordwand bzw. zeigte leichte Setzungen. Die Ergebnisse deuten eine Drehbewegung des östlich der betrachteten Bruchfuge befindlichen Gebäudeteiles und damit ungleichmäßige Bodenverformungen an.

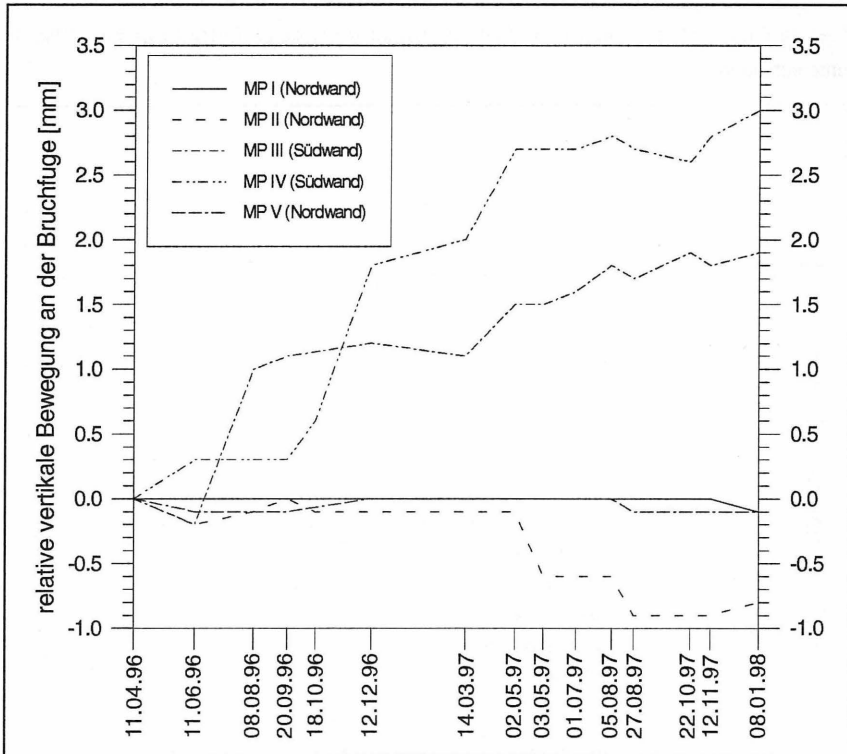


Bild 80: Relative vertikale Bewegung des östlichen Teiles des Kirchenschiffes von Gilzum an der betrachteten Bruchfuge

#### **5.2.4 Bodenwasserbewegung bei Schrumpf- und Quellprozessen**

Aus der Beobachtung der Wassergehaltsentwicklung in situ in Abhängigkeit von der Meßtiefe läßt sich in den Jahren 1996 und 1997 die Geschwindigkeit der Bodenwasserbewegung bei Wasseraufnahme ableiten. Die Untersuchungen im Labor haben gezeigt, daß der Ausgleichsprozeß der Wasserspannung im Quellversuch zunächst mit hoher Geschwindigkeit verläuft und sich dann mit zunehmendem Wassergehalt der Probe und damit kleinerem Porenwasserspannungsgefälle verlangsamt. Die gleiche Entwicklung konnte in situ beobachtet werden. Aus den Wassergehaltsänderungen im Mai 1996 geht hervor, daß im oberen Bereich der anstehenden Tone zwischen 1,80 m und 2,00 m, in dem das Wassergehaltsdefizit am größten war, die Bodenwassergehaltszunahme mit 3,3 cm pro Tag voranschritt. In der Tiefe zwischen 2,20 m und 2,60 m lag diese bei 2,9 cm pro Tag. In der Gesamtbetrachtung über einen Zeitraum von zwei Monaten konnte eine Geschwindigkeit der Wasseraufnahme von etwa 1,5 cm pro Tag ermittelt werden.

Die Geschwindigkeit der Wassergehaltsabnahme im Ton in einer Trockenwetterphase konnte in den Sommermonaten der Jahre 1996 und 1997 nicht beobachtet werden. Nimmt man die Messungen der Bodenwassergehalte der Neutronensonde in den Jahren 1994 und 1995 zu Hilfe, lassen sich, trotz der großen Streuung der Meßdaten, Tendenzen aufzeigen. Bei Berechnung des unterschiedlichen Verlaufs der Wassergehaltsabnahme der Meßtiefen 1,75 m und 2,20 m ergibt sich eine maximale Geschwindigkeit des Voranschreitens der Wasserabnahme um ca. 2,7 cm pro Tag (s. Bild 81).

Vergleicht man die aus den Feldmessungen abgeleiteten Geschwindigkeiten, mit denen Wasseraufnahme- und Wasserabgabeprozesse voranschreiten mit den aus den Laborversuchen berechneten Ergebnissen, so zeigt sich eine gute Übereinstimmung (vgl. Kapitel 5.1.6).

Insgesamt kann für die maximale Geschwindigkeit der Wasseraufnahme als auch -abgabe bzw. für die Ausgleichsprozesse zwischen Porenwasserspannungsdifferenzen innerhalb des Gilzumer Tones von ca. 3 cm pro Tag ausgegangen werden.

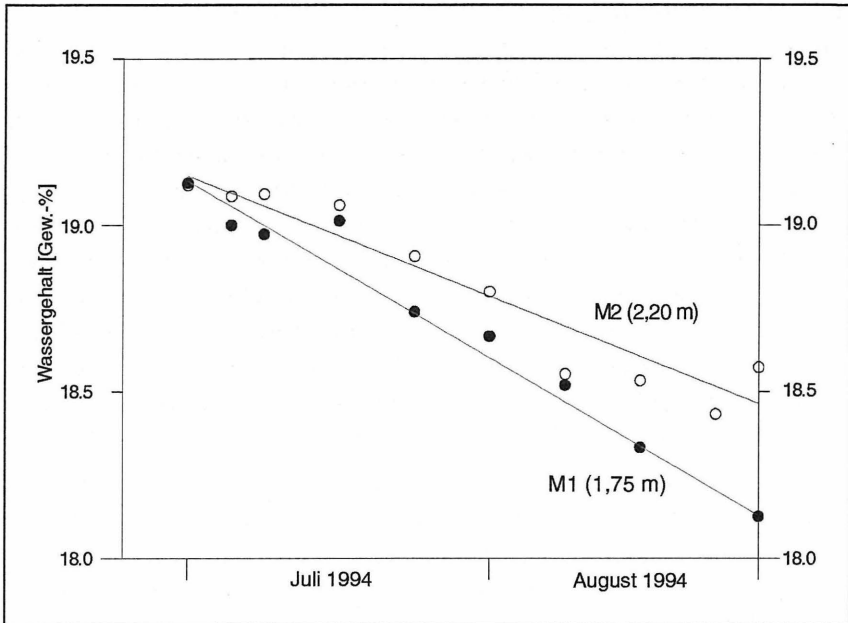


Bild 81: Entwicklung der Wassergehaltsabnahme während einer Trockenwetterphase in den Monaten Juli und August 1994 in Tiefen von 1,75 m und 2,20 m des anstehenden Tones in Gilzum



## **6 Diskussion der Ergebnisse**

### **6.1 Saugspannung als Motor der Bodenverformung**

Das bodenmechanische Verhalten von ausgeprägt plastischen Tonböden des untersuchten Typus wird in hohem Maße durch die Wechselwirkung des Porenwassers mit der Festsubstanz bestimmt. Ihr hoher Anteil an Fein- und Mittelporen führt dazu, daß Saugspannungen von mehreren hundert  $\text{kN/m}^2$  auftreten können, ohne daß Luft in das Porensystem eindringen kann. Ausgehend von ihrem maximalen Wassergehalt bleiben die Böden bis zu einer Wassergehaltsabnahme von ca. 5 Gew.-% gesättigt. Dabei entspricht das Niveau der Saugspannung zu jedem Zeitpunkt dem Niveau des initialen Quelldruckes. Aus den durchgeführten Laboruntersuchungen geht hervor, daß sich bereits bei einer Wassergehaltsabnahme um 1,5 Gew.-% Saugspannungen um  $250 \text{ kN/m}^2$  aufbauen. Somit müssen derartige Böden bei ausreichendem Wasserangebot in situ quasi gesättigt vorliegen. Dabei sind Bodenverformungen in Abhängigkeit von den natürlichen Randbedingungen nur durch den Aufbau und Abbau von Saugspannungen möglich. Dies ist immer mit einer Bodenwasserbewegung verbunden, die von Zonen höherer spezifischer Energie zu Zonen niedrigerer Energie erfolgt (vgl. Bild 27, Kapitel 3.3.3).

In Trockenwetterphasen wird den Böden (über die Verdunstung) Wasser entzogen und es setzen Schrumpfverformungen ein. In den betrachteten Wassergehaltsbereichen schrumpft der Boden lediglich einaxial und das Volumen des abgegebenen Wassers entspricht der einaxialen Volumenveränderung des Bodens. Es entstehen Saugspannungen, die rasch erhebliche Größenordnungen annehmen. Ein Wasserangebot über einsetzende Niederschläge wird von der Tonoberfläche adsorbiert und die bestehende Saugspannung so lange abgebaut, bis kein freies Wasser mehr zur Verfügung steht oder diese den Wert 0 erreicht. In beiden Fällen kommen die einsetzenden Quellhebungen zum Erliegen. Bei den beschriebenen Vorgängen handelt es sich lediglich um Ausgleichsprozesse zwischen unterschiedlichen Energieniveaus des Porenwassers, die durch das jeweilige Angebot an freiem Wasser gesteuert werden. In Abhängigkeit vom natürlichen Umfeld können Saugspannungen daher auch permanent im Boden vorliegen.

Gebäude auf derartigen Tonböden verhindern bei einem Teil des Tones die natürliche Verdunstung oder das Eindringen des Niederschlages. Trockenwetterphasen führen zu einer Erhöhung der Saugspannung unter nicht versiegelten Flächen, während versiegelte Bereiche ihr Porenwasserspannungsniveau zunächst behalten. Dies erzeugt Ausgleichsbewegungen des Porenwassers in Richtung der höheren Saugspannungen und ist bedingt durch die sehr kleinen Porenquerschnitte mit einer bodenspezifischen zeitlichen Verzögerung verbunden. Dabei werden die äußeren Gebäudeteile zuerst erfaßt und die damit verbundenen Schrumpfverformungen erzeugen unterhalb des Gebäudes eine

Sattellage. Die auftretenden Zugspannungen können je nach Gebäudekonstruktion zu Mauerwerksrissen führen. Die Bodenverformungen nehmen mit der Entfernung vom Gebäude zu. In darauffolgenden Feuchtwetterperioden nehmen die unversiegelten Geländeoberflächen den Niederschlag zuerst auf. Dabei werden die bestehenden Saugspannungen reduziert und es entstehen wiederum laterale Saugspannungsdifferenzen zwischen versiegelten und unversiegelten Bereichen, die über eine langsame Wasserbewegung ausgeglichen werden. Bild 82 verdeutlicht den Mechanismus der Bodenverformung, der bei Wasserentzug oder Wasserzufuhr ungleichförmige Setzungen erzeugt und damit die Gebäudeschäden hervorruft.

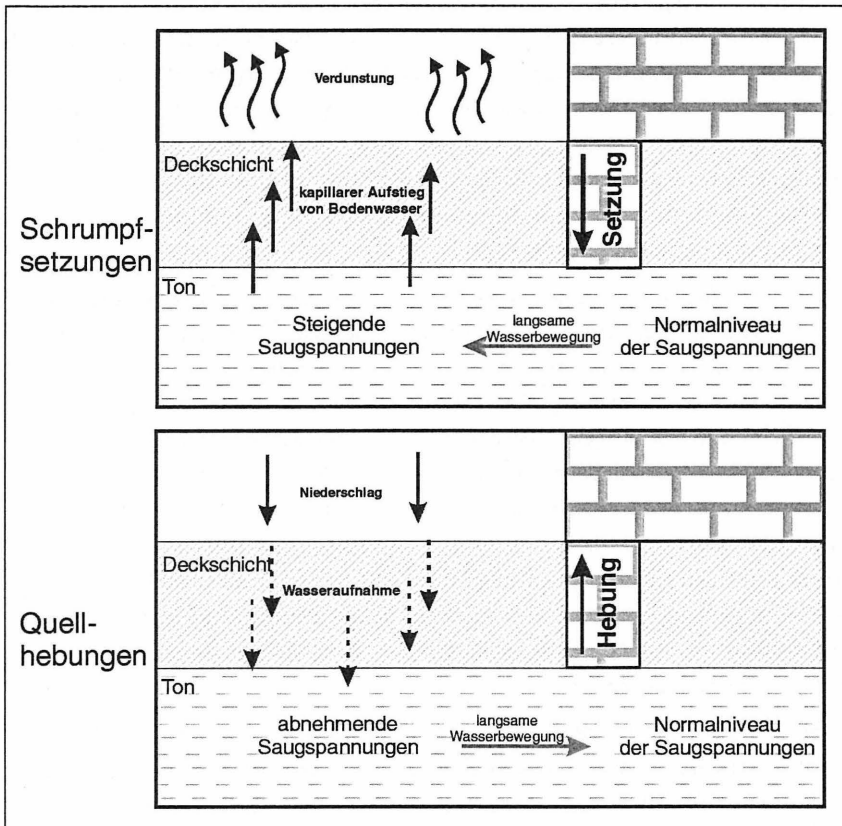


Bild 82: Mechanismen der Bodenverformung bei Wasserentzug und Wasserzufuhr

Aus den vorliegenden Untersuchungen läßt sich darüber hinaus das bodenmechanische Verhalten derartiger Tonböden bei Belastung und Entlastung ableiten. Besteht ein permanenter Unterdruck, wird eine aufgebrachte Last sowohl durch das Gerüst der Bodenmatrix als auch vom Porenwasser in unterschiedlichen Anteilen übernommen. Bestünde dabei eine unendlich ausgedehnte Flächenlast und könnte der Ton z.B. über eine unterlagernde Sandschicht entwässern, so würden zunächst lediglich die bestehenden Saugspannungen reduziert und es träten keine Setzungen auf. Erst wenn aus negativen Porenwasserspannungen durch einen ausreichend großen Lasteintrag positive Drücke werden, könnte der Ton Porenwasser abgeben und Setzungen wären die Folge. Da bei den betroffenen Bauwerken die Fläche des Lasteintrages im Verhältnis zur Ausdehnung des Tonbodens äußerst klein ist, erfolgt bei lokaler Belastung im Bereich der Lasteinwirkung eine Abnahme der bestehenden Saugspannungen. Dabei entsteht ein Ungleichgewicht in der Saugspannungsverteilung zwischen den Zonen der Lasteinwirkung mit entsprechend niedrigen Saugspannungen und den normal belasteten Bereichen mit höheren Saugspannungen. Nachfolgend muß im Zuge eines Ausgleichsprozesses eine Porenwasserbewegung aus Bereichen niedrigeren Bindungsniveaus (im Bereich der Fundamente) in Bereiche höherer Saugspannungen einsetzen, was mit Setzungen des Gebäudes einher geht. Bei derartigen Tonböden mit negativen Porenwasserspannungen entstehen demnach Setzungen bei Belastung nicht infolge der Erzeugung von Porenwasserüberdrücken und damit Auspressen von Porenwasser sondern sind Reaktionen auf bestehende Differenzen in der Porenwasserspannungsverteilung (s. Bild 83). Sind diese Prozesse abgeschlossen, besteht wiederum ein ausgeglichenes Niveau der Porenwasserspannung in Abhängigkeit von der Ortshöhe im gesamten Tonboden. Bei einer quasi unendlich ausgedehnten Tonschicht entspricht dieses Niveau dem ursprünglichen, da die aus den Bereichen der Lasteinwirkung stammende Wassermenge im Verhältnis zur Porenwassermenge des gesamten Tonbodens sehr klein ist. Das Niveau der Porenwasserspannung in situ ist damit lastunabhängig und entspricht bei quasi unendlich ausgedehnten Tonen mit ihrer Fähigkeit der Volumenänderung immer dem des Gesamtsystems. Damit bestehen unterhalb der Gebäude die gleichen initialen Quelldrücke wie in den umgebenden Bereichen. Trotzdem wird das Quell- und Schrumpfmaß durch Belastung verändert, da ein Lasteintrag und die damit verbundenen Ausgleichsprozesse in den Porenwasserspannungen mit einer Porenraumveränderung einher geht. Unterhalb der Fundamente kommt es zu einer Porenraumverkleinerung. Im Zuge von Wasserzufuhr oder Wasserentzug entsteht, in Abhängigkeit von der geodätischen Höhe, eine lateral ausgeglichene Porenwasserspannungsverteilung. In Abhängigkeit von der Größe des Porenraumes ist dies nur durch Aufnahme bzw. Abgabe unterschiedlicher Wassermengen möglich. In einem gesättigten Boden sind daher die vertikalen Verformungen unterhalb der Fundamente kleiner, als in den daran angrenzenden Bereichen.

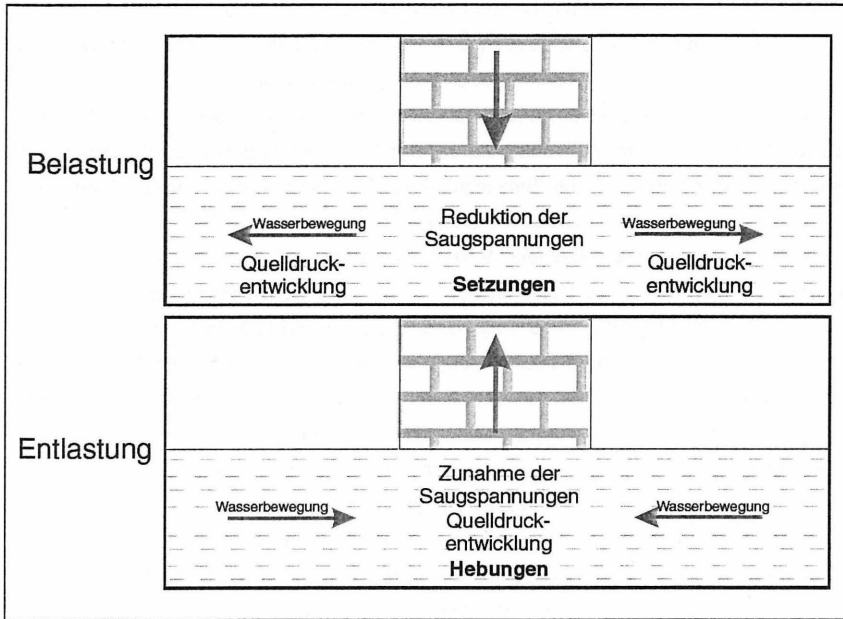


Bild 83: Mechanismen der Bodenverformung bei Wasserentzug und Wasserzufuhr

## 6.2 Mögliche Ursachen für die Zunahme der Bodenverformungen

Zur Klärung der Ursachen für die Zunahme der Bodenverformungen seit Beginn der 80er Jahre sind die bestehenden Untersuchungsergebnisse vor dem Hintergrund der örtlichen Randbedingungen zu beurteilen.

In allen bislang beobachteten Schadensfällen stehen die Gebäude entweder auf morphologischen Hochpositionen oder befinden sich in einer Hanglage. Aus der allgemeinen hydrogeologischen Situation im Zusammenspiel mit den vorgenommenen Felduntersuchungen geht hervor, daß die anstehenden Tonböden offenbar ausschließlich über den Niederschlag gespeist werden. In besonders trockenen Zeiten erfolgt eine Veränderung der Bodenwassergehalte hier zuerst. Die Geschwindigkeit mit der dieser Prozeß eingeleitet wird, ist dabei maßgeblich von der örtlichen Situation bestimmt. Als Faktoren für eine Verstärkung der Bodenverformung und damit der Bauwerksschäden kommen in diesen Bereichen lediglich Klima, Vegetation und zusätzliche Wasserabfuhr in Betracht. Dabei kann der Nachweis über eine klimatische Veränderung im Rahmen dieser Untersuchungen nicht erbracht werden und bleibt spekulativ. Angesichts der Tatsache, daß die betroffenen Kirchenbauwerke die klimatischen Schwankungen einer bis zu 800-jährigen Geschichte überstanden haben, scheint dieser Aspekt zunächst wenig wahrscheinlich. Die Auswertung klimatischer Daten zwischen 1967 und 1995 des Deutschen Wetterdienstes der Meßstation Völkenrode bei Braunschweig unterstützt diese Mutmaßung. Bild 84 zeigt die Summenkurve der monatlichen Differenz aus Niederschlag und Verdunstung. Trockenwetterphasen führen zu einem steilen Abfallen der Kurve. Deutlich erkennbar sind die Zeiten trockener Witterung zu Beginn der 80er Jahre und zwischen 1989 und 1994 in denen z.B. in Hedeper und Gilzum an den Kirchengebäuden fortschreitende Gebäudeschäden beobachtet wurden. Im Falle der Kirche in Hedeper führten diese 1993 schließlich zum Abtrag des Gebäudes. Trockenwetterphasen vergleichbarer Intensität wurden jedoch auch zwischen 1971 und 1977 registriert. Die Auswirkungen auf die o.g. Gebäude erreichten offenbar längst nicht das Ausmaß, was in der jüngsten Vergangenheit beobachtet werden konnte.

Ebenso ist der Einfluß der Vegetation als alleinige Ursache bei der Vielzahl von Gebäuden unterschiedlicher Standorte ausgeschlossen. Sicherlich verstärkt eine entsprechende Bepflanzung den Wasserentzug in Phasen trockener Witterung. Eine Entfernung von z.B. Bäumen in unmittelbarer Nähe der betroffenen Gebäude kann zu einer Abnahme der Bodenverformung führen, doch ist damit die primäre Ursache nicht behoben und so sind weitere Schäden in Zukunft nicht ausgeschlossen. Im Falle des Kirchengebäudes von Gilzum säumen Pappeln einen Teil der Grenze des Kirchengeländes. Ihr Sicherheitsabstand wäre nach den Untersuchungen von BODEN & DRISCOLL (1987) als ausreichend anzusehen. Ein Einfluß auf das Kirchengebäude konnte im Zuge dieser Untersuchungen nicht

festgestellt werden. Trotzdem ist in Kenntnis der bodenphysikalischen Eigenschaften der anstehenden Tonböden eine Auswirkung auch auf das weitere Umfeld nicht auszuschließen.

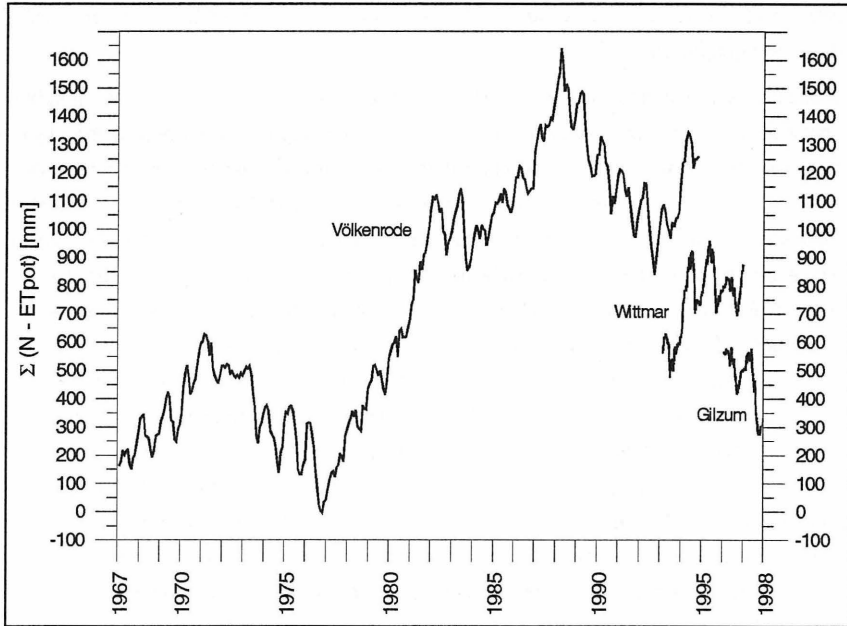


Bild 84: Summenkurve der Differenzen aus Niederschlag und Evapotranspiration für den Zeitraum 1967 bis 1998 der Wetterstationen Völkensrode und Wittmar (Auswertung der Daten aus den monatlichen Witterungsberichten des Deutschen Wetterdienstes) sowie Gilzum (eigene Datenaufnahme)

Sind Klimaänderung und der Einfluß der Vegetation als Ursache für eine Verstärkung der Bodenverformungen eher unwahrscheinlich, so spricht vieles für eine verstärkte Wasserabfuhr und damit beschleunigte Entwässerung der Gebiete (z.B. durch Anlage einer Kanalisation oder Drainage). Die damit verbundene schnellere Wasserabfuhr verkürzt im Falle einer Periode trockenerer Witterung die Zeitspanne bis zur Wasserabgabe der Tone und damit dem Einsetzen der Bodenverformung. Zudem wird den Böden eine erneute Wasseraufnahme und Ausgleich eines bestehenden Wasserdefizits erschwert. Über die schnelle Wasserabfuhr erreichen gerade kurzfristige Niederschlagsereignisse die Böden aufgrund ihrer eigenen, sehr trägen Wasseraufnahme kaum noch.

Die Fassung und Abfuhr der auf versiegelte Flächen fallenden Niederschläge ist in vielen Orten der Region innerhalb der letzten Jahrzehnte durch z.B. den Bau einer Kanalisation verstärkt worden. Im Falle der Kirchengebäude wurde in der Vergangenheit das auf die Dachfläche fallende Wasser über eine Traufe abgeleitet und so an Ort und Stelle versickert. Mit der Montage von Dachrinnen und Abflußrohren entfällt dieser Anteil des Niederschlages

nunmehr vollständig. Auch zeigt sich bei näherer Betrachtung der versiegelten Flächen in Teilen der Ortschaft Gilzum, daß heute bis zu einem Drittel der Niederschläge unmittelbar über die Kanalisation abgeleitet werden. Zwar existierte, gerade auf derartigen Tonböden, eine Entwässerung über Gräben auch schon in früheren Zeiten, doch haben sich Ausmaß und Qualität offenbar verändert.

## 7 Mögliche Sanierungsmaßnahmen

Ziel einer Sanierung muß es sein, die bestehenden Gebäudebewegungen weitestgehend zu verhindern, um so letztlich den funktionellen Erhalt des Bauwerkes langfristig zu sichern. Gerade bei Setzungsschäden wird versucht durch den Eingriff in das Gebäude bzw. in die bestehende Gründungskonstruktion weitere Setzungen zu unterbinden. Möglich wären u.a. konventionelle Unterfangungen oder Kleinbohrpfähle. Hierzu muß der "aktive Bereich" der anstehenden Tone sicher überbrückt werden, um den Erfolg der Maßnahme auch langfristig zu gewährleisten. Jedes Verfahren geht dabei mit Schädigung oder Verlust an historischer Substanz einher (GOLDSCHIEDER 1993). Zudem sind derartige Verfahren mit z.T. erheblichen Kosten verbunden, die auch den Zeitwert der Gebäude übersteigen können.

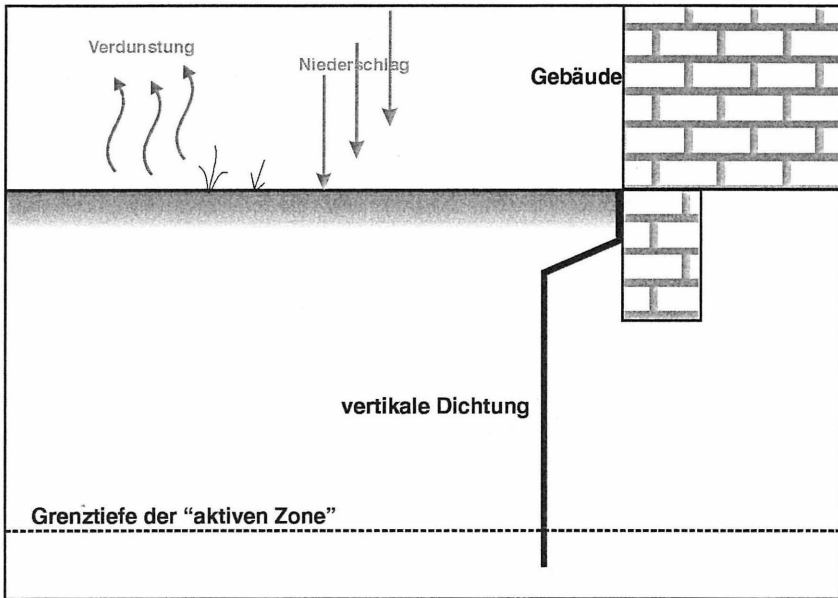


Bild 85: Schematische Darstellung einer Maßnahme zur Bodenstabilisation bei niederschlagsgesteuerten zyklischen Quell- und Schrumpfverformungen des Baugrundes mit Hilfe einer vertikalen Dichtung

Auf der Grundlage der Untersuchungsergebnisse dieser Arbeit sind über die herkömmlichen Verfahrensweisen hinaus Maßnahmen denkbar, die ohne einen direkten Eingriff in das Gebäude den Baugrund unterhalb desselben dauerhaft stabilisieren. In Kenntnis der Tiefe der aktiven Zone könnte dies mit Hilfe einer vertikalen Dichtung erreicht werden. Sie muß das Bauwerk vollständig umschließen und so tief in den anstehenden Ton einbinden, daß die Ausgleichsprozesse zwischen den unterschiedlichen Porenwasserspannungsniveaus und damit jahreszeitliche Einflüsse im Bereich der Gründungen unterbunden werden



(s. Bild 85). Im Falle des Kirchengebäudes in Gilzum konnte eine Veränderung der Bodenwassergehalte in den Jahren 1996 und 1997 bis in eine Tiefe von ca. 4,20 m unter Gelände festgestellt werden.

Ein weiteres Mittel besteht in einer gezielten Wasserzugabe in Trockenwetterphasen. Jüngst berichtete MEISSNER (1996) über die Beobachtung einer solchen Maßnahme bei ähnlichen Schadensfällen. Nachteilig ist hier, daß dabei ein permanenter Überwachungsaufwand notwendig ist, um Wassergehaltsabnahmen rechtzeitig erkennen und ausgleichen zu können.

Gemäß den vorliegenden Erkenntnissen liegen die Ursachen für die ungleichmäßigen Setzungen in der Trägheit der Porenwasserbewegung innerhalb der Tonböden. Genau diese Trägheit könnte für eine Stabilisierung des Bodenwasserhaushaltes im Bereich der Fundamente ausgenutzt werden. Bereits CHEN (1988) veröffentlichte eine Sanierungsmaßnahme auf schrumpf- und quellfähigem Baugrund, die auf einer um das Gebäude herum erstellten Dichtung basiert (Bild 86) und eine Wasserabgabe der Tone über die Verdunstung verhindern soll.

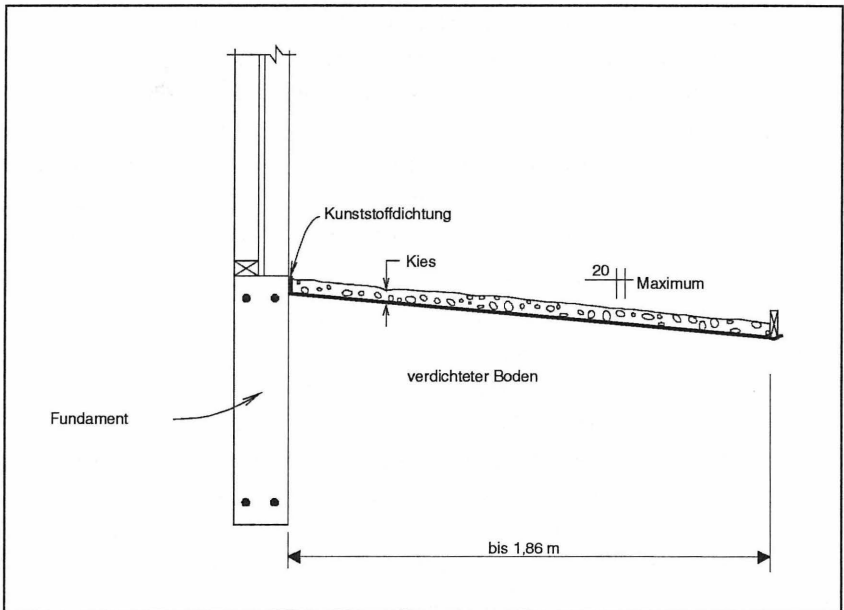


Bild 86: Verhinderung der Verdunstung im Bereich von Fundamenten nach CHEN (1988)

In den vorliegenden Fällen sollte in einer Trockenwetterphase der Wasserverlust der Tone unterhalb der Fundamente verhindert bzw. möglichst lange von ihnen fern gehalten werden. Mit einer Versiegelung der Tonoberfläche rund um das Gebäude würde die Wassergehaltsabnahme verzögert, jedoch auch eine erneute Wasserzufuhr über den Niederschlag

erschwert. Besser ist eine Konstruktion, die einerseits einen sicheren Verdunstungsschutz darstellt und andererseits den Wassereintrag über Niederschläge ermöglicht. Zur Verwirklichung der o.g. Anforderungen könnte dabei auf das bodenphysikalische Prinzip der Kapillarsperre zurückgegriffen werden. Eine der Tonoberfläche auflagernde rollige Bodenschicht, z.B. ein Sand, verhindert durch ihre, den kapillaren Wasseraufstieg unterbindende, Eigenschaft weitestgehend eine Austrocknung des Tones. Selbst bei hohem Wasserverlust in der rolligen Schicht, ist eine nennenswerte Wasserabgabe des Tones nicht zu erwarten. Demhingegen wird ein Wassereintrag nicht behindert und ggf. auftretende Niederschläge erreichen die Tone unverzüglich. Zur Unterstützung des Wassereintrages könnte das anfallende Dachwasser bei Bedarf oder permanent über eine unmittelbar am Gebäude befindliche Kiesdrainage (ggf. über eine Traufe) dem Untergrund zugeführt werden. Gerade in Phasen trockener Witterung wirken so vereinzelt auftretende Niederschlagsereignisse (z.B. Gewitterregen) einer bereits fortschreitenden Wassergehaltsabnahme unterhalb des Verdunstungsschutzes entgegen. Je nach örtlicher Situation könnte die Sohlfläche des Aushubs vom Gebäude weg abgeschrägt werden. Nach Niederschlagsereignissen entsteht damit ein Wassereinstau, der ein rasches, vollständiges Abfließen des Sickerwassers auf der Tonoberfläche verhindert, jedoch keinen zusätzlichen Einstau im Bereich der Fundamente hervorruft. Die einzubringende rollige Bodenschicht kann den jeweiligen Erfordernissen entsprechend mit einer Oberbodenschicht oder einem Fußweg bzw. einem Platz abschließen. Zu beachten wäre, daß ein Eintrag von Bodenfeinstteilchen sowohl in die kapillARBrechende Schicht als auch in die Kiesdrainage zu verhindern ist, um die Funktion des Systems auch langfristig nicht zu beeinträchtigen. Bild 87 zeigt eine derartige Maßnahme schematisch.

Neben der Art der Konstruktion ist dessen Abmessung für den Erfolg der Sanierungsmaßnahme entscheidend. Hierzu ist einerseits die Dauer der Einwirkung einer Trockenwetterphase maßgebend und andererseits die Kenntnis der bodenspezifischen Geschwindigkeiten der Ausgleichsprozesse im Porenwasser. Legt man den Verlauf der Witterung innerhalb der letzten 30 Jahre im Bereich Braunschweig (Völkenrode) zugrunde, so sollte das System einer Trockenwetterphase von 60 Tagen standhalten, d. h. infolge einer 60 Tage währenden Trockenheit kommt es gerade noch nicht zu Wassergehaltsreduzierungen unter dem Fundament. Für den Gilzumer Ton würde dies bedeuten, daß bei bodenspezifischen Geschwindigkeiten der Ausgleichsprozesse im Bodenwasser von ca. 3 cm pro Tag eine Systembreite von 1,80 m gerade ausreichend wäre.

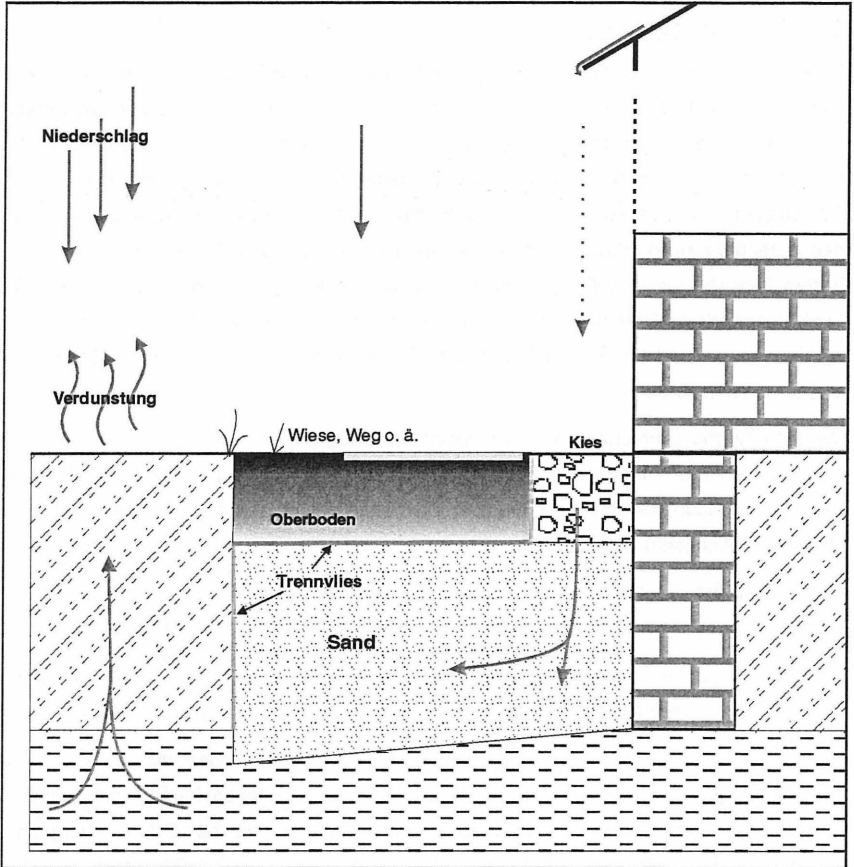


Bild 87: Schematische Darstellung einer Maßnahme zur Bodenstabilisation bei niederschlags- gesteuerten zyklischen Quell- und Schrumpfverformungen des Baugrundes mit Hilfe einer kapillARBrechenden Bodenschicht

## **8 Zusammenfassung**

Verstärkt auftretende Bodenverformungen im Gebiet südöstlich von Braunschweig führen seit Beginn der 80er Jahre zu z.T. erheblichen Gebäudeschäden, die bis zur Gebäudeaufgabe führen können. Dabei sind ältere und neuere Gebäude gleichermaßen betroffen. Nähere Untersuchungen im Bereich der Kirchengebäude der Ortschaften Hedeper und Gilzum zeigen, daß es sich sowohl um Schrumpf- als auch um Quellprozesse der anstehenden ausgeprägt plastischen Tonböden handelt, die hier vielerorts den Baugrund bilden. Die Böden besitzen keine außergewöhnlichen Eigenschaften und liegen gesättigt vor. Das Funktionsprinzip und die eigentliche Ursache für die Zunahme der Schäden waren mit der herkömmlichen bodenmechanischen Sichtweise nicht vereinbar und fortan Gegenstand dieser Forschungsarbeit.

Die theoretische Betrachtung von Tonböden als Baugrund im Spiegel des wissenschaftlichen Schrifttums bildet die Grundlage für speziell auf die Problematik zugeschnittene Labor- und Felduntersuchungen, die sowohl Neu- als auch Weiterentwicklungen der bestehenden Versuchstechnik beinhalten.

Zur Klärung der eigentlichen Schadensursachen konnten im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen zusammenfassend folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Die Bodenbewegungen entstehen in Folge sehr kleiner Wassergehaltsschwankungen der anstehenden gesättigten Tone, die im Betrachtungszeitraum ca. 1 Gew.-% betragen.
- Ausgehend vom maximalen Wassergehalt der Tonböden bleiben diese bis zu einer Wasserabgabe von etwa 5 Gew.-% gesättigt. Dabei entstehen bereits im gesättigten Bereich Saugspannungen in erheblicher Größenordnung, die bei Schrumpfvorgängen rasch zunehmen. Bereits eine Wassergehaltsabnahme von nur 1,5 Gew.-% hat den Aufbau von Saugspannungen auf einen Wert um 250 kN/m<sup>2</sup> zur Folge.
- Das Druckniveau der negativen Porenwasserspannungen entspricht zu jedem Zeitpunkt dem Quelldruck, der sich in Folge einer Wasserzugabe in diesem Moment aufbauen würde. Hat der Tonboden einen bestimmten Verdichtungszustand erreicht, sind aufgrund dessen die Bodenbewegungen beliebig reversibel und auch in Zukunft zu erwarten.
- Die Gebäudeschäden entstehen durch ungleichmäßige Vertikalverformungen der anstehenden Tonböden, die auf der bodenspezifischen zeitlichen Verzögerung der Ausgleichsprozesse zwischen unterschiedlichen Niveaus der Porenwasserspannung beruhen. Für den Gilzumer Ton kann die Geschwindigkeit dieser Ausgleichsprozesse sowohl in Trockenwetter- als auch Feuchtwetterperioden mit ca. 3 cm pro Tag beziffert werden.

- Im Umfeld des Kirchengebäudes von Gilzum konnten in den Jahren 1996 und 1997 maximale Geländehebungen zwischen 3,6 cm und 4,8 cm gemessen werden, die unmittelbar am Gebäude deutlich kleiner waren.
- Der Wasserhaushalt der betroffenen Böden wird allein durch den Wechsel aus Niederschlag und Verdunstung gesteuert. Über das Maß der Veränderung bestimmt letztlich die ortsspezifische Situation. Im Falle des Kirchengebäudes von Gilzum konnte der jahreszeitliche Einfluß bis in Tiefen von ca. 4,20 m unter Gelände nachgewiesen werden.
- Die Veränderung des Wasserhaushaltes ist als Ursache für eine Verstärkung der Bodenverformungen zu sehen. Unter den gegebenen Randbedingungen kommt der zusätzlichen Fassung und Abfuhr, der auf versiegelte Flächen fallenden Niederschläge, eine besondere Bedeutung zu. Diese hat sich in vielen Orten der Region innerhalb der letzten Jahrzehnte z.B. durch den Bau einer Kanalisation verstärkt.

In Kenntnis der Problematik und deren Ursachen können fortan Schäden auf dieser Art von Böden vermieden oder im Schadensfall gezielt Gegenmaßnahmen ergriffen werden. So wird aus den Untersuchungsergebnissen letztlich eine Sanierungsmöglichkeit abgeleitet, die den Baugrund unterhalb der Gebäude auf bodenphysikalischer Grundlage dauerhaft stabilisiert.

## **9 Ausblick**

Die vorliegende Arbeit zeichnet ein neues Bild des bodenmechanischen Verhaltens von Tonböden, das geprägt ist von der Rolle des Bodenwasseranteiles in seiner Wechselwirkung mit der Festsubstanz. Dabei wird deutlich, welche Mechanismen ihr Verhalten in situ bestimmen und mit welcher Sensibilität sie auf Veränderungen der äußeren Randbedingungen reagieren. Bedenkt man die Allgemeingültigkeit, die den aufgezeigten Mechanismen der Bodenverformung zugrunde liegt, so bietet sich eine Übertragbarkeit auf die gesamte Gruppe der bindigen Böden an. Unklar ist, in welchem Maße die hier geschilderten Prozesse dabei auch bautechnische Relevanz besitzen. Der derzeitige Kenntnisstand ist demnach längst nicht befriedigend. Er beinhaltet die Perspektive und letztlich die Notwendigkeit zur weiteren Forschung.

Die Beobachtung negativer Porenwasserspannungen im bodenmechanischen Versuchszustand mit Hilfe herkömmlicher Tensiometer-Technologie erschließt neue Einblicke in das Verhalten derartiger Tonböden. Derzeit ist der Meßbereich physikalisch auf Saugspannungen unter  $100 \text{ kN/m}^2$  beschränkt. Dies ermöglicht nur eine begrenzte Simulation der natürlichen Prozesse, bei denen Saugspannungen von mehreren hundert  $\text{kN/m}^2$  eine Rolle spielen. Ein wesentliches Ziel nachfolgender Forschung muß darin liegen, auch diese Größenordnungen in bodenmechanischen Versuchsanordnungen und in situ, meßtechnisch zu erfassen.

Die Integration der Messung der Porenwasserspannung in herkömmlichen Standard-Versuchszuständen (z.B. Scherversuchsgesetz) könnte einen wesentlichen Beitrag zur Verbesserung der Ergebnisse bei der Untersuchung von Tonböden leisten. Ohne Messung der Porenwasserspannung zu Versuchsbeginn ist nicht sichergestellt, daß in zu vergleichenden Teilproben jeweils ausgeglichene Porenwasserspannungen herrschen. So besteht zu Versuchsbeginn ggf. in einer Teilprobe ein Porenwasserüberdruck und in der anderen eine Saugspannung. Fraglich ist, ob die unter diesen Bedingungen erhaltenen Ergebnisse das bodenmechanische Verhalten vor Ort sicher beschreiben.

Die mathematische Beschreibung des Stofftransportes innerhalb poröser Medien ist außerordentlich komplex und schließt derzeit die Veränderung des Porenraumes nicht mit ein. Bei der vorliegenden Problemstellung sind die Ausgleichsprozesse zwischen unterschiedlichen Niveaus der Porenwasserspannung in einfacher Weise mit den Bodenverformungen verknüpft. Dies eröffnet die Möglichkeit einer mathematischen Simulation mit dem Ziel, das Verhalten derartiger Böden für die Baupraxis vorherzusagen.

## **10 Literaturverzeichnis:**

- AITCHISON, G. D. (1965): Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas. - Int. Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils [1] Australia, S. 5 - 21
- AITICHISON & DONALD (1956): Effective stresses in unsaturated soils. - Proc. 2<sup>nd</sup> Australia/New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, S. 192-199
- BACHMANN (1998): Die Messung der Porenwasserdruckentwicklung bei Tonböden im Ödometer-Versuchsstand. - Mitt. d. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (Eigenverlag), S. 273 - 286
- BACHMANN (1998): Die Beobachtung der Porenwasserdruckentwicklung bei Tonböden im Ödometer-Versuchsstand. - Geotechnik 1998/1, Verlag Glückauf (Essen), S. 11-15
- BAUMGARTL, T., THIENEMANN, J., JUNGE, T. & HORN, R. (1998): Wasserbindungskräfte und Wasserfluß in bindigen Substraten. - Geotechnik 1998/1, S. 29-35, Verlag Glückauf (Essen)
- BAUMGARTNER & LIEBSCHER (1996): Lehrbuch der Hydrologie; Allgemeine Hydrologie, quantitative Hydrologie. - Bd. 1, 2. Aufl.; Gebr. Bornträger, Berlin-Stuttgart
- BEHREND, F. (1927): Erläuterungen zur Geologischen Karte von Preußen und benachbarten deutschen Ländern, Blatt Hessen (Nr. 3930). - Preußisch Geologisches Landesamt, Berlin
- BHASIN, R.N. & LOVELL, C.W. (1981): Distribution of Porosity in Compacted Clays. - Soil mechanics and foundation engineering, Pproc. 10<sup>th</sup> Int. Conf., Stockholm, Vol. 1, pp. 563-566
- BISHOP (1959): The Principle of Effective Stress. - Teknisk Ukeblad 39, pp. 859-863
- BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E. (1963): Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. - Géotechnique: the internat. journal of soil mechanics / publ. by the Institution of civil Engineers, London, S. 177-196
- BJERRUM (1967): Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. - Proc. ASCE, Vol. 93, SM 5, Part 1, S.1-49

- BODEN, J. B. und DRISCOLL, R. M. C. (1987): House Foundations. A Review of the Effect of Clay Soil Volume Change on Design and Performance. - Municipal Engineer Nr. 4, S. 181-313
- BRANDELIK, A.; KRAFFT, G.; HÜBNER, C.; SCHWARZMÜLLER, P. RUPPERT H.; HERBST, F.; SCHUHMAN, R.; ZISCHAK, R.; HÖTZL, H. (1996): Zerstörungsfreie In-Situ-Messung der Feuchte und Dichteänderungen von mineralischen Deponieabdichtungen. - Müll und Abfall, S. 263-268
- BRANDT, K. (1986): Sedimentäre Zyklen im epikontinentalen Lias Europas. - Diss. Eberhard-Karls-Universität Tübingen
- BRICK, D., LUCAS, J., KOLI SAMA, G. UND KOZJAK, L. (1995): Schutz und Sicherung historischer Bauten. - Entwurf am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, (unveröffentlicht)
- BURLAND, J.B. & WROTH, C.P. (1974): Settlement of Buildings and Associated. - Conference Settlement of Structures Cambridge (Review Paper), S. 611-654
- CASSEL, D. K. & KLUTE, A. (1986): Water Potential: Tensiometry. - In: Klute A. (Ed.): Methods of Soil Analysis. Part 1, Physical and Mineralogical Methods, 2<sup>nd</sup> Ed. Agronomy Series 9(1), ASA and SSSA, Madison
- CHEN, F. H. (1975): Foundations on Expansive Soils. - Developments in Geotechnical Engineering, Vol.12, Elsevier Scientific Publishing Company; New York
- COOLING, L.F. (1946): Some foundation troubles with small houses. - Journ. Inst. of Sanitary Engrs., Vol.XLV, S.327
- COOLING & WARD (1948): Some Examples of Foundation Movements Due to Causes other than Structural Loads. - Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics, Vol. 2, Rotterdam, P. 162
- DIAMOND, S. (1970): Microstructure and Pore Structure of impact-compacted clays. - Purdue University; School of Civil Engineering, S. 239-249
- DÖLL, P. (1996): Modeling of Moisture Movement Under the Influence of Temperature Gradients: Desiccation of Mineral Liners Below Landfills. - Bodenökologie und Bodengenese Heft 20, Dissertation, Institut für Ökologie, TU Berlin (Eigenverlag).



- DURNER, W. (1991): Vorhersage der hydraulischen Leitfähigkeit strukturierter Böden. - Bayreuther Bodenkundliche Berichte
- EINSELE, G., HEITFELD, K.-H., LEMPP, CH. UND SCHELTELIG, K. (1985): Auflockerung und Verwitterung in der Ingenieurgeologie: Übersicht, feldansprache, Klassifikation (Verwitterungsprofile). - Einleitender Beitrag in Heitfeld, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker und Festgestein. - S. 2-24, Berlin (Springer)
- FALKE, M. (1995): Geowissenschaftliche Untersuchungen zur Eignung von tonigen Sedimenten und Sedimentgesteinen als Deponieuntergrund im Braunschweiger Raum. - Geologisches Jahrbuch Reihe C Heft 64, Hydrogeologie-Ingenieurgeologie, Hrsg. Bundesanstalt f. Geowissenschaften u. Rohstoffe Hannover, Schweitzerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller) Stuttgart
- FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. (1976): Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. - Can. Geotech. J., S. 261-276
- FÜCHTBAUER, H. (1988): Sedimente und Sedimentgesteine. - Sediment-Petrologie Teil II, 4. Aufl., Schweitzerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller) Stuttgart
- GEBISSA GUTA, A. (1997): Untersuchungen zum flüssig-dampfförmigen Wassertransport in sandunterlagerten Tonsubstraten unter dem Einfluß thermischer und hydraulischer Gradienten als Beitrag zur Konstruktion von mineralischen Deponiebasisabdichtungen. - Mitt. d. Instituts für Landschaftsbau und Abfallwirtschaft, Dissertation, Universität Rostock
- GOLDSCHIEDER, M. (1993): Historische Gründungen - Bauweisen, Beurteilungen, Erhaltung und Instandsetzungen. - Geotechnik 1, S. 178-192
- GRÄSLE, W., RICHARDS, B., BAUMGARTL, T. & HORN, R. (1995): Entwicklung eines mathematischen Simulationsmodells zur Charakterisierung und Prognose des Wassertransports in zeitlich quellenden und schrumpfenden Mülldeponiebasisabdichtungssystemen. - Deponieabdichtungssysteme, 3. Arbeitstagung 1995 BAM, S. 209-219
- GRIFFITHS, F.J.; JOSHI, R.C. (1989): Change in pore size distribution due to consolidation of clays. - Géotechnique 39; No.1, S. 159-167

- GRÜNDER, J. (1978): Struktureller Aufbau und geomechanische Eigenschaften eines stark überkonsolidierten Tones am Beispiel des Feuerletzens. - Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, S. 54-100
- GRÜNDER, J. (1980): Über Volumenänderungsvorgänge in überkonsolidierten, diagenetisch verfestigten Tonen und ihre Bedeutung für die Baupraxis. - Geotechnik 3, S. 60-66, Essen (DGEG)
- HARTGE, K. H. & HORN, R. (1989): Die physikalische Untersuchung von Böden. - Enke Verlag Stuttgart.
- HEIBROCK, G. (1996): Zur Rißbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten an der Basis von Deponien. - Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum
- HEIM, D. (1990): Tone und Tonminerale. - Enke Verlag Stuttgart
- HOEKSTRA, P. & DELANEY, A. (1974): Dielectric Properties of Soils at UHF and Microwave Frequencies. - Journal of Geophysical Research April 1974, S. 1699-1708
- HÖLTING (1992): Hydrogeologie. - Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie, 4. Aufl., Enke Verlag Stuttgart
- HOLZLÖHNER, U. & ZIEGLER, F. (1995): Wassertransportvorgänge und Rißgefährdung von Erdstoff-Abdichtungsschichten im Hinblick auf die Langzeitfunktionstüchtigkeit. - Tagungsband 3. Arbeitstagung des Verbundforschungsvorhabens „Deponieabdichtungssysteme“, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung BAM, Berlin.
- HORN, R. & BAUMGARTL, T. (1995): Bedeutung von Auflast und Entwässerung für die Bodenwassercharakteristik von mineralischen Abdichtungen. - Tagungsband 3. Arbeitstagung des Verbundforschungsvorhabens „Deponieabdichtungssysteme“, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung BAM, Berlin.
- KAPTAN, H. (1972): Untersuchung über Quellung und Schrumpfung von Tonböden bzw. Tonen. - Dissertation an der Fakultät für Gartenbau und Landeskultur TU Hannover
- KLUTE, A. (1986): Water Retention: Laboratory Methods. - In: Klute A. (Ed.): Methods of Soil Analysis. - Part 1, Physical and Mineralogical Methods, 2<sup>nd</sup> Ed. Agronomy Series 9(1), ASA and SSSA, Madison, Wisconsin

- KRABBE, W. (1958): Über die Schrumpfung bindiger Böden. - Mitt. Hann. Vers.-Anst. Grund und Wasserbau, Franzius Inst. TH Hannover, H 13, S. 256-342
- LACKNER, K. (1991): Schwellen und Schrumpfen im anorganen Ton als Ursache von Gebäudeschäden. - Geotechnik H 14, S. 118-124
- LANG, H.-J., HUDER, J. & AMANN, P. (1996): Bodenmechanik und Grundbau. - Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte - (Springer Verlag)
- LOOS, W. (1935): Risse in Bauten auf nachgiebigem Untergrund. - Die Bauwelt, S. 872
- MACEWAN, D. M. C. & WILSON, R. V. (1984): Interlayer and intercalation complexes of clay minerals. - In: BRINDLEY & BROWN (Ed): Crystal Structures of Clay Minerals and their X-Ray Identification.- Mineral. Society, London
- MADSON, F. T. & NÜSCH, R. (1990): Langzeitquellverhalten von Tongesteinen und tonigen Sulfatgesteinen. - Mitt. d. Instituts f. Grundbau u. Bodenmechanik TH Zürich, Nr. 140
- MADSEN, F. T. (1992): Quellfähige Gesteine. - ETH Zürich, Tonmineralogie für die Geotechnische Praxis; 9. - 10. April 1992: S. 67-80
- MEIER, P.J. (1906): Die Bau- und Kunstdenkmäler des Kreises Wolfenbüttel. - Bd. 3, S. 184-185, Wolfenbüttel
- MEISSNER, H. (1996): Sanierung von Gebäudeschäden infolge Schrumpfsetzungen. - Bauingenieur Heft 71, S. 43-46; Springer-Verlag
- MERKLEIN-LEMP, I. (1985): Ursachen und Mechanismen des Trocknungs-Befeuchtungszersfalls überkonsolidierter Pelite. - Beitrag in Heitfeld, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker und Festgestein. - S. 59; Berlin (Springer)
- MITCHELL, J. K. (1973): Influences of Mineralogy and Pore Solution Chemistry on the Swelling and Stability of Clays. - Proc. 3rd Int. Conf. "Expansive Soils"; Academic Press Haifa Israel, Bd. 2, S. 11-25
- PIMENTEL, E. (1996): Quellverhalten von diagenetisch verfestigtem Tonstein. - Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe

- PLACZEK, D. (1982): Untersuchungen über das Schwindverhalten bindiger Böden bei der Trocknung unter natürlichen Randbedingungen. - Mitt. Fachgebiet Grundbau u. Bodenmechanik Univ. Essen GHS, H 3, 204 S.
- PLACZEK, D. (1983): Über das Schwinden bindiger Böden als Ursache für Bauwerksschäden. - Die Bautechnik 5, S. 168-174, Berlin
- PRINZ, H. (1974): Gebäudeschäden in Tonböden infolge Austrocknung. - Vorträge Baugrundtagung Frankfurt/M.-Höchst, S. 23-38; Essen (DGEG)
- PRINZ, H. (1990): Grundwasserabsenkung und Baumbewuchs als Ursache von Gebäudesetzungen. - Aachener Bausachverständigentage 1990, S. 61-68; Wiesbaden (Bauverlag)
- PRINZ, H. (1991): Abriß der Ingenieurgeologie mit Grundlagen der Boden- und Felsmechanik, des Erd-, Grund- und Tunnelbau sowie der Abfalldeponien. - Enke
- QUENSTEDT, F.A. (1843): Das Flözgebirge Württembergs mit besonderer Rücksicht auf den Jura. - 1 ed. 558 p. Laupp, Tübingen.
- RAABE, E.-W. (1985): Mikrogefüge und bodenmechanische Eigenschaften überkonsolidierter Tone. - Beitrag in Heitfeld, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker und Festgestein. - S. 358; Berlin (Springer)
- RYBICKI (1978): Bauschäden an Tragwerken, Analyse und Sanierung. - Teil 1, Mauerwerksbauten und Gründungen, 203 S., Düsseldorf (Werner)
- SCHACHTSCHABEL, P., BLUME, H.-P., HARTGE, K.-H. & SCHWERTMANN, U. (1992): Lehrbuch der Bodenkunde. - Enke Verlag Stuttgart
- SCHEIDIG (1937): Baugrund und Bauwerk. - Das Bauwerk 11, S.109.
- SCHULER, G. & GÖDECKE, H.-J. (1982): Zur Beurteilung der Schwellfähigkeit von Böden mittels Kornverteilung Plastizität, Trockendichte und Frei-Schwellwert. - Die Bautechnik, S. 241-251
- SCHULTZE, E. & MUHS, H. (1967): Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. - 2. Aufl., Springer Verlag Berlin
- SKEMPTON (1953): The colloidal "Activity" of clays. - Proc. III. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Zürich, Bd. 1, S. 57
- SKEMPTON & McDONALD (1956): The allowable settlement of buildings. - Proc. Inst. Civ. Eng. London 5, III, S. 727-768

- SOMMER, H. (1978): Messungen, Berechnungen und Konstruktives bei der Gründung Frankfurter Hochhäuser. - Bauingenieur Heft 53, S.205-211
- SPACKELER, G., MARX, W. (1927): Bergschadenähnliche Beschädigungen an Gebäuden in bergbaufreien Gebieten. - Glückauf. Jg. 63. S. 1409
- STACHEDER, M. (1996): Die Time Domain Reflectometry in der Geotechnik - Messung von Wassergehalt, elektrischer Leitfähigkeit, und Stofftransport. - Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe
- TIETZE (1979): Ingenieurgeologische, mineralogische und geochemische Untersuchungen zum Problem der Baugrundhebungen im Lias epsilon (Posidonienschiefer) Baden-Württembergs. - Jh. Geol. Landesamt 22, S. 109-185
- VEES, E. (1987): Baugrundhebungen in bitumenhaltigen Tonmergelstein - Ursachen und konstruktive Lösungen. - Geotechnik 10, S. 123-131
- VOGL, K. (1955): Gründungen in schrumpf- und quellfähigen Böden. - Mitteilungen der Hanoverschen Versuchsanstalt für Grund- und Wasserbau, H. 7; Franzius-Institut der TH Hannover; Hannover
- WARD, W. H. (1947): The Effects of Fast Growing Trees and Shrubs on Shallow Foundations. - Journal Inst. Landscape Architects; England
- WIGGER, H. (1996): Setzungsrisse an historischen Bauwerken - in situ Versuch an der Kirche in Hedeper. - Mitt. d. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (Eigenverlag), S. 259 - 271
- WOLDSTEDT, P. (1931): Erläuterungen zur Geologischen Karte von Preußen und benachbarten deutschen Ländern, Blatt Schöppenstedt (Nr. 3830). - Preußisch Geologisches Landesamt, Berlin



## **Synopsis**

### **Soil deformation as a result of fluctuations in the moisture content as a cause of damage in buildings on clay**

#### **- Investigations at historical buildings in south-east Lower Saxony -**

#### **1. Introduction**

Since the beginning of the 1980s, frequent occurrences of crack damage have been observed in south-east Lower Saxony (northern Germany), not only in old but also in new buildings (figs 1-5, 11 and 12). In all cases the buildings were erected on strongly cohesive soils of mostly stiff to semi-solid consistency. Building foundations were mostly laid on distinctly plastic clay. Closer observations in the vicinity of affected churches in the villages of Hedeper and Gilzum do not give any indication of unusual ground conditions. Furthermore, the investigation of the mechanical properties of the soil did not show any extraordinary peculiarities. For instance, the amount of dilative clay minerals is negligible (fig. 15, 16; tab. 2). In respect of the existing tectonics and regional hydrogeological conditions, crack damage in the affected areas can only be caused by the fluctuating moisture content of the clay. An analysis of climate data provided by the German Weather Service in conjunction with the regular observation of building damage demonstrated that the soil deformations are apparently subject to seasonal fluctuations; they include both settlement due to shrinkage and ground heave due to swelling (figs 21-23). In-situ measurements of soil moisture content taken over a period of 10 months indicate a fluctuation of max. 1% by wt in the vicinity of the measurement site in Gilzum (fig. 23). The analysis of this shrinkage indicates that the solid clays remain saturated throughout the year. Nevertheless, high swelling pressures apparently develop. If sufficient moisture is available, such swelling pressure balances previous deformations due to shrinkage even with increased building loads.

Some of the affected buildings are more than seven centuries old; they have been subjected to natural climatic fluctuations and therefore drier and moister years. There has been building damage in the past, but the damage of recent years apparently exceeds that of previous times. In the village of Hedeper the church was demolished since its stability could no longer be guaranteed. In order to clarify the problem, a fundamental theoretical analysis of the clay soils became necessary. This was followed by special laboratory and field investigations.

## 2. Theoretical background

Clay minerals are components of natural clay soils. They form extremely fine-grained mixtures with large specific surfaces which represent the actual carrier of the specific properties of the clay. Over the course of geologically relevant periods of time, clay soils have developed in genetic processes, resulting in different pore space structures, the cross-sections of which are extremely small. On account of its molecular size and its specific properties, water may penetrate these pore spaces and, as a result, is henceforth subject to the electrochemical force of the ground mass. The magnitude of the adsorption forces in such cases is considerable and determines the swelling behaviour and soil moisture movement in unsaturated and, in some cases, in saturated clay soils too (HARTGE & HORN 1991, SCHACHTSCHABEL et al. 1992) (cf. figs 25, 26).

The scientific literature treats soils either as saturated or unsaturated. Saturated soils generally exhibit positive pore water pressure and unsaturated soils negative pore moisture tension. Considerations of soil physics imply that extremely fine-grained soils remain saturated during shrinkage processes (for a certain range of their moisture content) since air cannot physically penetrate the pore system. These soils exhibit negative pore moisture tension in this process. Therefore, distinctly plastic clay soils in the humid climate zone near the Earth's surface occur in a quasi-saturated state.

Changes in the forces acting upon soil moisture occur near the Earth's surface due to the influence of climatic processes in conjunction with local boundary conditions (ground coverage, fauna, morphology); these usually lead to soil deformations (see inter alia, CHEN 1975, BODEN & DRISCOLL 1987). In this process, clay soils react in the same way, but to a different degree owing to differing pore space structure and mineralogical composition. Buildings are subjected to the deformations of the ground on which they are erected. Differing amounts of heave or settlement may lead to bending or twisting of the subgrade surface. If the stresses which can be absorbed are exceeded, then cracks occur (RYBICKI 1978). The type and extent of the deformation may be deduced from the fracture pattern.

The analysis of the mechanical behaviour of clay soils shows a complex web of cause and effect. While even small changes may lead to considerable soil deformations in their vicinity, for instance in fauna, large interventions, under certain local conditions, may sometimes have no effect. In the final analysis, the extent of change depends on local conditions. Generalizations and the arbitrary transfer of observation results is not possible.



### **3. Laboratory experiments**

The aim of the laboratory experiments was to observe the mechanical behaviour of existing clay soils under definable edge conditions. To do this, the natural conditions had to be represented as accurately as possible in a test rig. A basic condition for such testing is the use of undisturbed samples because the internal fabric determines the hydraulic routings. Hence, this internal fabric has to remain constant throughout the water adsorption and draining processes. The clay soil to be examined reacts to changes in the moisture content by changes in its volume. It is completely saturated and the observable differences in its moisture content lie far above its shrinkage limit. The volume changes in such soils with these moisture content values are uniaxial. Under the existing conditions, the oedometer proved to be the appropriate apparatus; this was, however, extended by measuring the pore moisture tension (fig. 36).

#### **Analysis of the relationship of water tension to moisture content**

The experiments show that the relationship between water tension and moisture content is clearly dependent on the initial dry density (fig. 58). In addition, the level of pore moisture tension changes with the surcharge on the ground (fig. 59). Further experiments on the variation of dry density and uniaxial compressive strength, depending on the depth of the sample's location, demonstrate that the macroscopically homogeneous clays possess considerable non-homogeneities (figs 56, 57). Therefore, for these clay soils there is no universally valid relationship between water tension and moisture content which could even to some extent explain the actual conditions in the soil of the building site. For this reason, the numerical procedures normally used to describe hydraulic phenomena in such clay soils are thrown into question since they are based on universally valid retention curves which characterize such soils unequivocally.

#### **Swelling pressure and water tension**

Every swelling effect caused by water accretions or water inclusions is a reaction to electrochemical force relationships in the pore spaces. Swelling potential is therefore determined by the same factors which determine water adsorption. Cohesive soils, if prevented from expansion (in the process of swelling), build up swelling pressure. In this process, the pressure is equal to the force which affects the surface with which the soil attracts the last water molecules (HARTGE & HORN 1991). From the point of view of soil mechanics, pore moisture suction develops relative to atmospheric pressure. Every swelling process is therefore to be understood as the soil reacting to existing pore moisture suction. The experiments confirm that a saturated clay sample, with water addition and inhibited expansion, exerts precisely that pressure on its environment which corresponds to the level

of suction tension at the time of water addition (figs 60, 61). The cause of any noteworthy swelling pressure development in clay soils is to be found in this process.

### **Magnitude of suction tension in situ**

The actual cause of the cyclic swelling of the saturated clay soils lies in the relationship between swelling pressure and suction tension. The development of the suction tension in the case of water drainage and its resulting magnitude in situ plays a key role here. The experiments show that with just a small reduction in the moisture content, approx. 0.15 to 0.3% by wt, negative pore moisture tensions of approx. 60 kN/m<sup>2</sup> quickly build up (fig. 62). Further investigations on undisturbed samples of Gilzum clay with the help of swelling pressure measurements reveal that for a water loss of 1.5% by wt, suction stresses of 250 kN/m<sup>2</sup> occur (fig. 63).

### **Influence of building loads on soil deformation mechanisms**

Structures transfer additional loads – over and above the self-weight of the soil – into the subsoil. In doing so, negative pore moisture tensions influence the mechanical behaviour of clay soils considerably.

Assuming quasi-saturated conditions (apart from minor air inclusions), in the case of the clay soils considered here there exists, for all practical purposes, a binary system. Additional loads are carried by the ground mass and/or the pore water. The experiments show that existing suction tensions are reduced in this situation, i.e. the input of additional potential energy is partly compensated by a negative potential. So in this case we are merely witnessing an energy equalization process which, at first, does not lead to deformation effects. Recorded uniaxial deformations are purely elastic and hence can be reversed at will (fig. 64). Only in the case of a complete loss of suction tension does an excess of pore water pressure build up and the clay releases the pore water until all the forces acting on the pore water are brought into equilibrium (fig. 65). Loading effects are always connected with a disturbance of the existing pore moisture tension relationships. In a large expanse of solid clay, the effect of a concentrated load is to cause a pore moisture tension gradient which is compensated by a movement of the water. The application of the load always leads to a drop in the suction tensions and/or the build-up of excess pore water pressure. In both cases water is seen to move from the zone of the load application into the adjoining clay.

### **Swelling and shrinkage behaviour**

Cyclic swelling and shrinkage trials reveal that the solid clays are obviously present in a stable condition. Changes to the moisture content and the associated soil deformations can be reversed at will (fig. 68). These relationships have presumably come about over the course of time as the result of seasonal fluctuations in the climatic boundary conditions (cf.

CHEN 1975). For the buildings affected this means that soil deformations can be expected in the future too; the extent of these is merely linked to the local boundary conditions (ground coverage, fauna, morphology, climate) and does not result in changes to soil properties.

#### **Chronological progression of equalization processes for differences in pore moisture tensions**

In a special test apparatus, both the shrinkage process as well as the adsorption of water were found to exhibit velocities of 3 cm per day for the horizontal equalization processes for differences in pore moisture tensions (figs 43, 70, 71). It should be pointed out that the investigations could not be performed with a natural surcharge.

#### **4. Field studies**

The influence of the extreme edge conditions on the behaviour of the solid soils and the reaction of the structure affected was observed during 1996-97 in the area around the church in Gilzum. The studies reveal a direct correlation between an increased level of precipitation, the rise in the moisture content of the soil, ground heave and movement of the structure (figs 72-75). The changes in the moisture content of the solid clay recorded in the church grounds, at approx. 1 to 2% by wt depending on depth, are extremely low. Around the church, the maximum amounts of ground heave are markedly greater than directly adjacent the building itself (fig. 78). And no changes in moisture content were recorded in the centre beneath the church (fig. 77).

Analyses of the water adsorption and water drainage processes resulted in velocities of approx. 3 cm per day being deduced for the equalization process between pore moisture tension differences.

#### **5. Suction tension as the motor for soil deformation**

The mechanical behaviour of the distinctly plastic clay soils of the type examined here is determined to a great extent by the interaction of the pore water with the solid matter. During dry weather, water is removed from the soils (via evaporation) and shrinkage deformations occur. In the moisture content ranges observed, the soil merely shrinks uniaxially and the volume of the water given up corresponds to the uniaxial change in volume of the soil. Suction tensions ensue which quickly take on considerable proportions. The provision of water in the form of precipitation is adsorbed by the surface of the clay and the existing suction tension reduced until there is no more free water available or the tension is reduced to zero. In both cases the emerging swellings are stopped. In the processes described, this is merely an equalization process between differing energy levels in the pore water which are controlled by the provision of free water. Therefore, suction tensions can be permanently present in the soil, depending on the natural surroundings.

Buildings erected on such clay soils hamper the natural evaporation or penetration of precipitation for a section of the clay. Periods of dry weather lead to a rise in the suction tension beneath unsealed [i.e. undeveloped] areas, while sealed [i.e. developed] areas initially retain their pore moisture tension level. This creates compensatory movements of the pore water in the direction of the higher suction tensions and is to a certain extent linked with an inertia specific to the soil due to the very small cross-sections of the pores. As this happens, the outer parts of the building are affected first and the associated shrinkage deformations create an arch profile beneath the building. The tensile stresses which are set up can lead to cracks in masonry, depending on the construction. The soil deformations increase as we move further away from the building. During subsequent wet weather, the unsealed surfaces of the site first soak up the precipitation. As this happens, the existing suction tensions decrease and, again, lateral differences in suction tension build up between sealed and unsealed areas; these are balanced by a slow movement of water (fig. 82).

Water movements also occur upon the application or removal of loads on such soils. Normally, the zone affected by the action of the load is extremely small in relation to the extent of the clay soil and the existing suction tensions are reduced in the zone affected by the load. In doing so, a disparity ensues in the distribution of the suction tension between the zones affected by the load, with correspondingly low suction tensions, and the normally loaded zones, with higher suction tensions. Consequently, pore water must start to move from zones of lower cohesive levels (near the foundations) to zones of higher suction tensions in the course of an equalization process – coupled with settlement of the building. Accordingly, in the case of such clay soils with negative pore moisture tensions, settlement under load does not occur as the result of the build-up of excess pore water pressures, and hence the squeezing-out of pore water, but instead is a reaction to variations in the distribution of pore moisture tensions (fig. 83). Once these processes are concluded, then the level of pore moisture tension is again in equilibrium across the entire clay soil, depending on the gravity potential. In the case of a quasi-infinite layer of clay, this level corresponds to the initial one because the quantity of water from the zones affected by the load is very small in relation to the amount of pore water in the clay soil as a whole. Hence, the level of pore moisture tension in situ does not depend on the load and, in the case of a quasi-infinite layer of clay with its ability to alter its volume, always corresponds with that of the total system. Consequently, the initial swelling pressures present beneath the building are the same as those in the surrounding areas. Notwithstanding, the extent of swelling and shrinkage is altered by loading because the application of a load and the associated equalization processes of the pore moisture tensions are connected with a change in pore space. The pore space beneath the foundations is diminished. In the course of adding or removing water, pore moisture tension achieve a balanced horizontal distribution, depending

on the geodetic elevation. This is only possible through the adsorption or drainage of different amounts of water – related to the size of the pore space. Therefore, in a saturated soil the vertical deformations below the foundations are smaller than those in the adjoining areas.

## **6. Possible causes of increased soil deformations**

Climate changes, the influence of vegetation or the proliferation of drainage systems were all considered as possible causes of increased soil deformations in the areas investigated. The evaluation of climate data for the years 1967-95 and the consideration of various locations show that climatic changes and the influence of vegetation are unlikely to be the cause behind increased soil deformations. In contrast, many indicators point to extra drainage and hence accelerated dewatering of areas (e.g. due to the installation of sewage or drainage systems). The associated faster removal of water shortens the interval before the water drains from the clay in the case of dry weather and hence the onset of soil deformation. In addition, a resumption of the adsorption of water and a balancing of the existing water deficit becomes more difficult for the soils. Owing to the rapid run-off of water, small amounts of precipitation in particular hardly reach the soils due to their own very slow water adsorption characteristics.

## **7. Refurbishment measures**

Having identified the soil deformation mechanisms and the natural local circumstances, it is possible to implement in-situ refurbishment measures which stabilize the subsoil beneath the building without needing work to the structure itself. The aim here is to prevent the equalization process between the different pore moisture tension levels and hence the seasonal influences in the vicinity of the foundations, or keep them remote from the building for a sufficient length of time. A solution was developed for the church in Gilzum which by way of a non-cohesive soil bed spread over the clay around the building represents reliable protection against evaporation and at the same time enables precipitation water to penetrate (fig. 87). The width of the system is 1.80 m, based on knowledge of the velocities specific to the soil for the equalization process in the pore water. The system will thus withstand a dry-weather phase of 60 days.

### Summary

Severe soil deformations in the region to the south-east of Braunschweig (northern Germany) have in some instances led to considerable damage to buildings over the past 10 years, in extreme cases requiring the building to be vacated. Both old and new buildings are equally affected. More detailed investigations in the areas around the churches in Hedeper and Gilzum have revealed that both shrinkage and swelling processes are involved in the solid, distinctly plastic clay soils which make up the subsoil in many places in this region. The soils possess no extraordinary properties and are saturated. The principle and the actual cause for the increasing levels of damage did not fit into the conventional approaches to the mechanics of soils and formed the object of this research paper.

The theoretical consideration of clay soils as building land as reflected in the scientific literature formed the basis for special laboratory and field studies geared to the problem. These investigations included both new and further developments of existing methods of testing.

In analysing the real causes of the damage, the laboratory and field studies led to the findings summarised below:

- Soil movements ensue as a result of very small fluctuations in the moisture content of the solid, saturated clays, which amounted to approx. 1% by wt in the period of observation.
- Assuming a maximum moisture content in the clay soils, these remain saturated up to a water drainage figure of about 5% by wt. and suction tensions of a considerable order of magnitude build up in the saturated zone; these increase rapidly in the case of shrinkage processes. A loss in moisture content of just 1.5% by wt leads to the build-up of suction tensions amounting to 250 kN/m<sup>2</sup>.
- The pressure level of the negative pore moisture tension always corresponds to the swelling pressure which would build up at this moment as the consequence of the addition of water. If the clay soil has reached a certain compaction status, then this means that ground movements can be reversed at will and can also be expected to continue in the future.
- Damage to buildings results from irregular vertical deformations in the solid clay soils which are based on the soil's specific inertia for the equalization processes between different levels of pore moisture tension. For the Gilzum clay, the velocity of this equalization process, during both dry and wet weather, can be put at approx. 3 cm per day.

- During 1996-97 ground heave of max. 3.6-4.8 cm was measured around the church in Gilzum; the measurements were considerably smaller directly adjacent the building.
- The water balance of the soils affected is controlled entirely by the alternation of precipitation and evaporation. The local circumstances dictate the degree of evaporation. For the church in Gilzum, the seasonal influence down to depths of approx. 4.20 m below ground level was able to be verified.
- The change in the water balance is regarded as the cause for increased soil deformations. With the given boundary conditions, the additional collection and removal of the precipitation falling on sealed surfaces takes on a special significance. At many places in the region this factor has taken on more significance in recent decades due to, for example, the installation of drainage systems.

In recognition of the problem and its causes, from now on damage on these types of soils can be avoided or, if damage occurs, countered by way of specific measures. Therefore, the results of the investigations finally led to refurbishment measures being derived which bring about a permanent stabilization of the subsoil beneath the building based on the physical nature of the ground.







IGB-TUBS

**Bisher erschienene Mitteilungshefte**  
**des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik**

- |          |                              |                                                                                                                              |
|----------|------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E.                | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976                                  |
| Nr. 78-2 | Frank, H.                    | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 *                                         |
| Nr. 79-3 | Schnell, W.                  | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979                                                                            |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R.               | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980                 |
| Nr. 81-5 | Schuppener, B.               | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 *                                           |
| Nr. 6    | Wolff, F.                    | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981                                          |
| Nr. 7    | Bätcke, W.                   | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 1982                                                                 |
| Nr. 8    | Meseck, H.<br>Schnell, W.    | Dichtungswände und -sohlen, 1982 *                                                                                           |
| Nr. 9    | Simons, H.<br>Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen, 1982 * |
| Nr. 10   | Beckmann, U.                 | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982                                                                  |
| Nr. 11   | Papakyriakopoulos            | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983                                                                |



IGB-TUBS

- |        |                                                       |                                                                                                                              |
|--------|-------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Nr. 12 | Sondermann, W.                                        | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983                                                                         |
| Nr. 13 | Meseck, H.                                            | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984                                                                      |
| Nr. 14 | Raabe, W.                                             | Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, 1984     |
| Nr. 15 | Früchtenicht, H.                                      | Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984                                                     |
| Nr. 16 | Knüpfer, J.<br>Meseck, H.                             | Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984                                                                    |
| Nr. 17 | N.N.                                                  | Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 *                                |
| Nr. 18 | Simons, H.<br>Reuter, E.                              | Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, 1985 * |
| Nr. 19 | Meseck, H.                                            | Dynamische Pfahltests - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985                                              |
| Nr. 20 | Meseck, H.                                            | Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 *   |
| Nr. 21 | Balthaus, H.                                          | Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, Diss., 1986                                  |
| Nr. 22 | Kayser, R.<br>Meseck, H.<br>Rösch, A.<br>Hermanns, R. | Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986                                                                   |
| Nr. 23 | Meseck, H.                                            | Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987                                              |



IGB-TUBS

- |        |                                              |                                                                                                                                                        |
|--------|----------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Nr. 24 | Krause, Th.                                  | Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987                                                                       |
| Nr. 25 | Meseck, H.                                   | Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation, 1987                                                                            |
| Nr. 26 | Reuter, E.                                   | Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation, 1988                                                 |
| Nr. 27 | Wichert, H.-W.                               | Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988                                                 |
| Nr. 28 | Geil, M.                                     | Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989 |
| Nr. 29 | Kruse, T.                                    | Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989                                                                 |
| Nr. 30 | Rodatz, W.<br>u.a.                           | Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989                                                                 |
| Nr. 31 | Rodatz, W.<br>Beckefeld, P.<br>Sehrbrock, U. | Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990           |
| Nr. 32 | Knüpfer, J.                                  | Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990                                                                  |
| Nr. 33 | Beckefeld, P.                                | Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991            |
| Nr. 34 | He, G.                                       | Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation, 1991                                                                                        |
| Nr. 35 | Rodatz, W.<br>Sehrbrock, U.                  | Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991                                   |



IGB-TUBS

- |        |                                                     |                                                                                                                                                                        |
|--------|-----------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Nr. 36 | Kahl, M.                                            | Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers, Dissertation, Dissertation, 1991 |
| Nr. 37 | Rodatz, W.<br>Hemker, O.<br>Voigt, Th.              | Standssicherheiten im Deponiebau, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992                                                                                 |
| Nr. 38 | Rodatz, W.<br>Meier, K.                             | Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991                                                                                          |
| Nr. 39 | Rösch, A.                                           | Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, Dissertation, 1992              |
| Nr. 40 | Sehrbrock, U.                                       | Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993                                                                                     |
| Nr. 41 | Rodatz, W.<br>Hartung, M.<br>Wienholz, B.           | Pfahl Symposium 1993<br>Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993                                                                                           |
| Nr. 42 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Hartung, M.         | IGB-TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 1993                         |
| Nr. 43 | Rodatz, W.<br>Hemker, O.<br>Horst, M.<br>Kayser, J. | Deponieseminar '94<br>Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. u. 18. März 1994                                        |
| Nr. 44 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Wienholz, B.        | Messen in der Geotechnik '94<br>Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994                                                                                    |
| Nr. 45 | Hartung, M.                                         | Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Dissertation, 1994                                                                                       |



IGB-TUBS

- |        |                                                                 |                                                                                                                                                    |
|--------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Nr. 46 | Hemker, O.                                                      | Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994                                                    |
| Nr. 47 | Voigt, Th.                                                      | Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen, Dissertation, 1994                                                                           |
| Nr. 48 | Rodatz, W.<br>Ernst, U.<br>Wienholz, B.                         | Pfahl-Symposium 1995<br>Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995                                                                    |
| Nr. 49 | Kayser, J.                                                      | Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 1995                                                                  |
| Nr. 50 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Wienholz, B.<br>Vittinghoff, T. | Messen in der Geotechnik '96<br>Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996                                                            |
| Nr. 51 | Rodatz, W.<br>Knoll, A.                                         | Deponieseminar '96<br>Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996 |
| Nr. 52 | Maybaum, G.                                                     | Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996                                                      |
| Nr. 53 | Rodatz, W.<br>Ernst, U.<br>Wienholz, B.                         | Pfahl-Symposium '97<br>Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997                                                                     |
| Nr. 54 | Horst, M.                                                       | Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen, Dissertation, 1997                                           |
| Nr. 55 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Stahlhut, O.                    | Messen in der Geotechnik '98<br>Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998                                                            |



IGB-TUBS

- |        |                                             |                                                                                                                                                                                                     |
|--------|---------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Nr. 56 | Rodatz, W.<br>Bachmann, M.<br>Rosenberg, M. | Deponieseminar '98<br>Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau<br>Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13.<br>März 1998                                                                         |
| Nr. 57 | Wienholz, B.                                | Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in<br>Abhängigkeit von der Einbringung, Dissertation,<br>1998                                                                                         |
| Nr. 58 | Bachmann, M.                                | Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderun-<br>gen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton<br>- Untersuchungen an historischen Bauwerken im<br>südöstlichen Niedersachsen -, Dissertation, 1998 |
|        | DGGT                                        | Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deut-<br>schen Gesellschaft für Geotechnik, Empfehlungen<br>für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998                                               |

\* = vergriffen