

DISS. ETH Nr. 17303

# **EINFLUSS DER BODENSÄTTIGUNG AUF DIE STABILITÄT VON HÄNGEN**

ABHANDLUNG  
zur Erlangung des Titels  
DOKTORIN DER WISSENSCHAFTEN  
der  
ETH ZÜRICH

vorgelegt von:

ANDREA THIELEN  
Dipl.-Ing. RWTH Aachen

geboren am  
24.3.1977  
von  
Deutschland

Angenommen auf Antrag von:

Prof. Dr. Sarah M. Springman  
Prof. Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer  
Dr. Sven Friedel

2007



# Inhaltsverzeichnis

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>iii</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>Zusammenfassung</b>	<b>ix</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>xi</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>xv</b>
<b>Formelverzeichnis</b>	<b>xxvii</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1 Ziel des Forschungsprojektes .....	2
1.2 Aufbau der Arbeit .....	3
<b>2 Grundlagen</b>	<b>5</b>
2.1 Überblick .....	5
2.2 Definition von ungesättigtem Boden.....	5
2.3 Kapillarität .....	5
2.4 Saugspannungen .....	7
2.5 Prinzip der Saugspannungsmessungen.....	7
2.6 Mechanische Auswirkungen.....	9
<b>3 Feldversuche</b>	<b>11</b>
3.1 Überblick .....	11
3.2 Literaturüberblick.....	11
3.3 Untersuchungsgebiet .....	16
3.4 Bodenmodell .....	17

---

3.4.1	Lage der Untersuchungspunkte .....	17
3.4.2	Geologie .....	18
3.4.3	Geophysik .....	20
3.4.4	Bodenaufschluss .....	21
3.4.5	Rammsondierungen .....	21
3.4.6	Laborversuche.....	25
3.4.7	Bodenmodell .....	30
3.5	Instrumentierung .....	32
3.5.1	Übersicht über die eingesetzten Geräte .....	32
3.5.2	Versuchsanordnung .....	32
3.5.3	Messgeräte.....	35
3.6	Messergebnisse .....	50
3.6.1	Meteorologische Daten .....	50
3.6.2	Evapotranspiration .....	56
3.6.3	Abfluss .....	57
3.6.4	Bodenfeuchteänderung .....	60
<b>4</b>	<b>Wasserretentionskurve und Durchlässigkeit</b>	<b>77</b>
4.1	Wasserretentionskurve.....	77
4.1.1	Überblick .....	77
4.1.2	Definition .....	77
4.1.3	Historischer Überblick .....	80
4.1.4	Bedeutung bezüglich des Verhaltens ungesättigter Böden .....	82
4.1.5	Modelle zur Formulierung der WRC .....	83
4.1.6	Bestimmung der WRC.....	85
4.1.7	Darstellung und Diskussion der Ergebnisse (Siltiger Sand) .....	92
4.1.8	Darstellung und Diskussion der Ergebnisse (Toniger Sand) .....	96
4.1.9	Modellierung der Ergebnisse.....	101
4.2	Durchlässigkeit ungesättigter Böden .....	104
4.2.1	Überblick .....	104
4.2.2	Literaturübersicht.....	104
4.2.3	Bestimmung der hydraulischen Permeabilität unter Verwendung der multi-step outflow Methode .....	107
4.2.4	Modellierung der Ergebnisse mit Hilfe empirischer Gleichungen.....	113



---

4.2.5	Anwendung statistischer Modelle .....	115
<b>5</b>	<b>Scherfestigkeit</b>	<b>119</b>
5.1	Literaturübersicht .....	119
5.1.1	Modelle zur Beschreibung des Scherverhaltens .....	119
5.1.2	Direktscherversuche zur Bestimmung der Scherfestigkeit ungesättigter Böden .....	124
5.2	Triaxiale Scherversuche .....	127
5.3	Direktscherversuche .....	131
5.3.1	Aufbau und Funktionsweise des Direktschergeräts .....	131
5.3.2	Versuchsprogramm und Versuchsparameter .....	136
5.3.3	Versuchsdurchführung .....	138
5.3.4	Ergebnisse der Scherversuche für tonigen Sand .....	142
5.3.5	Zusammenstellung der Ergebnisse für siltigen Sand .....	150
5.4	Modellierung der Ergebnisse .....	156
<b>6</b>	<b>Modellierung</b>	<b>159</b>
6.1	Überblick .....	159
6.2	Literaturüberblick .....	159
6.2.1	Integrierte Modellierung von Wasserhaushalt und Stabilität ...	159
6.2.2	Einfluss der Vegetation .....	165
6.3	Beschreibung der verwendeten Softwareprodukte .....	166
6.3.1	Vadose/W .....	166
6.3.2	Slope/W .....	168
6.4	Modellaufbau .....	168
6.4.1	Geometrie und Schichtverlauf .....	168
6.4.2	Diskretisierung .....	169
6.4.3	Materialparameter .....	170
6.4.4	Vegetation .....	175
6.5	Hydraulische Modellierung .....	176
6.5.1	Anfangsbedingungen .....	176
6.5.2	Randbedingungen .....	177
6.5.3	Kalibrierung .....	179
6.5.4	Validierung .....	185
6.5.5	saisonale Bodenfeuchteänderung .....	190

---

6.5.6	Reaktion auf simulierte Regenereignisse .....	190
6.6	Stabilitätsanalysen .....	201
6.6.1	Saisonale Variation des Sicherheitsfaktors im Jahr 2005.....	201
6.6.2	Einfluss der Vegetation .....	202
6.6.3	Einfluss des Modellparameters $\varphi^b$ .....	203
6.6.4	Einfluss von Starkregenereignissen auf den Sicherheitsfaktor .....	204
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Empfehlungen</b>	<b>207</b>
7.1	Zusammenfassung der durchgeführten Arbeiten .....	207
7.2	Erkenntnisse aus den durchgeführten Arbeiten .....	208
7.2.1	Erkenntnisse bezüglich der Feldversuche .....	208
7.2.2	Ergebnisse der Laborversuche.....	209
7.2.3	Erkenntnisse bezüglich der Modellierung.....	210
7.2.4	Schlussfolgerungen.....	211
7.3	Empfehlungen für zukünftige Forschungstätigkeiten.....	211
	<b>Referenzen</b>	<b>213</b>
	<b>Danksagung</b>	<b>227</b>
	<b>Anhang 1</b>	<b>A-1</b>
	<b>Anhang 2</b>	<b>A-51</b>
	<b>Anhang 3</b>	<b>A-59</b>
	<b>Anhang 4</b>	<b>A-67</b>
	<b>Anhang 5</b>	<b>A-73</b>

# Abstract

During the last years the topic of natural hazards gained more and more national and global significance. Caused by the climatic change it comes more frequently to extreme meteorological events, accompanied by instabilities, whereby the most endangered slopes are those, which are too steep for the existing soil conditions and are held together by suction effects. This thesis shall make a contribution to the understanding and quantifying of this stabilizing effect.

Investigations took place on a natural slope, in whose immediate vicinity frequently instabilities could be observed. A soil model was constructed under geological aspects and based on geophysical and geotechnical test results. This combination of methods arised as particularly suitable, not only to determine without destruction the layering of the soil but also the spatial soil saturation conditions. A measuring field was installed, in order to perform during a two years lasting field test meteorological measurements and to observe the water regime of the soil. Most important hydrological realization was the seasonally two-phase slope behaviour concerning the soil saturation, which shows a typical summer and winter character. In the summer the soil saturation of the upper layer varies strongly in dependence of the climatic influences and in larger depths saturation continuously decreases. In winter the upper layer is durably saturated by rainfall events and further precipitation water infiltrates into larger depths. In silty sand layers, this saturating process takes place gradually, in clayey sand layers more continuously. Also concerning the influence of rainfall events the summer and winter characteristic shows up. If the upper soil layer is relatively saturated (in winter), the infiltrating water causes a relatively small reduction of suctions in all depths, if the upper soil layer is relatively dry (in summer), a rainfall event predominantly causes a reduction of suctions in the upper layer. In both cases the change of suction correlates positively with the amount of precipitation.

In the laboratory the water retention curves, water permeability as well as the shear strength with the help of triaxial tests on saturated samples and suction-controlled direct shear tests on saturated and unsaturated samples was determined. The water retention curves show a hysteresis concerning drainage and saturation process, whereby volume changes due to suctions are very small. The permeability becomes significantly smaller with rising suctions. The maximum shear strength is increased by the influence of suctions and this inc-

crease grows nonlinearly with rising suctions. With rising suction also the maximum dilatancy increases in a nonlinear manner.

Results from field and laboratory tests were introduced in a two-dimensional numerical model of the water regime and in a stability analysis. The quality of the model could be judged as very good, since it was able to reflect the field measuring data and to compute correctly the seasonal changes of soil saturation. The stability of the slope was ensured at each time and was largest when also suctions reached the largest values. Simulations of rainfall events have shown that in times of high soil saturation a rainfall event does not have a significant effect on further saturation and the factor of safety, however under dry soil conditions has a long-term influence on saturation in all depths and on stability. The rainfall intensity is with same rainfall duration not important and the duration has with the same intensity only a small influence. The latter could not be observed in the field, because heavy rainfall events did not arise in reality and therefore a comparison between field and simulation data was difficult. In times of high soil saturation the cohesion caused by roots and the effect of suctions have only a small influence on the safety factor, in times of low saturation the influence is more important. With complete neglect of suction effects the slope was to be classified as not safe after the principle of global safety.

The thesis made a contribution to extend the understanding of the behaviour of unsaturated soil slopes. The combination of field and laboratory tests with computer-aided modelling turned out as very suitable. Main realization is that the soil saturation has a strong influence on the stability of the investigated slope and therefore also on other slopes with similar soil structure. Although the investigated slope was stable at each time, the stability analyses showed that the safety factor approaches the critical value under fully saturated conditions, which would already cause failure in steeper slopes.

Based on this thesis further field tests should be performed and the test program in the laboratory should be extended regarding the use of more complex material laws for the modelling of the soil behavior. Spatial effects concerning the water regime and stability should be investigated by three-dimensional modelling using elasto plastic material laws. Regarding an optimal risk management concerning natural hazards further parameter studies should be performed in form of further modelling of hypothetical slopes.

# Zusammenfassung

Das Thema Naturgefahren hat in den letzten Jahren in der Schweiz und global an Bedeutung gewonnen. Im Zuge des Klimawandels kommt es immer häufiger zu extremen meteorologischen Ereignissen, einhergehend mit Instabilitäten, wobei die am meisten gefährdeten Hänge jene sind, die zu steil für die vorliegenden Bodenbedingungen sind und durch Saugspannungseffekte zusammengehalten wurden. Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag leisten, diesen stabilisierenden Effekt besser zu verstehen und zu quantifizieren.

Untersuchungen erfolgten am Beispiel eines Versuchshanges, in dessen unmittelbarer Umgebung häufig Instabilitäten auftraten. Ein Bodenmodell wurde unter geologischen Aspekten und auf Grundlage von geophysikalischen und geotechnischen Untersuchungsergebnissen erstellt. Diese Methodenkombination stellte sich als besonders geeignet dar, nicht nur die Schichtung des Bodens, sondern auch den räumliche Bodenfeuchtezustand zerstörungsfrei zu bestimmen. Ein Messfeld wurde eingerichtet, um in einem zwei Jahre dauernden Feldversuch den Hang meteorologisch zu überwachen und den Wasserhaushalt des Bodens zu beobachten. Wichtigste hydrologische Erkenntnis war das saisonal zweiphasige Hangverhalten bezüglich der Bodenfeuchte, welches einen typischen Sommer- und Wintercharakter aufweist. Im Sommer schwankt die Bodenfeuchte der obersten Schicht stark in Abhängigkeit der Wettereinflüsse. In grösseren Tiefen nimmt sie kontinuierlich ab, wohingegen im Winter die oberste Schicht durch Regenereignisse dauerhaft aufgesättigt wird und weiteres Niederschlagswasser bis in grössere Tiefen infiltriert. Dabei erfolgt die Auf-sättigung im siltigen Sand stufenhaft, im tonigen Sand kontinuierlich. Auch bezüglich des Einflusses von Regenereignissen zeigt sich die Sommer- und Wintercharakteristik. Ist die oberste Bodenschicht relativ gesättigt (im Winter), verursacht das infiltrierende Regenwasser eine relativ kleine Reduktion der Saugspannungen in allen Tiefen. Ist die oberste Bodenschicht dagegen trocken (im Sommer), verursacht ein Niederschlagsereignis eine Reduktion der Saugspannungen vorwiegend in der obersten Bodenschicht. Die Saugspannungsänderung korreliert in beiden Fällen positiv mit der Niederschlagsmenge.

Im Rahmen eines Laborprogramms wurden die Wasserretentionskurven, die Wasserdurchlässigkeit sowie die Scherfestigkeit mit Triaxialversuchen an gesättigten und saugspannungskontrollierten Direktscherversuchen an gesättigten und ungesättigten Proben bestimmt. Die Wasserretentionskurven zeigen

eine Hysterese bezüglich Austrocknung und Aufsättigung, wobei Volumenänderungen aufgrund von Saugspannungen als gering einzustufen sind. Die Durchlässigkeit verkleinert sich sehr stark mit steigender Saugspannung. Durch den Einfluss der Saugspannungen wird die maximale Scherfestigkeit erhöht. Diese Erhöhung wächst nichtlinear mit steigender Saugspannung. Mit steigender Saugspannung nimmt die maximale Dilatanz nichtlinear zu.

Erkenntnisse aus Feld- und Laborversuchen gingen anschliessend in eine zweidimensionale numerische Modellierung des Wasserhaushalts und in eine Stabilitätsanalyse für den untersuchten Hang ein. Die Qualität des Modells konnte als sehr gut beurteilt werden, da es mit der im Rahmen der Kalibrierung optimierten Parameterwahl im Stande war, die Feldmessdaten wiederzugeben und die saisonalen Bodenfeuchteänderungen korrekt zu berechnen. Die Stabilität des Versuchshanges war zu jeder Zeit gewährleistet und genau dann am grössten, wenn auch die Saugspannungen im Hang die grössten Werte aufweisen. Simulationen von Niederschlagsereignissen haben gezeigt, dass ein Regen bei hoher Bodensättigung keine signifikante weitere Aufsättigung erzeugt und den Sicherheitsfaktor kaum beeinflusst, sich hingegen bei trockenen Bodenverhältnissen in allen Tiefen langfristige Auswirkungen auf die Hangsättigung und die Stabilität zeigen. Dabei zeigt die Variation der Regenintensität bei gleicher Regendauer keinen Einfluss und die Regendauer bei gleicher Intensität hat nur einen geringen. Letzteres konnte im Rahmen der Feldversuche nicht beobachtet werden, was daran liegt, dass Starkregenereignisse in der Realität nicht aufgetreten sind und so ein Vergleich zwischen Feld und Simulationsdaten schwierig war. Bei grosser Bodensättigung hat die Kohäsion durch Wurzelwerk und der Effekt der Saugspannungen nur einen geringen Einfluss auf den Sicherheitsfaktor. In Zeiten niedriger Sättigung ist der Einfluss von grösserer Bedeutung. Bei völliger Vernachlässigung von Saugspannungseffekten war der Versuchshang nach dem Verfahren der Globalsicherheit als nicht sicher einzustufen.

Die vorliegende Arbeit hat einen Beitrag geleistet, das Verständnis für das Verhalten von ungesättigtem Boden in Hängen zu erweitern. Die Kombination von Feld- und Laborversuchen mit computerunterstützter Modellierung hat sich dabei als sehr geeignet herausgestellt. Haupterkennnis ist, dass die Bodensättigung einen starken Einfluss auf die Stabilität des untersuchten und somit auch auf andere Hänge mit ähnlicher Bodenstruktur hat. Obwohl der untersuchte Hang zu jedem Zeitpunkt stabil war, haben die Stabilitätsanalysen gezeigt, dass sich der Sicherheitsfaktor bei Vollsättigung dem kritischen Wert nähert, was bei steileren Hängen bereits zum Versagen führen würde.

Aufbauend auf die vorliegende Arbeit sollten für ein besseres Verständnis der Hydrologie weitere Feldversuche durchgeführt werden und das Versuchsprogramm im Labor sollte im Hinblick auf die Verwendung komplexerer Stoffgesetze zur Modellierung des Bodenverhaltens erweitert werden. Räumliche Effekte bezüglich des Wasserhaushalts und der Stabilität sollten durch dreidimensionale Modellierung unter Verwendung elasto-plastischer Stoffgesetze überprüft werden. Im Hinblick auf ein optimales Risikomanagement bezüglich Naturgefahren sollten des Weiteren Parameterstudien in Form weiterer Modellierungen an hypothetischen Hängen durchgeführt werden.

# Tabellenverzeichnis

Tabelle 3-1:	Mineralogie der Proben (Plötze, 2003) .....	19
Tabelle 3-2:	Maximal mit der Rammsonde erreichte Tiefen .....	21
Tabelle 3-3:	Bohrtiefen und Lage der Schichtgrenzen zwischen tonigem und siltigem Sand .....	23
Tabelle 3-4:	Ergebnisse der Bestimmung des Trockenraumgewichts .....	27
Tabelle 3-5:	Ergebnisse der Wasserdurchlässigkeitsversuche .....	28
Tabelle 3-6:	Porengrößenbestimmung.....	29
Tabelle 3-7:	Zusammenfassung: Ergebnisse der Laboruntersuchungen.....	30
Tabelle 3-8:	Übersicht über die eingesetzten Geräte .....	32
Tabelle 3-9:	Installationstiefen der Messsonden .....	33
Tabelle 3-10:	Regencharakteristik und Wetterdaten für das Regenereignis Nr. 11 (Anhang 1).....	71
Tabelle 3-11:	Regencharakteristik und Wetterdaten für das Regenereignis Nr. 31 (Anhang 1).....	73
Tabelle 4-1:	Empirische Gleichungen für die WRC .....	84
Tabelle 4-2:	Versuchsprogramm für die Bestimmung der WRC.....	85
Tabelle 4-3:	Charakterisierung der untersuchten Bodenproben .....	86
Tabelle 4-4:	Resultate: Versuche an siltigem Sand (ppe) .....	93
Tabelle 4-5:	Resultate: Versuche an siltigem Sand (Tempe-Zellen) .....	94
Tabelle 4-6:	Resultate: Versuch am siltigen Sand (FZ) .....	96

Tabelle 4-7:	Resultate: Versuche an tonigem Sand (ppe).....	97
Tabelle 4-8:	Resultate: Versuche an tonigem Sand (Tempe-Zellen).....	98
Tabelle 4-9:	Resultate: Versuch am tonigen Sand (FZ) .....	100
Tabelle 4-10:	Wahl der Modellparameter für die Abbildung der WRC des siltigen Sandes .....	102
Tabelle 4-11:	Wahl der Modellparameter für die Abbildung der WRC des tonigen Sandes.....	103
Tabelle 4-12:	Empirische Gleichungen für den Durchlässigkeitsbeiwert im ungesättigten Boden.....	106
Tabelle 4-13:	Wahl der Modellparameter für die Abbildung der Messdaten mit empirischen Gleichungen.....	115
Tabelle 4-14:	Wahl der Modellparameter für die Abbildung der Messdaten mit Statistischen Modellen .....	116
Tabelle 5-1:	Probenkennwerte bei Einbau und nach Ausbau.....	128
Tabelle 5-2:	Spannungszustände der Punkte A bis D (nach Versuchsplan (Scheidegger, 2007)) .....	130
Tabelle 5-3:	Scherparameter.....	131
Tabelle 5-4:	Versuchsprogramm .....	136
Tabelle 5-5:	Abschergeschwindigkeiten .....	138
Tabelle 5-6:	Mess- und Genauigkeitsbereich und Kalibrierung der Messinstrumente .....	139
Tabelle 5-7:	Materialwerte bei Probeneinbau (toniger Sand) .....	140
Tabelle 5-8:	Materialwerte bei Probeneinbau (siltiger Sand).....	141
Tabelle 5-9:	Setzungen durch Belastung (toniger Sand).....	143
Tabelle 5-10:	Setzungen vor Beginn der Konsolidierung (toniger Sand)....	143
Tabelle 5-11:	Setzungen und Materialwerte vor (vK) und nach (nK) drainierter Konsolidierung (toniger Sand).....	144
Tabelle 5-12:	Setzungen und Materialwerte nach dem Abscheren (1) (toniger Sand).....	148
Tabelle 5-13:	Setzungen und Materialwerte nach dem Abscheren (2) (toniger Sand).....	148



---

Tabelle 5-14:	Setzungen durch Belastung (siltiger Sand) .....	150
Tabelle 5-15:	Setzungen vor Beginn der Konsolidierung (siltiger Sand) ....	151
Tabelle 5-16:	Setzungen und Materialwerte vor und nach drainierter Konsolidierung (siltiger Sand).....	151
Tabelle 5-17:	Setzungen und Materialwerte nach dem Abscheren (1) (siltiger Sand) .....	154
Tabelle 5-18:	Setzungen und Materialwerte nach dem Abscheren (2) (siltiger Sand) .....	154
Tabelle 5-19:	Modellparameter.....	157
Tabelle 6-1:	Materialparameter .....	174
Tabelle 6-2:	Charakterisierung der simulierten Regenereignisse .....	190



# Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1:	Einflüsse auf die Stabilität eines Hanges .....	1
Abbildung 2-1:	Anziehungskraft zwischen zwei Flüssigkeitsmolekülen .....	6
Abbildung 2-2:	Anziehungskraft zwischen Feststoff- und Flüssigkeitsmolekülen .....	6
Abbildung 2-3:	Kapillare Steighöhe .....	7
Abbildung 2-4:	Direkte Saugspannungsmessung.....	8
Abbildung 2-5:	Notwendigkeit der indirekten Saugspannungsmessung.....	8
Abbildung 2-6:	Einschränkung bezüglich der Anwendbarkeit des Prinzips der Achsenverschiebung .....	9
Abbildung 2-7:	Mechanische Auswirkung von Saugspannungen (nach Tarantino & Jommi (2005)).....	10
Abbildung 3-1:	Bild des ausgewählten Versuchshangs.....	16
Abbildung 3-2:	Geographische Lage des Testfeldes und Schadensbilder vom Mai 2002 .....	17
Abbildung 3-3:	Lage der Untersuchungspunkte für Rammsondierung, Rammkernsondierung, Probeentnahme im Bohrloch und der Profile EX01 und EX08 der geoelektrischen Untersuchungen .....	18
Abbildung 3-4:	Ausschnitt aus der geologischen Karte (Hantke, 1967) mit Markierung des Testfeldes.....	19
Abbildung 3-5:	ERT Profil 8 (August 2003).....	20
Abbildung 3-6:	Rammkernsonde mit Probe im Bereich der Schichtgrenze zwischen siltigem und tonigen Sand .....	22

Abbildung 3-7:	Handbohrgerät mit Probe im Bereich der Schichtgrenze zwischen siltigem und tonigem Sand.....	22
Abbildung 3-8:	Bohrprofile mit Lage der Piezometerrohre.....	24
Abbildung 3-9:	Probenentnahmestufe 1 im Schlitzprofil .....	24
Abbildung 3-10:	Bodenprofil im fertig erstellten Schlitz .....	25
Abbildung 3-11:	Korngrößenverteilung aller entnommenen Proben .....	26
Abbildung 3-12:	Ergebnisse der Plastizitätsanalyse für alle Bodenproben, eingetragen in das Identifikationsdiagramm nach VSS (1997) .....	26
Abbildung 3-13:	Trockenraumgewichtsverteilung über die Tiefe .....	27
Abbildung 3-14:	Summenkurve des Porenvolumens.....	29
Abbildung 3-15:	Bodenmodell dargestellt in Schnitten im Bereich der Probenentnahmestellen.....	31
Abbildung 3-16:	Versuchsaufbau (a) Aufsicht (b)Vertikalschnitt.....	33
Abbildung 3-17:	Versuchsfeld (im Juli 2005) .....	34
Abbildung 3-18:	Messfeld unten links (im Juli 2005) (siehe Abbildung 3-17).....	34
Abbildung 3-19:	Regenmesser (Innenansicht) .....	35
Abbildung 3-20:	Regenrinne und Abflussmessbox.....	38
Abbildung 3-21:	Kalibrierung der Abflussmessung.....	39
Abbildung 3-22:	Prinzipskizze der TDR-Messeinrichtung (O'Connor & Dowding, 1999) .....	40
Abbildung 3-23:	Elektromagnetisches Feld um eine Sonde .....	42
Abbildung 3-24:	TDR-Sonde der Firma Markasub (CH).....	42
Abbildung 3-25:	Anordnung der Sonden im Kalibrierbehälter.....	43
Abbildung 3-26:	Kalibrierergebnisse der TDR-Sonden im Vergleich mit der Kalibrierkurve nach Topp et al. (1980) .....	43
Abbildung 3-27:	Moisturepoint Anlage MP – 917 (a) Messgerät, (b) 5-Segment-Sonde (Abmessungen in mm), (c) Sondenquerschnitt ((a) und (b) aus Produktkatalog des Herstellers) .....	44

Abbildung 3-28: Kalibrierung im trockenen Sand (links) und im Wasser (rechts) .....	45
Abbildung 3-29: Tensiometer (aus Produktkatalog des Herstellers: <a href="http://www.soilmoisture.com">www.soilmoisture.com</a> ).....	46
Abbildung 3-30: Funktionsweise eines Tensiometers (aus Produktkatalog des Herstellers: <a href="http://www.soilmoisture.com">www.soilmoisture.com</a> ).....	47
Abbildung 3-31: Kalibriergerät für Tensiometer .....	48
Abbildung 3-32: Wasserdampfsättigungsdichte $c_s$ in Luft der Temperatur T .....	50
Abbildung 3-33: Tagesmittelwerte der gesamten Messperiode (1. August 2004 bis 31. Juli 2006) .....	52
Abbildung 3-34: Monatlicher Niederschlag für die Jahre 2002 bis Mitte 2006 beruhend auf Messungen an den Messstationen Bülach, Kloten, Wil bei Rafz und Schaffhausen der meteoSchweiz .....	53
Abbildung 3-35: Maximaler Tagesniederschlag eines Monats für die Jahre 2002 bis Mitte 2006 beruhend auf Messungen an den Messstationen Bülach, Kloten, Wil bei Rafz und Schaffhausen der meteoSchweiz .....	54
Abbildung 3-36: Verhältnis von mittlerer Regenintensität zur Dauer des Regenereignisses für die auf dem Versuchsfeld während der Messperiode registrierten Niederschläge .....	55
Abbildung 3-37: Verhältnis von Gesamtregenmenge zur Dauer des Regenereignisses für die auf dem Versuchsfeld während der Messperiode registrierten Niederschläge .....	56
Abbildung 3-38: Tageswerte der Evapotranspiration von Juli 2005 bis März 2006 .....	57
Abbildung 3-39: Monatswerte der Evapotranspiration.....	57
Abbildung 3-40: Verhältnis von Gesamtoberflächenabfluss zum Gesamtniederschlag für die auf dem Versuchsfeld während der Messperiode registrierten Niederschläge .....	59
Abbildung 3-41: Verhältnis von maximalem Oberflächenabfluss zur maximalen Regenintensität für die auf dem Versuchsfeld während der Messperiode registrierten Niederschläge .....	59
Abbildung 3-42: Bodenfeuchteänderungen im ersten Messjahr (1. August 2004 bis 31. Juli 2005) für die linke Feldseite.....	63

Abbildung 3-43:	Bodenfeuchteänderungen im ersten Messjahr (1. August 2004 bis 31. Juli 2005) für die rechte Feldseite .....	64
Abbildung 3-44:	Bodenfeuchteänderungen im zweiten Messjahr (1. August 2005 bis 31. Juli 2006) für die linke Feldseite.....	65
Abbildung 3-45:	Bodenfeuchteänderungen im zweiten Messjahr (1. August 2005 bis 31. Juli 2006) für die rechte Feldseite .....	66
Abbildung 3-46:	Piezometerablesungen für das erste Messjahr (1. August 2004 bis 31. Juli 2005), die Lage der Piezometer wird in Abbildung 3-3 ersichtlich .....	67
Abbildung 3-47:	Piezometerablesungen für das zweite Messjahr (1. August 2005 bis 31. Juli 2006), die Lage der Piezometer wird in Abbildung 3-3 ersichtlich .....	67
Abbildung 3-48:	Spannweite der gemessenen Saugspannungen .....	68
Abbildung 3-49:	Saugspannungsreduktion in Abhängigkeit der Gesamtniederschlagsmenge .....	70
Abbildung 3-50:	Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts bzw. der Saugspannungen während des Regenereignisses Nr. 11 in Zeiten hoher Bodensättigung (Winter) .....	72
Abbildung 3-51:	Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts bzw. der Saugspannungen während des Regenereignisses Nr. 31 in Zeiten niedriger Bodensättigung (Sommer) .....	73
Abbildung 3-52:	Spannweite der gemessenen Saugspannungen .....	75
Abbildung 4-1:	Phasen der WRC (Tarantino & Jommi, 2005) .....	78
Abbildung 4-2:	Kenngrossen der WRC (Tarantino & Jommi, 2005) .....	78
Abbildung 4-3:	Hysterese der WRC (Tarantino & Jommi, 2005) .....	79
Abbildung 4-4:	Erklärung der Hysterese am Kapillarmodell (links: Effekt durch Absenkung des Porenwasserdrucks, rechts: Effekt durch Anhebung des Porenwasserdrucks) (Tarantino & Jommi, 2005).....	79
Abbildung 4-5:	WRC (Austrocknungsphase) für verschiedene Bodenarten (nach Vanapalli et al., 1999) .....	80
Abbildung 4-6:	Bodenmechanisches Dreieck nach Burland (1995).....	83
Abbildung 4-7:	Pressure Plate Extractor, links: von aussen, rechts: von innen mit Proben und Wasserreservoirs.....	87

Abbildung 4-8:	Querschnitt durch den Pressure Plate Extractor mit einer eingebauten Filterplatte und einer Bodenprobe.....	87
Abbildung 4-9:	Tempe-Zelle (Bildquelle: <a href="http://www.soilmoisture.com">www.soilmoisture.com</a> ).....	88
Abbildung 4-10:	Versuchstand mit 6 Tempe-Zelle.....	89
Abbildung 4-11:	Fredlund-Zelle während eines Versuchs .....	90
Abbildung 4-12:	Querschnitt durch die Fredlund-Zelle (nach Produktbeschreibung der Firma GCTS ( <a href="http://www.gcts.com">www.gcts.com</a> )).....	91
Abbildung 4-13:	WRC des siltigen Sands aus Versuchen im Pressure Plate Extractor .....	92
Abbildung 4-14:	WRC des siltigen Sands aus Versuchen in Tempe-Zellen .....	94
Abbildung 4-15:	WRC des siltigen Sands aus dem Versuch in der Fredlund-Zelle mit einer Auflast von $\sigma_n = 16$ kPa.....	95
Abbildung 4-16:	Setzungen des siltigen Sands während des Versuchs in der Fredlund-Zelle mit einer Auflast von $\sigma_n = 16$ kPa .....	95
Abbildung 4-17:	WRC des tonigen Sands aus Versuchen im Pressure Plate Extractor .....	97
Abbildung 4-18:	WRC des tonigen Sands aus Versuchen in Tempe-Zellen.....	98
Abbildung 4-19:	WRC des tonigen Sands aus dem Versuch in der Fredlund-Zelle mit einer Auflast von $\sigma_n = 9$ kPa.....	99
Abbildung 4-20:	Setzungen des tonigen Sands während des Versuchs in der Fredlund-Zelle mit einer Auflast von $\sigma_n = 9$ kPa .....	99
Abbildung 4-21:	Vergleich der Messdaten aus dem Versuch ppe_SM3 (siltiger Sand) mit den in Tabelle 3-2 vorgestellten Näherungsgleichungen (Teil 1).....	101
Abbildung 4-22:	Vergleich der Messdaten aus dem Versuch ppe_SM3 (siltiger Sand) mit den in Tabelle 3-2 vorgestellten Näherungsgleichungen (Teil 2).....	101
Abbildung 4-23:	Vergleich der Messdaten aus dem Versuch ppe_SC2 (toniger Sand) mit den in Tabelle 3-2 vorgestellten Näherungsgleichungen (Teil 1).....	102
Abbildung 4-24:	Vergleich der Messdaten aus dem Versuch ppe_SC2 (toniger Sand) mit den in Tabelle 3-2 vorgestellten Näherungsgleichungen (Teil 2).....	103

Abbildung 4-25: Austretende Wassermenge bei Erhöhung der Saugspannung von 10 kPa auf 20 kPa im Versuch TZ_SC1 .....	109
Abbildung 4-26: Vergleich von berechneter Austrittswassermenge $Q(t)$ und Messdatenkurve (Versuch TZ_SC1) .....	110
Abbildung 4-27: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche an siltigem Sand in Tempe-Zellen (oben: WRC, Mitte: Durchlässigkeit, unten: Zeit bis zum Erreichen konstanter Verhältnisse).....	111
Abbildung 4-28: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche an tonigem Sand in Tempe-Zellen (oben: WRC, mitte: Durchlässigkeit, unten: Zeit bis zum Erreichen konstanter Verhältnisse).....	112
Abbildung 4-29: Vergleich der Messdaten aus Versuch TZ_SM4 (siltiger Sand) mit den in Tabelle 4-12 vorgestellten Näherungsgleichungen (oben: Durchlässigkeit in Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehalts, unten: Durchlässigkeit abhängig von der Saugspannung) .....	113
Abbildung 4-30: Vergleich der Messdaten aus Versuch TZ_SC2 (toniger Sand) mit den in Tabelle 4-12 vorgestellten Näherungsgleichungen (oben: Durchlässigkeit in Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehalts, unten: Durchlässigkeit abhängig von der Saugspannung) .....	114
Abbildung 4-31: Vergleich der Messdaten aus Versuchen TZ_SM4 (siltiger Sand) mit den statistischen Modellen (Fredlund et al., 1994 und van Genuchten, 1980) .....	117
Abbildung 4-32: Vergleich der Messdaten aus Versuchen TZ_SC2 (toniger Sand) mit den statistischen Modellen (Fredlund et al., 1994 und van Genuchten, 1980) .....	117
Abbildung 5-1: Scherfestigkeit ungesättigter Böden (Fredlund & Rahardjo, 1993).....	121
Abbildung 5-2: Darstellung der Fliessgrenze im $q:p:s$ Raum (Wheeler & Karube, 1995).....	122
Abbildung 5-3: Scherfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad (a) max. Scherfestigkeit für verschiedene Sättigungsgrade in Abhängigkeit der Nettonormalspannung (b) Sättigungsgrad in Abhängigkeit der scheinbaren Kohäsion (Springman et al., 2003) .....	127



Abbildung 5-4:	Effektiver Spannungspfad (Zhu & Anderson, 1998) .....	129
Abbildung 5-5:	Effektiver Spannungspfad der Triaxialversuche am siltigen Sand (Scheidegger, 2007).....	130
Abbildung 5-6:	Mohr'sche Spannungskreise der Triaxialversuche am siltigen Sand (Scheidegger, 2007).....	131
Abbildung 5-7:	Experimenteller Aufbau .....	132
Abbildung 5-8:	Schemazeichnung (Escario, 1990).....	132
Abbildung 5-9:	Innenansicht der Scherbox mit eingebauter Probe.....	133
Abbildung 5-10:	Einzelteile der demontierten Scherbox.....	133
Abbildung 5-11:	Konstruktion zur Lastverteilung (siehe Abbildung 5-8) .....	135
Abbildung 5-12:	Spannungen und Flächenbezeichnungen im Schergerät.....	136
Abbildung 5-13:	Probenvorbereitung: (a) in Verdichtungszyylinder locker eingefüllte Probe (b) Verdichtung durch Auflage von Gewichten (c) im Scherkasten eingebaute Probe.....	140
Abbildung 5-14:	Setzungen bei Belastung mit voll wirksamen Prinzip der Achsenverschiebung Technik (rote Kurve) und mit teilweise wirksamer (schwarze Kurve).....	142
Abbildung 5-15:	Scherfestigkeit, Setzungen, Wasseraustritt und Dilatanzwinkel in Abhängigkeit des Scherwegs für den tonigen Sand bei $\sigma_n = 40$ kPa .....	145
Abbildung 5-16:	Scherfestigkeit, Setzungen, Wasseraustritt und Dilatanzwinkel in Abhängigkeit des Scherwegs für den tonigen Sand bei $\sigma_n = 100$ kPa .....	146
Abbildung 5-17:	Scherfestigkeit, Setzungen, Wasseraustritt und Dilatanzwinkel in Abhängigkeit des Scherwegs für den tonigen Sand bei $\sigma_n = 150$ kPa .....	147
Abbildung 5-18:	Maximale Scherfestigkeit des tonigen Sands in Abhängigkeit von Normal- und Saugspannung .....	149
Abbildung 5-19:	Max. bzw. min. Dilatanzwinkel (toniger Sand) in Abhängigkeit von der Saugspannung für verschiedene Nettonormal-spannungen .....	150

Abbildung 5-20:	Scherfestigkeit, Setzung, Wasseraustritt und Dilatanzwinkel in Abhängigkeit des Scherwegs für den siltigen Sand bei $\sigma_n = 50$ kPa .....	152
Abbildung 5-21:	Scherfestigkeit, Setzung, Wasseraustritt und Dilatanzwinkel in Abhängigkeit des Scherwegs für den siltigen Sand bei $\sigma_n = 100$ kPa.....	153
Abbildung 5-22:	maximale Scherfestigkeit des siltigen Sands in Abhängigkeit von Normal- und Saugspannung .....	155
Abbildung 5-23:	Max. bzw. min. Dilatanzwinkel (siltiger Sand) in Abhängigkeit von der Saugspannung für verschiedene Nettonormalspannungen .....	156
Abbildung 5-24:	Messergebnisse und Modellierung (Gens, 1993; Fredlund et al., 1978) für den tonigen Sand .....	157
Abbildung 5-25:	Messergebnisse und Modellierung (Gens, 1993; Fredlund et al., 1978) für den siltigen Sand .....	158
Abbildung 6-1:	Variation von Oberflächenabfluss- und Infiltrationsrate über die Berechnungsdauer (nach Premchitt et al., 1986) .....	164
Abbildung 6-2:	Geometrie und Schichtverlauf des Modellhanges .....	169
Abbildung 6-3:	Diskretisierung des Modellgebiets mit Detailausschnitt der oberen Bodenzone .....	170
Abbildung 6-4:	Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit des Wassergehalts für die verschiedenen Bodenarten.....	172
Abbildung 6-5:	Vol. Wärmekapazität in Abhängigkeit des Wassergehalts für die verschiedenen Bodenarten.....	173
Abbildung 6-6:	Zeitliche Entwicklung des Feuchtraumgewichts im Jahr 2005 für die drei im Modell definierten Bodentypen.....	173
Abbildung 6-7:	Jahresverlauf des LAI.....	175
Abbildung 6-8:	Wasseraufnahmevermögen (WAV) der Pflanzenwurzeln in Abhängigkeit der vorhandenen Saugspannungen .....	175
Abbildung 6-9:	Initiale Temperaturverteilung am 1.1.2005 .....	176
Abbildung 6-10:	Initiale Porenwasserdruckverteilung am 1.1.2005.....	177
Abbildung 6-11:	Randbedingungen .....	178

Abbildung 6-12: Näherungsgleichung zur Abschätzung fehlender Messdaten der Nettostrahlung.....	179
Abbildung 6-13: Vergleich modellierter Jahresganglinien von Niederschlag, Infiltration, Oberflächenabfluss, Evaporation und Transpiration mit Feldmessdaten für das Jahr 2005.....	181
Abbildung 6-14: Vergleich der berechneten und gemessenen Porenwasserdrücke (PWD) in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für das Jahr 2005.....	182
Abbildung 6-15: Vergleich der berechneten und gemessenen Porenwasserdrücke (PWD) in verschiedenen Tiefen im Bereich der oberen Messfelder für das Jahr 2005.....	183
Abbildung 6-16: Vergleich der berechneten und gemessenen Bodentemperaturen in verschiedenen Tiefen im Bereich der Wetterstation für das Jahr 2005 .....	184
Abbildung 6-17: Vergleich modellierter Jahresganglinien von Niederschlag, Infiltration, Oberflächenabfluss, Evaporation und Transpiration mit Feldmessdaten für die Monate Januar bis Juli 2006.....	186
Abbildung 6-18: Vergleich der berechneten und gemessenen Porenwasserdrücke (PWD) in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für die Monate Januar bis Juli 2006 .....	187
Abbildung 6-19: Vergleich der berechneten und gemessenen Porenwasserdrücke (PWD) in verschiedenen Tiefen im Bereich der oberen Messfelder für die Monate Januar bis Juli 2006 .....	188
Abbildung 6-20: Vergleich der berechneten und gemessenen Bodentemperaturen in verschiedenen Tiefen im Bereich der Wetterstation für die Monate Januar bis Juli 2006.....	189
Abbildung 6-21: Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei dreitägige Regenereignisse (ab Tag 115) mit Niederschlagsintensitäten von 25, 50 und 75 mm/Tag im Vergleich zur Referenzmodellierung (original).....	192
Abbildung 6-22: Simulation der Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für drei dreitägige Regenereignisse (ab Tag 115) mit Niederschlagsintensitäten von 25, 50 und 75 mm/Tag im Vergleich zur Referenzmodellierung (original).....	193

Abbildung 6-23: Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei Regenereignisse (ab Tag 115) mit einer Niederschlagsintensität von 50 mm/Tag und Regendauern von 1, 3 bzw. 5 Tagen im Vergleich zur Referenzmodellierung (original).....	194
Abbildung 6-24: Simulation der Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für drei Regenereignisse (ab Tag 115) mit einer Niederschlagsintensität von 50 mm/Tag und Regendauern von 1, 3 bzw. 5 Tagen im Vergleich zur Referenzmodellierung (original).....	195
Abbildung 6-25: Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei dreitägige Regenereignisse (ab Tag 270) mit Niederschlagsintensitäten von 25, 50 und 75 mm/Tag im Vergleich zur Referenzmodellierung (original).....	197
Abbildung 6-26: Simulation der Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für drei dreitägige Regenereignisse (ab Tag 270) mit Niederschlagsintensitäten von 25, 50 und 75 mm/Tag im Vergleich zur Referenzmodellierung (original).....	198
Abbildung 6-27: Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei Regenereignisse (ab Tag 270) mit einer Niederschlagsintensität von 50 mm/Tag und Regendauern von 1, 3 bzw. 5 Tagen im Vergleich zur Referenzmodellierung (original).....	199
Abbildung 6-28: Simulation der Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für drei Regenereignisse (ab Tag 270) mit einer Niederschlagsintensität von 50 mm/Tag und Regendauern von 1, 3 bzw. 5 Tagen im Vergleich zur Referenzmodellierung (original).....	200
Abbildung 6-29: Saisonale Variation des Sicherheitsfaktors im Jahr 2005.....	201
Abbildung 6-30: Einfluss der Vegetation auf die Stabilität am 01.02.2005 und am 01.10.2005.....	202
Abbildung 6-31: Einfluss des Winkels $\varphi^b$ auf die Stabilität am 01.02.2005 und am 01.10.2005.....	203
Abbildung 6-32: Einfluss von Starkregenereignis R115_int50_5d auf den Sicherheitsfaktor.....	204

---

Abbildung 6-33: Einfluss der Starkregenereignisse R270_int50_1d und R270_int50_3d auf den Sicherheitsfaktor.....	205
--	-----



# Formelverzeichnis

Symbole		
a	[-]	empirischer Parameter bzgl. des elektrischen Widerstands
-	[-]	"fitting"-Parameter bzgl. Modell zur Beschreibung der Wasserretentionskurve und der Durchlässigkeit
-	[-]	Verhältnis von Boden- und Filterplattenimpedanz
A	[m <sup>2</sup> ]	Fläche
-	[-]	Moisturepoint-Sonden-Kalibrierungsfaktor
a <sub>3</sub>	[-]	"fitting"-Parameter bzgl. Modell zur Beschreibung der Wasserretentionskurve
A <sub>w</sub>	[m <sup>2</sup> ]	benetzte Fläche
B	[-]	Moisturepoint-Sonden-Kalibrierungs-Faktor
b <sub>3</sub>	[-]	"fitting"-Parameter bzgl. Modell zur Beschreibung der Wasserretentionskurve
c	[m/s]	Geschwindigkeit einer elektromagnetischen Welle im Vakuum
-	[g/m <sup>3</sup> ]	aktuelle Wasserdampfdichte
C	[kJ/(m <sup>3</sup> °C)]	volumetrische Wärmekapazität
c'	[kPa]	effektive Kohäsion
c*	[kPa]	Parameter bzgl. Scherfestigkeitsmodell nach Gens (1993)
c <sub>app</sub>	[kPa]	scheinbare Kohäsion
c <sub>s</sub>	[g/m <sup>3</sup> ]	Wasserdampfsättigungsdichte
-	[kJ/(kg °C)]	spezifische Wärmekapazität des Bodens
c <sub>tot</sub>	[kPa]	totale Kohäsion
c <sub>w</sub>	[kJ/(kg °C)]	spezifische Wärmekapazität von Wasser

d	[m]	Porendurchmesser
-	[m]	Durchmesser
-	[m]	Drainageweg im Boden
D	[m <sup>2</sup> /s]	kapillaren Diffusivität
dV	[m <sup>3</sup> ]	Wasseraustritt aus der Probe im Direktscherversuch
dV <sub>w</sub>	[m <sup>3</sup> ]	Wasseraustritt aus der Probe im Direktscherversuch
dy	[mm]	Setzung im Direktschergerät
e	[-]	Euler'sche Zahl
-	[-]	Porenzahl
-	[m]	Keramikplattendicke
e <sup>0</sup>	[kPa]	Wasserdampfsättigung (Evapotranspirationsberechnung)
e <sub>a</sub>	[kPa]	Dampfdruck (Evapotranspirationsberechnung)
ET	[mm]	Evapotranspiration
-	[mm/h]	Evapotranspirationsrate
ET <sub>0</sub>	[mm/h]	Evapotranspirationsrate einer standardisierten bewachsenen Oberfläche
g	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung
G	[kJ/(m <sup>2</sup> s)]	Bodenwärmestromdichte
h	[m]	Überfallhöhe am Dreieckswehr
-	[m]	Höhe
-	[m]	hydraulische Druckhöhe
H	[kN]	intergranuläre Scherkraft
h <sub>k</sub>	[m]	kapillare Steighöhe
I <sub>p</sub>	[%]	Plastizitätsindex
k	[m/s]	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert
K <sub>a</sub>	[-]	scheinbare Dielektrizität
k <sub>d</sub>	[m/s]	Durchlässigkeit der Keramikplatte
k <sub>s</sub>	[m/s]	Durchlässigkeit im gesättigten Zustand
k <sub>t</sub>	[kJ/(s m C°)]	thermische Leitfähigkeit
k <sub>t(s)</sub>	[kJ/(s m C°)]	thermische Leitfähigkeit der Bodenpartikel
k <sub>t(w)</sub>	[kJ/(s m C°)]	thermische Leitfähigkeit von Wasser
k <sub>w</sub>	[m/s]	ungesättigte Durchlässigkeit des Bodens
K <sub>w</sub>	[-]	relative Dielektrizitätskonstante von Wasser



L	[m]	Probenhöhe
LAI	[-]	Verhältnis zwischen Pflanzenblattfläche und Wuchslandfläche
$L_d$	[m]	Dicke der Filterplatte
$l_p$	[m]	Länge der Leiterprobe bzgl. TDR-Messung
$L_{seg}$	[m]	Länge des Moisturepoint-Segments
m	[-]	"fitting"-Parameter bzgl. Modell zur Beschreibung der Wasserretentionskurve und der Durchlässigkeit
-	[-]	empirischer Parameter bzgl. des elektrischen Widerstands
-	[%]	Massenprozent
$m_2^w$	[1/kPa]	Steigung der Wasserretentionskurve innerhalb eines kleinen Saugspannungsbereichs
n	[-]	"fitting"-Parameter bzgl. Modell zur Beschreibung der Wasserretentionskurve und der Durchlässigkeit
-	[-]	empirischer Parameter bzgl. des elektrischen Widerstands
-	[-]	Porosität des Bodens
N	[kN]	intergranuläre Normalkraft
-	[mm]	Niederschlag
p	[kPa]	mittlere Nettospannung
P	[kPa]	erforderlichen Druck bzgl. Quecksilbereindringungsverfahren
-	[kPa]	Luftdruck
$p'$	[kPa]	mittlere effektive Nettospannung
$P_w$	[m]	benetzter Umfang
q	[-]	"fitting"-Parameter bzgl. Modell zur Beschreibung der Wasserretentionskurve
-	[kPa]	Deviatorspannung
-	[m/s]	Filtergeschwindigkeit
Q	[m <sup>3</sup> /s]	Abflussmenge bzw. Einflussmenge
-	[1/s]	Quell- bzw. Senkterm
$Q_0$	[m <sup>3</sup> /s]	gesamte ausgetretene Wassermenge bezüglich einer Saugspannungsstufe (Durchlässigkeitsberechnung)
$Q_t$	[kJ/(m <sup>3</sup> s)]	thermischer Quell- bzw. Senkterm

r	[m]	Radius einer Kapillare
-	[m]	Porenradius
R	[m]	Radius der Grenzflächenkrümmung in einer Kapillare
RH	[-]	relative Luftfeuchte
$R_n$	[kJ/(m <sup>2</sup> s)]	Nettostrahlung an der Grasoberfläche
s	[kPa]	Saugspannung
S	[kN/m]	Oberflächenspannung des Wassers
-	[kJ/(m <sup>2</sup> s)]	Strahlung
$s_{ae}$	[kPa]	Luft Eintrittswert
$s_{AEV}$	[kPa]	Luft Eintrittswert
$s_r$	[kPa]	residuale Saugspannung
$S_r$	[-]	Sättigungsgrad des Bodens
t	[s]	Zeit
T	[°C]	Temperatur
$t_{air}$	[s]	theoretische Ausbreitungszeit entlang eines Moisturepointsegments in der Luft
$t_{end}$	[s]	Konsolidationszeit pro Saugspannungsstufe im WRC-Versuch
$t_M$	[s]	vom Moisturepointgerät gemessene Ausbreitungszeit
$t_{MC}$	[s]	gemessene und korrigierte Ausbreitungszeit entlang eines Moisturepointsegments im feuchten Boden
$T_r$	[kPa]	relative Zugfestigkeit des verwurzelten Bodens
$t_s$	[s]	gemessene und korrigierte Ausbreitungszeit entlang eines Moisturepointsegments im trockenen Boden
$u_2$	[m/s]	Windgeschwindigkeit in 2 m Höhe
$u_a$	[kPa]	Luftdruck
$u_w$	[kPa]	Wasserdruck
v	[-]	spezifisches Volumen
V	[m <sup>3</sup> ]	Volumen
$v_{air}$	[m/s]	Ausbreitungsgeschwindigkeit des Moisturepoint-Spannungsimpulses in der Luft
$v_p$	[m/s]	Ausbreitungsgeschwindigkeit des TDR-Spannungsimpulses entlang der Leiterprobe
$V_p$	[m <sup>3</sup> ]	Porenvolumen

$V_{\text{tot}}$	[m <sup>3</sup> ]	totales Volumen
$V_w$	[m <sup>3</sup> ]	Wasservolumen
$w$	[%]	Wassergehalt
WAV	[% von max]	Wasseraufnahmevermögen der Pflanzenwurzeln
$w_L$	[%]	Fliessgrenze
$W_s$	[kN]	Gewicht der Festschubstanz
$W_w$	[kN]	Gewicht des Wassers
$\rho$	[ $\Omega$ ]	elektrischer Widerstand
$\rho_w$	[ $\Omega$ ]	elektrischer Widerstand von Wasser
$\Phi$	[-]	Porosität
$\Delta$	[-]	Steigung der Wasserdampfsättigungskurve
$\alpha$	[-]	"fitting"-Parameter bzgl. Modell zur Beschreibung der Durchlässigkeit
-	[°]	Öffnungswinkel des Überfalls am Dreieckswehr
$\alpha_n$		n-te Lösung der Gleichung $a\alpha_n = \cot\alpha_n$ bzgl. Durchlässigkeitsberechnungen
$\chi$	[-]	von der Sättigung abhängige Variable bzgl. Scherfestigkeitsmodellen
$\varepsilon$	[-]	Dielektrizitätskonstante
$\varepsilon_a$	[-]	Dielektrizitätszahl von Luft
$\varepsilon_s$	[-]	Dielektrizitätszahl mineralischer Bodenpartikel
$\varepsilon_w$	[-]	Dielektrizitätszahl von Wasser
$\phi'$	[°]	innerer Reibungswinkel
$\phi^b$	[°]	Saugspannungs-abhängiger Winkel
$\gamma$	[kN/m]	Oberflächenspannung von Quecksilber
-	[kPa/°C]	psychrometrische Konstante
-	[kN/m <sup>3</sup> ]	Feuchtraumgewicht des Bodens
$\gamma_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Trockenraumgewicht
$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Raumgewicht des Wassers
$\phi'_{\text{max}}$	[°]	maximaler innerer Reibungswinkel
$\lambda$	[-]	"fitting"-Parameter bzgl. Modell zur Beschreibung der Wasserretentionskurve
$\mu$	[-]	Überfallbeiwert am Dreieckswehr
$\pi$	[kPa]	osmotische Saugspannungen

$\theta$	[°]	Kontaktwinkel zwischen zwei Phasen
–	[-]	volumetrischer Wassergehalt
$\theta_c$	[-]	Scherfestigkeitsanstieg in Bezug auf rel. Zugfestigkeitsanstieg im verwurzelten Boden
$\theta_m$	[-]	gravimetrischer Wassergehalt
$\theta_r$	[-]	residualer volumetrische Wassergehalt
$\theta_s$	[-]	volumetrische Wassergehalt im gesättigten Zustand
$\theta_v$	[-]	volumetrischer Wassergehalt
$\rho_c$	[kJ/(m <sup>3</sup> °C)]	volumetrischer spezifischer Wärmewert
$\rho_d$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Trockendichte
$\rho_w$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Dichte des Wassers
$\sigma$	[kPa]	totale Spannung
$\sigma'$	[kPa]	effektive Spannung
$\sigma_0$	[kPa]	Vorbelastung der Proben im Direktscherversuch
$\sigma_d$	[kPa]	Druck zur Aufbringung der Vertikalspannung im Schergerät
$\sigma_n$	[kPa]	Normalspannung
$\tau$	[kPa]	Scherspannung
$\tau_{max}$	[kPa]	maximale Scherfestigkeit
$\psi$	[kPa]	totale Saugspannungen
–	[°]	Dilatanzwinkel
$\psi_{AEV}$	[kPa]	Lufttrittswert
$\psi_r$	[kPa]	residuale Saugspannung

### Indizes

0	zu Beginn
1,2,3...	erste, zweite, dritte...
a	zu Versuchsanfang
dry	trocken
e	zu Versuchende
end	zu Versuchsende
f	failure (beim Bruch)
gem	gemessen

max	maximal
min	minimal
nK	nach Konsolidierung
sat	gesättigt
unsat	ungesättigt
vK	vor Konsolidierung
x	in x-Richtung
y	in y-Richtung
z	in z-Richtung

### Abkürzungen

BT	Bodentemperatur
E	Evapotranspiration
F-Z	Fredlund-Zelle
g	gestört
K <sub>c</sub>	Konsolidationsgerade
K <sub>f</sub>	Bruchgerade
LAI	Leaf area index
LT	Lufttemperatur
MP	Moisturepoint
N	Niederschlag
ppe	Pressure Plate Extractor
PWD	Porenwasserdruck
R	Ablauf
SC	toniger Sand
SM	siltiger Sand
T	Tensiometer
TDR	time domain reflectometry
Temp	Temperatur
T-Z	Tempe-Zelle
u	ungestört
WAV	Wasseraufnahmevermögen
WHG	Wasserhaushaltsgleichung
WRC	Wasserretentionskurve
Wsp	Wasserspiegel



# 1 Einleitung

Das Thema Naturgefahren hat in den letzten Jahren in der Schweiz und auch global an Bedeutung gewonnen. Im Zuge des Klimawandels kommt es immer häufiger zu wärmeren und nasserem Wintern (Schär, 2001) und zu extremen meteorologischen Ereignissen, wie zum Beispiel Starkregenereignissen einhergehend mit Überschwemmungen und Instabilitäten.

Ein Beispiel aus jüngster Schweizer Vergangenheit sind die extremen Niederschläge vom August 2005, nach denen zahlreiche Schweizer Flüsse über die Ufer traten, Ortschaften überschwemmt wurden und an vielen Orten Hangrutschungen verzeichnet wurden ([www.wikipedia.org](http://www.wikipedia.org) - Stichwort: Alpenhochwasser 2005). Aber auch aus früheren Beobachtungen ist bekannt, dass es einen starken historischen Zusammenhang zwischen extremen Niederschlagsereignissen und Hangrutschungsaktivität in der Schweiz (Lateltin et al., 2001; Dapples et al., 2002) und in Übersee (Brand et al., 1984; Johnson & Sitar, 1990; Anderson & Sitar, 1994; Zêzere & Rodrigues, 2002) gibt. Dabei sind für die Stabilität eines Hanges verschiedene Faktoren von Bedeutung (Abbildung 1-1).

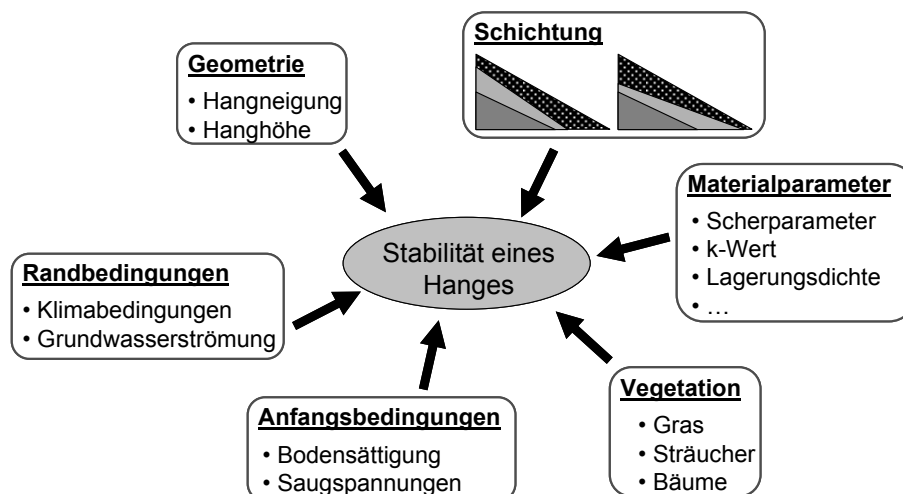


Abbildung 1-1: Einflüsse auf die Stabilität eines Hanges

Die wichtigsten Faktoren sind die Geometrie, vor allem Hangneigung und Hanghöhe, die Bodenschichtung, die Materialparameter der vorliegenden Böden, die Vegetation und Anfangs- und Randbedingungen, wie z.B. Bodensättigung und Wettereinflüsse (Gasmo et al., 2000a). Die am meisten gefährdeten Hänge sind dabei jene, die eigentlich zu steil für die vorliegenden Bodenbedingungen sind. Sie werden unterstützt durch die Effekte von Saugspannungen, die wie eine scheinbare Kohäsion wirken, zusammengehalten.

Frühe geotechnische Arbeiten bezüglich dem Verhalten ungesättigter Böden stammen bereits von Bishop (1959) und Jennings & Burland (1962). Seit dieser Zeit waren Forscher weltweit engagiert, in verschiedenen Domänen (Feldversuche, Laborversuche und Modellierung) die Relevanz der Mechanik ungesättigter Böden zu untersuchen. Viele Aspekte dieser Arbeiten helfen insbesondere dabei, den Einfluss extremer Regenereignisse auf die Hangstabilität zu erklären.

### **1.1 Ziel des Forschungsprojektes**

In der Praxis hat die Mechanik ungesättigter Böden bei Stabilitätsbetrachtungen bisher kaum Anwendung gefunden. Die Annahme gesättigter Verhältnisse ist meistens die "sicherste", obwohl sie nicht immer zur kostengünstigsten Lösung beiträgt, besonders, wenn es um kurzzeitige Betrachtungen geht, wie zum Beispiel beim Bauzustand einer Baugrube. Auch im Hinblick auf ein optimales Risikomanagement bezüglich Naturgefahren wäre die Fähigkeit, mit Hilfe der Mechanik ungesättigter Böden zukünftige Instabilitäten vorherzusagen, von monetärem Wert, beispielsweise für lokale oder kantonale Ämter. Die Aufwendungen für Präventionsmassnahmen könnten besser den Kosten gegenübergestellt werden, die bei einem Schaden zu erwarten wären, besonders wenn es dabei auch um möglichen Verlust von Menschenleben geht.

Das Problem bezüglich der rechnerischen Berücksichtigung ungesättigter Verhältnisse ist, dass die Anwendung der hierfür vorhandenen Stoffgesetze sehr zeit- und kostenintensive Laborprogramme erfordert und im Allgemeinen auch kommerzielle Programme nicht für diese Art von Berechnungen ausgestattet sind. Des Weiteren ist das Risiko aufgrund fehlender Erfahrung recht gross. Langfristig wäre die Lösung, geeignetere Stoffgesetze in die Berechnungsprogramme zu implementieren und einen Tool an Modellparametern für eine Vielzahl von Böden zur Verfügung zu haben. Um Erfahrungen mit dem Wasserhaushalt im Boden zu sammeln sind aber vor allem Feldmessdaten nötig.

Die vorliegende Arbeit soll hierzu einen Beitrag leisten. Am Beispiel eines Versuchshanges, in dessen unmittelbarer Umgebung in der Vergangenheit durch Niederschlag verursachte Instabilitäten gehäuft auftraten, soll der Einfluss von Niederschlägen auf die Bodensättigung und auf die Stabilität näher betrachtet werden. Dabei wird zunächst die Geometrie des ausgewählten Versuchshanges bestimmt und ein Bodenmodell erstellt. In einem 2 Jahre dauernden Feldversuch wird der Hang meteorologisch überwacht und der Wasserhaushalt des Bodens wird beobachtet. Im Rahmen eines Laborprogramms werden die Materialparameter der vorliegenden Böden bestimmt. Dabei wird der



Schwerpunkt auf die Bestimmung der Wasserretentionskurven, der Wasserdurchlässigkeit sowie der Scherfestigkeit in ungesättigten Verhältnissen gelegt. Im Anschluss gehen die Erkenntnisse aus Feld- und Laborversuchen in eine numerische Modellierung des Wasserhaushalts und eine analytische Stabilitätsanalyse für den untersuchten Hang ein. Zusätzlich werden Extremereignisse numerisch simuliert, um den Einfluss des Niederschlagscharakters auf die Stabilität näher zu definieren. Allgemeine Schlussfolgerungen können daraus auch für andere Hänge mit ähnlichem Boden getroffen werden.

## 1.2 Aufbau der Arbeit

Die Arbeit ist in 7 Kapitel, teils mit Anhängen, aufgeteilt mit einer anschließenden Auflistung der im Text zitierten Literaturstellen.

- Sie beginnt mit einer Einleitung (Kapitel 1), die in das Themengebiet einführt und die Notwendigkeit und Ziele dieser Arbeit herausstellt.
- Als Basis für die später themenspezifisch behandelten Grundlagen wird im Rahmen des Kapitels 2 auf grundlegende Definitionen und Zusammenhänge bezüglich der Mechanik ungesättigter Böden eingegangen.
- Kapitel 3 behandelt die Feldversuche. Es wird zuerst ein Überblick über den Stand der Forschung im Bereich Feldversuche im ungesättigten Boden gegeben. Im Weiteren wird das untersuchte Versuchsgebiet vorgestellt und der Versuchsaufbau erläutert. Es folgt als Hauptaussage die Vorstellung und Diskussion der Ergebnisse aus einem zwei Jahre dauernden Langzeitversuch zur Überwachung des Wasserhaushalts.
- Die Laboruntersuchungen bezüglich der Wasserretentionseigenschaften und der hydraulischen Durchlässigkeit der im Feld vorhandenen Böden werden in Kapitel 4 diskutiert. Es wird jeweils zunächst ein Literaturüberblick gegeben, dann wird der experimentelle Aufbau erläutert gefolgt von der Diskussion der Versuchsergebnisse.
- Kapitel 5 ist schematisch ähnlich aufgebaut wie Kapitel 4 und beschäftigt sich mit der Scherfestigkeit ungesättigter Böden des Versuchshanges, die mit Hilfe von Triaxial- und Direktscherversuchen untersucht wird.
- Die hydraulische Modellierung des Versuchshanges sowie die Stabilitätsanalysen, beides unter Berücksichtigung aller vorher beschriebenen experimentellen Ergebnissen, sind in Kapitel 6 beschrieben.
- In Kapitel 7 werden die wichtigsten Erkenntnisse der Arbeit noch einmal zusammengefasst und es wird ein Ausblick mit Empfehlungen im Hinblick auf weiteren Forschungsbedarf gegeben.



## 2 Grundlagen

### 2.1 Überblick

Als Basis für die später themenspezifisch behandelten Grundlagen wird im Rahmen dieses Kapitels auf grundlegende Definitionen und Zusammenhänge bezüglich der Mechanik ungesättigter Böden eingegangen. Dabei wird zuerst der Begriff des ungesättigten Bodens definiert. Es wird auf die Kapillarität eingegangen, um damit den Begriff Saugspannung einzuführen und Saugspannungsmessmethoden zu erklären. Abschliessend werden die bodenmechanischen Auswirkungen im kleinskaligen Bereich dargestellt.

### 2.2 Definition von ungesättigtem Boden

Böden werden als ungesättigt bezeichnet, wenn ihr Porenraum mit mehr als einer Phase gefüllt ist. Sie werden folglich als 3-Phasen-Systeme betrachtet (Wasser-, Luft-, und Bodenpartikelphase). Besondere Beachtung ist dabei der Grenzfläche zwischen Luft- und Wasserphase zu schenken, wie die nachfolgenden Kapitel zeigen werden. Sie wird von einigen Forschern (z.B. Fredlund & Morgenstern, 1977) sogar als vierte Phase betrachtet.

### 2.3 Kapillarität

Moleküle innerhalb einer Flüssigkeit ziehen sich gegenseitig an und diese Anziehungskraft zwischen typgleichen Molekülen wird Kohäsion genannt (Abbildung 2-1). An der Grenzfläche zur Gasphase ist die resultierende Kraft nach unten gerichtet und die Grenzfläche verhält sich wie eine durch Zugspannung beanspruchte Membran. Diese Spannung heisst Oberflächenspannung.

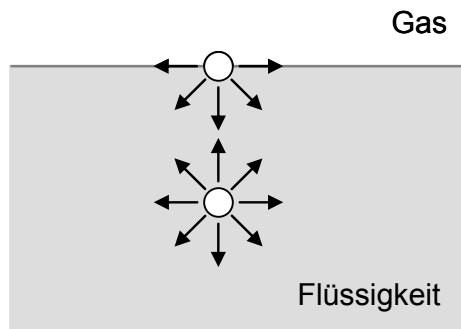


Abbildung 2-1: Anziehungskraft zwischen zwei Flüssigkeitsmolekülen

Grenzen Flüssigkeitsmoleküle an Feststoffmoleküle, ziehen sich diese ebenfalls an. Diese Anziehungskraft zwischen Molekülen verschiedenen Typs wird Adhäsion genannt (Abbildung 2-2).

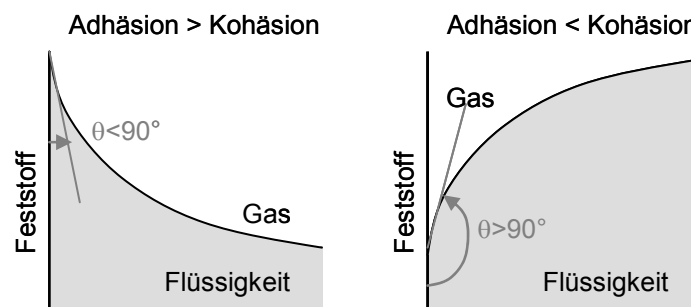


Abbildung 2-2: Anziehungskraft zwischen Feststoff- und Flüssigkeitsmolekülen

Ist die Adhäsion grösser als die Kohäsion zwischen den Flüssigkeitsmolekülen, benetzt die Flüssigkeit den Feststoff mit einem Kontaktwinkel  $< 90^\circ$ . Ist die Adhäsion kleiner als die Kohäsion, ist der Kontaktwinkel  $> 90^\circ$  und die Flüssigkeit verhält sich nicht benetzend. In beiden Fällen ist die Grenzfläche zwischen Flüssigkeits- und Gasphase gekrümmt.

Der Effekt dieser Krümmung wird in Abbildung 2-3 deutlich. Die kapillare Steighöhe ( $h_k$ ) in einer Kapillarröhre hängt von der Oberflächenspannung des Wassers ( $S$ ) ab, die auf dem Umfang der Kapillarröhre unter dem Kontaktwinkel  $\theta$  wirkt. Aus der Gleichgewichtsbetrachtung zwischen dem Gewicht der Wassersäule und der Kapillarkraft ergibt sich die kapillare Steighöhe ( $h_k$ ) und die Zugspannung in den Kapillaren ( $u_w - u_a$ ).

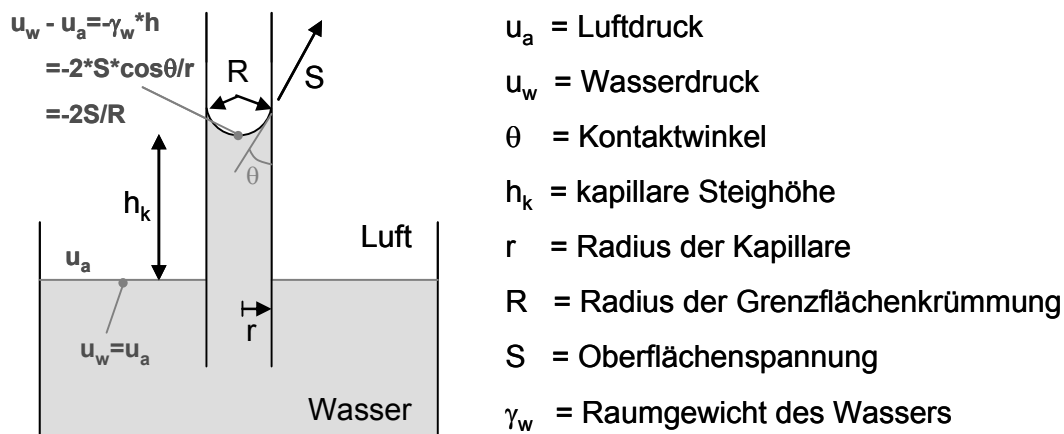


Abbildung 2-3: Kapillare Steighöhe

Der Boden kann als ein System von verschiedenen grossen Kapillarröhrchen betrachtet werden. Die Grösse der Poren bestimmt die maximal auftretenden Kapillarkräfte und die Grössenverteilung die Wasserretentionseigenschaften.

Die kapillare Steighöhe und somit die Sättigung des Porenraums ist nicht nur von der Porengrössenverteilung abhängig, sondern auch davon, ob der Boden sich in der Aufsättigungs- oder Entsättigungsphase befindet. In der Sättigungsphase ist die weiteste Kapillare massgebend, in der Entsättigungsphase die engste (Lang et al., 2002).

## 2.4 Saugspannungen

Unter dem Begriff Saugspannungen oder totale Saugspannungen ( $\psi$ ), werden zwei Komponenten zusammengefasst, Matrix-Saugspannungen ( $u_a - u_w$ ) und osmotische Saugspannungen ( $\pi$ ).

Matrix-Saugspannungen können mit der Kapillarität erklärt werden (siehe Abbildung 2-3). Osmotische Saugspannungen treten auf, wenn im Porenwasser des Bodens gelöste Salze enthalten sind. Der Wasserdampfdruck über der Oberfläche einer Salzlösung ist kleiner als der über der Oberfläche reinen Wassers, das heisst, die relative Feuchte nimmt mit steigendem Salzgehalt des Porenwassers ab. Die Grösse der osmotischen Saugspannung hängt also vom Konzentrationsgradienten zwischen Porenwasser und freiem Wasser ab (Fredlund & Rahardjo, 1993). Da der Effekt von osmotischer Saugspannung im Vergleich zur totalen Saugspannung vernachlässigbar klein ist (Fredlund & Rahardjo, 1993), wird im Folgenden mit dem Begriff Saugspannung die Matrix-Saugspannung bezeichnet.

## 2.5 Prinzip der Saugspannungsmessungen

Man unterscheidet bezüglich der Saugspannungsmessung zwischen direkten und indirekten Methoden. Abbildung 2-4 verdeutlicht das Prinzip der direkten Messung.

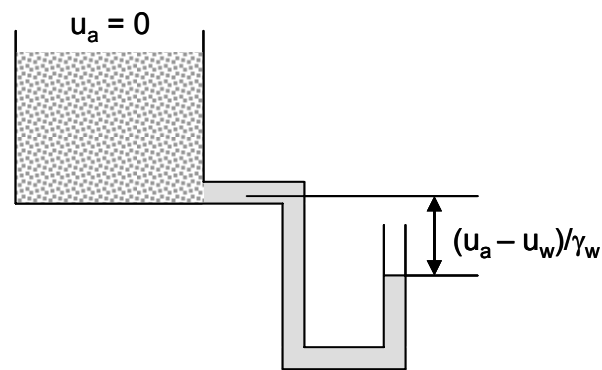


Abbildung 2-4: Direkte Saugspannungsmessung

Der Wasserspiegel im Piezometerrohr bewegt sich abwärts bis die Wasserspiegeldifferenz den Saugspannungen im Boden entspricht. Das Piezometerrohr kann auch oben geschlossen sein (z.B. Tensiometer) und es wird der Unterdruck gemessen, der dieser Wasserspiegeldifferenz entspricht. Abbildung 2-5 verdeutlicht die Notwendigkeit der indirekten Saugspannungsmessung.

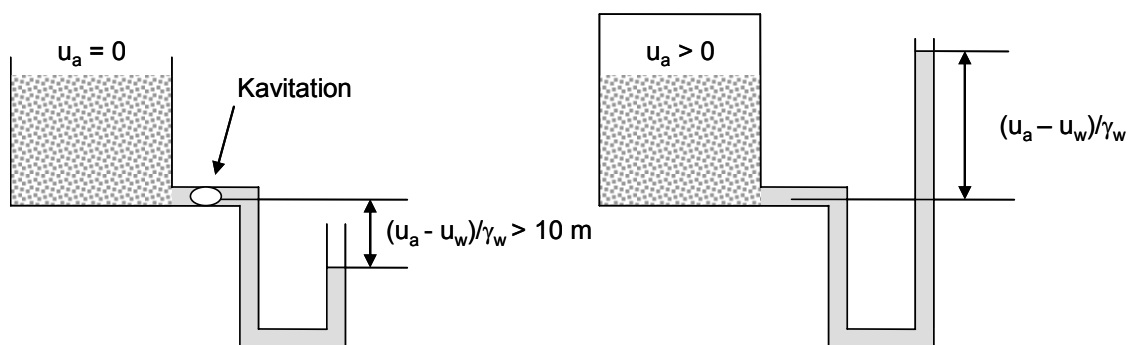


Abbildung 2-5: Notwendigkeit der indirekten Saugspannungsmessung

Wasser siedet unter Atmosphärendruck in Meeresspiegelhöhe bei einer Temperatur von 100°C. Wird der Umgebungsdruck vermindert, tritt die Verdampfung schon bei niedrigerer Temperatur ein. Man nennt den Druck, bei dem Wasser von der flüssigen in die gasförmige Phase übergeht, den Dampfdruck. Bei 20°C Umgebungstemperatur entspricht er -1 bar, bzw. einer Saughöhe von ca. 10 m. Wird dieser Druck unterschritten, bilden sich kleine mit Wasserdampf und Luft gefüllte Hohlräume. Gelangen die Dampfblasen in Zonen höheren Drucks, fallen sie schlagartig zusammen, was Kavitation genannt wird (Bollrich, 2000).

Eine Möglichkeit, dies zu vermeiden, ist die Erhöhung des Umgebungsluftdrucks, was den Druck im Messgerät in positive Bereiche verschiebt. Dies wird Prinzip der Achsenverschiebung genannt und auf diesem Prinzip beruhen die in dieser Arbeit angewendeten indirekten Saugspannungsmessmethoden. Für inkompressible Flüssigkeiten gilt, dass eine Erhöhung des Luftdrucks die Krümmung der Grenzfläche in den Kapillaren nicht beeinflusst und somit der Term  $(u_a - u_w)$  den gleichen Wert beibehält (siehe Abbildung 2-3). Diese Tatsa-

che rechtfertigt die Anwendbarkeit des Prinzips der Achsenverschiebung. Eine Einschränkung gibt es in Hinblick auf sehr hohe Bodensättigungsgrade ( $0.85 < S_r < 1$ ), wie Abbildung 2-6 verdeutlicht. In diesem Fall verändert eine Erhöhung des Luftdrucks die Krümmung der Grenzfläche in den Kapillaren und somit den Term  $(u_a - u_w)$ .

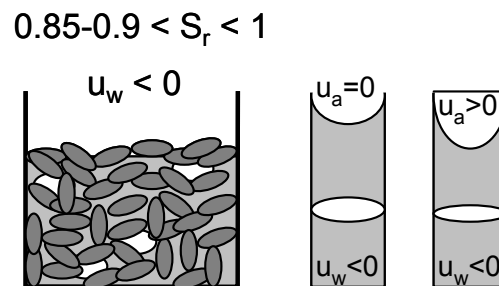
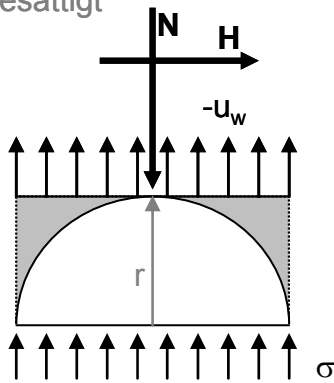


Abbildung 2-6: Einschränkung bezüglich der Anwendbarkeit des Prinzips der Achsenverschiebung

## 2.6 Mechanische Auswirkungen

Vergleicht man die intergranulären Spannungen zwischen zwei Bodenkörnern im gesättigten und ungesättigten Fall (Abbildung 2-7) werden die mechanischen Auswirkungen von Saugspannungen deutlich. Da im ungesättigten Fall der Porenwasserdruck negativ ist und auch die Oberflächenspannung einen Effekt beiträgt, werden die intergranulären Spannungen erhöht. Dabei kann die Spannungszunahme über Meniskuskontakt als mit steigender Saugspannung konstant angesehen werden. Der Beitrag über den gesättigten Kontakt steigt analog der Saugspannung an (Tarantino & Jommi, 2005). Durch die Zunahme der intergranulären Spannungen kann es im Boden zu Volumenänderungen (Konsolidierung) kommen und die Scherfestigkeit der Bodens wird erhöht.

gesättigt



$$\frac{H}{A} = \tau$$

$$\frac{N}{A} = \sigma - u_w$$

$N$  = intergranulare Normalkraft

$H$  = intergranulare Scherkraft

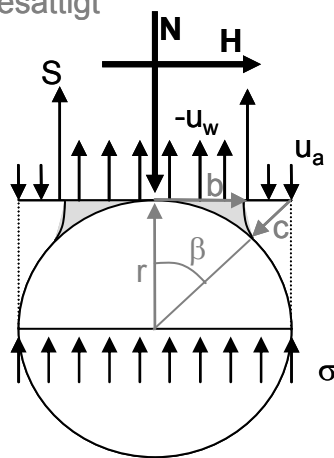
$P_w$  = benetzter Umfang

$A$  = totale Fläche

$A_w$  = benetzte Fläche

$S$  = Oberflächenspannung

ungesättigt



$$\frac{H}{A} = \tau$$

$$\frac{N}{A} = (\sigma - u_a) + (u_a - u_w) \frac{A_w}{A} + S \frac{P_w}{A}$$

$$= (\sigma - u_a) + (u_a - u_w) \left[ \frac{A_w}{A} + P_w \frac{c}{2A} \right]$$

Abbildung 2-7: Mechanische Auswirkung von Saugspannungen (nach Tarantino & Jommi (2005))



## 3 Feldversuche

### 3.1 Überblick

Für die Untersuchung von Instabilitäten infolge Niederschlags gibt es in der heutigen Zeit eine Vielzahl von Softwareprodukten, mit denen der Wasserhaushalt potentieller Rutschhänge untersucht werden kann. Die meisten dieser Programme basieren auf dem Gesetz von Darcy. Die Strömung in gesättigten wie auch in ungesättigten Zonen wird als stationär betrachtet und die Bodenparameter werden in angemessenen grossen Zonen als konstant angesehen. Dies sind Annahmen, die meist nach einer Prospektion mit nur punktueller Probeentnahme und anschliessender Laboruntersuchung getroffen wurden. Verhält sich aber die Gesamtheit des Untergrund, z.B. bezüglich bevorzugter Fliesswege nicht gleich wie die untersuchten Bodenproben, waren diese Annahmen nicht korrekt.

Hier zeigt sich bereits die Notwendigkeit von Messdaten unter natürlichen Bedingungen. Die Resultate einer numerischen Untersuchung können nur in dem Masse bewertet und interpretiert werden, in dem das zugrunde liegende Modell kalibriert und validiert wurde und ohne Messdaten aus dem betrachteten Untersuchungsgebiet oder aus Gebieten mit ähnlichen Untergrundverhältnissen ist dies nicht möglich.

Im vorliegenden Kapitel wird zuerst ein Überblick über den derzeitigen Stand der Forschung im Bereich Feldversuche im ungesättigten Boden gegeben. Im Weiteren wird das in dieser Arbeit untersuchte Versuchsgebiet vorgestellt und der Versuchsaufbau erläutert. Es folgt als Hauptaussage die Vorstellung und Diskussion der Ergebnisse aus einem zwei Jahre dauernden Langzeitversuch zur Überwachung des Wasserhaushalts.

### 3.2 Literaturüberblick

Feldversuche zur kontinuierlichen Überwachung des Wasserhaushalts eines Hanges sind sehr zeit- und kostenintensiv, und auf Grund dessen finden sich in der Literatur nur wenige Beispiele, deren Erkenntnisse in diesem Kapitel kurz vorgestellt werden sollen. Da diese Feldversuche an unterschiedlichen Hängen mit unterschiedlichen Böden und auch unter unterschiedlichen Klimabedingungen stattfanden, ist es kaum möglich, allgemeingültige Erkenntnisse herauszu-

filtrern. Im Folgenden wird aus diesem Grund jedes Projekt kurz beschrieben und die Hauptkenntnisse werden erläutert.

Sweeney (1982) beobachteten über eine Zeitspanne von einem Jahr die Porenwasserdruckverteilung in drei siltigen bis sandigen Hängen in Hong Kong. Über die gesamte Messperiode hinweg waren im Boden Saugspannungen vorhanden, die für die Stabilität dieser Hänge von Bedeutung sind.

Parallel dazu wurde ebenfalls in Hong Kong eine Studie an zwei 30° bis 35° steilen Hängen aus grobkörnigerem vulkanischen Kolluvium durchgeführt. Mit 200 Tensiometern untersuchten Chipp et al. (1982) ein Jahr lang die Porenwasserdruckverteilung bis in eine Tiefe von ca. 10 m. Die Autoren stellten fest, dass auch ein schwaches Niederschlagsereignis schon in der Lage war, die Saugspannungen von vorher über 80 kPa sofort bis auf Null zu reduzieren. Lokal wurden sogar positive Porenwasserdrücke gemessen und gerade diese seien die Ursache für viele oberflächliche Rutschungen in diesem Gebiet.

Ähnliche Beobachtungen wurden von Deutscher et al. (2000) an siltigen bis siltig sandigen Hängen in Singapur gemacht. Auch hier wurden signifikante Saugspannungen durch moderate Niederschlagsereignisse reduziert und es entwickelten sich sogar schwebende Grundwasserspiegel.

Yagi et al. (2000) untersuchten in drei Kurzzeitversuchen (ca. 20 bis 30 Tage lang) in stark verwittertem Granit bis in eine Tiefe von 1.2 m die Zusammenhänge von Saugspannungsreduktion und Niederschlagsintensität sowie von Saugspannungsentwicklung und Zeitdauer ohne Niederschlag. Sie fanden in beiden Fällen lineare Zusammenhänge.

Öberg (1995) stellt die Ergebnisse von Saugspannungsmessungen in drei verschiedenen Versuchshängen in Mittelschweden vor. In allen drei Gebieten wurden vorhergehend Hangbewegungen beobachtet. Die Böden sind siltig bzw. sandig und die ungesättigte Zone ist bei zwei der drei Hänge sehr mächtig. Die Grundwasserspiegel liegen dort in 24 bzw. 18 m Tiefe unterhalb der Geländeoberkante. Der Grundwasserspiegel im dritten Testgebiet liegt in einer Tiefe von nur 5 m. Porenwasserdrücke, sowohl positive wie auch negative wurden mit Piezometern mit einem speziellen luftundurchlässigen Filter gemessen. Dabei wurden in jedem Testgebiet zwischen 5 und 8 Geräte in verschiedenen Tiefen von minimal 2.5 m bis maximal 3.6 m unterhalb des Grundwasserspiegels installiert. Die Messperiode betrug zwischen 7 und 10 Monaten, doch in dieser Zeit konnten nur bei dem Feld mit relativ hoch liegendem Grundwasserspiegel saisonale Schwankungen der Porenwasserdrücke beobachtet werden. Dabei schwankten die Werte oberhalb des Grundwasserspiegels im gleichen Masse wie die unterhalb.

Ein 26° steiler Versuchshang aus verwittertem Silt bzw. Tonstein in Singapur wurde von Gasmó et al. (1999) mit 65 Tensiometern (in 0.3 m bis 3.2 m Tiefe), 5 Piezometern (in 10 m Tiefe) und einem Regenmesser ausgestattet, um den Einfluss von Niederschlagsinfiltration und Evaporation auf die Porenwasserdruckverteilung zu untersuchen. Die Autoren beobachten sowohl einen qualitativen wie auch einen quantitativen Zusammenhang. Diese Beobachtung wird durch Messdaten anderer Autoren wie Pitts & Cy (1987), Johnson & Sitar

(1990), Macari et al. (1992), Lim & Rahardjo (1994), Faisal (2000) und Low et al. (2000) bestätigt.

Lim et al. (1996) untersuchten in Singapur an einem 30° steilen Hang aus siltigem Ton und tonigem Silt bzw. Sand den Einfluss der Oberflächenbedeckung auf die Porenwasserdruckreaktion auf Niederschläge. Während 2 regenstarken Monaten wurden mit 4 Piezometern, einem Regenschirm und 36 Tensiometern 5 m breite Hangabschnitte überwacht. Ein Abschnitt war ohne Oberflächenabdeckung, einer war mit Grass bewachsen und der dritte mit Geotextil bedeckt. In allen drei Abschnitten wurden mit der Tiefe abnehmende Porenwasserdruckschwankungen beobachtet. Dabei waren die Schwankungen bei dem mit Geotextil bedeckten Feld am kleinsten und beim unbedeckten Feld am grössten. Das gleiche gilt für die maximale Tiefe, in der Schwankungen überhaupt beobachtet wurden. Erklärung hierfür ist zum einen die ohnehin kleine Infiltrationskapazität des Geotextils und zum anderen die im Vergleich zur Evaporation des unbedeckten Felds stärkere Evapotranspiration des grassbedeckten Felds, die eine Weiterleitung des Regenwassers in tiefere Zonen stärker verhindert. Die grössere Intensität eines Niederschlags zeigt sich im stärkeren Einfluss auf die Porenwasserdrücke in grösserer Tiefe. Bei vergleichbarem Niederschlagsereignis sind die zu Beginn des Niederschlags vorherrschenden Porenwasserdrücke von Bedeutung. Bei vorher höheren Saugspannungen erfolgt ein starker Rückgang aufgrund des Regenereignisses, bei vorher niedrigeren nur ein schwacher. Dies wird durch eine grössere Infiltration aufgrund eines höheren Druckgradienten erklärt. Das ist plausibel, betrachtet man die Durchlässigkeiten und somit die Infiltrationskapazität des vorliegenden Bodens (Rahardjo et al., 1995), die zwischen gesättigtem Zustand und Saugspannungen von 400 kPa nur im sehr geringen Masse abnimmt.

Ein Vergleich der Porenwasserdruckentwicklung infolge Niederschlag von mit Grass, Sträuchern bzw. Bäumen bewachsenen Hängen mit siltigem Boden wurde von Blight (2002) in Südafrika durchgeführt. Mit Hilfe von Gipsblockgeräten der Firma „soilmoisture“ wurde der volumetrische Wassergehalt der obersten 40 cm dicken Bodenschicht überwacht. Auch dieser Autor bestätigt die mit der Tiefe abnehmenden Porenwasserdruckschwankungen, jedoch können von ihm keine bedeutenden Einflüsse des Oberflächenbewuchses festgestellt werden.

Li et al. (2005) führten Wassergehalts- und Saugspannungsmessungen an einem 30° steilen Testhang in Hong Kong durch. Der dort vorzufindende vollständig verwitterte Granit kann als Variation zwischen siltigem bzw. tonigem Sand und sandigem Silt bzw. Ton klassifiziert werden. 8 TDR und 8 Tensiometer wurden paarweise im oberen und mittleren Hangbereich in verschiedenen Tiefen zwischen 1 und 4 m installiert, die Messperiode betrug zwischen 7 und 13 Monaten. Die Ergebnisse zeigen, dass Wassergehalt und Saugspannungen bis in eine Tiefe von 4 m auf Niederschlag und Evaporation reagieren. Basierend auf diesen Daten wurden Wasserretentionskurven bestimmt und mit Labordaten verglichen. Entscheidende Erkenntnis ist, dass im Gegensatz zu den Laborkurven die Feldkurven keine grossen Hystereseffekte aufweisen.

Zhang et al. (2000) führten Infiltrationstests im grobkörnigen Verwitterungsbo-  
den mit Hilfe von Tensiometern durch. Sie stellten fest, dass die Infiltrationsrate  
vom anfänglichen Wassergehalt des Bodens abhängt.

Teyssere (2005) bzw. Springman et al. (2003) untersuchten an zwei 31°  
und 42° steilen alpinen Versuchshängen aus Moränenmaterial den Einfluss von  
Lagerungsdichte und Sättigungsgrad auf die Stabilität. Kurze starke (30-40  
mm/h) und lang anhaltende schwächere Niederschlagsereignisse (10 mm/h)  
wurden mit Hilfe einer Beregnungsanlage simuliert und Saugspannungen und  
Wassergehalt des Bodens wurden kontinuierlich gemessen. Die oberste 15 cm  
dicke Bodenschicht zeigte eine sehr schnelle Reaktion auf die Beregnung und  
erreichte Sättigungsgrade von über 90%. Wenig Veränderung der Porenwas-  
serdrücke konnte in Tiefen von 0.5 bis 1.0 m gemessen werden. In Direktscher-  
versuchen im Feld und Triaxialversuchen im Labor wurde zuvor der innere Rei-  
bungswinkel des Moränenmaterials zu 41° bzw. 39° bestimmt. Der 42° steile  
Hang ist folglich nur solange stabil, wie eine kritische, durch Saugspannungen  
verursachte Kohäsion nicht unterschritten wird. Dies bestätigte sich nach 2 Ta-  
gen ständiger Beregnung, es kam es zum oberflächennahen Versagen des stei-  
leren Hanges, ohne dass zuvor eine Vollsättigung des Bodens erreicht wurde.  
Insgesamt konnte beobachtet werden, dass das Risiko einer Instabilität mit sin-  
kender Lagerungsdichte des Moränenmaterials zunimmt.

Eine sehr ausführliche Beschreibung zweier Beregnungsversuche an einem  
mit Grass bewachsenen 22° steilen Hang aus quellfähigem Ton findet sich in  
Ng et al. (2003). Während eines Monats wurden ein achttägiges Regenereignis,  
eine 13-tägige Regenpause und ein weiteres dreitägiges Regenereignis initiiert.  
Niederschlagsintensität, Saugspannungen, Wassergehalt, Evaporation, Abfluss,  
totale Spannungen und Verschiebungen wurden kontinuierlich überwacht. Zu  
Beginn der Versuche war der Boden relativ trocken. In den ersten 1.5 Tagen  
wurde 100% des Niederschlags infiltriert, es konnte kein Abfluss aufgezeichnet  
werden. Danach sank die Infiltrationsrate ab und erreichte am 4. Tag einen  
konstanten Wert von 30%. Die Niederschlagsintensität betrug dabei zwischen  
20 und 80 mm/Tag und die Evaporationsrate 2 bis 8 mm/Tag. Eine Reaktion  
der Saugspannungen, Wassergehalte, totalen Spannungen und Verschiebun-  
gen auf das infiltrierte Wasser konnte erst 1 bis 2 Tage nach Beginn der Bereg-  
nung festgestellt werden. Die Effekte, die durch die ersten 3 Regentage verur-  
sacht wurden waren die bedeutendsten, die grössten Veränderungen zeigten  
sich dabei in der obersten Bodenschicht von 2 m Dicke. Während der zweiwö-  
chigen Regenpause stiegen die zuvor bis auf Null abgesunkenen Saugspan-  
nungen wieder leicht an, was von den Autoren auf einen Hang abwärts gerich-  
teten Wasserfluss zurückgeführt wurde. Nach Abschluss beider Beregnungs-  
einheiten wurden in ca. 1.5 m Tiefe positive Porenwasserdrücke gemessen.  
Durch bevorzugte Fliesswege (z.B. Risse im Boden) konnte Wasser schnell in  
diese Tiefe gelangen, traf dort auf sehr undurchlässige Bodenschichten und  
wurde am Weiterfliessen gehindert. Durch die positiven Porenwasserdrücke  
wurden die effektiven Spannungen vermindert und somit die Scherfestigkeit  
reduziert. Dies sehen die Autoren als Erklärung dafür, dass viele Hanggrut-  
schungen in diesen Bodenverhältnissen sehr oberflächennah auftreten.

Kawamoto et al. (2004) untersuchten Saugspannungen und Wassergehalt während eines Jahres in bewaldetem Gebiet mit siltigem Boden und beachteten dabei insbesondere den Einfluss der Bodenstruktur. Sie beobachteten, dass der im Feld bestimmte Durchlässigkeitsbeiwert ca. 3 Ordnungen höher lag, als der im Labor bestimmte. Den Grund dafür sehen die Autoren darin, dass die Makroporen im Feld ein Netzwerk bilden, so dass bevorzugte Fliesswege auftreten. In einer kleinen Bodenprobe ist dieses Netzwerk unter Umständen unterbrochen. Während des Feldversuchs wurde beobachtet, dass Niederschlag, ob stark oder schwach, sofort und schnell über die bevorzugten Fliesswege drainiert, sobald die Mikroporen des Bodens gesättigt sind. Die Autoren plädieren dafür, dass Hangstabilität unter Berücksichtigung von schnellem Wasserfluss in bevorzugten Fliesswegen analysiert werden sollte und nicht nur unter Betrachtung von stationärem Fluss nach Darcy.

Rahardjo et al. (2000) bzw. Rahardjo et al. (2005) stellen in sehr ausführlicher Form die Ergebnisse einiger Feldversuchen in verwittertem Boden in Singapur vor. Der Mechanismus von durch Niederschlag verursachten Hangrutschungen sollte untersucht werden und die Autoren kamen zu folgenden Ergebnissen: Regenwasser infiltriert in den Boden und verursacht eine Abnahme der Saugspannungen bis hin zu positiven Porenwasserdrücken bis in 3 m Tiefe, was die Scherfestigkeit negativ beeinflusst. Der Einfluss von vorhergehenden Niederschlagsereignissen ist dabei stark abhängig von der Durchlässigkeit des Bodens. Umso kleiner die Durchlässigkeit des Bodens ist, desto stärker wird die Stabilität des Hanges von vorhergehenden Regenfällen beeinflusst. Das Regenwasser infiltriert in vertikaler Richtung und die grösste Infiltrationsrate wird im oberen Hangabschnitt beobachtet. Hangparalleles Fliessen wird erst beobachtet, wenn sich positive Porenwasserdrücke entwickelt haben. Auch die Bedeutung bevorzugter Fliesswege wird von den Autoren hervorgehoben, da diese zum einen die Durchlässigkeit des Bodens vergrössern, so dass mehr Regenwasser infiltrieren kann und zum anderen das Wasser sehr schnell bis in weniger durchlässige Schichten transportieren können, wo dann positive Porenwasserdrücke entstehen. Der prozentuale Anteil des Regenwassers, welcher infiltriert schien bei allen Versuchen relativ konstant. Die Regenmenge, die abfloss, korrelierte stark mit der Gesamtniederschlagsmenge. Vorhergehende Boden- und Wetterkonditionen hatten einen nur sehr kleinen Einfluss auf die Abflussmenge. Sie beeinflussten eher die Form der Abflussganglinie. Ein steiler Anstieg und wiederum steiler Abfall der Abflusskurve trat auf, wenn der Boden vorher sehr trocken war und die Infiltrationskapazität somit gering. War der Boden vorher sehr feucht, stieg die Abflusskurve nur langsam an (erst mit Erreichen der Sättigung oberer Bodenschichten) und hielt auch noch bis über das Regenereignis hinaus an, bevor sie wieder absank. Bei mit Grass bewachsener Fläche kann eine grosse Wassermenge leicht in den verwurzelten Boden infiltrieren. Die darunter liegende Bodenschicht mit weniger Wurzeln und kleinerer Durchlässigkeit kann dieses Wasser nicht so schnell abführen und es können leicht positive Porenwasserdrücke in dieser geringen Tiefe entstehen.

Wie im Rahmen dieses Literaturüberblicks deutlich wird, hängt die Reaktion eines Hanges auf klimatische Einflüsse stark von den örtlichen Gegebenheiten wie Hangeometrie, Bodenart, Bodenzustand (z.B. Rissbildung), Vegetation und Schichtung sowie vom Wettercharakter ab. Um Aussagen für Hänge einer Region treffen zu können, sollten folglich auch Untersuchungen für ortstypische Hänge vorliegen. Das bedeutet, dass die Anzahl der Felduntersuchungen noch erheblich gesteigert und die Datenzugänglichkeit gewährleistet werden muss, um eine Anwendung der Mechanik ungesättigter Böden in der Ingenieurpraxis langfristig voranzutreiben.

### 3.3 Untersuchungsgebiet

Der im Rahmen dieser Arbeit untersuchte Hang (Abbildung 3-1) liegt in Tössegg (Gemeinde Freienstein-Teufen) im Kanton Zürich (Schweiz) und befindet sich in Ufernähe des Rheins (Abbildung 3-2).



*Abbildung 3-1: Bild des ausgewählten Versuchshangs.*

Im näheren Umkreis wurden immer wieder Rutschungen an Hängen mit ähnlicher Geologie und Bodenstruktur festgestellt, die zum Teil grosse Schäden an der Infrastruktur (Strassen, Wanderwege, Leitungen) verursachten. Allein in den nahe gelegenen Ortschaften Buchberg und Rüdlingen gab es im Mai 2002 insgesamt 42 Rutschungen als Folge eines extremen Niederschlagsereignisses, bei dem lokal 100 mm Niederschlag innerhalb von 40 Minuten gemessen wurden.

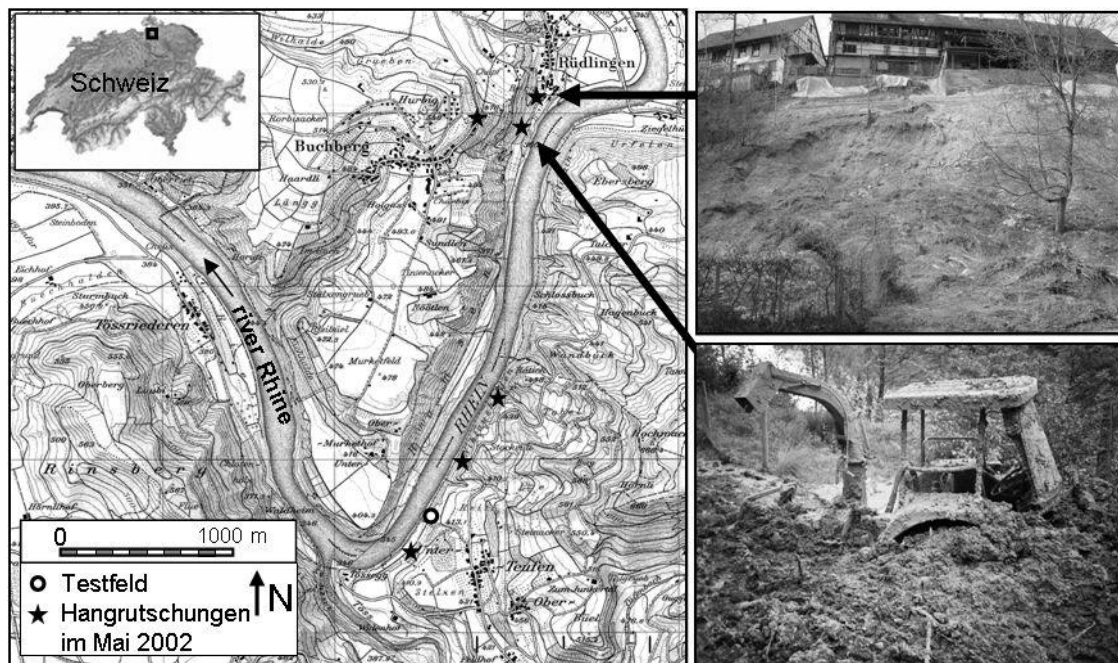


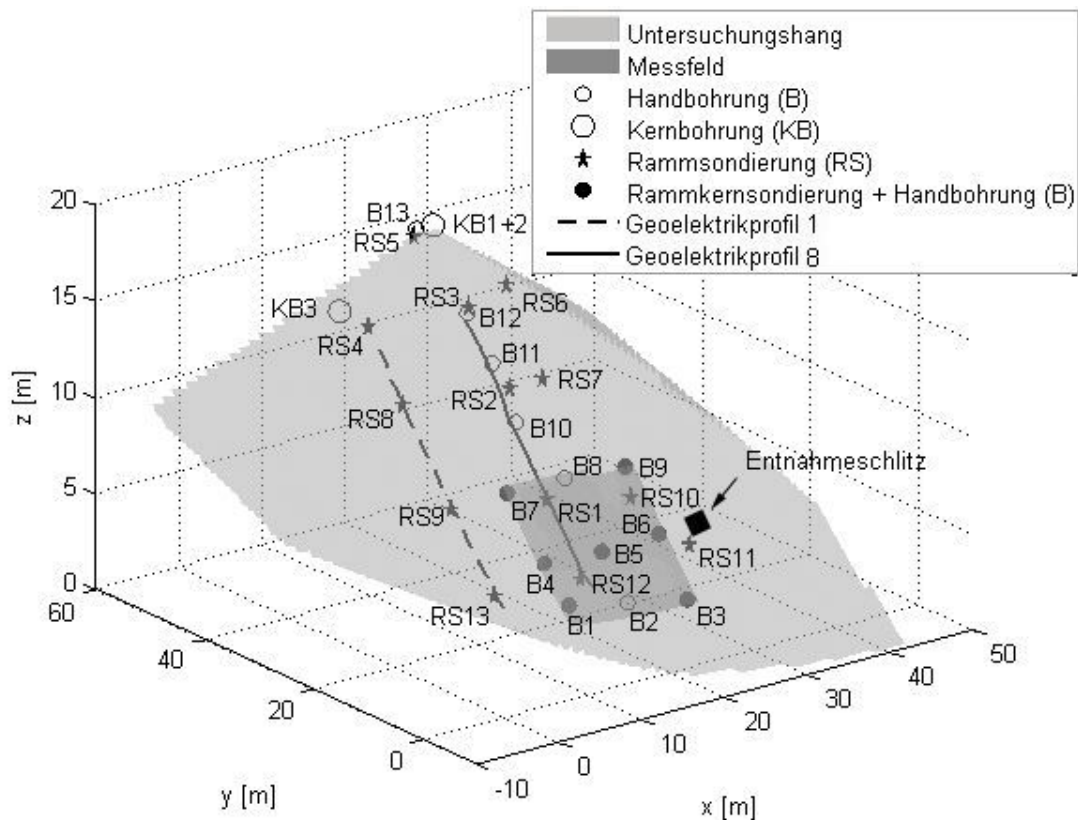
Abbildung 3-2: Geographische Lage des Testfeldes und Schadensbilder vom Mai 2002

### 3.4 Bodenmodell

Die Prospektion des Messgebiets in Tössegg erfolgte unter drei verschiedenen Gesichtspunkten, geologischen, geophysikalischen und geotechnischen. Kartenwerke, sowie eine Feldbegehung gaben Aufschluss über die Geologie der Messfeldumgebung. Mit Hilfe von geophysikalischen Messungen war es möglich, erste Einblicke in die Lagerungsstruktur des Messgebietes zu erhalten, um schliesslich durch eine geotechnische Prospektion mittels Probenentnahmen im Bohrloch und Rammsondierungen die Informationen zu vervollständigen. Die Kombination der drei Methoden ermöglicht eine weitestgehend zerstörungsfreie, aber vollständige Erkundung des Untergrundes im Bereich des späteren Messfeldes.

#### 3.4.1 Lage der Untersuchungspunkte

Das Untersuchungsgebiet, die Messprofile der Geoelektrik sowie die Orte der Rammsondierungen und Probenentnahmen wurden tachymetrisch aufgenommen und sind in Abbildung 3-3 bezogen auf ein lokales Koordinatensystem dargestellt. Der Ursprung dieses Koordinatensystems befindet sich real unter der Erdoberfläche. Er wurde im Rahmen der geophysikalischen Untersuchungen festgelegt (Kapitel 3.4.3).



**Abbildung 3-3:** Lage der Untersuchungspunkte für Rammsondierung, Rammkernsondierung, Probeentnahme im Bohrloch und der Profile EX01 und EX08 der geoelektrischen Untersuchungen

Die Hangneigung des Versuchshanges beträgt im unteren Teil ca. 27° und im oberen ca. 17°.

### 3.4.2 Geologie

Sowohl die geologische Karte (Abbildung 3-4) wie eine Feldbegehung mit Probenentnahme belegen einen dreischichtigen geologischen Aufbau im Bereich des Untersuchungsgebietes. Quartäre Schotterflure überdecken einen Sandstein (obere Meeresmolasse). Unterhalb des Versuchsgebiets erstreckt sich bis auf Flussniveau die untere Süßwassermolasse. Das instrumentierte Messfeld befindet sich dabei vollständig auf Höhe der oberen Meeresmolasse (Sandstein).



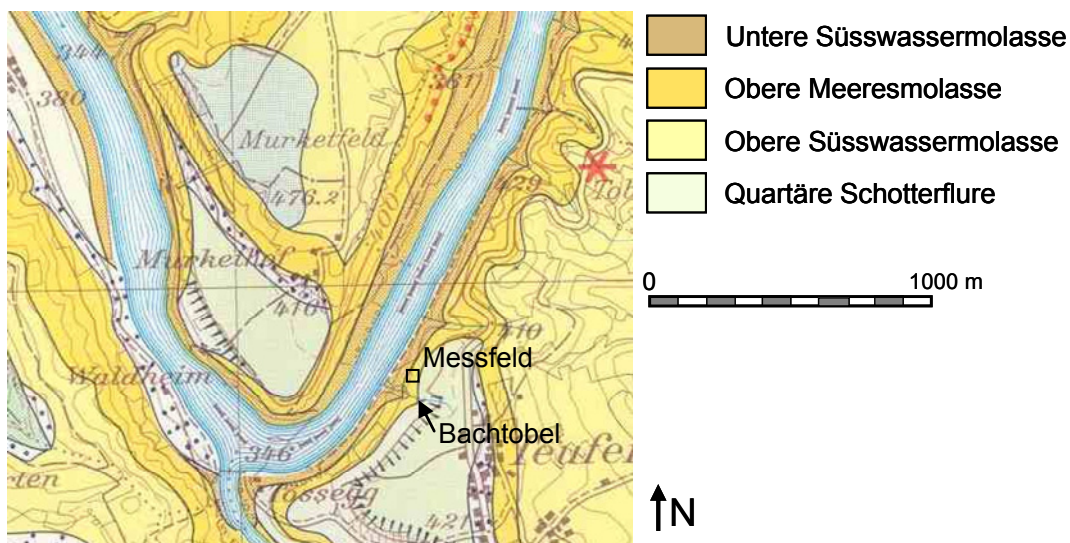


Abbildung 3-4: Ausschnitt aus der geologischen Karte (Hantke, 1967) mit Markierung des Testfeldes

Die Probenentnahme erfolgte in einem Bachtobel rechts des Versuchshanges (von unten aus betrachtet) im Bereich der oberen Meeresmolasse (Probe a) und der unteren Süßwassermolasse (Probe b). Die Ergebnisse der mineralogischen Untersuchung der Proben kann Tabelle 3-1 entnommen werden.

Tabelle 3-1: Mineralogie der Proben (Plötze, 2003)

	Probe a	Probe b
<b>Wassergehalt lufttrocken [%]</b>	1.14	0.54
<b>Karbonatgehalt [%]</b>	36	48
<b>Kornfraktion nach Abtrennung Karbonat [%]</b>		
< 2 $\mu\text{m}$	8.22	2.04
2 - 63 $\mu\text{m}$	40.07	11.12
> 63 $\mu\text{m}$	12.50	35.50
<b>Karbonate</b>		
Calcit	15.1 $\pm$ 0.7	42.9 $\pm$ 1.7
Dolomit	22.4 $\pm$ 1.0	4.8 $\pm$ 0.5
<b>Tektosilikate</b>		
Quarz	27.7 $\pm$ 1.1	26.8 $\pm$ 1.1
Feldspäte	12.5 $\pm$ 1.9	13.8 $\pm$ 1.8
<b>Phyllosilikate (Tonminerale)</b>		
Smectit (quellfähig)	5 $\pm$ 2	4 $\pm$ 3
Chlorit	5 $\pm$ 2	2 $\pm$ 1
Illit	15 $\pm$ 2	4 $\pm$ 1
<b>Andere</b>		
Hämatit	0.4 $\pm$ 0.2	0

### 3.4.3 Geophysik

Geophysikalische Messmethoden sind sehr gut dafür geeignet, ein kontinuierliches Bild über die Untergrundverhältnisse, z.B. in Hangrutschungsgebieten zu bekommen (Hack, 2000). Eine hierbei wichtige Messgrösse ist der elektrische Widerstand  $\rho$  der nach Archie (1942) mit steigender Porosität  $\Phi$  und Sättigung  $S_r$  des Bodens abnimmt:

$$\rho = \frac{a}{\Phi^m S_r^n} \rho_w \quad [3-1]$$

$a$ ,  $m$  und  $n$  sind empirische bodenspezifische Parameter und  $\rho_w$  ist der elektrische Widerstand von Wasser, welcher relativ konstant ist.

Der elektrische Widerstand kann z.B. mit Hilfe der so genannten "Electrical Resistivity Tomography" (ERT) abgebildet werden. Beispiele für erfolgreiche Anwendungen dieser Methode bei Hangrutschungsuntersuchungen sind die Arbeiten von Suzuki & Higashi (2001) and Lapenna et al. (2003).

Unter der Leitung von Dr. Sven Friedel wurde im Rahmen dieser Arbeit eine komplette dreidimensionale Untersuchung durchgeführt, mit Messprofilen entlang und quer zum Hang mit je 50 Elektroden und 0.5 m Elektrodenabstand. Abbildung 3-5 zeigt den elektrischen Widerstand entlang Profil 8 (Abbildung 3-3) vom August 2003.

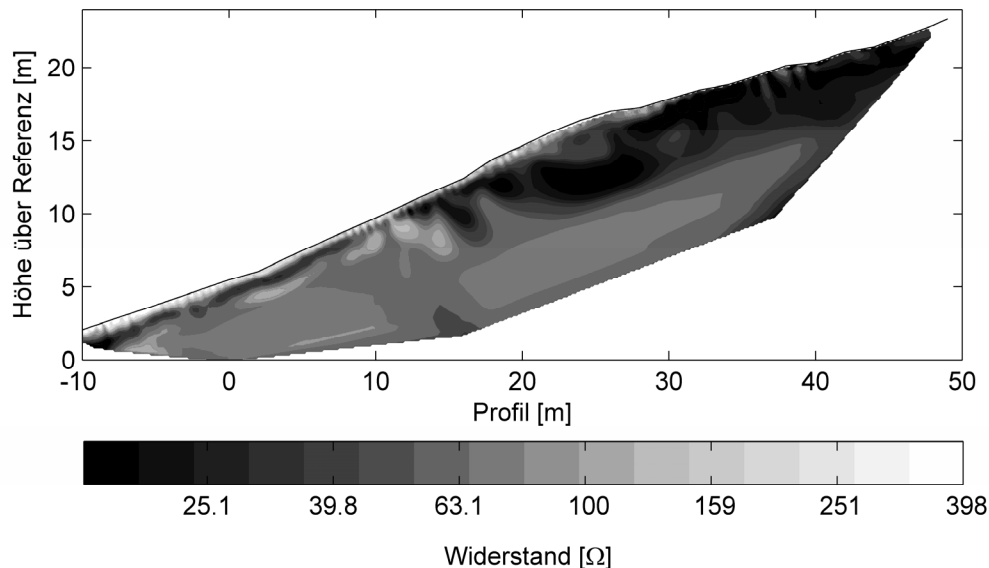


Abbildung 3-5: ERT Profil 8 (August 2003)

Je dunkler die Einfärbung, desto niedriger ist der gemessene elektrische Widerstand, was auf eine hohe Sättigung bzw. grosse Porosität der jeweiligen Boden-

region schliessen lässt. Das Widerstandsmodell lässt sich, auch unter Berücksichtigung einiger Bodenprobeentnahmen (siehe folgende Kapitel) folgendermassen interpretieren: Eine dünne Schicht relativ lockeren und trockenen Bodens überlagert eine Schicht höherer Sättigung bzw. Porosität. Das darunter liegende Material mit kleinerer Sättigung oder aber auch kleinerer Porosität ist der Sandstein, was durch die geotechnische Untersuchungen bestätigt wird (Kapitel 3.4.7). Die Schicht mit höherer Sättigung bzw. Porosität ist das Verwitterungsprodukt des Sandsteins und ist typischerweise im unteren, steileren Abschnitt des Versuchshanges dünner als im oberen, flacheren. Messungen entlang paralleler und Querprofile belegen, dass die Bodenverhältnisse quer zum Hang relativ konstant sind. Näheres bezüglich der geophysikalischen Untersuchungen kann in Friedel et al. (2006) nachgelesen werden.

#### 3.4.4 Bodenaufschluss

Verschiedene Prospektionsmethoden wurden im Untersuchungsgebiet angewandt, Rammsondierungen, Rammkernsondierungen sowie Probenentnahmen im Bohrloch und Entnahmeschlitz. Die Lage der einzelnen Entnahme- bzw. Sondierstellen sind Abbildung 3-3 zu entnehmen.

#### 3.4.5 Rammsondierungen

Mit einer mechanischen Rammsonde und einem Rammhärgewicht von 30 kg wurde an 13 Stellen des Versuchshanges Rammsondierungen durchgeführt. Ziel war es, damit die Tiefe der Sandsteinoberkante zu bestimmen. An einigen Punkten haben entweder Steine oder eine zu grosse Mantelreibung am Sondiergerät zu einem Abbruch der Sondierung noch vor Erreichen der Sandsteinoberkante geführt. Die maximal mit der Rammsonde erreichten Tiefen an den einzelnen Versuchspunkten sind Tabelle 3-2 zu entnehmen, die Lage der Versuchspunkte werden in Abbildung 3-3 ersichtlich.

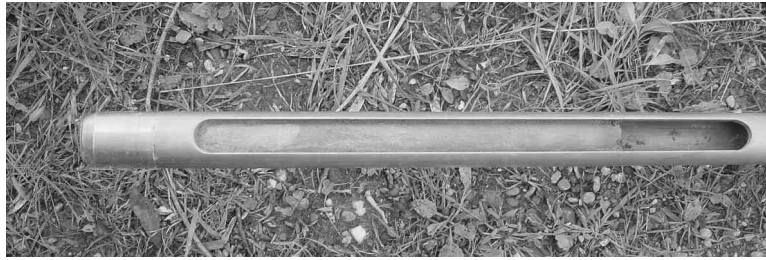
*Tabelle 3-2: Maximal mit der Rammsonde erreichte Tiefen*

Versuchspunkt	RS1	RS2	RS3	RS4	RS5	RS6	RS7
Rammtiefe [m]	0.90	3.35	3.57	4.10	0.90	2.30	2.25
Versuchspunkt	RS8	RS9	RS10	RS11	RS12	RS13	
Rammtiefe [m]	2.25	0.82	0.80	1.30	1.50	0.58	

##### 3.4.5.1 Probenentnahmen

###### Rammkernsondierungen

Mit Hilfe einer Rammkernsonde (Abbildung 3-6) wurde eine Probenentnahme an 7 Stellen des zukünftigen Messfeldes durchgeführt.



*Abbildung 3-6: Rammkernsonde mit Probe im Bereich der Schichtgrenze zwischen siltigem und tonigen Sand*

Diese Methode ist äusserst zeit- und personalintensiv und liefert des weiteren nicht die Probenmengen, die für eine Klassifikation nach Schweizer Norm erforderlich sind (mindestens 1.5 kg pro Probe (VSS, 1991)). Darüber hinaus sind die entnommenen Proben stark gestaucht, so dass bei einer Rammtiefe von 1 m in ungünstigen Fällen nur eine Probe von ca. 60 cm Länge entnommen werden kann. Dennoch hat sich der Einsatz der Methode bewährt, da mit der Rammkernsonde zum Teil grössere Tiefen erreicht werden (z.B. Bohrloch 1) und so die Lage der Schichtgrenzen festgelegt werden konnten.

#### **Probenentnahmen im Bohrloch (Handbohrung)**

An 9 Stellen innerhalb des zukünftigen Messfelds sowie ebenfalls an 4 weiteren, aufgrund der geophysikalischen Ergebnisse interessanten Stellen (Abbildung 3-3) wurden Bodenproben in Tiefen zwischen 0 und 2 m mit einem Handbohrgerät entnommen (Abbildung 3-7). Diese Proben wurden für die Klassifikation nach Norm SN 670008a (VSS, 1997) verwendet.



*Abbildung 3-7: Handbohrgerät mit Probe im Bereich der Schichtgrenze zwischen siltigem und tonigem Sand*

### Vergleich von Rammkernsondierung und Handbohrung

Tabelle 3-3 vergleicht die Lage der durch die Rammkernsondierung bzw. Handbohrung ermittelten Schichtgrenzen. Die Gesamttiefe der Bodenaufschlüsse kann ebenfalls entnommen werden.

*Tabelle 3-3: Bohrtiefen und Lage der Schichtgrenzen zwischen tonigem und siltigem Sand*

Bohrloch	Schichtgrenze [cm unter GOK]		Gesamttiefe - Bohrloch [cm]	
	Rammkern	Bohrprofil	Rammkern	Bohrprofil
1	157	-	202	120
2	-	-	-	160
3	129	125	150	170
4	130	125	147	180
5	100	90	121	110
6	67	75	100	100
7	80	85	89	95
8	-	65	-	130
9	41	30	170	180
10	-	-	-	130
11	-	-	-	100
12	-	-	-	150
13	-	75	-	130

### Probenentnahmen im Bohrloch (Rotationskernbohrung)

Im oberen, flacheren Abschnitt des Versuchshanges wurden Rotationskernbohrungen durchgeführt (Abbildung 3-3). Neben einem Bodenaufschluss konnten in den Bohrlöchern Piezometerrohre gesetzt werden, die für eine kontinuierliche Aufzeichnung der Grundwasserspiegellage im Rahmen der späteren Messkampagne mit Drucksensoren ausgestattet wurden. Das Bodenprofil, die Lage des Grundwasserspiegels beim Einbau und die der Piezometer wird aus Abbildung 3-8 ersichtlich.

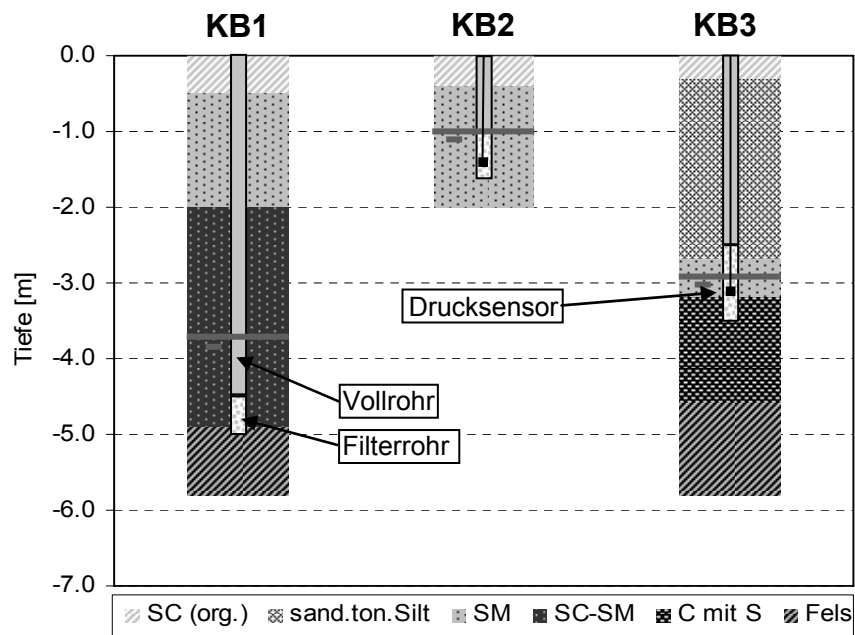


Abbildung 3-8: Bohrprofile mit Lage der Piezometerrohre

### Entnahmeschlitz

2 m rechts vom späteren Messfeld wurde auf mittlerer Höhe ein etwa 1.1 m tiefes Schlitzprofil gegraben und dabei in verschiedenen Tiefen Proben entnommen. Abbildung 3-9 zeigt die erste Probenentnahmestufe mit teils bereits eingeschlagenen Probezylindern.



Abbildung 3-9: Probenentnahmestufe 1 im Schlitzprofil

Abbildung 3-10 zeigt das Bodenprofil im fertig erstellten Entnahmeschlitz. Man erkennt sehr deutlich den Schichtwechsel zwischen tonigem und siltigen Sand und auch die Felsoberkante.

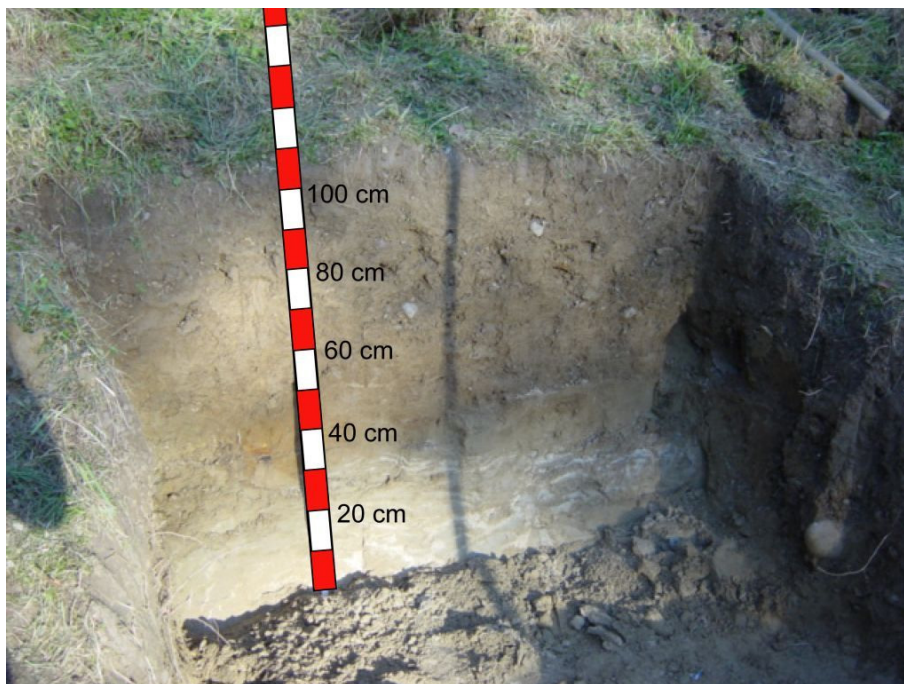


Abbildung 3-10: Bodenprofil im fertig erstellten Schlitz

Die entnommenen ungestörten und gestörten Bodenproben wurden im Weiteren für die Bestimmung der Lagerungsdichte, des Durchlässigkeitsbeiwertes, der Saugspannungs-Sättigungsbeziehung und der Scherfestigkeit verwendet.

### 3.4.6 Laborversuche

#### 3.4.6.1 Klassifikation

Die mittleren Korngrößenverteilungen (VSS, 1986 bzw. VSS, 1990b) mit Streubereich der im Bohrloch entnommenen Bodenproben sind in Abbildung 3-11 dargestellt. Bei allen Bodenproben handelt es sich um Sand ( $d_{50} > 0.06$  mm) der je nach Plastizitätsindex und Fließgrenze des Feinanteils sandig (SM) oder tonig (SC) ist (VSS, 1997). Die Ergebnisse der Plastizitätsanalyse (VSS, 1990a) sind in Abbildung 3-12 dargestellt.

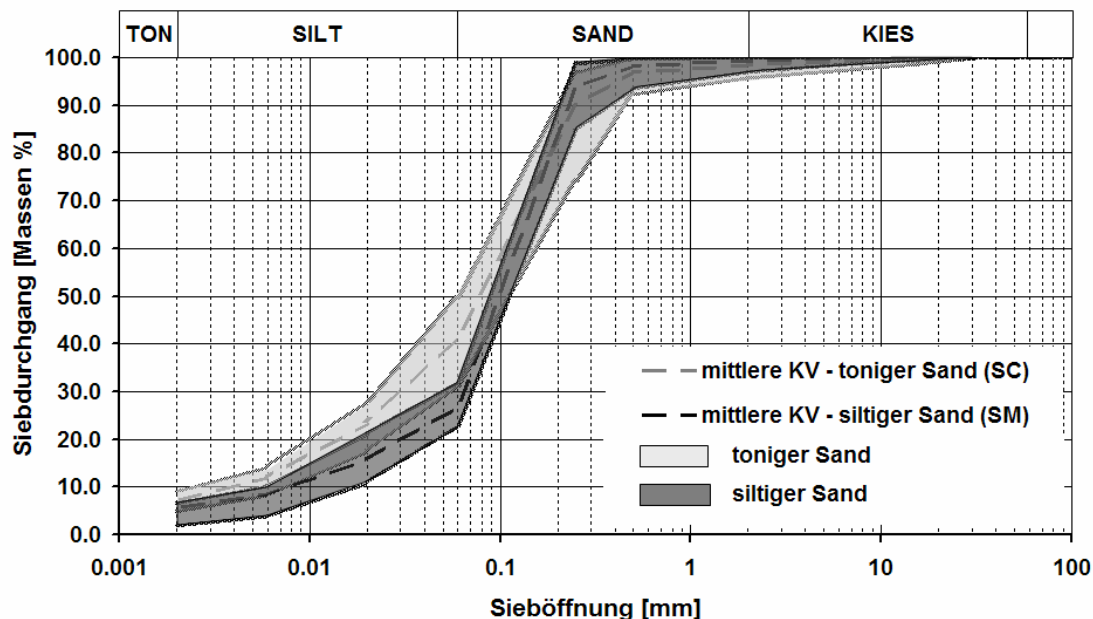


Abbildung 3-11: Korngrößenverteilung aller entnommenen Proben

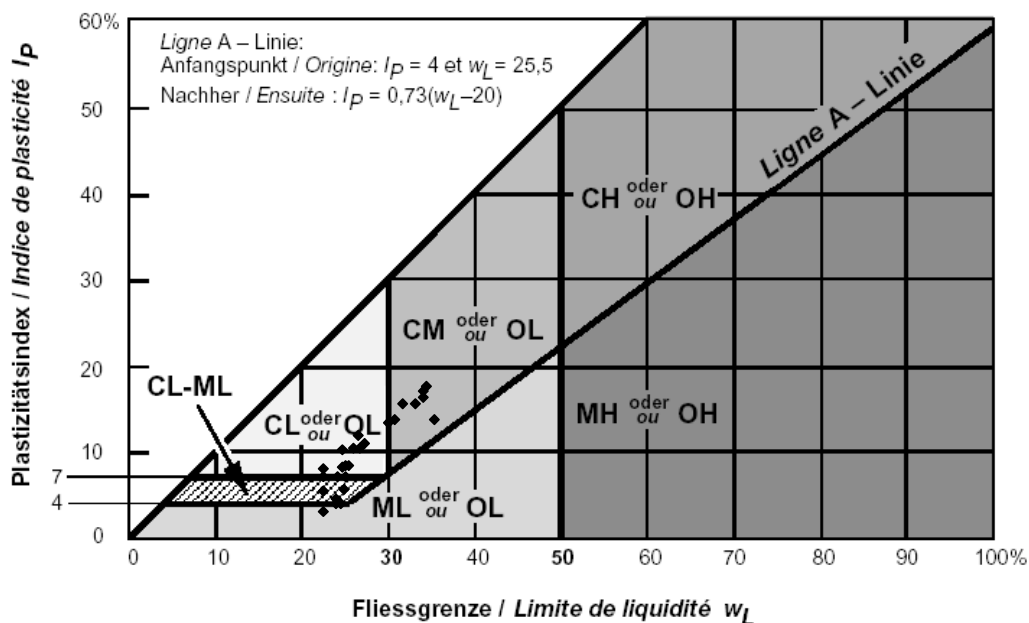


Abbildung 3-12: Ergebnisse der Plastizitätsanalyse für alle Bodenproben, eingetragen in das Identifikationsdiagramm nach VSS (1997)

Die während der Probenentnahmen aufgenommene Schichtzugehörigkeit der Proben unterstützt die Ergebnisse der Klassifikation.



### 3.4.6.2 Trockenraumgewicht

Für die Bestimmung des Trockenraumgewichts wurden im Entnahmeschlitz ungestörte Proben mit einem Volumen von  $1244 \text{ cm}^3$  entnommen. Die Ergebnisse können Tabelle 3-4 entnommen werden. Bei in den Proben enthaltenen Grobanteilen wurde eine Tauchwägung durchgeführt und bei der Berechnung des Trockenraumgewichts berücksichtigt. Die geringere Aussagekraft der Ergebnisse, bei denen der Grobanteil sehr hoch ist (z.B. LD9) sollte dabei berücksichtigt werden.

Tabelle 3-4: Ergebnisse der Bestimmung des Trockenraumgewichts

Probe	Entnahmetiefe [cm]	Boden	w [%]	$m_{>2\text{mm}}$ [%]	$\gamma_d$ [ $\text{kN/m}^3$ ]
LD1	9.6	SC	25.3	15.8	13.0
LD2	9.6	SC	23.3	18.1	13.7
LD3	9.6	SC	28.2	13.0	12.9
LD4	35.7	SC	22.4	-	14.0
LD5	35.7	SC	23.3	7.8	14.0
LD6	35.7	SC	21.6	9.1	14.9
LD7	62.4	SC-SM	18.8	5.8	14.6
LD8	62.4	SC-SM	17.1	4.1	13.8
LD9	62.4	SC-SM	13.8	23.1	15.5
LD10	67.1	SM	15.6	-	12.9
LD11	67.1	SM	16.4	-	13.1
LD12	67.1	SM	14.3	-	14.1

Abbildung 3-13 zeigt das Trockenraumgewicht über die Entnahmetiefe für die verschiedenen Bodenschichten.

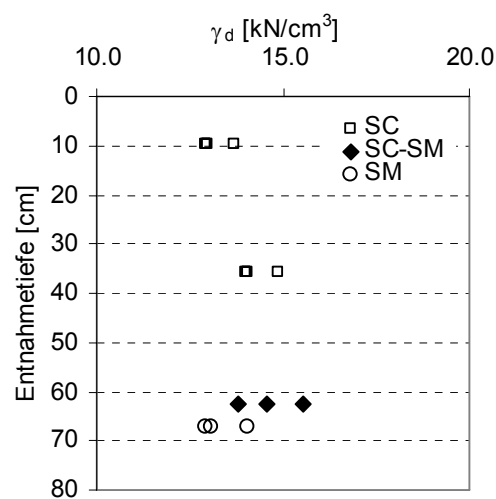


Abbildung 3-13: Trockenraumgewichtsverteilung über die Tiefe

Bis zum Schichtwechsel zwischen tonigem und siltigen Sand nimmt das Trockenraumgewicht kontinuierlich mit der Tiefe zu, am Schichtwechsel nimmt es abrupt ab. Der Vergleich mit Untersuchungen anderer Bohrprofile in dieser Gegend unterstützt das Ergebnis (Richard et al., 1978).

### 3.4.6.3 Durchlässigkeit

Die Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts erfolgte in der Triaxialzelle für 8 Proben aus 4 Entnahmetiefen (DIN, 1990). Die Versuche am tonigen Sand erfolgten mit konstantem hydraulischen Gefälle, die am siltigen Sand mit veränderlichem. Die Ergebnisse können Tabelle 3-5 entnommen werden.

Tabelle 3-5: *Ergebnisse der Wasserdurchlässigkeitsversuche*

Probe	Entnahmetiefe [cm]	Boden	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_s$ [m/s]
D1	17.3	SC	14.9	$2.2 \cdot 10^{-9}$
D2	17.3	SC	14.8	$4.6 \cdot 10^{-9}$
D3	42.4	SC	16.1	$8.4 \cdot 10^{-9}$
D4	42.4	SC	16.0	$6.5 \cdot 10^{-9}$
D5	62.4	SM	14.3	$2.0 \cdot 10^{-6}$
D6	62.4	SM	13.9	$4.0 \cdot 10^{-6}$
D7	67.1	SM	14.6	$1.1 \cdot 10^{-5}$

Die Durchlässigkeit des tonigen Sandes nimmt mit grösserer Tiefe leicht zu. Am Schichtwechsel zwischen tonigem und siltigen Sand erhöht sich die Durchlässigkeit um den Faktor 1000. Siltiger Sand hat bei ähnlichem Trockenraumgewicht einen grösseren intergranulären Porenraum als toniger Sand. Das Wasser kann durch diese grösseren Porenräume besser hindurchdringen und die Durchlässigkeit ist dementsprechend auch grösser.

### 3.4.6.4 Porengrössenverteilung

Für den tonigen Sand wurde mit dem Quecksilbereindringungsverfahren (Diamond, 1970) die Porengrössenverteilung bestimmt. Die Grundlage dieser Methode beruht auf dem physikalischen Prinzip, dass eine nicht benetzende Flüssigkeit (Kontaktwinkel zu einem bestimmten Feststoff grösser als 90°) nur mit ausreichendem Druck in die Poren dieses Feststoffs eindringt. Für zylindrisch geformte Poren lautet das Verhältnis zwischen erforderlichen Druck und minimalen Porendurchmesser, in den die Flüssigkeit eindringen kann nach Washburn (1921):

$$P = -4\gamma \cos\theta / d \quad [3-2]$$

mit  $P$  = erforderlichen Druck

$\gamma$  = 480 [N/m] = Oberflächenspannung von Quecksilber

$\theta = 135^\circ$  Kontaktwinkel

d = Porendurchmesser

Quecksilber wird unter schrittweise steigenden Druck gesetzt und es wird bei jedem Schritt die Flüssigkeitsmenge gemessen, die in den Porenraum eindringt. Die gemessene Flüssigkeitsmenge ist gleichzusetzen mit dem Volumen der Poren, die den Durchmesser besitzen, der mit dem angesetzten Druckintervall korrespondiert. Informationen über die getesteten Proben und Ergebnisse der Porositätsmessungen können Tabelle 3-6 entnommen werden. Abbildung 3-14 zeigt die Summenkurve des Porenvolumens in Abhängigkeit des Porendurchmessers.

Tabelle 3-6: Porengrößenbestimmung

Probe	Entnahmetiefe [cm]	Boden	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$V_p$ (total) [cm <sup>3</sup> /g]	$V_p$ (Hg-gefüllt) [cm <sup>3</sup> /g]	$d_{\text{Mittelwert}}$ [ $\mu\text{m}$ ]
MIP1	29.6	SC	15	0.29	0.19	5.96
MIP2	29.6	SC	15	0.29	0.18	5.73

In beiden Versuchen konnte das Quecksilber nicht in den gesamten Porenraum eindringen. Dies liegt zum einen daran, dass eingeschlossenen Poren vorhanden sein können, zu denen es von aussen keinen Zugang gibt. Zum anderen kann es sein dass der maximale Druck nicht ausreichte, in die kleinsten Poren einzudringen. Diese kleinsten Poren können wiederum Zugänge zu grösseren Poren darstellen, die dann ebenfalls nicht erreicht werden können.

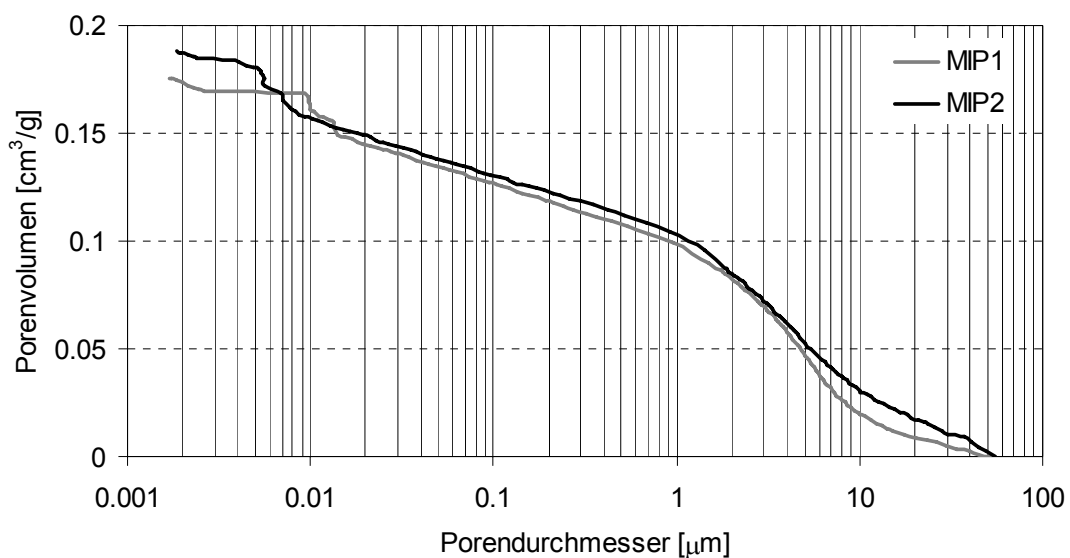


Abbildung 3-14: Summenkurve des Porenvolumens

Die grössten Poren haben einen Durchmesser von ca. 50  $\mu\text{m}$ .

### 3.4.6.5 Zusammenstellung der Laboruntersuchungen

Tabelle 3-7 fasst die Ergebnisse der Laboruntersuchungen für die beiden vorliegenden Bodenarten zusammen.

*Tabelle 3-7: Zusammenfassung: Ergebnisse der Laboruntersuchungen*

	<b>Toniger Sand (SC)</b>	<b>Siltiger sand (SM)</b>
<b>mittl. Korngrößenverteilung</b>		
Korndurchmesser [mm]	Massen %	Massen %
< 31.5	100.0	100.0
< 0.5	97.0	98.3
< 0.06	41.2	26.8
< 0.02	23.3	15.8
< 0.002	7.1	5.6
<b>mittl. Porengrösse [<math>\mu\text{m}</math>]</b>	5.85	-
<b>Plastizitätsanalyse</b>		
$I_p$ [%]	7.3-17.8	3.3-5.9
$w_L$ [%]	22.6-35.5	22.6-25.1
<b>Durchlässigkeit [m/s]</b>	$\sim 7.5 \cdot 10^{-9}$	$\sim 3 \cdot 10^{-6}$
<b>Trockenraumgewicht [<math>\text{kN/m}^3</math>]</b>	12.9-14.9	12.9-14.1

### 3.4.7 Bodenmodell

Auf Basis der Prospektionsergebnisse wird ein Bodenmodell erstellt, welches in Abbildung 3-15 in Schnitten dargestellt ist. Ein Vergleich von geophysikalischen und geotechnischen Untersuchungen zeigt eine gute Übereinstimmung.

Der grasbedeckte Hang hat eine Neigung von  $27^\circ$  im unteren Teil und eine Neigung von  $17^\circ$  im oberen. Eine von Wurzelwerk durchzogene tonig sandige Deckschicht von 30 cm Dicke bedeckt eine bis zu 1.5 m dicke Schicht aus tonigem Sand mit einem durchschnittlichen Trockenraumgewicht  $14 \text{ kN/m}^3$  und einer gesättigten Durchlässigkeit von  $7.5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ . Die darunter liegende siltige Sandschicht mit einem durchschnittlichen Trockenraumgewicht von  $15 \text{ kN/m}^3$  und einer gesättigten Durchlässigkeit von  $3 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$  ist im unteren Hangbereich 20 cm dick und wird nach oben hin signifikant dicker. Tonige und siltige Sandschicht sind dabei Verwitterungsprodukte des darunterliegenden Sandsteins.

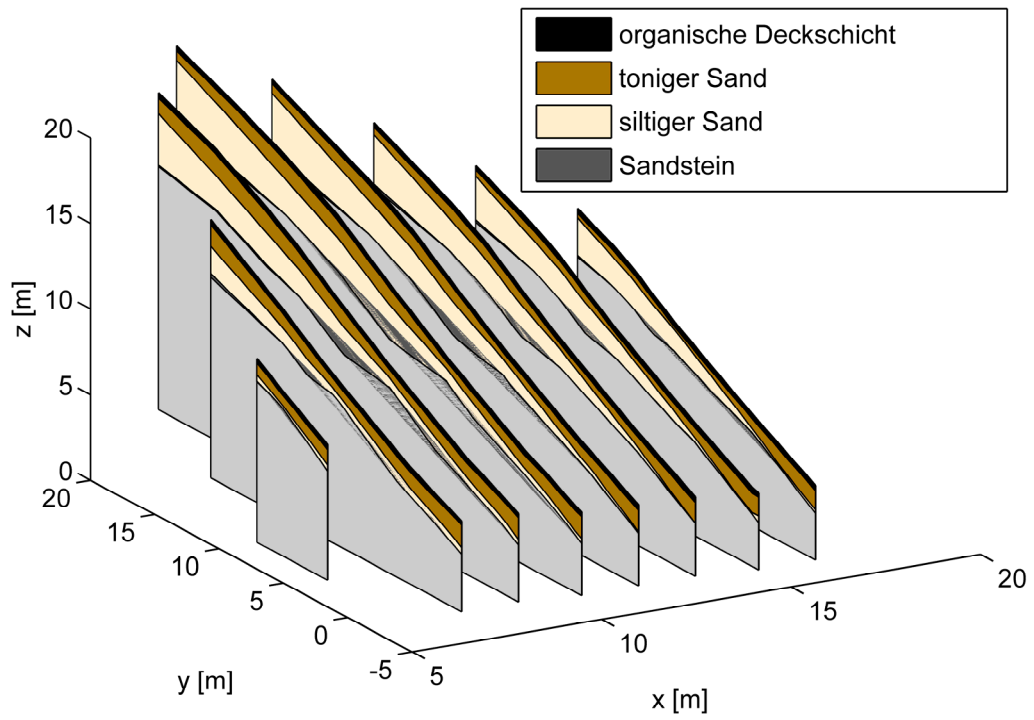


Abbildung 3-15: Bodenmodell dargestellt in Schnitten im Bereich der Probenentnahmestellen

### 3.5 Instrumentierung

Das Ziel der Untersuchung ist es, mit Hilfe von geeigneten Messgeräten den Wasserhaushalt des Versuchshanges entsprechend der Wasserhaushaltsgleichung (WHG):

$$P_{(\text{Niederschlag})} = E_{(\text{Evapotranspiration})} + R_{(\text{Ablauf})} + \Delta S_{(\text{Bodenfeuchteänderung})} \text{ zu erfassen.}$$

#### 3.5.1 Übersicht über die eingesetzten Geräte

Tabelle 3-8 gibt eine Übersicht über die im Rahmen des Feldversuchs eingesetzten Geräte.

*Tabelle 3-8: Übersicht über die eingesetzten Geräte*

WHG	Messgrösse	Gerät	Typ	Hersteller	Anzahl
P	Niederschlag	Regenmesser	Regenmesser mit Wippe	Markasub (CH)	2
E	Temperatur, Feuchte	Temperatur-/ Feuchtesensor	-40°C–60°C bzw. 0..100%	Rotronic	1
E	Wind	Windgeschwindigkeitsmesser	A100R Switching Anemometer	Campbell (USA)	1
E	Strahlung	Nettostrahlungsmesser	NR LITE Net Radiometer	Campbell (USA)	1
E	Luftdruck	Barometer	SCX15AN	SENSYM	1
R	Oberflächenabfluss	Rinne + Box mit Überfall/ Drucksensor	Eigenbau	Eigenbau, Keller (CH)	1
$\Delta S$	Bodentemperatur	Temperatursensor	PT100	MINCO	3
$\Delta S$	Vol. Wassergehalt	TDR	TDR100	Campbell (USA) Markasub (CH)	11 Sonden
$\Delta S$	Vol. Wassergehalt	Bodenfeuchtemesssystem	Moisture Point, MP917	E.S.I. (Canada)	4 Sonden
$\Delta S$	Saugspannungen	Tensiometer	Tensiometer mit Drucktransmitter	Eijkelkamp, NL; Keller, CH	13
$\Delta S$	Saugspannungen	Tensiometer	Tensiometer/ Handablesung	Werner Attinger, ITÖ, ETH Zürich	32
$\Delta S$	Wasserstand	Piezometer	Piezometerrohre mit Drucksensoren (PR-26W)	Keller (CH)	2
-	Datenerfassung	Datenlogger	MP917x inkl. CR10x	Campbell	1

#### 3.5.2 Versuchsanordnung

Die Anordnung der Messgeräte wurde entsprechend Abbildung 3-16 gewählt. Insgesamt 4 Messfelder erlauben 2 hangparallele Betrachtungen des 13 x 15 m grossen Messfeldes. Dabei wurden die Messgeräte, soweit dies die Bodenverhältnisse zuliesse, jeweils im oberen und unteren Messfeld in äquivalenten

Tiefen installiert. Die Piezometer wurden in den Löchern der Kernbohrungen oberhalb des Messfeldes installiert, die Lage wird in Abbildung 3-3 ersichtlich.

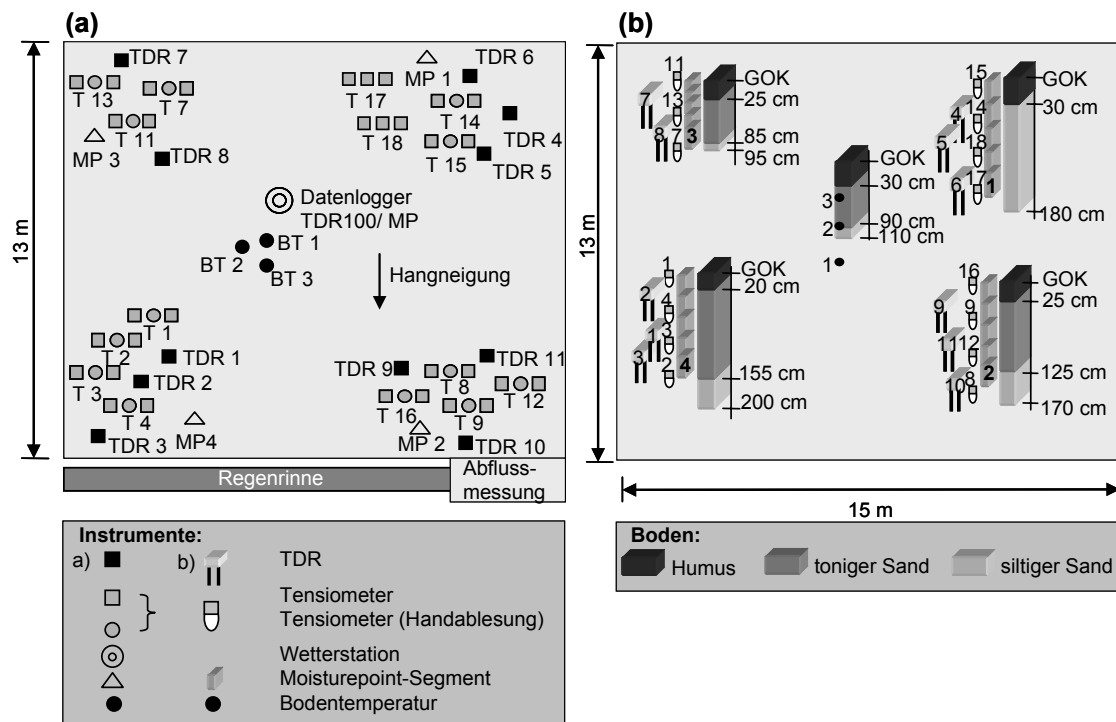


Abbildung 3-16: Versuchsaufbau (a) Aufsicht (b) Vertikalschnitt

Die Installationstiefen der Messsonden von TDR, Moisturepoint und Tensiometern sind Tabelle 3-9 zu entnehmen. Die Bodentemperatursonden wurden in 45, 90 und 150 cm Tiefe installiert.

Tabelle 3-9: Installationstiefen der Messsonden

mittl. Tiefe [cm]	TDR	MP-Segment	Tensiometer
7.5	-	3.1	-
15.0	-	1.1, 2.1, 4.1	1, 11, 15, 16
22.5	-	3.2	-
37.5	-	3.3	-
45.0	2, 7	1.2, 2.2, 4.2	4, 13
52.5	-	3.4	-
60.0	4, 9	-	9, 14
75.0	-	1.3, 2.3, 3.5, 4.3	-
90.0	1, 8	-	3, 7
105.0	-	1.4, 2.4, 4.4	-
120.0	5, 11	-	12, 18
135.0	-	1.5, 2.5, 4.5	-
150.0	3, 6, 10	-	2, 8, 17

Abbildung 3-17 und Abbildung 3-18 zeigen das gesamte eingerichtete Versuchsfeld bzw. eines der 4 Messfelder.

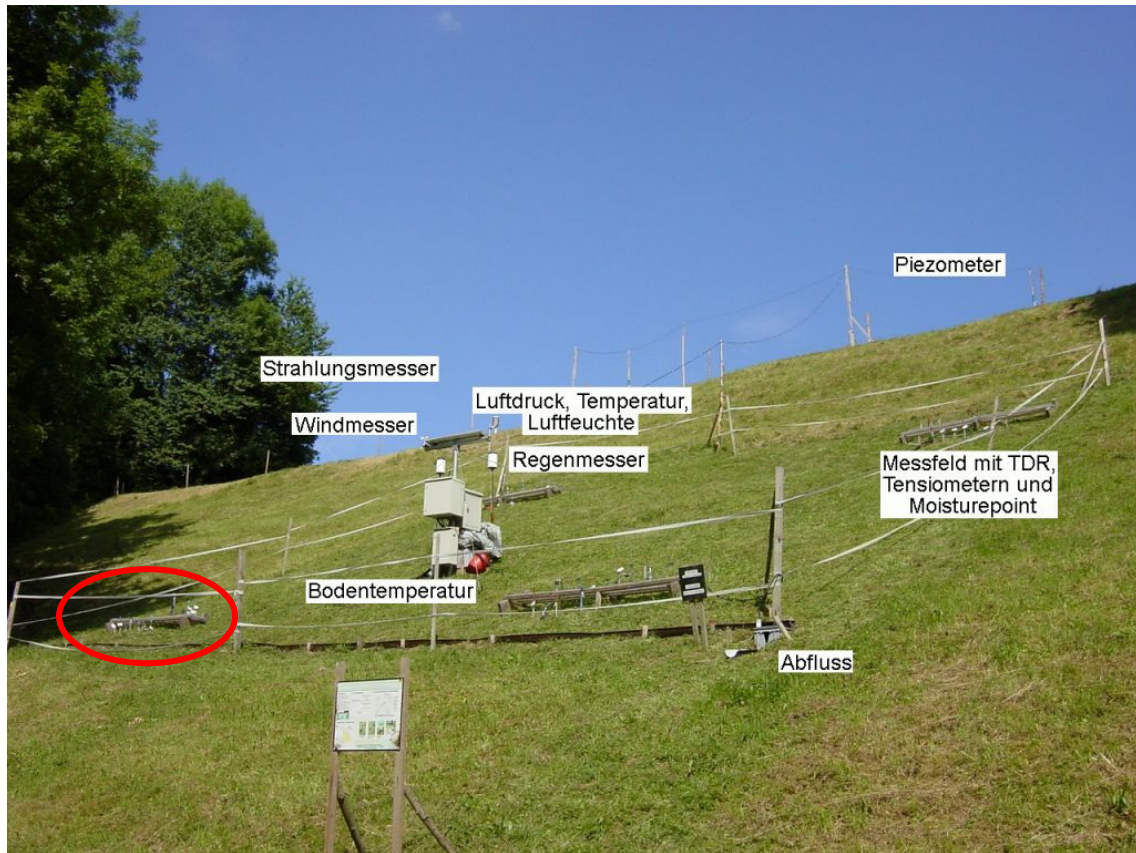


Abbildung 3-17: Versuchsfeld (im Juli 2005)

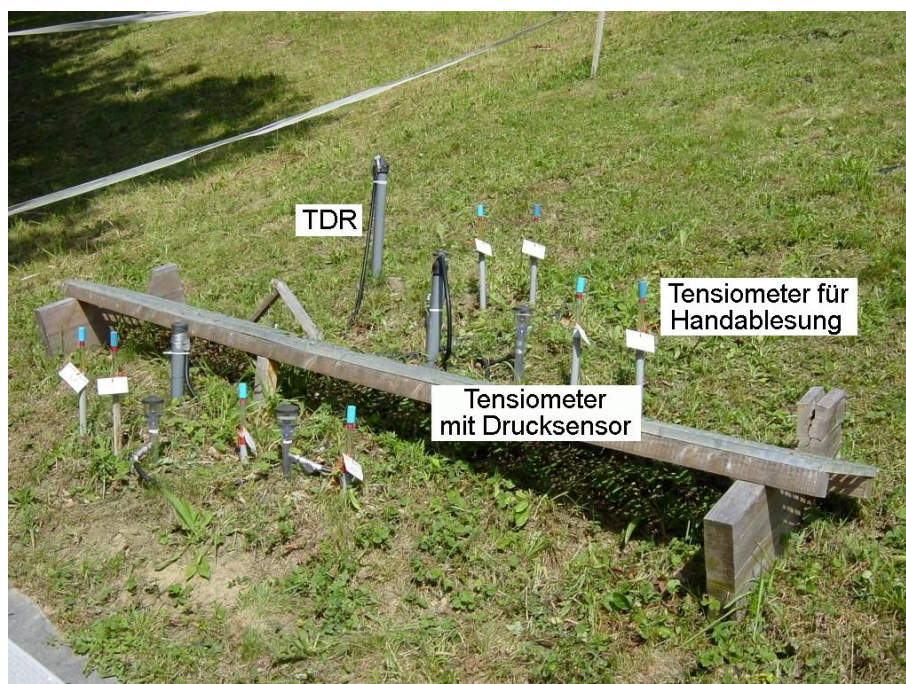


Abbildung 3-18: Messfeld unten links (im Juli 2005) (siehe Abbildung 3-17)



### 3.5.3 Messgeräte

#### 3.5.3.1 Niederschlag (P)

Zur Erfassung des Niederschlags kommen Regenmesser zum Einsatz. Abbildung 3-17 zeigt den installierten Regenmesser und Abbildung 3-19 eine Innenansicht.



Abbildung 3-19: Regenmesser (Innenansicht)

Das Regenwasser gelangt von oben durch eine mit einem Sieb geschützte Öffnung in das Gerät. Dort füllt es einen von zwei Behältern, die eine Wippe bilden. Bei einer Wassermenge von 0.1 mm kippt die Wippe, der Behälter entleert sich und löst Impulse aus, die über einen vordefinierten Zeitraum addiert und in mm registriert werden. Die gemessenen Regendaten werden mit den Aufzeichnungen von 5 in der Nähe liegenden Messstationen der meteoSchweiz verglichen und somit qualitativ kontrolliert. Ein eventuelles Verstopfen der Regenmesser kann so frühzeitig erkannt werden.

#### 3.5.3.2 Evapotranspiration (E)

Evapotranspiration ist die Kombination der Prozesse Evaporation und Transpiration. Bei der Evaporation wird flüssiges Wasser in Wasserdampf umgewandelt, der von der Evaporationsoberfläche aufsteigt. Die Transpiration ist die Verdampfung von in Pflanzen enthaltenem Wasser. Beinahe die gesamte Menge Wasser, die über die Wurzeln dem Boden entzogen wird, verdunstet, nur ein kleiner Teil wird von der Pflanze genutzt. Da diese beiden Prozesse gemeinsam auftreten und nur schwer voneinander zu trennen sind, ist es sinnvoll, sie zur Evapotranspiration zusammenzufassen (Allen et al., 1998).

#### Einflussfaktoren

Die Evapotranspirationsrate hängt vorwiegend von meteorologischen Parametern wie Strahlung, Lufttemperatur, Luftfeuchte, Luftdruck und Windgeschwin-

digkeit ab. Die Evapotranspirationsrate einer standardisierten bewachsenen Oberfläche wird durch die sogenannte 'reference crop evapotranspiration'  $ET_0$  ausgedrückt. Die standardisierte bewachsene Oberfläche ist eine Grasfläche mit ca. 12 cm Grashöhe auf relativ trockenem Boden mit ca. wöchentlicher Beregnung. Neben den oben genannten Einflussfaktoren spielen aber die Art des Bewuchses und das Bepflanzungsmanagement eine Rolle für die Grösse der Evapotranspiration und  $ET_0$  müsste entsprechend angepasst werden. Da jedoch die Konditionen auf dem Messfeld den Referenzkonditionen sehr nahe kommen, kann  $ET_0$  als tatsächliche Evapotranspirationsrate angenommen werden.

### Bestimmung der Evapotranspiration

Evapotranspiration ist sehr schwierig, aufwendig und kostspielig zu messen (z.B. mit Hilfe von Lysimetern), weswegen sie normalerweise aus Wetterdaten berechnet wird. Eine grosse Anzahl empirischer und semiempirischer Gleichungen wurden hierfür entwickelt. Als Ergebnis eines Expertenrats vom Mai 1990 ist die FAO Penman-Monteith Methode (Gleichung 3-3) als Standardmethode zur Berechnung von  $ET_0$  bestimmt worden (Allen et al., 1998).  $ET_0$  wird bezüglich dieser Arbeit für stündliche Werte berechnet. Dafür werden zuerst die Stundenmittelwerte der relevanten meteorologischen Daten bestimmt. Mit Hilfe der Gleichungen 3-4 bis 3-9 kann die Evapotranspirationsrate berechnet werden.

$$ET_0 = \frac{0.408\Delta(R_n - G) + \gamma \frac{37}{T + 273} u_2 (e^0 - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0.34u_2)} \quad [3-3]$$

mit:  $ET_0$  = Evapotranspirationsrate [ $\text{mm h}^{-1}$ ]

$R_n$  = Nettostrahlung an der Grasoberfläche [ $\text{MJ m}^{-2} \text{h}^{-1}$ ] (Messwert)

$G$  = Bodenwärmestromdichte [ $\text{MJ m}^{-2} \text{h}^{-1}$ ]

mit  $G = 0.1R_n$  (bei Tageslicht) bzw. [3-4]

$G = 0.5R_n$  (nachts) [3-5]

$T$  = mittlere stündliche Lufttemperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ] (Messwert)

$\Delta$  = Steigung der Wasserdampfsättigungskurve  
bei der Temperatur  $T$  [ $\text{kPa}^{\circ}\text{C}^{-1}$ ]

$$\text{mit } \Delta = \frac{4098 \left[ 0.6108 \exp\left(\frac{17.27T}{T + 237.3}\right) \right]}{(T + 237.3)^2} \quad [3-6]$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \text{psychrometrische Konstante [kPa } ^\circ\text{C}^{-1}] \\ \text{mit } \gamma &= 0.665 \cdot 10^{-3} P & [3-7] \\ \text{mit } P &= \text{mittlerer stündlicher Luftdruck [kPa] (Messwert)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e^0 &= \text{Wasserdampf-sättigung bei der Temperatur T [kPa]} \\ \text{mit } e^0 &= 0.6108 \exp \left[ \frac{17.27T}{T + 237.3} \right] & [3-8] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_a &= \text{mittlerer stündlicher Dampfdruck [kPa]} \\ \text{mit } e_a &= e^0 \frac{RH}{100} & [3-9] \\ \text{mit } RH &= \text{stündlicher Mittelwert der relativen} \\ &\quad \text{Luftfeuchte [-] (Messwert)} \end{aligned}$$

$$u_2 = \text{mittlere stündliche Windgeschwindigkeit in 2 m Höhe [m s}^{-1}\text{]} \\ \text{(Messwert)}$$

Rechnungsbeispiele sowie nähere Erläuterungen und Herleitungen finden sich in Allen et al. (1998).

### Messgeräte

Die Messgeräte (Temperatur-, Luftfeuchte-, Luftdruck-, Wind- und Strahlungsmesser) sind wie in Abbildung 3-17 zu sehen alle in der Mitte des Felds installiert und bilden zusammen mit den Niederschlagsmessern die Wetterstation. Die Messwerte aller Geräte werden kontinuierlich erfasst. Die Temperatur wird in [ $^{\circ}\text{C}$ ] angegeben, der Luftdruck in [kPa], die Luftfeuchtigkeit in [%], die Windgeschwindigkeit in [ $\text{m s}^{-1}$ ] und die Strahlung in [ $\text{MJ m}^{-2} \text{h}^{-1}$ ].

#### 3.5.3.3 Oberflächenabfluss (R)

Bei starken Niederschlägen kann die Infiltrationskapazität des Bodens überschritten werden. Das überschüssige Wasser wird als Oberflächenabfluss bezeichnet, welcher entlang des unteren Messfeldrands mit einer Regenrinne aufgefangen wird, die in eine Abflussmessbox (Abbildung 3-20) mündet.



Abbildung 3-20: Regenrinne und Abflussmessbox

Das Wasser kann über einen Dreiecksüberfall wieder nach aussen entweichen. Die Wasserspiegelhöhe am Überfall wird gemessen, wobei mit Hilfe der Messboxdimensionen bzw. der Abflussformel für scharfkantige Dreiecksüberfälle (Bollrich, 2000) die Durchflussmenge berechnet werden kann:

$$Q = \mu \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\alpha}{2} h^{\frac{5}{2}} \quad [3-10]$$

mit:  $\alpha$  Öffnungswinkel des Überfalls  
 $h$  Überfallhöhe  
 $\mu$  Überfallbeiwert  
 $g = 9.81 \text{ m/s}^{-2}$

### Kalibrierung

Die Messbox wurde kalibriert, indem ein Wasserschlauch mit verschiedenen konstanten Durchflussmengen in die Box gehalten und die Druckhöhen abgelesen wurden. Die Kalibrierwerte lassen sich gut mit der oben genannten Überfallformel annähern (Abbildung 3-21). Der Überfallbeiwert wurde dabei zu  $\mu=1.5$  bestimmt.

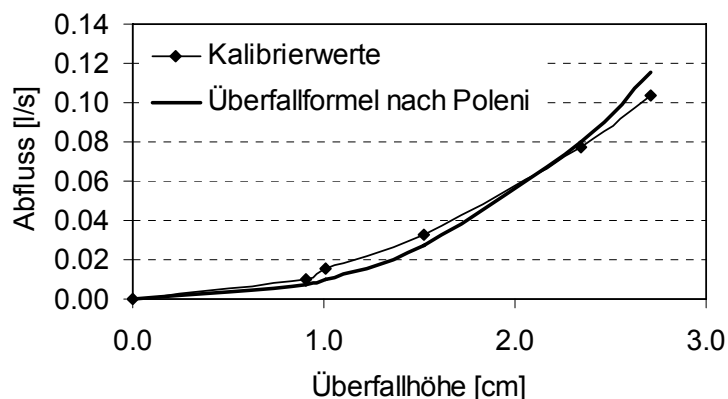


Abbildung 3-21: Kalibrierung der Abflussmessung

### 3.5.3.4 Bodenfeuchteänderung ( $\Delta S$ )

#### Bodentemperatur

3 Temperatursensoren wurden in Tiefen von 45 cm, 90 cm und 150 cm im Boden eingebaut. Die Dielektrizität von Wasser hängt von der Temperatur ab, was die Feuchtemessungen der TDR- und Moisturepoint-Geräte beeinflusst.

#### TDR

##### Terminologie und Definitionen

Es gibt drei Terme, mit deren Hilfe sich die Bodenfeuchte zahlenmässig erfassen lässt, der volumetrische Wassergehalt  $\theta_v$ , sowie die beiden gravimetrischen Wassergehalte  $\theta_m$  und  $w$ . Während der erstere indirekt mit Hilfe der TDR-Methode bestimmt werden kann, erhält man letztere durch Wägung vor und nach Ofentrocknung im Labor. Definiert sind die Terme durch:

$$\theta_v = V_w / V_{\text{tot}} \quad [3-11]$$

$$\theta_m = W_w / W_{\text{tot}} \quad [3-12]$$

$$w = W_w / W_s \quad [3-13]$$

$V_w$  ist der Anteil des Wasservolumens am totalen Volumen  $V_{\text{tot}}$  der Bodenprobe,  $W_w$  ist das Gewicht des Wassers,  $W_{\text{tot}}$  das Gewicht der gesamten Bodenprobe und  $W_s$  das Gewicht der Proben-Festsubstanz. Die drei Terme hängen formelmässig voneinander ab.

Es gilt:

$$\theta_m = (\gamma_w / \gamma) \theta_v \quad [3-14]$$

mit  $\gamma$  = Feuchtraumgewicht des Bodens und  $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$  = Raumgewicht des Wassers,

$$w = (\gamma_w / \gamma_d) \theta_v \quad [3-15]$$

mit  $\gamma_d$  = Trockenraumgewicht des Bodens und

$$w = (\gamma / \gamma_d) \theta_m \quad [3-16]$$

Die messbare Eigenschaft, welche für die Bestimmung des volumetrischen Wassergehalts im Boden benötigt wird, ist die Dielektrizitätskonstante  $\epsilon$ . Per Definition stellt sie das Verhältnis dar zwischen der elektrostatischen Kapazität zweier Kondensatorplatten mit Material dazwischen und im Vakuum.

#### Funktionsweise der TDR Anlage

Die TDR Methode basiert auf der Tatsache, dass die relative Dielektrizitätszahl von Wasser ( $\epsilon_w \approx 81$ ) sehr viel grösser ist als diejenige mineralischer Bodenpartikel ( $\epsilon_s \approx 3-5$ ) oder Luft ( $\epsilon_a \approx 1$ ). Aus der gemessenen Dielektrizitätszahl folgt mit Hilfe von empirischen Beziehungen der volumetrische Wassergehalt der Bodenprobe. Eine TDR - Messeinrichtung ist in Abbildung 3-22 schematisch dargestellt.

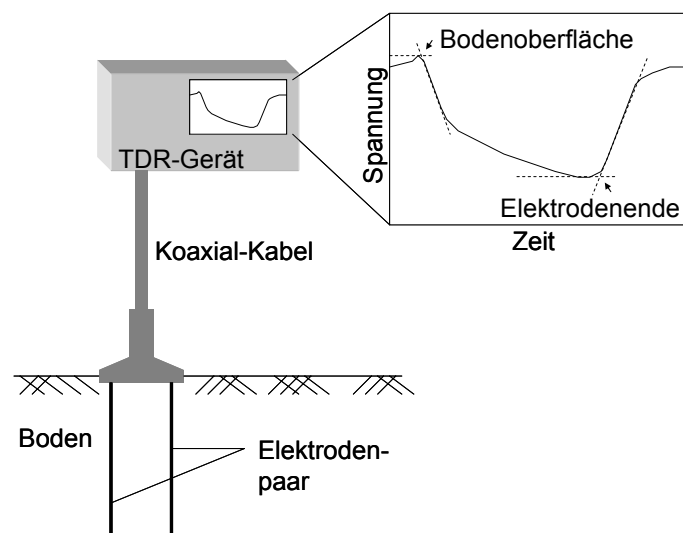


Abbildung 3-22: *Prinzipskizze der TDR-Messeinrichtung (O'Connor & Dowding, 1999)*

Vom TDR-Gerät wird ein Spannungsimpuls an das Koaxialkabel abgegeben. Dieser wandert durch das Koaxial-Kabel bis zum oberen Ende der Bodenelektroden, wo verursacht durch das Widerstandsungleichgewicht an der Bodenoberfläche ein Teil des Signals reflektiert wird. Der andere Teil wird entlang der parallelen Sondenstäbe in den Untergrund weitergeleitet. Erreicht das Signal das Ende der Metallstäbe, wird ein zweites Reflektionssignal an das TDR-Gerät zurückgegeben. Dieser Vorgang wird so oft wiederholt, bis sich eine stabile Wellenform einstellt, an der sich die Zeit ablesen lässt, welche das Signal benötigt, um von der Bodenoberfläche zum unteren Ende der Sonde zu gelangen. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Spannungsimpulses entlang der Leiterprobe mit bekannter Länge ( $l_p$ ) ist definiert durch:

$$v_p = 2l_p / t \quad [3-17]$$

$v_p$  ist abhängig von der dielektrischen Leitfähigkeit mit:

$$v_p = c / \varepsilon^{1/2}, \quad [3-18]$$

wobei  $c$  ( $= 3 \cdot 10^8$  m/s) die Geschwindigkeit einer elektromagnetischen Welle im Vakuum ist. Da mit einem TDR Gerät nicht wirklich die Dielektrizitätskonstante  $\varepsilon$  gemessen wird, sondern ein sehr kleiner Anteil von Dielektrizitätsverlusten nicht erfasst werden kann, schlagen Topp et al. (1980) vor,  $\varepsilon$  durch  $K_a$ , die scheinbare Dielektrizität, zu ersetzen, so dass gilt:

$$K_a \approx (c / v_p)^2 = [(ct) / (2l_p)]^2 \quad [3-19]$$

Mit Hilfe der Dielektrizitätszahl ist es direkt möglich, den volumetrischen Wassergehalt zu bestimmen. Dafür gibt es verschiedene Ansätze wie z. B. von Topp et al. (1980):

$$\theta = -5.3 \cdot 10^{-2} + 2.92 \cdot 10^{-2} K_a - 5.5 \cdot 10^{-4} K_a^2 + 4.3 \cdot 10^{-6} K_a^3 \quad [3-20]$$

Für den Bereich mit einem volumetrischen Wassergehalt zwischen 0 - 0.5, was den Bereich, der in der Natur von Interesse ist, vollkommen abdeckt, stimmt dieser Ansatz mit den meisten anderen Ansätzen sehr gut überein.

### Kalibrierung

Vor dem Einsatz im Feld wird die Messeinrichtung kalibriert. Zu Beginn wird mit Hilfe aller zum Einsatz kommenden Sonden die Dielektrizitätszahl im Wasser bestimmt, die ungefähr 81 sein sollte. Dadurch können Sonden-spezifische Parameter, wie der sogenannte „probe-offset“-Wert, bestimmt werden, welche im Messprogramm einzugeben sind. Daraufhin wird mit jeder Sonde die Dielektrizitätszahl für verschiedene volumetrische Wassergehalte in einem siltigen Sand bestimmt. Die Messwerte unter Verwendung der verschiedenen Sonden sollten sich im Rahmen der Messungenauigkeiten entsprechen, um fehlerhafte Vorgaben an das Messprogramm ausschließen zu können. Die gemessene Beziehung zwischen der Dielektrizität und dem volumetrischen Wassergehalt muss

durch einen passenden empirischen Ansatz (z.B. Topp et al. (1980)) reproduzierbar sein, um die später im Feld gemessenen Werte einem entsprechenden Wassergehalt zuzuordnen. Die Bodenproben für die Kalibrierung haben eine Höhe von 16 cm und einen Durchmesser von 25 cm. Die Abmessungen und die Anzahl der TDR-Sonden, die in einer solchen Probe gleichzeitig angeordnet werden können, bestimmt sich durch die Ausbreitung des elektromagnetischen Feldes um eine Sonde (Abbildung 3-23), also den Einflussbereich der Messung.

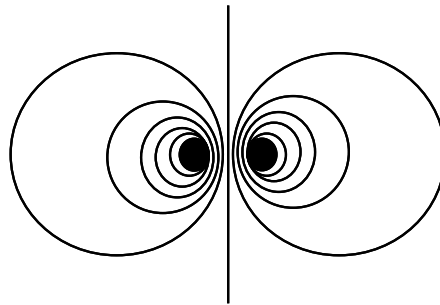


Abbildung 3-23: Elektromagnetisches Feld um eine Sonde

Nach den Erkenntnissen verschiedener Forscher (Petersen, 1995; De Clerck, 1985; Knight et al., 1994) liegt der Radius des Einflusszylinders mit einer Elektrodenabstand von 2.1 cm und einem Elektroden Durchmesser von 6 mm (Abbildung 3-24) zwischen 1.35 und 2.1 cm, woraus die in Abbildung 3-25 dargestellte Anordnung der Sonden folgt.

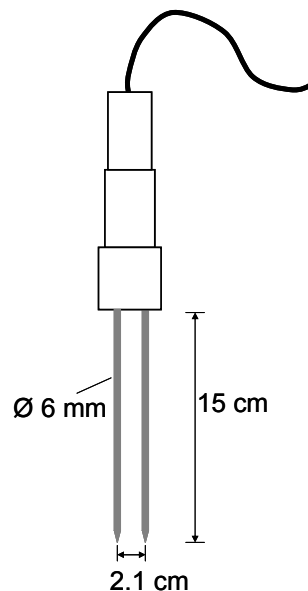


Abbildung 3-24: TDR-Sonde der Firma Markasub (CH)



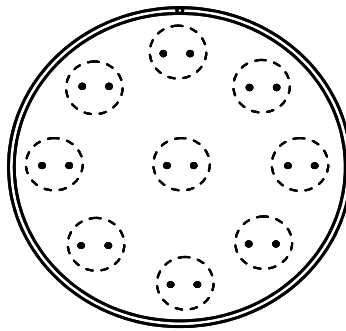


Abbildung 3-25: Anordnung der Sonden im Kalibrierbehälter

Die Ergebnisse der Kalibrierung (Abbildung 3-26) zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit der Kalibrierkurve nach Topp et al. (1980).

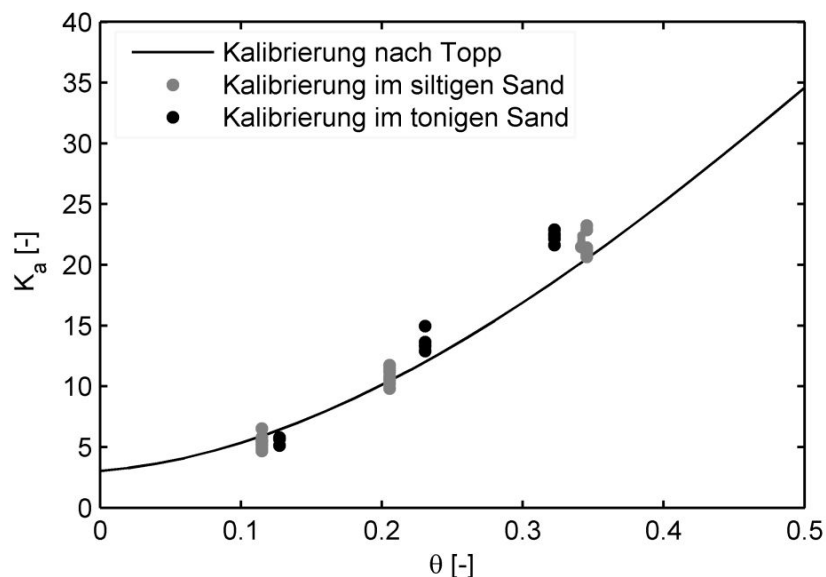


Abbildung 3-26: Kalibrierergebnisse der TDR-Sonden im Vergleich mit der Kalibrierkurve nach Topp et al. (1980)

## Moisturepoint

Funktionsweise der Moisturepoint Anlage MP – 917

Die Moisture Point Anlage MP – 917 der Firma "esi Environmental Sensors Inc." arbeitet nach dem gleichen Prinzip wie die im vorherigen Kapitel beschriebene TDR Anlage. Es wird die Ausbreitungszeit eines Signals entlang eines Sondensegments im Boden gemessen und daraus der volumetrische Wassergehalt bestimmt. Die Segmente der MP-917 Bodenfeuchte-Sonde bilden zwei-drahtige Koaxialleitungen. Sie haben einen rechteckigen Querschnitt von 16 mm x 12,5 mm und bestehen aus zwei Leitern aus rostfreiem Stahl zwischen

denen sich ein Epoxydharzkern befindet (Abbildung 3-27 (c)). Die Sonden sind in verschiedenen Konfigurationen erhältlich, mit verschiedenen Segmentlängen und verschiedener Anzahl von Segmenten. Für die im Rahmen dieser Arbeit vorgesehene Versuchseinrichtung kommen drei 5-Segment-Sonden mit Segmentlängen von 30 cm und eine 5-Segmentsonde mit 4 Segmenten à 15 cm Länge und einem Segment à 30 cm Länge (Abbildung 3-27 (b)) zum Einsatz.

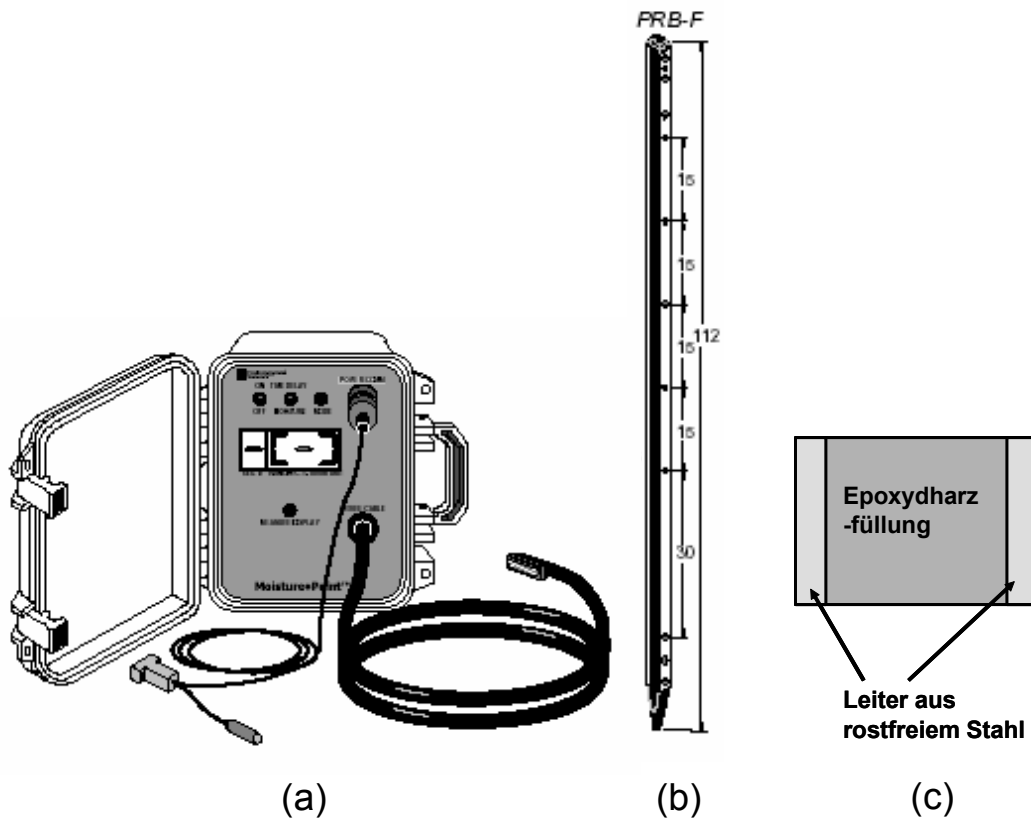


Abbildung 3-27: Moisturepoint Anlage MP – 917 (a) Messgerät, (b) 5-Segment-Sonde (Abmessungen in mm), (c) Sondenquerschnitt ((a) und (b) aus Produktkatalog des Herstellers)

#### Kalibrierung (Gregson, 1996)

Das Messsystem MP-917 benutzt folgende Formel, um von der Ausbreitungsgeschwindigkeit eines Impulses auf den volumetrischen Wassergehalt zu schließen:

$$\theta_v = \frac{\left[ \frac{t_{MC}}{t_{air}} - \frac{t_s}{t_{air}} \right]}{\sqrt{K_w} - 1} \quad [3-21]$$

wobei:  $t_{MC}$  die gemessene und korrigierte Ausbreitungszeit entlang eines Segments im feuchten Boden,

$t_{air}$  die theoretische Ausbreitungszeit entlang dieses Segments in der Luft,

$t_s$  die gemessene und korrigierte Ausbreitungszeit entlang eines Segments im trockenen Boden und

$K_w$  die relative Dielektrizitätskonstante von Wasser ist (variiert mit der Wassertemperatur).

Es gilt:

$$t_{MC} = \frac{t_M}{B} - A. \quad [3-22]$$

$t_M$  ist die vom Gerät gemessene Ausbreitungszeit, die durch die Sonden-Kalibrierungs-Faktoren A und B korrigiert wird. Diese Werte müssen für jedes Segment bestimmt werden. Dafür bestimmt man zum einen in Wasser und zum anderen im vollständig trockenen Sand (Abbildung 3-28) die Ausbreitungszeit

$t_M$ , wobei der volumetrische Wassergehalt 1.0 bzw. 0.0 ist.  $t_{air}$  ist  $\frac{2L_{seg}}{v_{air}}$  mit

$v_{air} = 299.704 \text{ mm/nsec}$ ,  $K_w \approx 81$  abhängig von der Wassertemperatur und  $\frac{t_s}{t_{air}}$

ist für Sand 1.762, was die Wurzel der Dielektrizitätskonstante von Sand ist. Da die Dielektrizität nicht für alle Böden gleich ist, muss  $\frac{t_s}{t_{air}}$  für den Boden, in dem die Sonden installiert werden, bestimmt werden.

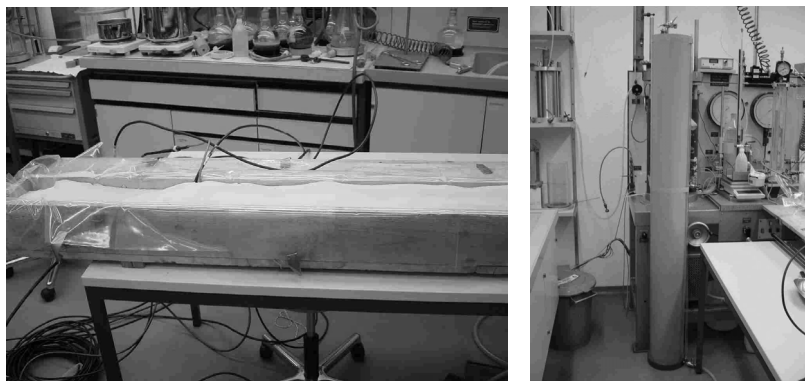


Abbildung 3-28: Kalibrierung im trockenen Sand (links) und im Wasser (rechts)

## Einbau der Sonden

Um eine gute Qualität der Bodenfeuchtemessungen zu garantieren, ist es wichtig, die Moisture Point – Sonden korrekt nach Herstelleranweisung (Farlane, 1998) zu installieren. Dafür verwendet man die extra dafür vorgesehenen Werkzeuge, da ein unkorrektes Vorgehen sowohl die Qualität der Messdaten wie auch die Funktionsweise der Sonde aufgrund von Beschädigungen beeinträchtigen kann.

Zuerst wird ein Loch für die Sonde vorbereitet, indem eine Pilotstange in den Boden getrieben wird. Danach wird die Sonde zuerst mit Muskelkraft später mit einem speziellen Einbringergerät in den Boden gestossen. Die Sonden müssen in direktem Kontakt mit dem Boden stehen, da der Einfluss des Bereichs unmittelbar an den Sonden sehr gross ist und so eventuell mit Luft oder Wasser gefüllte Spalten zu starken Verfälschungen der Messungen führen können. Die Grenzfläche zwischen Bodenoberfläche und Luft liegt genau auf Höhe der oberen Schraube des obersten Segments. Wenn eine Sonde in einen ungestörten Boden eingebracht wird, wird der anliegende Boden verdrängt. Dies verursacht einen kleinen Fehler in den Messergebnissen. Dieser Fehler ist am grössten direkt nach Einbringen der Sonden und reduziert sich mit der Zeit. Bereits nach einer Woche ist er so klein, dass er anspruchsvollen wissenschaftlichen Messungen gerecht wird.

### Tensiometer-Typ 1

#### Funktionsweise

Bei Saugspannungen unter 100 kPa stellt die Verwendung von Tensiometern die derzeit beste Möglichkeit dar, Langzeitbeobachtungen im Feld durchzuführen. Für Böden, in denen vorwiegend grössere Saugspannungen erwartet werden (z.B. Tone) muss auf andere Verfahren (z.B. Equitensiometer) zurückgegriffen werden. Abbildung 3-29 zeigt ein Tensiometer der Modellreihe 2725AR der Firma soilmoisture, welches im Rahmen dieser Arbeit verwendet wird.

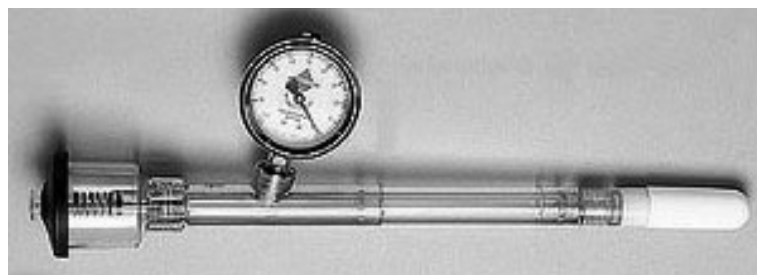


Abbildung 3-29: Tensiometer (aus Produktkatalog des Herstellers: [www.soilmoisture.com](http://www.soilmoisture.com))

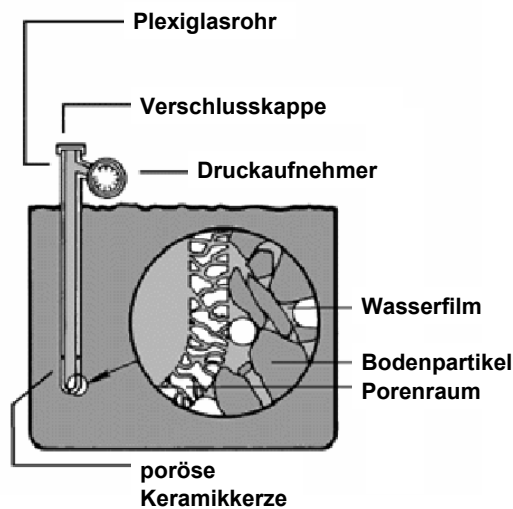


Abbildung 3-30: Funktionsweise eines Tensiometers (aus Produktkatalog des Herstellers: [www.soilmoisture.com](http://www.soilmoisture.com))

Sie bestehen aus einer Kunststoffröhre mit angeschraubter poröser Keramikspitze am unteren Ende. Oben wird mit Hilfe einer mechanischen oder elektronischen Druckmessvorrichtung die Größe des im Gerät herrschenden Vakuums erfasst. Eine Abdichtungskappe schliesst das Rohr am oberen Ende ab. Ist das Tensiometer mit Wasser gefüllt und im Boden installiert, kann das Wasser durch die Keramikspitze, die mit dem Porensystem des Bodens in Kontakt steht, ein- und ausfließen (Abbildung 3-30).

Trocknet der Boden aus, fließt Wasser aus dem Tensiometer hinaus und es bildet sich ein Unterdruck innerhalb des Röhrchens. Ist dieser Unterdruck im Gleichgewicht mit den Saugspannungen im die Keramikspitze umschliessenden Boden, stoppt der Wasserfluss. Es kann dann genau die Kraft abgelesen werden, die erforderlich ist, dem Boden Wasser zu entziehen. Wird dem Boden Wasser hinzugefügt, tritt der umgekehrte Wasserfluss ein und das Vakuum im Tensiometer verringert sich bis zu einem Maximalwert von Null weniger der Druckhöhe des im Tensiometer befindlichen Wassers bei gesättigten Bodenverhältnissen.

### Kalibrierung

Tensiometer sind einfach zu bedienende Geräte, die sehr gut funktionieren, wenn sie gut eingebaut und in einem guten Zustand sind. Dafür sind drei Punkte wesentlich:

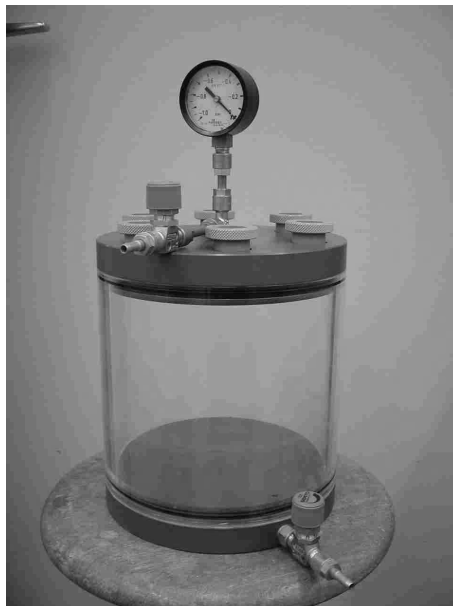
1. Die Druckmessvorrichtung muss exakte Werte anzeigen.
2. Die Keramikkerze muss den Wasseraustausch zwischen Boden und Tensiometer ermöglichen.

3. Es dürfen keine Beschädigungen am Geräte vorhanden sein, die einen Luftaustritt ermöglichen.

Neue Geräte sind normalerweise in einem einwandfreien Zustand. Durch den Feldeinsatz erfolgt jedoch eine Abnutzung und der Zustand der Geräte sollte regelmässig, am besten alle drei bis vier Monate überprüft werden.

Zuerst muss das Gerät mit Hilfe von Wasser, Bürste und Schwamm gereinigt werden. Ist die Keramikkerze von Bakterien umgeben, sollte man sie zuerst ein paar Stunden in eine Chlorklösung legen, um die Bakterien abzutöten. Daraufhin wird die Keramik gesättigt und das Tensiometer völlig gefüllt. Mit Hilfe einer Vakuumpumpe wird im Instrument ein Unterdruck erzeugt. Bemerkte man einen anhaltenden Strom von Luftblasen, deutet dies auf eine Fehlstelle am Gerät hin, welche auszubessern ist.

Der Druckaufnehmer am Gerät wird überprüft, in dem man für verschiedene Druckzustände den angezeigten Unterdruck am Tensiometer mit dem an einer Vakuumpumpe vergleicht. Sind die Anzeigen nicht identisch, muss der Druckaufnehmer repariert oder ausgetauscht werden. Zum Schluss wird die Keramikkerze überprüft. Das Tensiometer wird gefüllt, oben verschlossen und an der Luft aufgehängt. Das Wasser kann durch die Kerze verdunsten, die Vakuumanzeige sollte sich erhöhen. Beobachtet man dabei Luftblasenbildung, deutet dies auf kleinere Lecks am Gerät hin. Verändert sich die Vakuumanzeige nicht, kann man davon ausgehen, dass die Keramikkerze verstopft ist und noch besser gereinigt werden muss. Für eine genauere und schnellere Kalibrierung der Tensiometer wurde ein Kalibriergerät entwickelt (Abbildung 3-31).



*Abbildung 3-31: Kalibriergerät für Tensiometer*

In die Verschluss-Kappen eines Plexiglas-Rohr wurden Löcher gebohrt, durch die die Tensiometer hineingesteckt werden. Die weiteren Öffnungen sind für die Installation eines Vakuumreglers, einer Druckmesseinrichtung und eines Ven-

tils. Das Gerät wird bis auf halbe Höhe der Keramikkerzen mit Wasser gefüllt. Mit einer Vakuumpumpe wird im Rohr der Unterdruck erzeugt. Sind die Drücke im Tensiometer und im Kalibriergerät im Gleichgewicht, werden die Messwerte von den Druckaufnehmern am Tensiometer und am Kalibriergerät miteinander verglichen. Der Vorteil dieser Methode ist, dass somit Druckaufnehmer, Keramik und Rohr von 6 Tensiometern gleichzeitig überprüft werden können.

#### Einbau der Geräte

Die Tensiometer werden in ein vorgebohrtes Loch in den Boden eingebracht. Wichtig ist dabei, dass die Keramik in direktem Kontakt mit dem Boden ist. Dafür hat sich bereits in früheren Arbeiten bewährt, das Loch um die Tensiometerspitze herum mit einem Feinsand zu verfüllen, was prinzipiell nur eine Vergrößerung der Keramikkerze darstellt. Im siltigen Sand ist dies jedoch nicht notwendig. Das Loch für das Tensiometer wird von oben mit Tonstaub verfüllt, um bevorzugte Fließwege entlang des Tensiometerrohrs zu verhindern. Das Wasser in den Geräten ist entlüftet und entsalzt, um Algenbildung zu vermindern.

#### Tensiometer-Typ 2

Funktionsweise, Kalibrierung und Einbau sind analog zum Tensiometer-Typ 1. Der Tensiometer-Typ 2 ist ein Eigenbau des Instituts für Terrestrische Ökologie der ETH Zürich. Der Unterschied zum Typ 1 besteht im Wesentlichen darin, dass man die Kapillardrücke von Hand ablesen muss und nicht kontinuierlich erfassen kann. Die Tensiometer sind am oberen Ende durch einen Gummipfropfen verschlossen, der mit einem Nadelstichgerät durchstochen wird und so der Druck im Inneren des Tensiometerrohres gemessen wird. Die Tensiometer des Typ 2 sind jeweils links und rechts eines Tensiometers Typ 1 gleicher Tiefe angeordnet. Somit können die kontinuierlich erfassten Drücke, die mit dem Tensiometer Typ 1 gemessen werden, in regelmässigen Abständen überprüft werden.

#### Piezometer

In den Bohrlöchern oberhalb des Versuchsfeldes (Abbildung 3-3) wurden in Tiefen von 140 cm bzw. 310 cm Drucksensoren (Druckaufnahme bis max. 1 bar) in Piezometerrohren installiert, die die Höhe der dort angetroffenen lokalen Wasserspiegel kontinuierlich erfassen.

### 3.6 Messergebnisse

Im Folgenden werden die Messergebnisse des Feldversuchs dargestellt und diskutiert.

#### 3.6.1 Meteorologische Daten

##### 3.6.1.1 Luftdruck

Der Luftdruck während der gesamten Messperiode lag zwischen 0.934 bar und 0.977 bar. Schwankungen traten entsprechend den Bewegungsvorgängen in der Atmosphäre (Wetterlage) auf.

##### 3.6.1.2 Luftfeuchte

Die Fähigkeit der Luft, Wasserdampf aufzunehmen, steigt mit der Temperatur, denn warme Luft kann mehr Wasser aufnehmen als kalte. Die Sättigungskurve (Abbildung 3-32) zeigt, wie viel Wasser Luft einer bestimmten Temperatur enthalten kann, bevor eine Kondensation einsetzt (d.h. die relative Feuchte 100% beträgt).

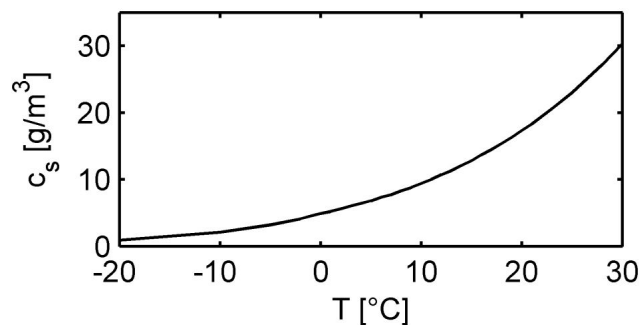


Abbildung 3-32: Wasserdampfsättigungsdichte  $c_s$  in Luft der Temperatur  $T$

Die relative Feuchte (RH) wird durch die folgende Gleichung ausgedrückt:

$$RH = \frac{c}{c_s} 100 \text{ [%]} \quad [3-23]$$

mit  $c$  = aktuelle Wasserdampfdichte (Wassermasse pro Luftvolumen) und  $c_s$  = Wasserdampfsättigungsdichte.

Da sie abhängig von der Lufttemperatur ist, schwankt die relative Luftfeuchtigkeit während eines Sommertages sehr stark, während sie im Winter relativ konstant bleibt, was eine Auswirkung auf die jeweilige Evaporationsrate hat (Kapitel 3.5.3) und somit auch auf den Wasserhaushalt im Boden. Der Verlauf der relativen Luftfeuchte für die gesamte Messperiode kann dem Anhang 1 entnommen werden.



### 3.6.1.3 Temperatur

Die Bodentemperatur ist ein stark schwankender Bodenfaktor. Sie resultiert aus dem Zusammenspiel von **Wärmezufuhr** und **Wärmeverlust** sowie **Wärmekapazität** und **Wärmeleitfähigkeit**.

Die Wärmezufuhr erfolgt durch Sonneneinstrahlung, während die Wärmeverluste aus der Wärmeabstrahlung von der Bodenoberfläche und den Verlusten an Verdunstungswärme bei der Evaporation resultieren.

Der Transport der eingestrahlten Wärme in den und im Boden verläuft über drei Mechanismen: **Wärmestrahlung**, wobei der Wärmetransport über die Ausbreitung elektromagnetischer Wellen erfolgt (Energieaustausch zwischen Atmosphäre und Bodenoberfläche), **Wärmeleitung**, die auf der Übertragung kinetischer Energie beim Zusammenstoßen von Molekülen beruht und **Wärmeströmung (Konvektion)**, wobei Wärmeenergien durch Wasserdampftransport und Wasserfluss verlagert werden.

Die **Wärmekapazität** ist das Produkt aus spezifischer Wärme und Rauminhalt des Bodens und ist vom Wassergehalt des Bodens abhängig, da die Wärmekapazität von Wasser wesentlich höher ist als die von Luft und mineralischen Substanzen.

Die **Wärmeleitfähigkeit** eines Bodens wird primär durch seinen Luftgehalt bestimmt, da die Wärmeleitfähigkeit von Luft sehr gering ist und Luft als Wärme-Isolator wirkt.

Folglich erwärmen sich feuchte und nasse Böden langsamer als trockene und kühlen auch langsamer wieder ab. Aus dem Zusammenspiel der vier Faktoren lassen sich folgende allgemeine Regeln bezüglich der Tages- und Jahresperiodizität ableiten (Schroeder, 1992; Gisi et al., 1997; Hintermaier-Erhard & Zech, 1997; Scheffer & Schachtschabel, 2002):

- Der Jahresgang der Bodentemperatur gleicht mehr oder weniger einer Sinuskurve, wobei sich die witterungsbedingten Schwankungen in den oberflächennahen Bodenhorizonten stärker auswirken
- Die Amplitude dieser Sinusschwingung nimmt mit zunehmender Bodentiefe ab (Amplitudendämpfung)
- Temperaturmaximum und -minimum treten um so später ein, je tiefer der Messhorizont liegt (Phasenverschiebung)
- Diese Sinusschwingung pendelt um eine mittlere Temperatur, die im Bereich der nur wenig schwankenden Temperatur des Untergrundes bzw. etwa der Jahresmitteltemperatur entspricht (stimmt nicht für gefrorenen Untergrund).

Der Verlauf der Luft und Bodentemperatur für die gesamte Messperiode kann dem Anhang 1 entnommen werden. Es wird deutlich, dass die Temperatur in der oberen Bodenschicht (< 45 cm) von den Tagesschwankungen der Lufttemperatur stark beeinflusst wird (siehe zum Beispiel Anhang 1 (August 04)). Die-

ser Einfluss ist in einer Tiefe von 90 cm bereits kaum mehr nachzuweisen. Dabei ist die Spannweite der Bodentemperaturschwankungen abhängig von derer der Lufttemperatur. Im Winter sind aufgrund dessen auch in 45 cm Bodentiefe nur kleine Tagesschwankungen erkennbar (siehe zum Beispiel Anhang 1 (Januar 05)). Des Weiteren treten Temperaturmaximum und -minimum umso später ein, desto tiefer der Messhorizont liegt. Regel 2 und 3 bezüglich der Tagesperiodizität werden durch die Messdaten bestätigt. Abbildung 3-33 zeigt die mittleren Tageswerte der Lufttemperatur (LT) und Bodentemperatur (BT) in verschiedenen Tiefen für die gesamte Messperiode.

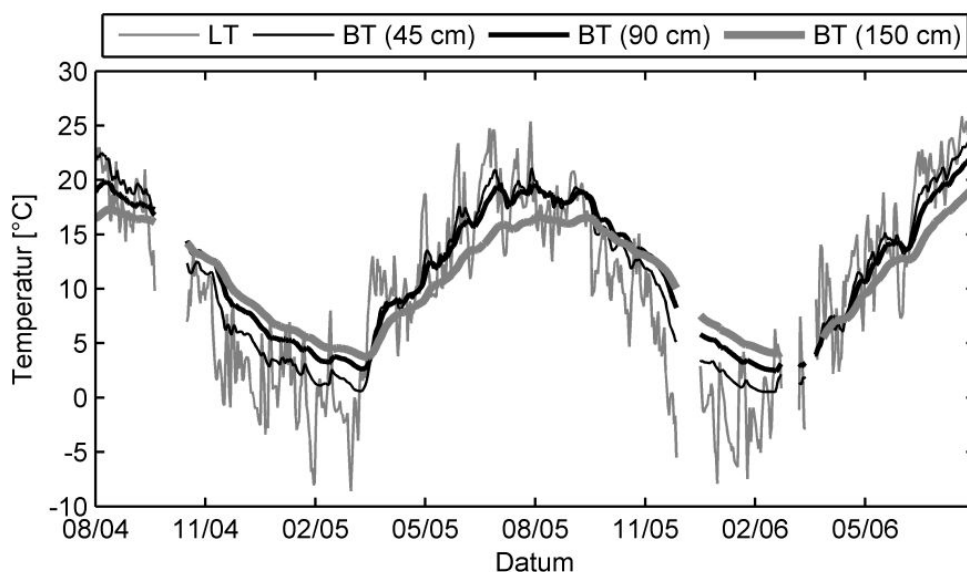


Abbildung 3-33: Tagesmittelwerte der gesamten Messperiode (1. August 2004 bis 31. Juli 2006)

Alle vier Regeln bezüglich der Jahresperiodizität können durch die Messdaten bestätigt werden.

### 3.6.1.4 Niederschlag

Die Niederschlagsmessungen für die gesamte Messperiode können dem Anhang 1 entnommen werden.

#### Beurteilung des Niederschlags der Jahre 2002 bis 2006

Abbildung 3-34 und Abbildung 3-35 zeigen die monatlichen Gesamtniederschläge sowie den jeweils maximalen Tagesniederschlag eines Monats für die Jahre 2002 bis Mitte 2006 beruhend auf Messungen an den benachbarten Messstationen Bülach, Kloten, Wil bei Rafz und Schaffhausen der meteo-Schweiz. Diese Stationen liegen im Umkreis von maximal 15 km um das Messfeld, das heisst, die Niederschläge entsprechen in etwa denen auf dem Feld. Abweichungen bei sehr lokalen Ereignissen (z.B. Sommergewitter) sind jedoch möglich.

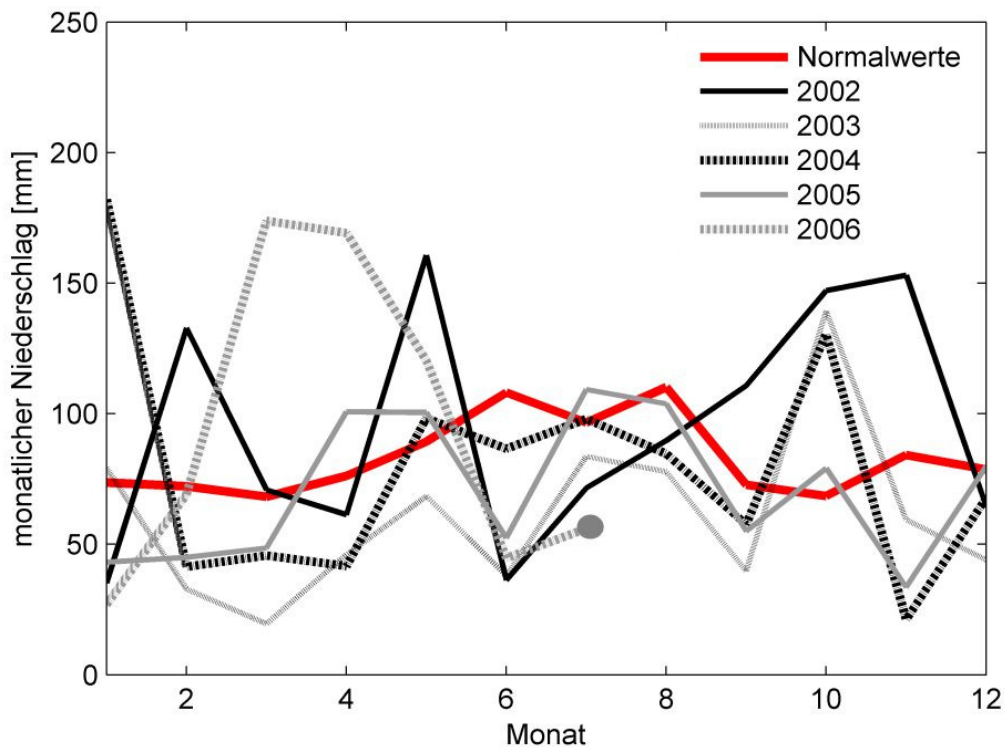


Abbildung 3-34: Monatlicher Niederschlag für die Jahre 2002 bis Mitte 2006 beruhend auf Messungen an den Messstationen Bülach, Kloten, Wil bei Rafz und Schaffhausen der meteoSchweiz

Dazu sind in Abbildung 3-34 die langjährigen Normalwerte den aktuellen Messungen gegenübergestellt. In Abbildung 3-35 ist zusätzlich der Messwert des lokalen Niederschlagsereignisses vom 11./12. Mai 2002 eingetragen. Im Vergleich mit den zwischen 2002 und 2006 in der Region registrierten maximalen Tagesniederschlägen wird die Schwere dieses Ereignisses deutlich.

Die monatlichen Niederschlagssummen im Jahr 2002 liegen in sechs Monaten oberhalb der Normalwerte. Die Jahressumme (1134 mm) liegt ca. 14% über dem Normalwert (998 mm). Der maximale Tagesniederschlag von 45.1 mm im Monat Mai ist der grösste, der in der betrachteten Messperiode aufgezeichnet wurde und stellt zudem das Niederschlagsereignis dar, welches die massiven Rutschungen im Umkreis des Untersuchungsgebiets verursachte (Kapitel 3.3).

Das Jahr 2003 war insgesamt sehr trocken mit einer Jahressumme von 727 mm. Die monatlichen Niederschlagssummen liegen nur im Monat Oktober wesentlich über dem Durchschnitt, mit einem Regenereignis mit maximalem Tagesniederschlag von 38.1 mm. Extrem trockene Monate waren der März und der Juni.

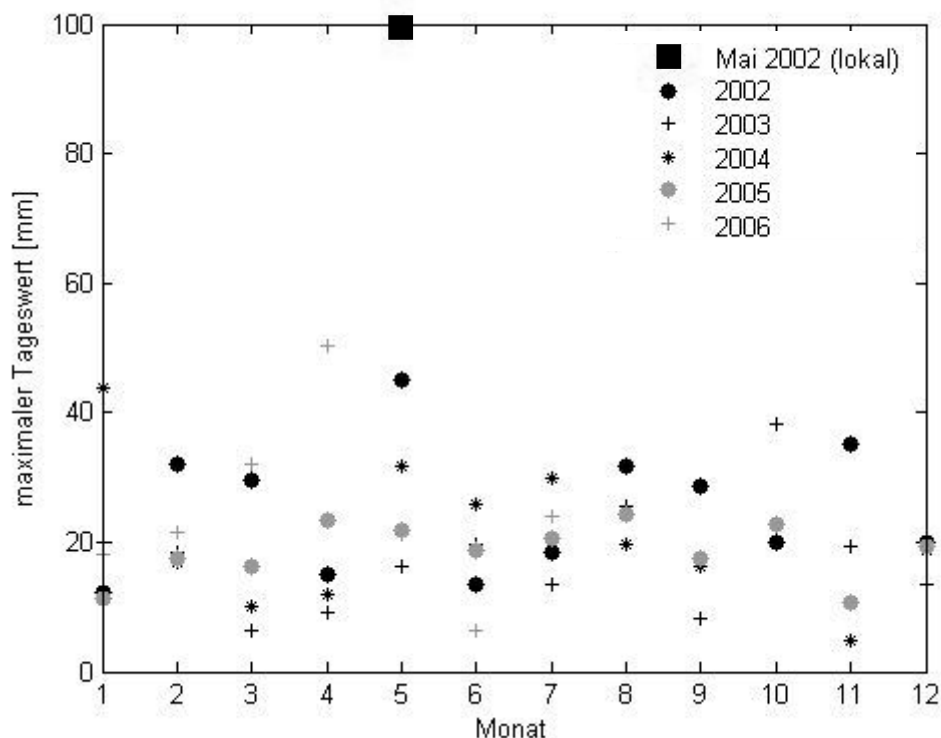


Abbildung 3-35: Maximaler Tagesniederschlag eines Monats für die Jahre 2002 bis Mitte 2006 beruhend auf Messungen an den Messstationen Bülach, Kloten, Wil bei Rafz und Schaffhausen der meteoSchweiz

Im Jahr 2004 lag die Jahresniederschlagsmenge im Normalbereich (955.1 mm), wobei allerdings die Monate Januar und Oktober sehr feucht und die übrigen Monate eher trocken waren. Ein grösseres Regenereignis fand im Januar statt, mit einem maximalen Tagesniederschlag von 43.7 mm.

Das Jahr 2005 war wiederum ein recht trockenes Jahr mit einer Jahressumme von 862 mm. Die monatliche Niederschlagssumme lag in vier Monaten leicht über dem Normalwert. Grössere Regenereignisse sind nicht zu erwähnen. Im August 2005, als heftige Regenfälle an vielen Orten der Schweiz schwere Schäden verursachten ([www.wikipedia.org](http://www.wikipedia.org) - Stichwort: Alpenhochwasser 2005), wurde in der Messregion kein erhöhter Niederschlag registriert.

Im Jahr 2006 waren die Monate März bis Mai sehr feucht und die Monate Juni und Juli sehr trocken. Ein grösseres Regenereignis fand besonders im April statt, mit einem maximalen Tagesniederschlag von 50.4 mm.

### Niederschlagscharakteristik während der Messperiode

Die Kennwerte der Niederschlagsereignisse während der gesamten Messperiode (Ereignisdauer, mittlere Intensität, gesamte Niederschlagsmenge) wurden aus den Messdaten herausgefiltert und analysiert. Die dabei berücksichtigten Ereignisse sind in Anhang 1 markiert und nummeriert.

Abbildung 3-36 zeigt das Verhältnis von mittlerer Regenintensität zur Dauer des Regenereignisses für die auf dem Versuchsfeld während der Messperiode registrierten Niederschläge. Die Daten sind als schwarze Ringe dargestellt, wenn der Niederschlag auf eher trockene Bodenoberfläche auftrifft (Saugspannungen  $> 20$  kPa), was lediglich in den Monaten Juni bis Oktober vorkam, als schwarze Punkte, wenn die oberste Bodenschicht relativ gesättigt ist. Für die grau dargestellten Ereignisse fehlen die Angaben über die genaue Saugspannung aufgrund fehlender Tensiometerdaten. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass in diesen Fällen die Saugspannung den Wert von 80 kPa überschritten hatte und deshalb die Tensiometer ausgefallen sind. Die mittlere Regenintensität nimmt mit längerer Dauer des Ereignisses ab. Dies gilt sowohl für die Sommerereignisse wie auch für die Winterereignisse.

Abbildung 3-37 zeigt das Verhältnis von Gesamtregenmenge zur Dauer des Regenereignisses für die auf dem Versuchsfeld während der Messperiode registrierten Niederschläge. Die Darstellung erfolgt analog zu Abbildung 3-36. Die Gesamtregenmenge steigt mit der Dauer des Ereignisses an. Dies gilt ebenfalls sowohl für die Sommerereignisse wie auch für die Winterereignisse.

Als Vierecke markiert sind die beiden Regenereignisse (Sommer- und Winterereignis), die in späteren Untersuchungen näher betrachtet werden.

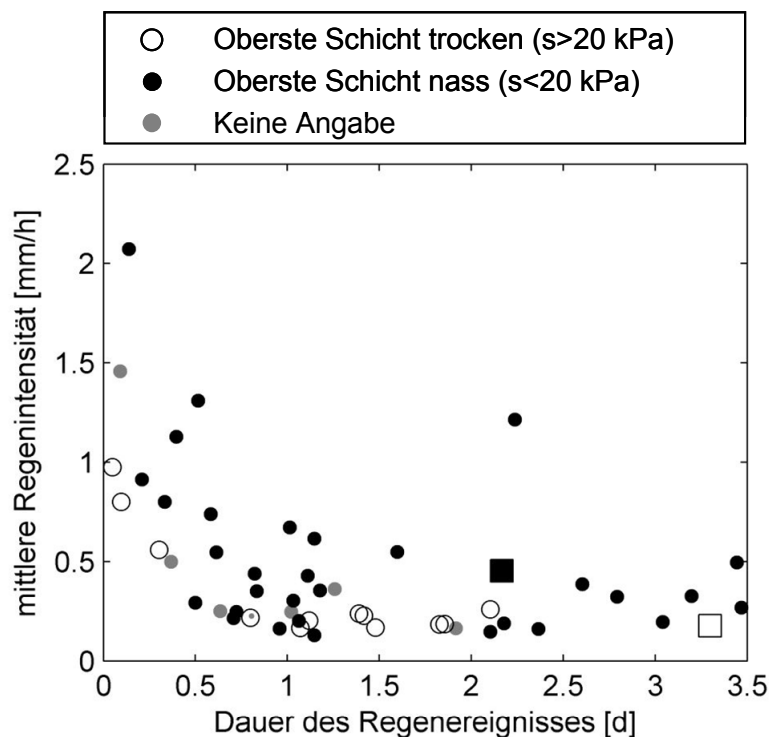


Abbildung 3-36: Verhältnis von mittlerer Regenintensität zur Dauer des Regenereignisses für die auf dem Versuchsfeld während der Messperiode registrierten Niederschläge

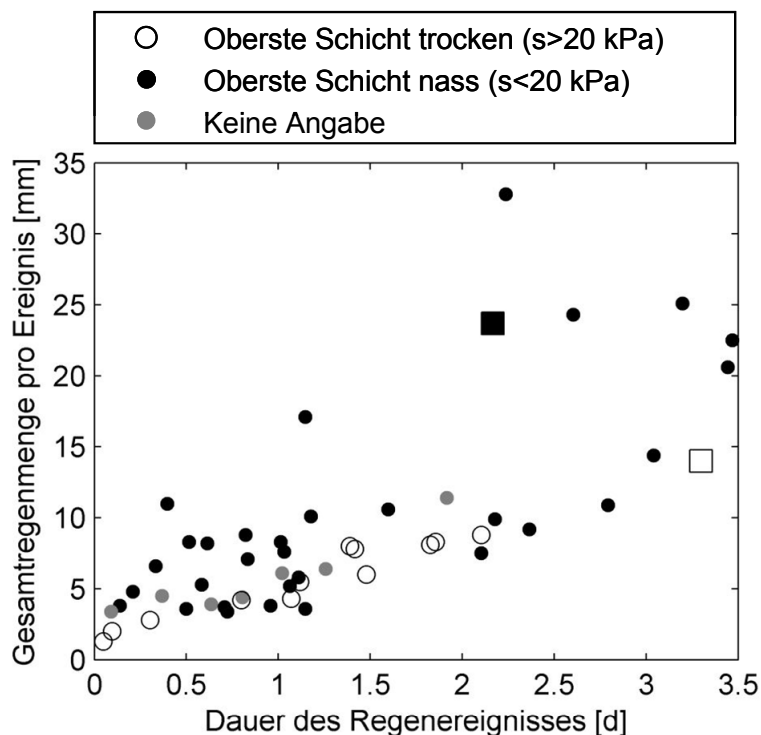


Abbildung 3-37: Verhältnis von Gesamtregenmenge zur Dauer des Regenereignisses für die auf dem Versuchsfeld während der Messperiode registrierten Niederschläge

### 3.6.2 Evapotranspiration

Die Evapotranspirationsrate für die gesamte Messperiode kann dem Anhang 1 entnommen werden. Der maximale Wert liegt bei 0.7191 mm/h am 15.7.2005 um 13 Uhr. Nachts kann die Evapotranspirationsrate negative Werte annehmen, da die Wasserdampfsättigungsdichte der Luft erreicht wird und der Boden Feuchtigkeit aus der Luft aufnimmt. Im Sommer treten starke Tagesschwankungen auf, während im Winter auch tagsüber die Evapotranspirationsrate sehr niedrig ist und nur kleine Schwankungen auftreten. Abbildung 3-38 und Abbildung 3-39 zeigen die Tages- und Monatsdurchschnittswerte für die Messperiode, in denen die Evapotranspiration berechnet werden konnte. Vor Juli 2005 waren die dafür benötigten Messgeräte nicht installiert und ab März 2006 traten Probleme bezüglich der Strahlungsmessungen auf.

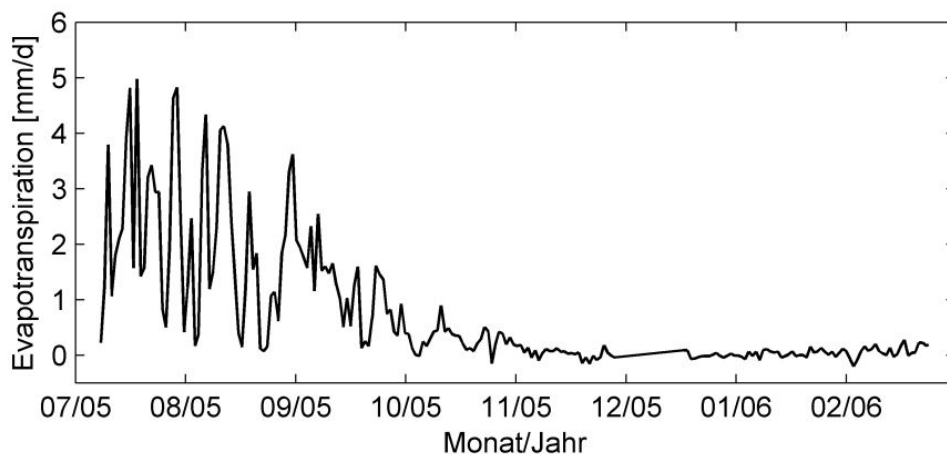


Abbildung 3-38: Tageswerte der Evapotranspiration von Juli 2005 bis März 2006

Die Tagesdurchschnittswerte schwanken während den Sommermonaten sehr stark, während sie im Winter konstant niedrig sind. Der Jahrgang gleicht wie auch bei den Temperaturen einer Sinuskurve (Allen et al., 1998).

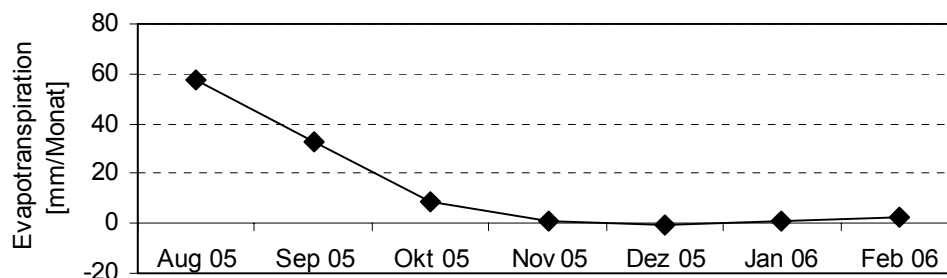


Abbildung 3-39: Monatswerte der Evapotranspiration

### 3.6.3 Abfluss

Die Abflussganglinie für die gesamte Messperiode kann dem Anhang 1 entnommen werden. Wegen der Frostempfindlichkeit des Drucksensors wurde die Abflussmesseinrichtung während der Wintermonate demontiert. Insgesamt sind die Abflussmessungen eher qualitativ zu beurteilen, da die Genauigkeit der Messwerte durch nicht vermeidbare Verschmutzungen durch Pflanzen und Tiere stark beeinflusst werden konnte.

Die Menge des Oberflächenabflusses hängt von der Infiltrationskapazität der Bodenoberfläche ab. Dies zeigt sich im Vergleich zweier ähnlich intensiver Regenereignisse z.B. am 13. bzw. 14. August 2005 sowie am 10. bzw. 11. September 2005 (siehe Anhang 1). Vor dem jeweils ersten Regenereignis lagen einige trockenere Tage mit relativ hohen Temperaturen. Der Boden in 15 cm

Tiefe war recht trocken mit Saugspannungen  $> 70$  kPa in 15 cm Tiefe. Die relative Durchlässigkeit und somit die Infiltrationskapazität ist sehr klein (Vergleich Kapitel 4.2) und der Oberflächenabfluss dementsprechend gross. Im weiteren Verlauf des Regenereignisses hat sich der Boden an der Oberfläche weiter aufgesättigt und das Regenwasser kann fast vollständig vom Boden aufgenommen werden. Der Oberflächenabfluss ist dementsprechend klein. Dass der Boden zum jeweils späteren Zeitpunkt des Regenereignisses aufnahmefähiger ist, zeigt sich auch in den Moisturepoint- und Tensiometerdaten in 15 cm Tiefe, die erst beim zweiten Regenereignis grössere Reaktionen belegen (siehe Kapitel 3.6.4). Die in den beiden Ereignissen aufgezeichnete Form der Abflussganglinie, d.h. im Laufe des Regens sinkender Abfluss bei zu Anfang trockenen Bodenverhältnissen, wurde ebenfalls von Rahardjo et al. (2000) bzw. Rahardjo et al. (2005) beobachtet. Würde sich der Boden im weiteren Verlauf des Niederschlags komplett aufsättigen, würde die Abflussmenge wieder zunehmen (Ng et al., 2003; Rahardjo et al., 2000; Rahardjo et al., 2005). Dies ist anhand der vorhandenen Messdaten schwer zu belegen, da in Zeiten hoher Oberflächensättigung (Wintermonate) kaum Abflussdaten vorhanden sind. Die Messungen während Regenereignissen im Mai 2005 (Anhang 1), bei denen relativ grosse Oberflächenabflüsse registriert wurden und der Boden in 15 cm Tiefe voll gesättigt war, unterstützen jedoch diese Aussage.

In Abbildung 3-40 ist das Verhältnis von Gesamtoberflächenabfluss zu Gesamtniederschlag dargestellt. Die Daten sind als schwarze Ringe dargestellt, wenn der Niederschlag auf eine relativ trockene Bodenoberfläche auftrifft (Saugspannungen  $> 20$  kPa in 15 cm Tiefe) und als schwarze Punkte, wenn die oberste Bodenschicht relativ gesättigt ist. Für die grau dargestellten Ereignisse fehlen die Angaben. Gesamtniederschlag und Gesamtoberflächenabfluss korrelieren positiv miteinander. Dabei sind die oben beschriebenen Beobachtungen (mehr Oberflächenabfluss bei trockenen Verhältnissen) nicht mehr herauszulesen, da sich die Charakterisierung auf die Saugspannungen zu Niederschlagsbeginn bezieht und sich die Abflusscharakteristik je nach Regendauer im Laufe eines Ereignisses ändert. Die unabhängig von der Bodensättigung positive Korrelation von Regen- und Abflussmengen wurde ebenfalls von Rahardjo et al. (2000) bzw. Rahardjo et al. (2005) beobachtet.

In Abbildung 3-41 ist das Verhältnis von maximalem Oberflächenabfluss zu maximaler Regenintensität dargestellt. Die Darstellung ist analog Abbildung 3-40. Es zeigt sich auch hier eine positive Korrelation der Daten.



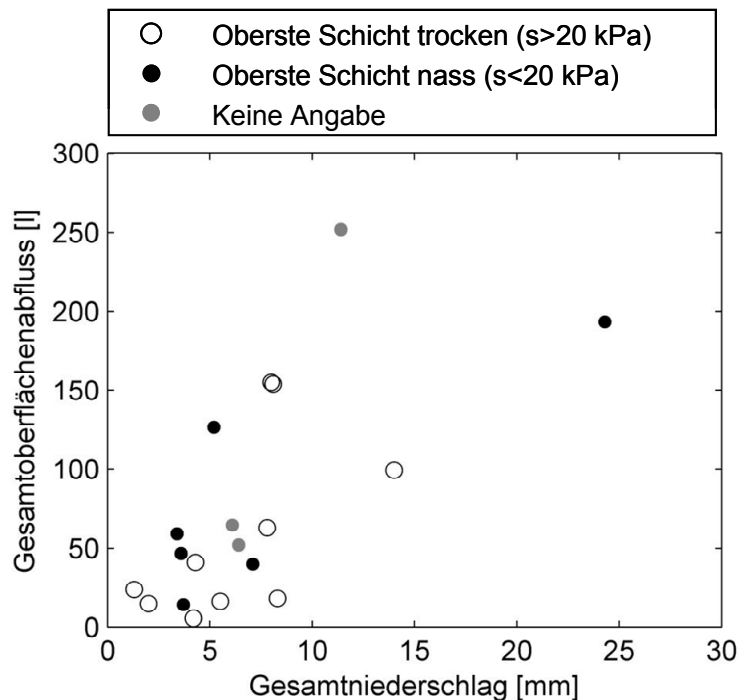


Abbildung 3-40: Verhältnis von Gesamtoberflächenabfluss zum Gesamtniederschlag für die auf dem Versuchsfeld während der Messperiode registrierten Niederschläge

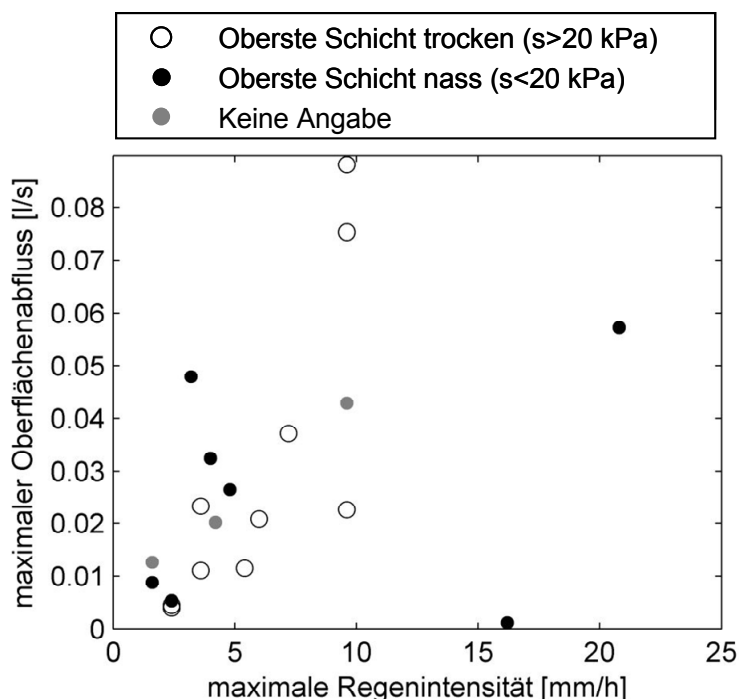


Abbildung 3-41: Verhältnis von maximalem Oberflächenabfluss zur maximalen Regenintensität für die auf dem Versuchsfeld während der Messperiode registrierten Niederschläge

### 3.6.4 Bodenfeuchteänderung

#### 3.6.4.1 Verarbeitung und Validierung des Datenmaterials

Die Messungen bezüglich der Bodenfeuchte (Moisturepoint, TDR, Tensiometer und Piezometer) für die gesamte Messperiode können dem Anhang 1 entnommen werden.

Die Moisturepoint-, TDR- und Tensiometerdaten wurden geglättet, indem die Medianwerte von jeweils 10 aufeinanderfolgenden Werten (von ca. 100 bis 150 Minuten) berechnet wurden. Der Medianwert stellt aufgrund seiner Immunität gegen Ausreisser im Vergleich zum Durchschnitt einen aussagekräftigeren Wert dar. Die Überprüfung der sensitiven Tensiometerdaten erfolgte mit Hilfe der manuellen Ablesungen der Hilfstensiometer. Wichen die punktuellen Messwerte stark von den kontinuierlichen ab, erfolgte eine Überprüfung des Messgeräts und die Daten wurden ggf. vom weiteren Auswertungsverfahren ausgeschlossen.

#### 3.6.4.2 Saisonale Beobachtungen

Die Bodenfeuchte und die lokalen Wasserspiegel im oberen Hangbereich unterliegen jahreszeitlichen Schwankungen, wie Abbildung 3-42 bis Abbildung 3-47 zeigen, deren Ausmasse mit der Tiefe abnehmen (Lim et al., 1996; Blight, 2002).

In Abbildung 3-42 bis Abbildung 3-45 sind die volumetrischen Wassergehalte sowie die Saugspannungen in verschiedenen Tiefen der vier Messfelder über die gesamte Messperiode dargestellt. Abbildung 3-42 und Abbildung 3-43 zeigen die Daten für das erste Messjahr (1. August 2004 bis 31. Juli 2005), Abbildung 3-44 und Abbildung 3-45 die für das zweite (1. August 2005 bis 31. Juli 2006). Grau schattiert sind die Bodenbereiche, in denen siltiger Sand vorliegt. Der Niederschlag [mm/d] ist ebenfalls in jeder der Abbildungen ersichtlich. Die volumetrischen Wassergehalte sind für die jeweils oberste Bodenschicht (15 cm Tiefe) aus Moisturepoint-Messungen abgeleitet, für alle anderen Tiefen basieren sie auf TDR-Messungen. Im Anhang 1 wird ersichtlich, dass die volumetrischen Wassergehalte aus Moisturepoint- und TDR-Messungen gleicher Tiefe zwar qualitativ aber nicht an jeder Stelle quantitativ übereinstimmen. Dies liegt daran, dass die Zusammensetzung des die Sonden umschliessenden Bodens variieren kann, z.B. aufgrund von Steinen, und so den volumetrischen Wassergehalt beeinflusst. Die dargestellten volumetrischen Wassergehalte sind folglich eher qualitativ als quantitativ zu betrachten, für eine genauere Analyse sollte der Boden im Bereich der Sonden im Rahmen des Feldrückbaus ungestört extrahiert werden. Die Tensiometer in 120 cm und 150 cm Tiefe des oberen rechten Messfelds sind nicht mit elektronischen Drucksensoren ausgestattet, die Daten stammen aus periodischen Handablesungen und sind somit als Punkte dargestellt.

In Abbildung 3-46 und Abbildung 3-47 sind die Wasserspiegel bezüglich der Geländeoberkante in den 3 Bohrlöchern (KB 1 bis 3) im oberen Hangbereich (Abbildung 3-3) für die gesamte Messperiode dargestellt. Abbildung 3-46 zeigt

die Daten für das erste Messjahr (1. August 2004 bis 31. Juli 2005), Abbildung 3-47 die für das zweite (1. August 2005 bis 31. Juli 2006). Da Piezometer 3 nicht mit einem elektronischen Drucksensor ausgestattet ist, wurden, wie bei den oben erwähnten Tensiometern, periodische Handablesungen vorgenommen und in den Abbildungen als Punkte dargestellt.

Im Datenmaterial gibt es einige Messlücken. Loggerprobleme sowie Probleme mit einzelnen Messsonden verursachten längerfristige Ausfälle, kurzfristige Lücken bezüglich der Saugspannungen tauchen vorwiegend im Sommer auf und sind mit Kavitationserscheinungen in den Tensiometern aufgrund von Saugspannungen über 80-100 kPa zu begründen (Kapitel 3.5.3). Des Weiteren liegen Daten des Regenmessers erst ab dem Monat September 2004 vor.

Im Folgenden soll das saisonale Verhalten bezüglich der Bodensättigung diskutiert und der Charakter der einzelnen Jahreszeiten herausgestellt werden.

### **Sommer**

Im Sommer (Anfang August 2004 bis Ende September 2004, Anfang Juni 2005 bis Anfang Oktober 2005 und ab Juni 2006) schwankt die Bodenfeuchte der obersten Schicht sehr stark in Abhängigkeit der Wettereinflüsse (Regen, Temperatur, Luftfeuchte etc.). Wie auch von anderen Autoren beobachtet (Chipp et al., 1982; Deutscher et al., 2000) ist ein Sommerregenereignis in der Lage, die Saugspannungen der oberen Bodenschichten von Werten um die 80 kPa bis auf 0 zu reduzieren (z.B. im August 2004, oben rechts). Die wetterbedingten Schwankungen sind bis in einer Tiefe von 45 cm zu beobachten. Bereits in 60 cm Tiefe sind sie nicht mehr zu erkennen, die Bodenfeuchte nimmt dort kontinuierlich ab, während die Saugspannungen kontinuierlich steigen. Die Wetterverhältnisse haben folglich dort keinen grossen Einfluss auf die Bodenfeuchte. Da in der oberen Bodenschicht permanent grössere Saugspannungen vorherrschen als in der tieferen, wird das Wasser nach oben gesaugt. Auch die in den Piezometerrohren gemessene Wasserspiegelhöhe nimmt in den Sommermonaten kontinuierlich ab (Abbildung 3-46 und Abbildung 3-47).

Eine Ausnahme zu diesem typischen Somerverhalten stellt ein Regenereignis im August 2005 dar (siehe Anhang 1, Ereignis Nr. 31), bei dem im oberen rechten Messfeld und auch bezüglich der lokalen Wasserspiegel im oberen Hangbereich Reaktionen auch in grösseren Tiefen beobachtet werden konnten. Im oberen rechten Messfeld und im Bereich der Piezometer liegt bereits ab einer Tiefe von ca. 30 cm siltiger Sand vor. Die im Vergleich zum tonigen Sand relativ grosse Durchlässigkeit des Bodens erhöht die Infiltrationskapazität und erlaubt auch einen raschen Weitertransport des infiltrierten Regenwassers in grössere Tiefen. Des Weiteren war dort die oberste Bodenschicht im Vergleich zu den anderen Feldern schon vor Beginn des Niederschlagsereignisses stark gesättigt. Dies liegt daran, dass der August 2005 schon von Beginn an sehr feucht war, die Infiltrationskapazität des oberen rechten Felds, wie erwähnt, relativ gross ist und zudem dieses Feld im Vergleich zu den anderen Feldern eine längere Zeit des Tages von Bäumen beschattet wird, womit die Sonneneinstrahlung und somit auch die Evapotranspirationsrate dort kleiner ist.

Hervorzuheben ist, dass gerade im August 2005, in der heftige Regenfälle an vielen Orten der Schweiz schwere Schäden verursachten ([www.wikipedia.org](http://www.wikipedia.org) - Stichwort: Alpenhochwasser 2005), im Messfeld diese Sommer-untypische Reaktion beobachtet wurde, auch wenn, wie früher im Kapitel erwähnt, in der Messregion generell kein im Vergleich zur Norm erhöhter Niederschlag registriert wurde.

### **Herbst**

Im Herbst (Anfang Oktober 2004 bis Ende Oktober 2004 und Anfang Oktober 2005 bis Ende November 2005) nehmen die Temperaturen ab, die Evapotranspirationsrate sinkt (Anhang 1) und durch ein Regenereignis kann die oberste Schicht dauerhaft aufgesättigt werden. Durch weitere Regenereignisse wird das Wasser bis in grössere Tiefen infiltriert. In den unteren Bodenschichten herrschen grössere Saugspannungen und das Wasser wird nach unten gesaugt.

### **Winter**

Im Verlauf der Wintermonate (Anfang November 2004 bis Ende Mai 2005 und Anfang Dezember 2005 bis Ende Mai 2006) herrschen in den oberen Bodenschichten (< 60 cm) relativ konstante Bodenfeuchteverhältnisse. Konstante Saugspannungen um den Nullpunkt weisen auf eine permanente Vollsättigung hin. Durch Regenereignisse werden auch die unteren Bodenschichten (> 60 cm) aufgesättigt. Dabei sind Unterschiede in Abhängigkeit von der Bodenart zu beobachten, im siltigen Sand (oben links (90 cm), oben rechts (60, 120 und 150 cm) und unten rechts (120 und 150 cm)) erfolgt die Aufsättigung eher stufenhaft, im tonigen Sand verläuft sie kontinuierlich. Im Winter 2004/05 sind auf der linken Feldseite in grösseren Tiefen (90 bis 150 cm) volumetrische Wassergehaltsschwankungen ohne korrespondierende Saugspannungsschwankungen zu erkennen. Dies deutet darauf hin, dass lokale positive Wasserdrücke aufgetreten sind und hangparalleles Fliessen stattfinden konnte (Rahardjo et al., 2000; Rahardjo et al., 2005). Da der Fels insbesondere im oberen linken Feld nicht sehr tief (in ca. 1m Tiefe) ansteht, wird das infiltrierende Wasser dort gestaut und fliesst hangparallel statt vertikal nach unten ab. Die Messungen in den Piezometerrohren weisen in den Wintermonaten Wasserspiegelschwankungen auf, die vom Niederschlag abhängen. Das Regenwasser fliesst relativ schnell durch die siltig sandigen gesättigten oberen Bodenschichten nach unten und hebt den Wasserspiegel kurzfristig an, bevor es sich dann im Hang verteilt.

### **Frühjahr**

Ein Frühjahrsverhalten kann nicht explizit beobachtet werden. Das Winterverhalten geht Ende Mai 2005 bzw. Anfang Juni 2006 direkt in das typische Sommerverhalten über.

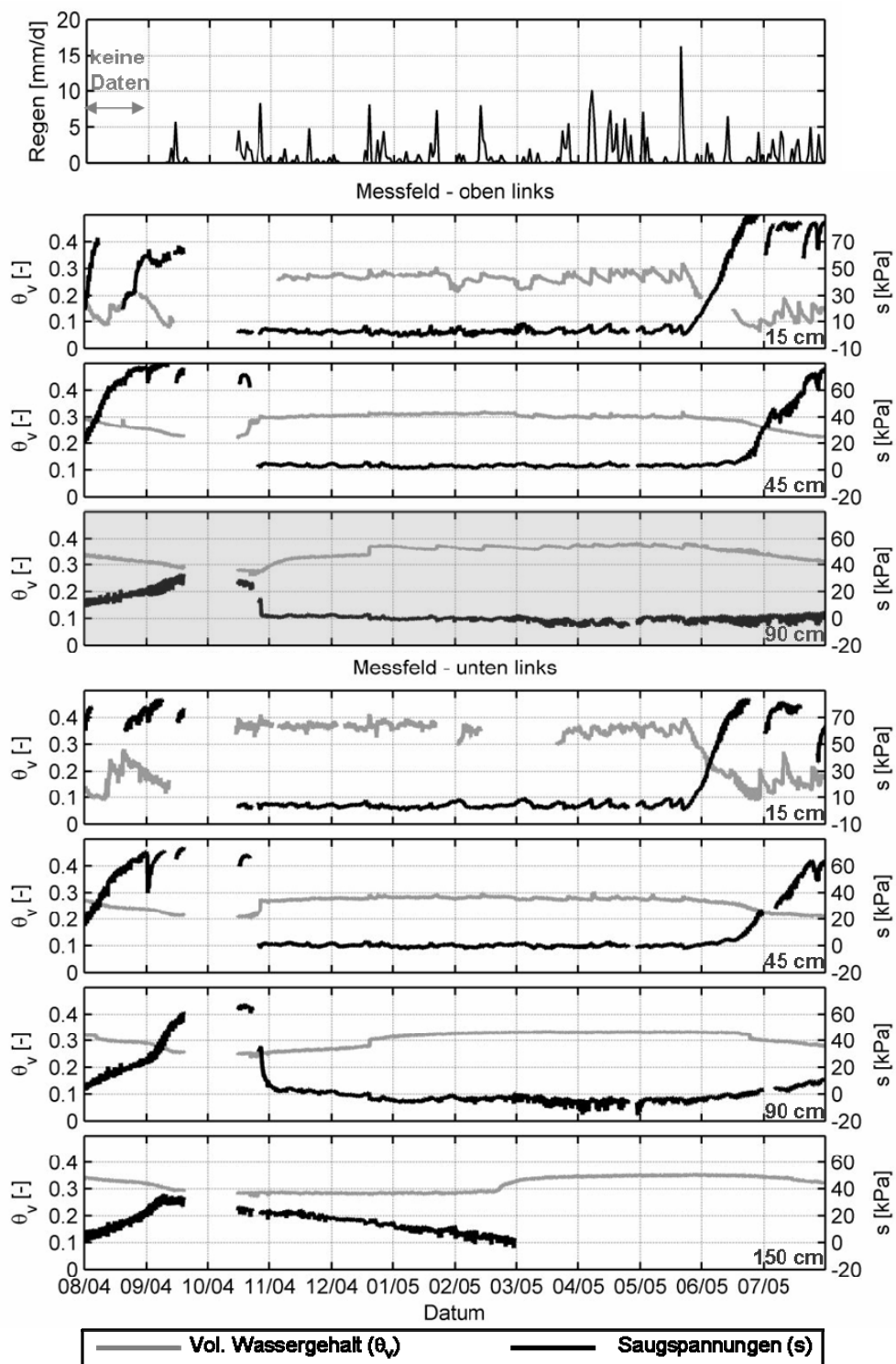


Abbildung 3-42: Bodenfeuchteänderungen im ersten Messjahr (1. August 2004 bis 31. Juli 2005) für die linke Feldseite

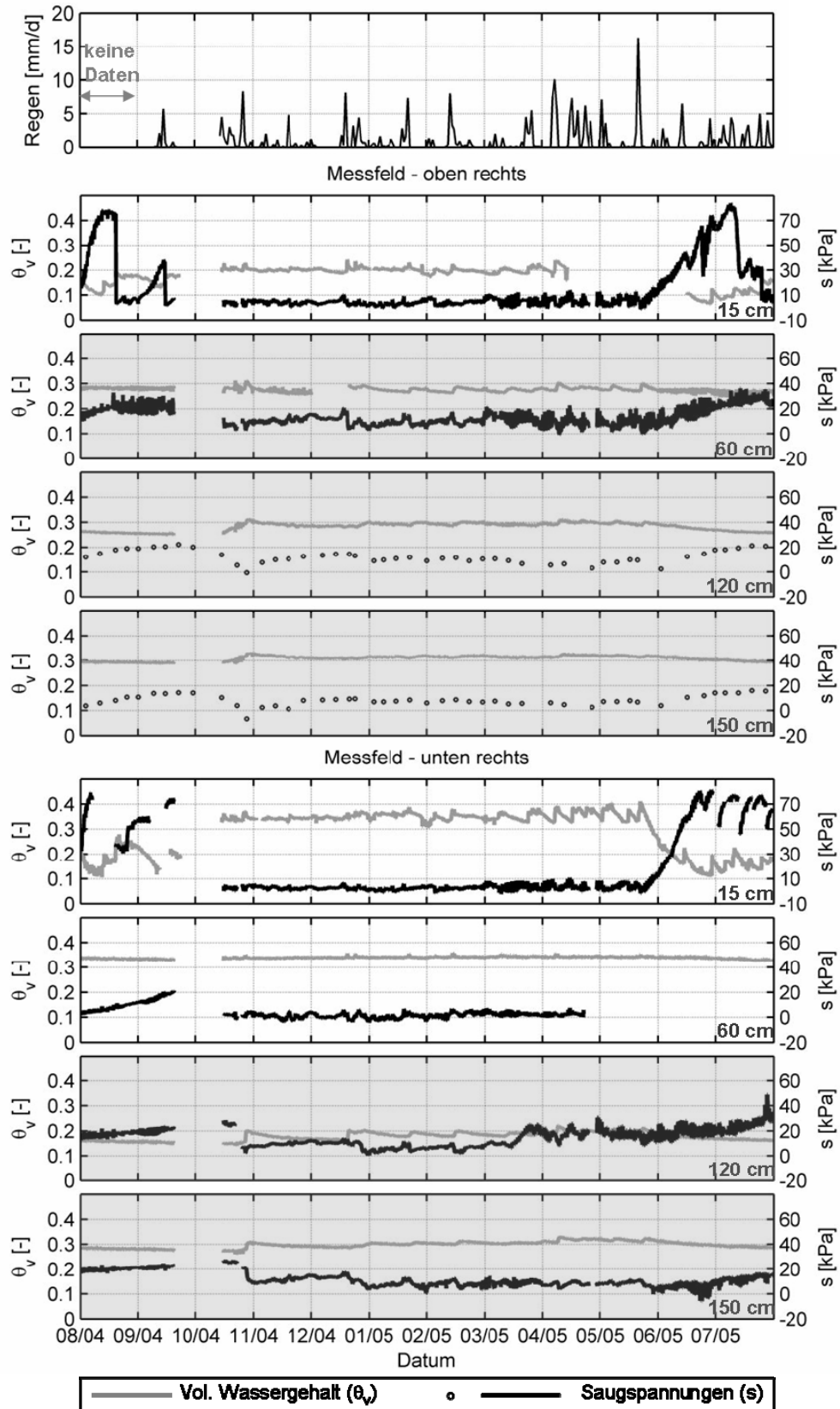


Abbildung 3-43: Bodenfeuchteänderungen im ersten Messjahr (1. August 2004 bis 31. Juli 2005) für die rechte Feldseite

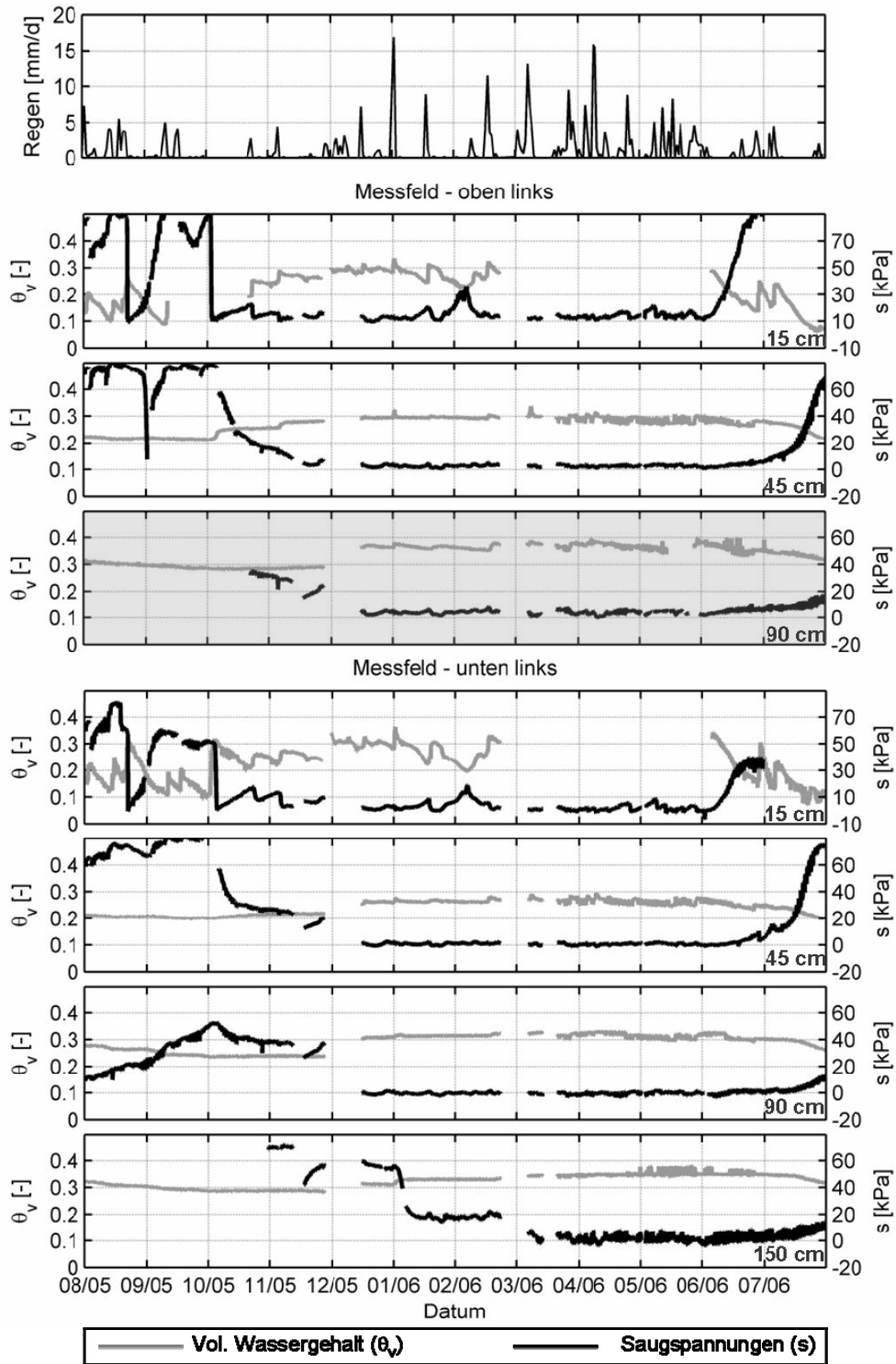


Abbildung 3-44: Bodenfeuchteänderungen im zweiten Messjahr (1. August 2005 bis 31. Juli 2006) für die linke Feldseite

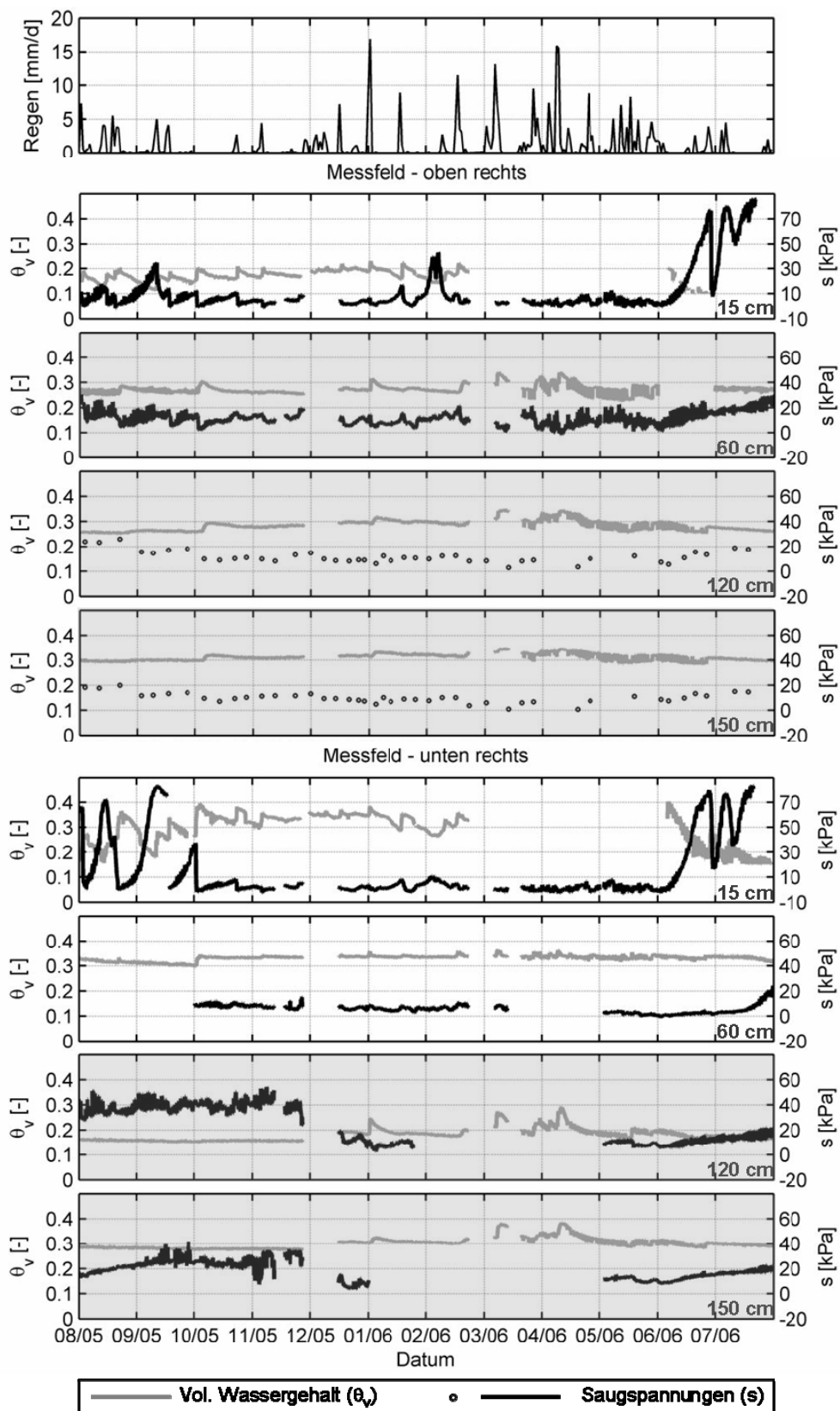


Abbildung 3-45: Bodenfeuchteänderungen im zweiten Messjahr (1. August 2005 bis 31. Juli 2006) für die rechte Feldseite



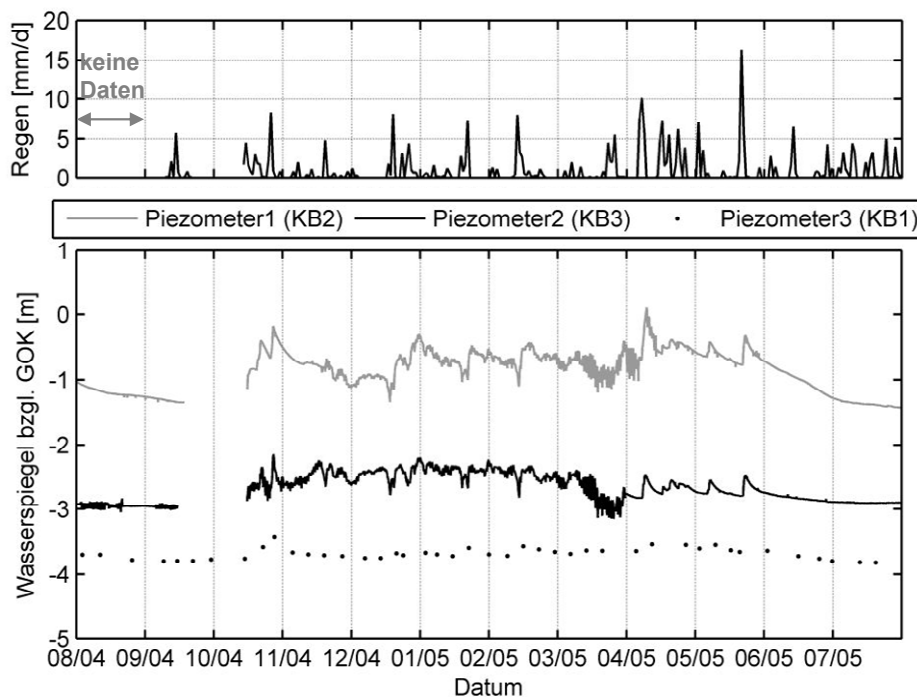


Abbildung 3-46: Piezometerablesungen für das erste Messjahr (1. August 2004 bis 31. Juli 2005), die Lage der Piezometer wird in Abbildung 3-3 ersichtlich

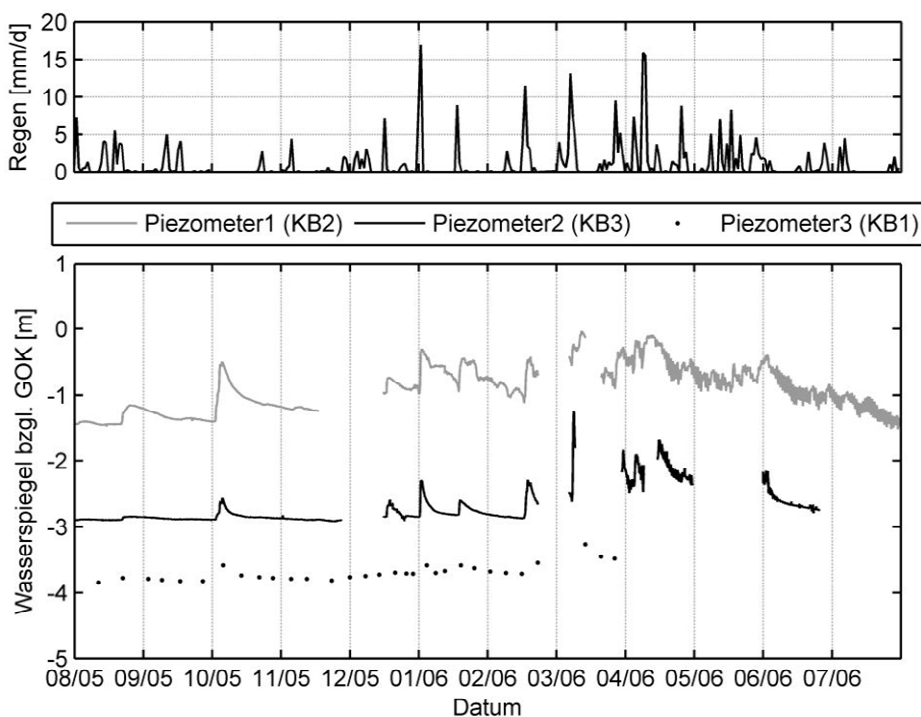


Abbildung 3-47: Piezometerablesungen für das zweite Messjahr (1. August 2005 bis 31. Juli 2006), die Lage der Piezometer wird in Abbildung 3-3 ersichtlich

### 3.6.4.3 Spannweite der gemessenen Saugspannungen

Abbildung 3-48 zeigt die Spannweite der gemessenen Saugspannungen in den verschiedenen Tiefen der vier Messfelder. Hellgrau unterlegt sind die Bodenzonen, in denen siltiger Sand vorliegt, im nicht unterlegten Bereich liegt toniger Sand vor.

Lokal sind, wie bereits im vorhergehenden Abschnitt erwähnt, positive Porenwasserdrücke aufgetreten. Die Graphik macht zwei Charakteristika besonders deutlich. Die Spannweite der Saugspannungen wird tendenziell mit zunehmender Tiefe kleiner und die minimal registrierten Saugspannungen schwanken dabei in allen Tiefen um den Nullpunkt, das heisst, die maximal gemessenen Saugspannungen nehmen tendenziell mit der Tiefe ab. Dabei werden die maximalen Saugspannungen in 15 cm Tiefe aufgrund der instrumentell bedingten Messbegrenzung auf 80 kPa bis 100 kPa noch unterschätzt. Diese mit der Tiefe abnehmenden Sättigungsschwankungen wurden ebenfalls von anderen Autoren (Lim et al., 1996; Blight, 2002) beobachtet.

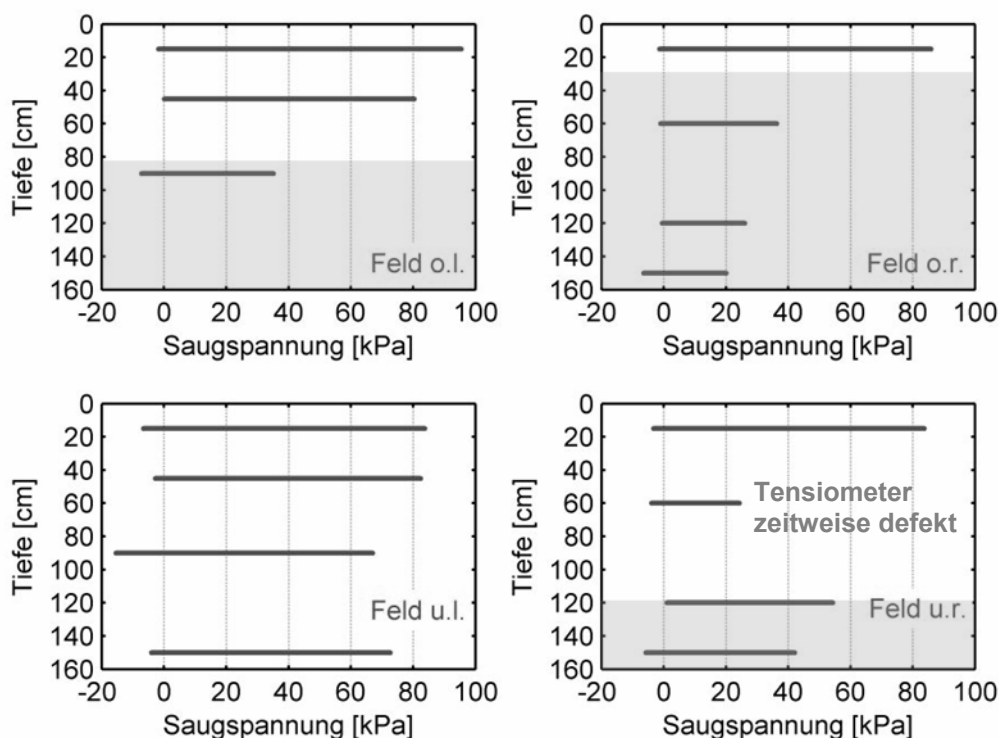


Abbildung 3-48: Spannweite der gemessenen Saugspannungen

Des Weiteren wird deutlich, dass Spannweite und Maximalwerte der Saugspannungen im siltigen Sand kleiner sind als im tonigen. Zur Erklärung sei auf die WRC verwiesen (Kapitel 4.1), die zeigt, dass im Gegensatz zum siltigen Sand, im tonigen Sand schon eine sehr geringe Wassergehaltsänderung relativ grosse Saugspannungsänderungen verursacht. Es sei darauf hingewiesen, dass der Widerspruch zu den oben getroffenen Aussagen bezüglich des unte-

ren rechten Feld mit einem zeitweisen Defekt des Tensiometers in 60 cm Tiefe begründet liegt, unglücklicherweise genau in den Zeiten geringerer Bodensättigung.

#### **3.6.4.4 Regenereignisse**

Regenereignisse haben abhängig vom Charakter des Regenereignisses und der Vorsättigung des Bodens unterschiedlichen Einfluss auf den Wasserhaushalt des Bodens. Ist die oberste Bodenschicht relativ gesättigt, wird das infiltrierende Regenwasser bis in die unteren Bodenschichten weitergeleitet und verursacht somit eine Aufsättigung und eine Reduktion der Saugspannungen in allen Tiefen. Ist die oberste Bodenschicht dagegen trocken und somit auch die Wasseraufnahmefähigkeit gross, verursacht ein Niederschlagsereignis vor allem eine Reduktion der Saugspannungen in der obersten Bodenschicht.

Abbildung 3-49 zeigt für alle im Feld eingebauten Tensiometer mit kontinuierlicher Datenregistrierung die gemessene Saugspannungsreduktion in Abhängigkeit der Gesamtniederschlagsmenge für die in Anhang 1 markierten Regenereignisse. Dabei sind die Werte rot dargestellt, wenn zu Beginn des Niederschlags die oberste Bodenschicht trocken war (Saugspannungen > 20 kPa in 15 cm Tiefe) und schwarz dargestellt, wenn diese gesättigt oder nahezu gesättigt war.

Ist die oberste Bodenschicht relativ trocken (rote Daten), reagiert der Boden mit einer Saugspannungsreduktion in der obersten Bodenschicht, für Niederschläge mit grossen Regenmengen zum Teil auch bis in tieferen Schichten. Die Saugspannungsänderung korreliert bei einer Reaktion positiv mit der Niederschlagsmenge. Ist die oberste Bodenschicht hingegen Wasser gesättigt, kommt es vorwiegend in tieferen Bodenbereichen zu einer relativ kleinen Veränderung der Saugspannungen. Auch in diesem Fall korreliert die Saugspannungsänderung leicht positiv mit der Niederschlagsmenge.

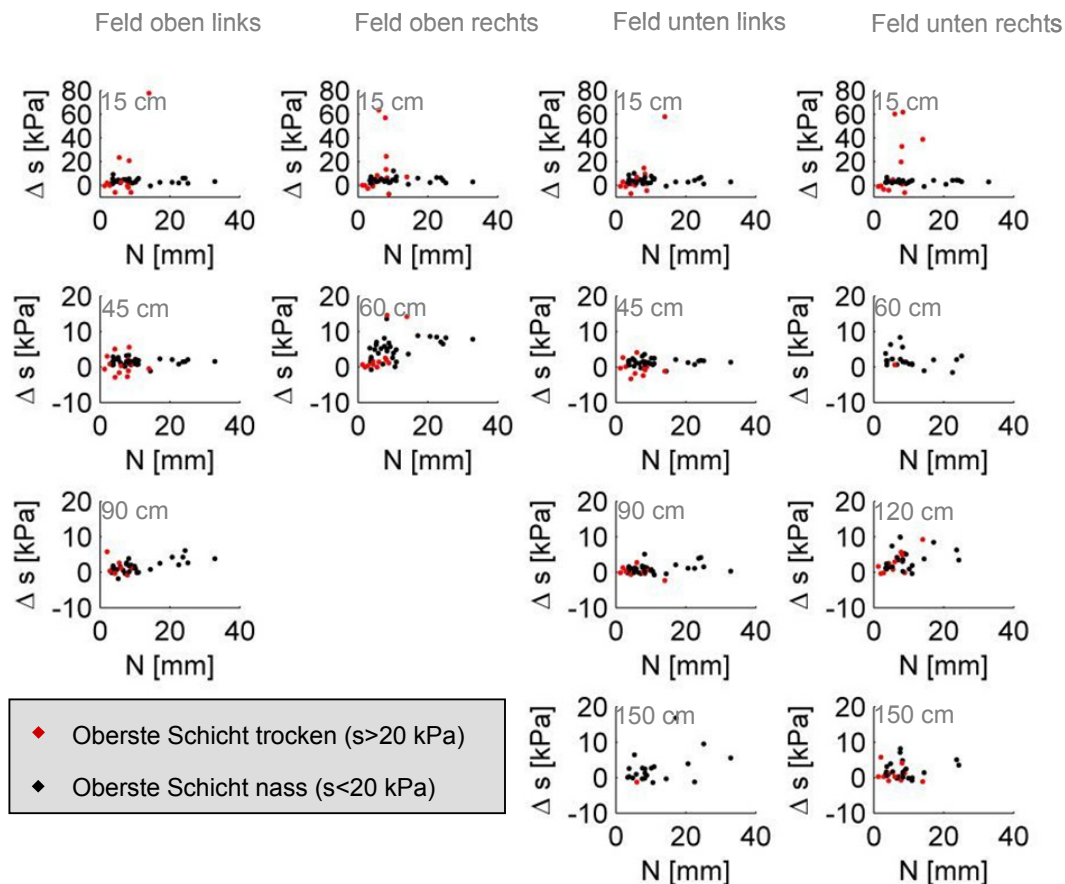


Abbildung 3-49: Saugspannungsreduktion in Abhängigkeit der Gesamtniederschlagsmenge

Im Folgenden soll die unterschiedliche Reaktion des Bodens auf Sommer- beziehungsweise Winterereignisse noch einmal herausgestellt werden. Dafür wurden die Ereignisse Nr. 11 und Nr. 31 (siehe Anhang 1) ausgewählt, die bereits in Abbildung 3-36 und Abbildung 3-37 markiert wurden. Für die Auswahl der Ereignisse spielte eine Rolle, dass in beiden Fällen grosse Niederschlagsmengen verzeichnet wurden und die Ereignisse auch relativ lang andauernd waren. Des Weiteren wurden grössere Sättigungs- bzw. Saugspannungsänderungen verzeichnet und in beiden Fällen konnte die Datenqualität als sehr gut beurteilt werden.

### Winterereignis

Der ausgewählte Winterniederschlag ereignete sich Anfang April 2005. Informationen über die Regencharakteristik sind Tabelle 3-10 zu entnehmen. Der Verlauf der sonstigen Wetterwerte ist dem Anhang 1 zu entnehmen.

*Tabelle 3-10: Regencharakteristik und Wetterdaten für das Regenereignis Nr. 11 (Anhang 1)*

<b>Charakteristik</b>	<b>Wert</b>
Ereignisdauer [d]	2.2
Ereignisbeginn	7.4.2005 - ca. 12 Uhr
Ereignisende	9.4.2005 - ca. 15 Uhr
Gesamtniederschlag [mm]	23.7
mittlere Regenintensität [mm/h]	0.45
maximale Regenintensität [mm/h]	2.0

Abbildung 3-50 zeigt die Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts bzw. der Saugspannungen kurz vor, während und nach dem Regenereignis als Tiefenprofile für die vier Messfelder. Bezüglich der Saugspannungen werden kaum Änderungen durch das Regenereignis verursacht. Beim volumetrischen Wassergehalt werden kleine Änderungen ( $<0.075$ ) in allen Tiefen beobachtet. Die Messwerte sind in dem Sinne widersprüchlich, da in relativ gesättigten Verhältnissen im tonigen Sand bei einer kleinen Änderung des volumetrischen Wassergehalts bereits grosse Saugspannungsänderungen zu erwarten wären (flacher Verlauf der Wasserretentionskurve). Da in den obersten Bodenschichten jedoch bereits vor Niederschlagsbeginn keine Saugspannungen mehr vorhanden sind ( $s=0$ ), ist zu vermuten, dass dort aufgrund des Niederschlags positive Porenwasserdrücke auftreten, die durch die Tensiometermessung nicht erfasst werden können.

Nach 24 Stunden Regendauer ist in den obersten Bodenzonen die grösste Sättigung erreicht und kurz nach Niederschlagsende ist dies in den tieferen Bodenzonen der Fall. Vier Tage nach Niederschlagsende hat sich das Sättigungsniveau in allen Tiefen wieder dem Ursprungszustand angenähert. Es ist zu vermuten, dass nach 24 Stunden Niederschlag der Boden so stark gesättigt ist, dass weiterer Niederschlag kaum mehr infiltriert wird, sondern oberflächlich abfließt. Abflussmessungen, die dies belegen könnten sind zu diesem Zeitpunkt leider nicht vorhanden. Beobachtungen anderer Autoren (Rahardjo et al., 2000; Ng et al., 2003; Rahardjo et al., 2005) legen diese Vermutung jedoch nahe. Das in den ersten 24 Stunden infiltrierte Wasser ist bis kurz nach Niederschlagsende auch in die tieferen Bodenzonen vorgedrungen und nach weiteren 4 Tagen wurde es bis in noch tiefere Zonen weitergeleitet, so dass sich der Wassergehalt in den messungsrelevanten Zonen wieder reduziert hat.

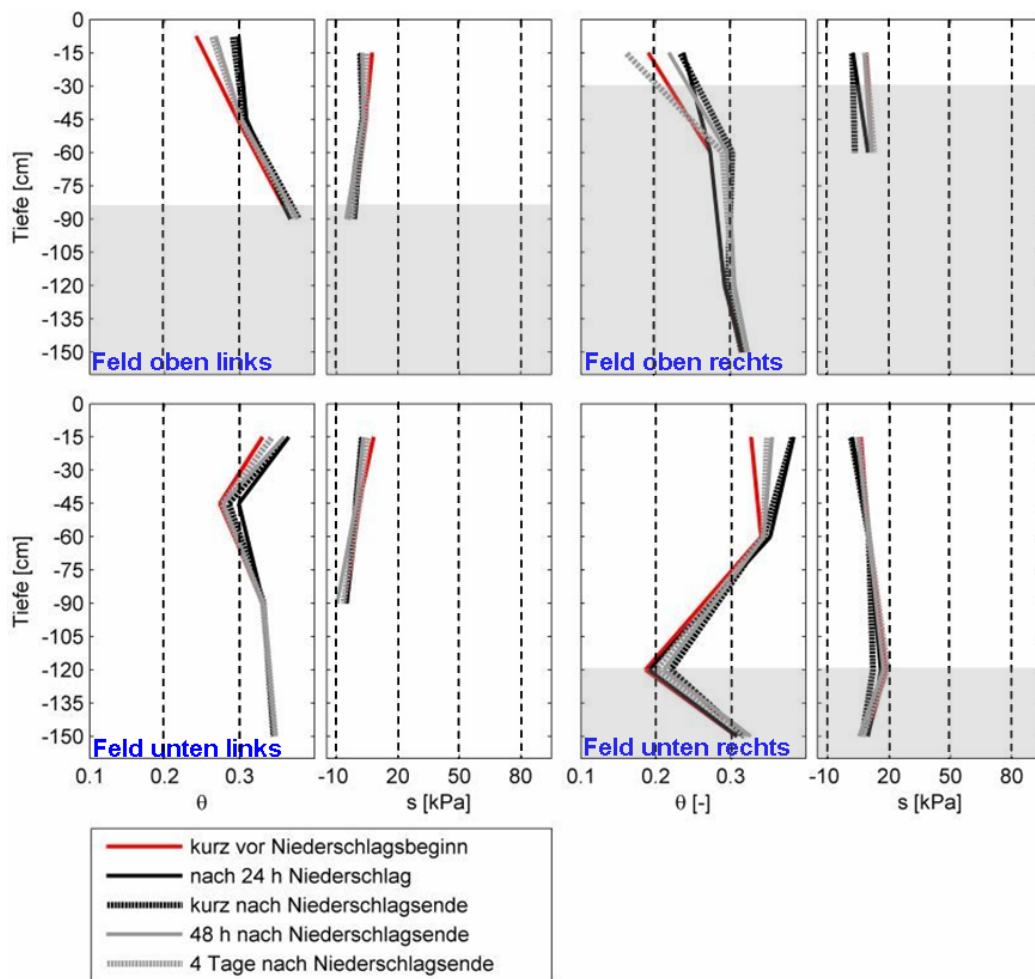


Abbildung 3-50: Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts bzw. der Saugspannungen während des Regenereignisses Nr. 11 in Zeiten hoher Bodensättigung (Winter)

### Sommerereignis

Der Sommerniederschlag ereignete sich Mitte August 2005. Informationen über die Regencharakteristik sind Tabelle 3-11 zu entnehmen. Der Verlauf der sonstigen Wetterwerte ist dem Anhang 1 zu entnehmen.

Tabelle 3-11: Regencharakteristik und Wetterdaten für das Regenereignis Nr. 31 (Anhang 1)

Charakteristik	Wert
Ereignisdauer [d]	3.3
Ereignisbeginn	19.8.2005 - ca. 18 Uhr
Ereignisende	22.8.2005 - ca. 23 Uhr
Gesamtniederschlag [mm]	14
mittlere Regenintensität [mm/h]	0.18
maximale Regenintensität [mm/h]	3.6

Abbildung 3-51 zeigt die Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts bzw. der Saugspannungen kurz vor, während und nach dem Regenereignis als Tiefenprofile für die vier Messfelder.

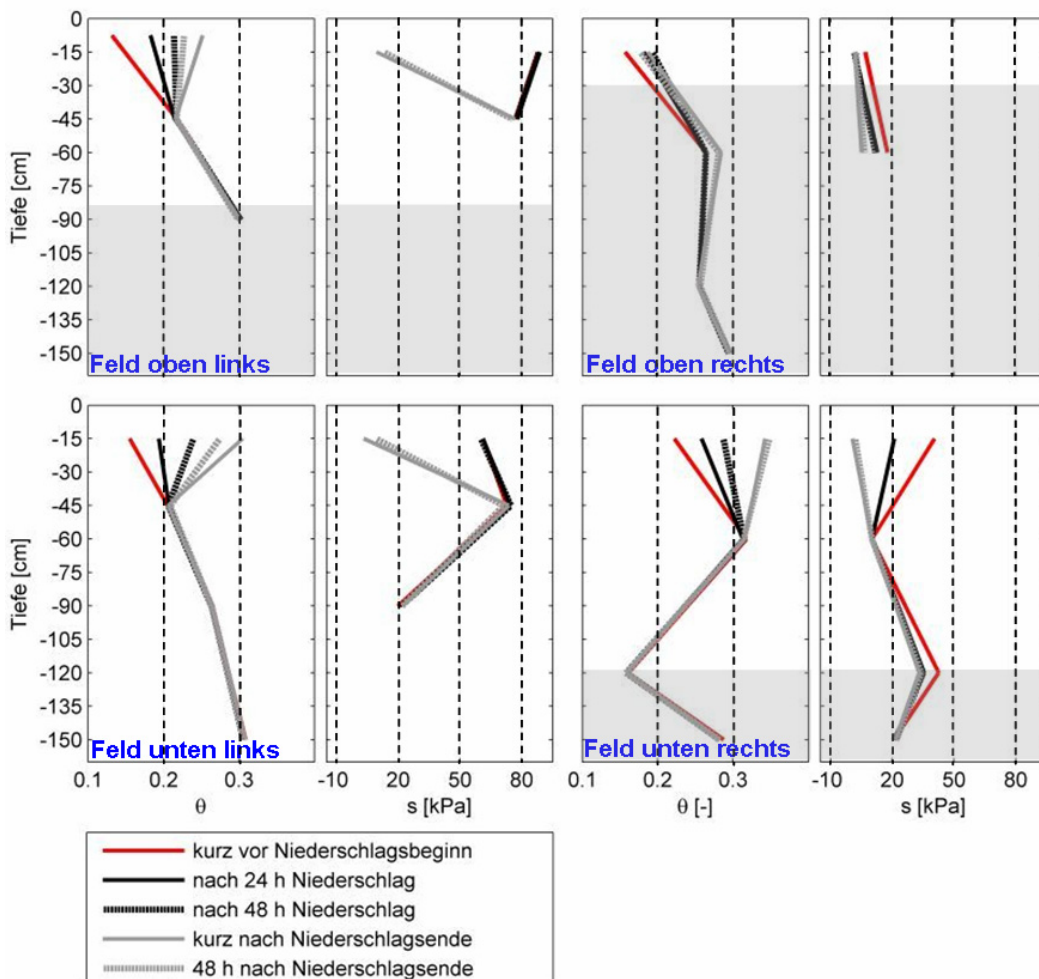


Abbildung 3-51: Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts bzw. der Saugspannungen während des Regenereignisses Nr. 31 in Zeiten niedriger Bodensättigung (Sommer)

Bezüglich der Saugspannungen und des volumetrischen Wassergehalts werden in den obersten Bodenzonen (< 45 cm Tiefe) relativ grosse Änderungen durch das Regenereignis verursacht, ausser im oberen rechten Messfeld, was daran liegt, dass der Boden dort im gesamten August 2005 bereits relativ gesättigt war (siehe Abschnitt „Saisonale Beobachtungen“). In tieferen Regionen verändern sich die Werte nur im oberen rechten Messfeld, die Saugspannungsmessung vor Niederschlagsbeginn in 120 cm Tiefe des unteren rechten Felds kann als Messungenauigkeit gewertet werden. Erst kurz nach Niederschlagsende ist die maximale Aufsättigung erreicht. Der volumetrische Wassergehalt ist zu diesem Zeitpunkt um bis zu 0.15 gestiegen und die Saugspannungen haben sich um bis zu 80 kPa reduziert. Es ist davon auszugehen, dass bis zu diesem Zeitpunkt auch der grösste Anteil des Regenwassers infiltriert wurde, was die Abflussmessungen unterstreichen (Anhang 1). Bis 48 Stunden nach Niederschlagsende ist nur ein sehr leichter Rückgang der Sättigung zu verzeichnen. Dies ist mit den für die Jahreszeit niedrigen Temperaturen und der geringen Evapotranspirationsrate in den Tagen nach dem Regenereignis zu erklären (siehe Anhang 1).

#### **3.6.4.5 Wasserretentionskurve**

Die über die gesamte Zeitdauer des Feldversuchs gemessenen Saugspannungen wurden den zum selben Zeitpunkt und an gleicher Stelle gemessenen volumetrischen Wassergehalten gegenübergestellt. Diese "in situ" WRC sind für alle vier Messfelder für die verschiedenen Tiefen dargestellt. Grau unterlegt sind dabei die Bereiche, die sich im siltigen Sand befinden. Die Werte, die während der Austrocknungsphase (Mai/Juni bis September/Oktober) aufgezeichnet wurden, sind in grau dargestellt, die Werte aus der Aufsättigungsphase in schwarz.

Bei keinem der Messpaare lässt sich eine eindeutige Hysterese bezüglich Austrocknung und Aufsättigung feststellen. Die gleiche Beobachtung wurde auch von Li et al. (2005) gemacht. Vergleicht man die "in situ" Wasserretentionskurve mit den im Labor bestimmten (Kapitel 4.1), zeigen besonders die im siltigen Sand aufgezeichneten Werte keine besonders gute Übereinstimmung. Saugspannungen von bis zu 40 kPa korrespondieren mit verhältnismässig hohem volumetrischen Wassergehalt. Dagegen korrespondieren die Saugspannungen der obersten Bodenschicht mit für tonigen Sand geringem volumetrischen Wassergehalt.



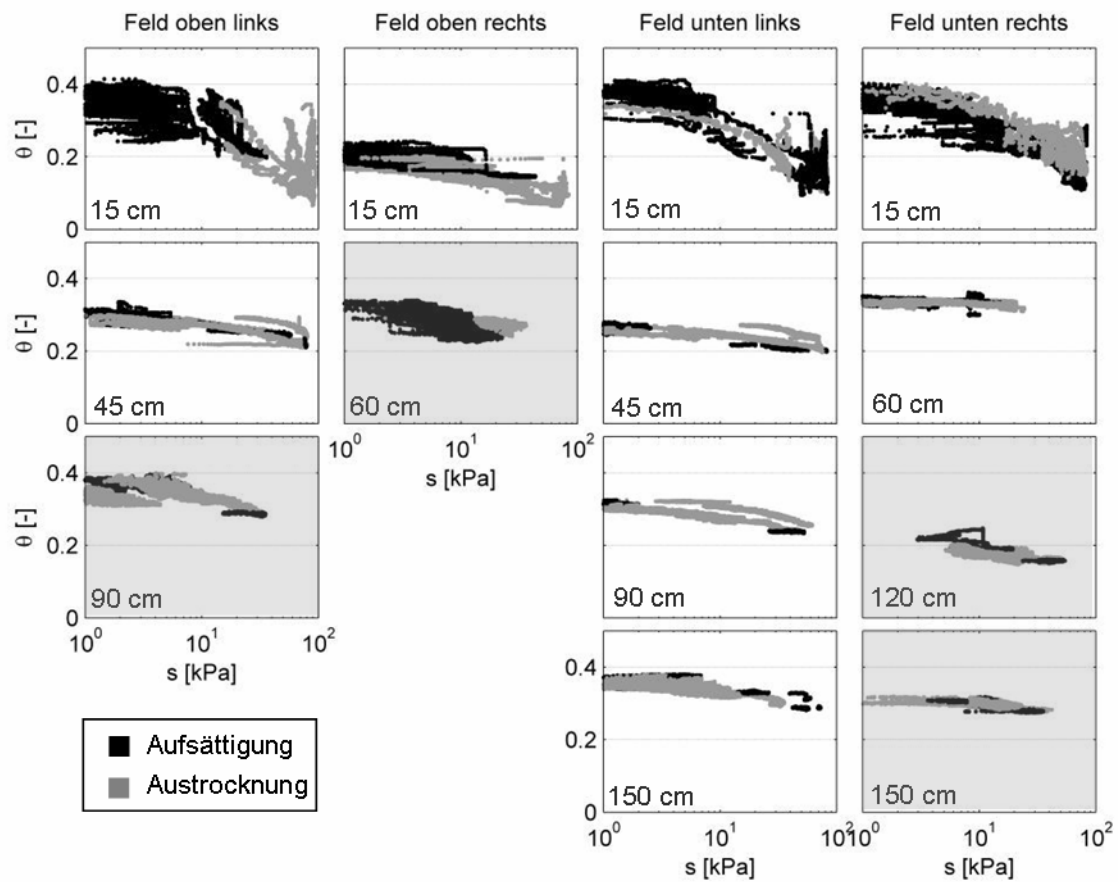


Abbildung 3-52: Spannweite der gemessenen Saugspannungen

Letztere Diskrepanz zu den Laborwerten lässt sich durch die Lagerungsstruktur der oberen Bodenschichten erklären. Durch Wurzelwerk, Rissbildungen oder Tiere verursachte grössere Porenräume speichern bei Vollsättigung grössere Mengen an Wasser und eine Entsättigung geht mit relativ kleinen Saugspannungen einher.



# 4 Wasserretentionskurve und Durchlässigkeit

## 4.1 Wasserretentionskurve

### 4.1.1 Überblick

Die Wasserretentionskurve, im Folgenden mit WRC abgekürzt (von englisch: water retention curve), spielt im Bereich der ungesättigten Böden eine entscheidende Rolle, da sie deren grundlegendes Verhalten charakterisiert (Barbour, 1998). Im vorliegenden Kapitel 4.1 erfolgt zuerst die Definition der WRC und ihrer Eigenschaften. Es folgt ein historischer Überblick über frühe bodenphysikalische und bodenmechanische Entwicklungen im Zusammenhang mit der WRC und die Bedeutung der WRC für die Interpretation des Verhaltens ungesättigter Böden wird erläutert. Nach Beschreibung einiger Modelle zur funktionalen Beschreibung der Kurve, werden die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche zur Bestimmung der WRC beschrieben und die Ergebnisse werden diskutiert und mit Hilfe der zuvor erwähnten Funktionen modelliert.

### 4.1.2 Definition

Die WRC definiert die Beziehung zwischen dem gravimetrischen Wassergehalt ( $w$ ), dem volumetrischen Wassergehalt ( $\theta$ ) oder dem Sättigungsgrad ( $S_r$ ) und der Saugspannung ( $s$ ). Sie lässt sich in 4 Phasen einteilen (Abbildung 4-1).

Im gesättigten Zustand (Phase 1) ist der gesamte Porenraum mit Wasser gefüllt und die vorhandene Porenluft ist im Wasser gelöst. Die Saugspannungen äussern sich durch Krümmung der Menisken am Rand des Bodenelements. Im quasi-gesättigten Zustand (Phase 2: Sättigungsgrad  $>0.85-0.9$ ) existieren mit Luft gefüllte Hohlräume im Porenwasser. Die Wasserphase ist kontinuierlich, die Luftphase nicht. Die Saugspannungen äussern sich ebenfalls durch die Krümmung der Menisken am Rand. Im teilgesättigten Zustand (Phase 3:  $\sim 0.1 < \text{Sättigungsgrad} < 0.85-0.9$ ) sind sowohl Gas- wie auch Wasserphase kontinuierlich. Die Saugspannungen äussern sich durch die Krümmung der Menisken im Porenraum. Im Residual-Zustand (Phase 4: Sättigungsgrad  $< \sim 0.1$ ) ist

die Gasphase kontinuierlich, die Wasserphase nicht. Die Saugspannungen bewirken auch hier die Krümmung der Menisken in den Poren.

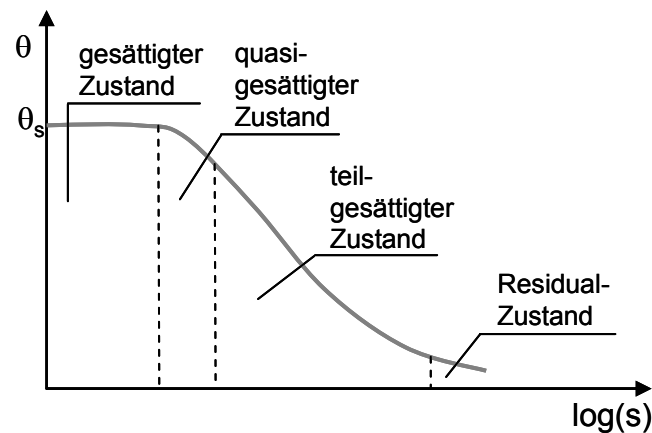


Abbildung 4-1: Phasen der WRC (Tarantino & Jommi, 2005)

Die wichtigsten Kenngrößen der WRC (Abbildung 4-2) sind der volumetrische Wassergehalt im gesättigten Zustand ( $\theta_s$ ), der Lufteintrittswert ( $s_{AEV}$ ), der residuale volumetrische Wassergehalt ( $\theta_r$ ) und die entsprechende residuale Saugspannung ( $s_r$ ) (Vanapalli et al., 1999).

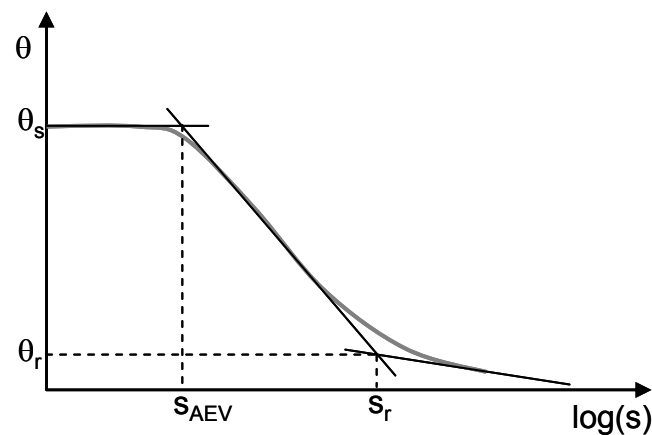


Abbildung 4-2: Kenngrößen der WRC (Tarantino & Jommi, 2005)

Der Lufteintrittswert ist die Saugspannung, bei der die Entleerung der Poren beginnt. Der residuale Wassergehalt ist erreicht, wenn eine weitere Saugspannungserhöhung keine wesentliche Wassergehaltsveränderung mehr hervorruft. Eine weitere Abnahme des Wassergehalts kann nur durch Gasbewegungen erfolgen. Eine weitere Kenngröße der WRC ist die Steilheit, die folgendermaßen berechnet wird:

$$\text{Steilheit} = \frac{\theta_s - \theta_r}{\log(s_r) - \log(s_{AEV})}$$

Die WRC kann bezüglich Austrocknung und Aufsättigung eine Hysterese aufweisen (Abbildung 4-3) (Fredlund & Rahardjo, 1993). Das bedeutet, dass die Saugspannungen, die bei einem bestimmten Wassergehalt im Boden vorherrschen, unterschiedlich gross sind, je nachdem, ob der Boden sich in einer Austrocknungsphase oder einer Aufsättigungsphase befindet.

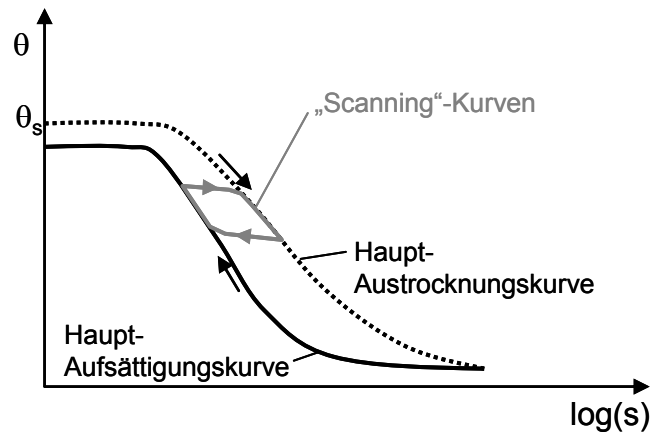


Abbildung 4-3: Hysterese der WRC (Tarantino & Jommi, 2005)

Die Hauptaustrocknungskurve und die Hauptaufsättigungskurve begrenzen dabei den Bereich der möglichen Sättigungs- bzw. Saugspannungszustände. Generell sind die Saugspannungen während der Aufsättigung kleiner als bei gleichem Wassergehalt während des Austrocknens. Des Weiteren wird nach einer Austrocknung mit anschliessender Wiederaufsättigung der ursprüngliche Wassergehalt meist nicht mehr erreicht, da Lufteinschlüsse in den Poren bei der Aufsättigung möglich sind. Das Phänomen der Hysterese wird anhand des Porenmodells in Abbildung 4-4 verdeutlicht.

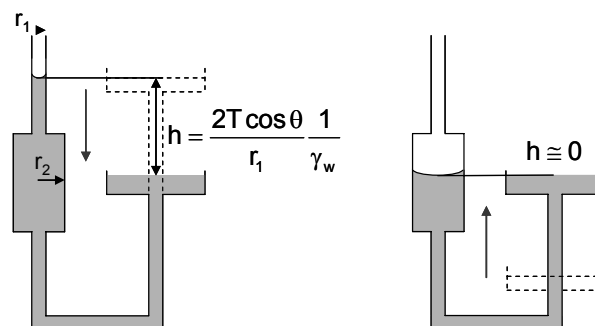


Abbildung 4-4: Erklärung der Hysterese am Kapillarmodell (links: Effekt durch Absenkung des Porenwasserdrucks, rechts: Effekt durch Anhebung des Porenwasserdrucks) (Tarantino & Jommi, 2005)

Dargestellt ist ein Porensystem mit kleineren und grösseren Poren mit einem Porenradius  $r_1$  bzw.  $r_2$ . Die Poren (grosse und kleine) seien zu Beginn mit Wasser gefüllt und der Porenwasserdruck wird gesenkt (linke Seite). Die Kapillar-

kräfte mit Druckhöhe  $h$  in den kleinen Poren bewirken, dass sich der Porenraum nicht entleert. Wird der Porenwasserdruck auf das gleiche Niveau angehoben (rechte Seite) wirken die Kapillarkräfte der grossen Poren, die viel kleiner oder sogar kaum vorhanden sind. Bei gleichem Porenwasserdruck (links und rechts) herrscht also eine verschiedene Sättigung des Bodens, je nachdem, ob sich der Boden in der Austrocknungs- oder Aufsättigungsphase befindet.

Die Form der WRC und auch die Hysterese sind von der Bodenart abhängig. Abbildung 4-5 zeigt qualitativ den Verlauf typischer Wasserretentions-Austrocknungskurven für verschiedene Bodenarten.

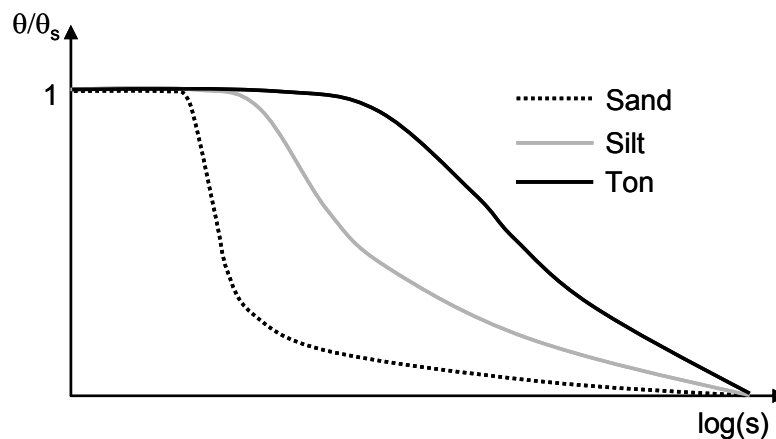


Abbildung 4-5: WRC (Austrocknungsphase) für verschiedene Bodenarten (nach Vanapalli et al., 1999)

Die Form der WRC ist abhängig vom Porenraum des Bodens und somit von der Lagerungsdichte, der Lagerungsstruktur und folglich auch der Spannungsgeschichte des Bodens. Experimentelle Untersuchungen hierzu finden sich in den Arbeiten von Vanapalli et al. (1999) und Ng & Pang (2000).

#### 4.1.3 Historischer Überblick

##### 4.1.3.1 Frühe bodenphysikalische Entwicklungen

Frühe Arbeiten über die Bodenfeuchtigkeit wurden durch King (1899) und Slichter (1897–1898) durchgeführt. King (1899) untersuchte die Fähigkeit des Bodens, Wasser zu speichern, Slichter (1897–1898) entwickelte ein grundlegendes Modell vom Porenraum des Bodens. Letztere Arbeit bildet die Grundlage für zahlreiche Untersuchungen über Grundwasserbewegungen im Porensystem des Bodens.

Briggs (1897) und Buckingham (1907) erarbeiteten die Voraussetzungen für ein grundlegendes Verständnis der Bodenfeuchtigkeit. Briggs (1897) unterschied verschiedene Wasserkategorien nach dem Mechanismus, durch den das Wasser im Boden gehalten wird: hygroscopisches Wasser (an Bodenpartikel absorbiertes Wasser), Kapillarwasser (durch Oberflächenspannungskräfte

gehaltenes Wasser) und Gravitationswasser (frei drainierendes, nicht vom Boden gehaltenes Wasser). Buckingham (1907) richtete seinen Forschungsfokus auf die Energie bzw. auf das Potential des Wassers. Mit Hilfe grundlegender Messungen zeigt er, dass Wasser, verursacht durch ein Kapillarpotential, gespeichert wird und fließt. Dies geschehe analog der Speicherung und des Flusses von Wärme oder Elektrizität, verursacht durch ein thermisches bzw. elektrisches Potential. Seine Ansicht, dass Kapillarphänomene durch das Potential bzw. die Energie des Wassers verursacht werden, erlaubt auch, dabei verschiedene Energieformen zu betrachten. Mechanische (Saugspannungen) und chemische Energie (osmotischer Druck) können als Bestandteile der Gesamtenergie des Wassers betrachtet werden. Dies diente als Grundlage für die Definition von Matrix-, osmotischen und totalen Saugspannungen (Aitchison, 1964) (siehe auch Kapitel 2.4). Buckingham (1907) entwickelte auch die erste aus Versuchen resultierende WRC. Er verwendete dafür mit Boden gefüllte Metallzylinder, die mit einem Wasserreservoir auf Referenzhöhe ins Gleichgewicht gebracht wurden. Die potentielle Gravitationsenergie nach Erreichen des Gleichgewichtszustands in beliebiger Höhe oberhalb der Referenzhöhe wird von ihm als Kapillarpotential bezeichnet. Eine Schlüsselerkenntnis war dabei, dass das Verhältnis zwischen Kapillarpotential und Wassergehalt eine stetige Funktion darstellt. Richards (1928) vereinfachte diesen Versuch unter Verwendung einer dünnen Bodenprobe, die durch eine Keramikplatte von einem Wasserreservoir, welches unter Vakuum gesetzt werden konnte, getrennt wurde.

Die Prinzipien, auf denen viele gegenwärtige Methoden zur Bestimmung der WRC (Fredlund & Rahardjo, 1993) basieren, wurden in den frühen Jahren des 20. Jahrhunderts entwickelt. Grundidee war immer, die Bodenprobe ins thermodynamische Gleichgewicht mit einem Wasserreservoir mit bekanntem Energiestatus zu bringen (siehe auch Kapitel 2.5). Die Energieform im Wasserreservoir bestimmt dabei die Interpretation bezüglich des Bodenverhaltens. Zum Beispiel wird bei der Verwendung eines Pressure Plate Extractors (Kapitel 4.1.6), bei dem das Bodenwasser mit dem Wasser im Vorratsbehälter in Kontakt ist, mechanische Energie (Matrix-Saugspannung) gemessen, während beispielsweise im osmotischen Desiccator die Gesamtenergie des Bodenwassers (mechanische und chemische) gemessen wird (totale Saugspannung).

Eine weitere Schlüsselerkenntnis der frühen Bodenphysik war die Gleichsetzung des Kapillarpotentials mit dem Differenzdruck an der Grenzfläche zwischen Porenluft und Porenwasser (siehe auch Kapitel 2.3). Die Matrix-Saugspannungen innerhalb des Porenwassers sind dabei invers proportional zum Porenradius (Taylor, 1948). Die Arbeit von Briggs (1897) fasste die Kapillarität noch mehr als Anziehungskraft zwischen Wasser und Bodenpartikel auf. Haines (1927) wendete dagegen das Kapillarmodell zur Erklärung der Druckverteilung innerhalb des Porenwassers an. Dies führte schliesslich dazu, Phänomene wie Scherkraft (Kohäsion) des ungesättigten Bodens und die Hysterese der WRC zu erklären (Haines, 1927).

Childs (1940) und Childs & Collis-George (1948 und 1950) erweiterten das Kapillarmodell, um die Verteilung der Bodenfeuchtigkeit im ungesättigten Boden noch besser zu verstehen. Sie deuteten die WRC als zufällige Porengrössenverteilung und verwendeten diese Erkenntnis dazu, Vorhersagemethoden be-

züglich der Durchlässigkeit des ungesättigten Bodens zu entwickeln. Childs (1940) war seinerzeit der erste, der feststellte, dass die WRC wertvolle Informationen über die Bodenstruktur und die Verteilung und Geometrie des Porenwassers enthält. Die Steilheit der WRC, aufgetragen über die Saugspannung, stellt beispielsweise die Porengrößenverteilung eines Bodens dar. Im Folgenden gingen Childs & Collis-George (1948) an, Bodeneigenschaften anhand der WRC vorauszusagen.

#### **4.1.3.2 Frühe geotechnische Entwicklungen**

Schon in den 30er und 40er Jahren des letzten Jahrhunderts beachteten Geotechniker wie Terzaghi (1943) oder van Mourik Broekman & Keveling Buisman (1936) den Einfluss von negativen Porenwasserdrücken auf die Hangstabilität. Terzaghi (1943) zum Beispiel war mit den früheren Arbeiten der Bodenphysik bezüglich ungesättigter Böden vertraut und analysierte in ähnlicher Weise wie Haines (1930) den Effekt von Saugspannungserhöhung bzw. Sättigungsabnahme auf die Geometrie der Grenzfläche zwischen Porenluft und Porenwasser bzw. zwischen Porenwasser und Bodenpartikel, um so auch den Effekt einer Entsättigung auf die Scherkraft zu verstehen. Terzaghi (1943) erkannte ebenfalls die kontinuierliche Natur der WRC und die Tatsache, dass die Durchlässigkeit eines Bodens eine Funktion des Sättigungsgrads darstellt.

Zwischen 1950 und 1960 wurde diesen grundlegenden Prinzipien der Bodenphysik zum Feuchtigkeitstransport in ungesättigtem Boden von geotechnischen Ingenieuren wenig Beachtung geschenkt. Zum Beispiel Burmister (1954) beharrte darauf, dass das Gesetz von Darcy nur im gesättigten Boden gültig ist und Lambe (1954) behauptete, dass der Einfluss des Sättigungsgrads auf die Durchlässigkeit im Vergleich zu dem der Bodenstruktur klein ist. Diese Missverständnisse ziehen sich für lange Zeit durch die einschlägige Literatur. Dennoch stellten die fünfziger Jahre eine Periode des Interesses am Verhalten des ungesättigten Bodens dar. Ein wichtiges Beispiel dafür sind die Arbeiten von Bishop (1959) und Bishop & Blight (1963) zur Erklärung von effektiven Spannungen im ungesättigten Boden (siehe Kapitel 5).

In den siebziger Jahren legte besonders die Arbeit von Fredlund & Morgenstern (1977) eine allgemeine theoretische Grundlage für die Analyse ungesättigter Böden in der Geotechnik (siehe ebenfalls Kapitel 5).

#### **4.1.4 Bedeutung bezüglich des Verhaltens ungesättigter Böden**

Es ist zunächst wichtig zu verstehen, dass das Verhältnis zwischen Sättigungsgrad und Saugspannungen, also die WRC, das Verhältnis zwischen einem Volumen- oder Deformationszustand und einem Energiezustand darstellt. In einer qualitativen und quantitativen Weise hilft die WRC zum Beispiel dabei, die Elemente des von Burland (1995) beschriebenen Bodenmechanikdreiecks (Abbildung 4-6) zu verstehen. Sie liefert so ein Werkzeug für die Entwicklung eines ingenieurmässigen Urteilsvermögens bei Problemen im Zusammenhang mit ungesättigten Böden.



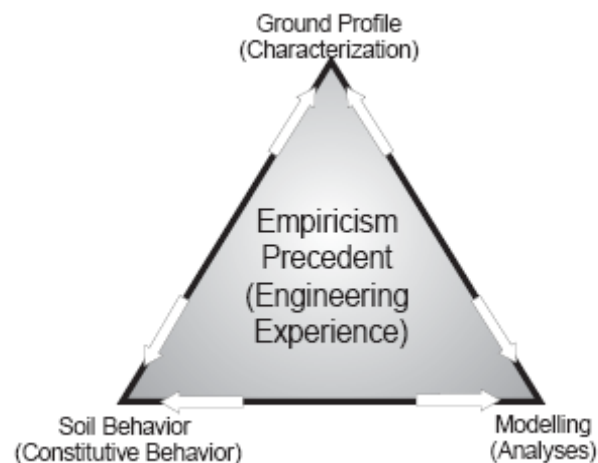


Abbildung 4-6: Bodenmechanisches Dreieck nach Burland (1995)

Basierend auf den Informationen aus der WRC sind zahlreiche Methoden vorgeschlagen worden, um zum Beispiel Volumenänderung, Scherkraft, Durchlässigkeit, Diffusion, Adsorption, Dampfdiffusion, Wärmeleitfähigkeit und eine Vielzahl anderer Eigenschaften des ungesättigten Boden vorauszusagen (Barbour, 1998). Manche Modelle sind dabei eher konzeptionell und unterstützen den Ingenieur dabei, das Verhalten von ungesättigtem Boden zu verstehen, viele der Modelle können aber auch dafür herangezogen werden, quantitative Schätzungen von Bodeneigenschaften für weitergehende Analysen durchzuführen (siehe auch Kapitel 4.2 bezüglich Durchlässigkeit und Kapitel 5 bezüglich Scherfestigkeit).

#### 4.1.5 Modelle zur Formulierung der WRC

In der Literatur werden zahlreiche Modelle für die funktionale Beschreibung der WRC vorgeschlagen. Dabei kann man im Allgemeinen zwischen **empirischen Gleichungen** und **Vorhersagemodellen** unterscheiden. Für die Anwendung von **empirischen Gleichungen** müssen Messdaten bezüglich der WRC vorhanden sein. Die Gleichungsparameter sind so zu wählen, dass die Funktion an die Messdaten angenähert wird. In Tabelle 4-1 ist eine Auswahl der bekanntesten dieser Gleichungen aufgelistet.

Tabelle 4-1: Empirische Gleichungen für die WRC

Gleichung	Parameter (aus Daten)	"fitting"	Referenz
$\theta = \frac{1}{1 + q\psi^n} (\theta_s - \theta_r) + \theta_r$	$\theta_r, \theta_s$	$q, n$	Gardner (1958)
$\theta = \left( \frac{\Psi_{AEV}}{\Psi} \right)^\lambda (\theta_s - \theta_r) + \theta_r$	$\theta_r, \theta_s, \Psi_{AEV}$	$\lambda$	Brooks & Corey (1964) (für $s > S_{AEV}$ )
$\theta = \left[ \frac{1}{1 + (a\psi)^n} \right]^m (\theta_s - \theta_r) + \theta_r$	$\theta_r, \theta_s$	$a, m, n$	van Genuchten (1980)
$\theta = \frac{1}{1 + e^{(\psi - a_3)/b_3}} (\theta_s - \theta_r) + \theta_r$	$\theta_r, \theta_s$	$a_3, b_3$	Mc Kee & Bumb (1984), Bumb (1987) (für kleine $s$ )
$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m}$	$\theta_r, \theta_s, \psi_r$	$a, n, m$	Fredlund & Xing (1994)
$C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{1.000.000}{\psi_r} \right)} \approx 1$			

mit:  $\theta$ : volumetrischer Wassergehalt  
 $\psi$ : Saugspannung  
 $e$ : Euler'sche Zahl  
Index r: residual (Bereich max. Saugspannung bzw. min. Wassergehalt)  
Index s: gesättigt  
Index AEV: am Lufteintrittswert

Die Gleichung nach Brooks & Corey (1964) ist eine der ersten zur funktionalen Beschreibung der WRC. Sie ist für den Saugspannungsbereich über dem Luft-eintrittswert empfohlen. In Bereichen minimaler und maximaler Sättigung ist sie nicht gültig. Die Gleichung nach Mc Kee & Bumb (1984) und Bumb (1987) zeigt bessere Anwendbarkeit in Bereichen kleiner Saugspannungen. Für Bereiche minimaler Sättigung ist sie jedoch ebenfalls ungültig. Die Gleichung nach van Genuchten (1980), Gardner (1958) und Fredlund & Xing (1994) sind sehr flexibel und in der Lage, die WRC über den gesamten Saugspannungsbereich realitätsgetreu abzubilden. Die Gleichung nach van Genuchten (1980) stellt dabei eine Erweiterung der Gleichung nach Gardner (1958) dar. Die Gleichungen nach van Genuchten (1980) und Fredlund & Xing (1994) stehen im Rahmen der numerischen Berechnungen mit Vadose/W (siehe Kapitel 6) zur Verfügung.

Anhand der Ergebnisse aus Versuchen zur Bestimmung der WRC werden in Kapitel 4.1.9 die oben beschriebenen Gleichungen auf ihre Anwendbarkeit für die in dieser Arbeit relevanten Böden untersucht.

Neben den empirischen Gleichungen gibt es **Vorhersagemodelle** (Arya & Paris, 1981; Aubertin et al., 2003), die im Wesentlichen auf der Korngrößenverteilung bzw. der Porengrößenverteilung basieren. Diese bieten sich an, wenn es aus Kosten- oder Zeitgründen nicht möglich ist, die WRC zu bestimmen. Da die Qualität dieser Vorhersagen in den meisten Fällen deutlich schlechter ist als die Annäherung an Messdaten mit empirischen Gleichungen, soll darauf im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingegangen werden.

#### 4.1.6 Bestimmung der WRC

Die experimentelle Bestimmung der WRC wird in 3 verschiedenen Geräten durchgeführt, im Pressure Plate Extractor (ppe), Tempe-Zellen (T-Z) und in Fredlund-Zellen (F-Z), wobei bei allen Versuchen das Prinzip der Achsenverschiebung (Kapitel 2) zur Anwendung kommt. Eine nähere Beschreibung der Versuchsgeräte folgt später innerhalb des vorliegenden Kapitels.

##### 4.1.6.1 Versuchsprogramm

Das WRC-Versuchsprogramm kann Tabelle 4-2 entnommen werden.

Tabelle 4-2: Versuchsprogramm für die Bestimmung der WRC

Gerät	Versuchs-ID	$\sigma_n$ [kPa]	Versuchsart	Saugspannungen [kPa]
ppe	ppe_SM1 bis 6 ppe_SC1 bis 6	-	Austrocknung	1, 5, 10, 20, 40, 60, 80, 100, 150, 200, 300, 400
T-Z	TZ_SM1 bis 4 TZ_SC1 bis 2	-	Austrocknung	1, 5, 10, 15, 25, 45, 65, 85, 105
F-Z	FZ_SM	16	Austrocknung und Aufsättigung	1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 450 (gleiche Stufen zurück)
F-Z	FZ_SC	9.5	Austrocknung und Aufsättigung	1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 1250 (gleiche Stufen zurück)

Tabelle 4-3 informiert über den Charakter der untersuchten Bodenproben. Sämtliche Bodenproben stammen aus dem Entnahmeschlitz (Kapitel 3.4.5.1). Es wurden primär ungestörte Proben untersucht. Die bei den Fredlund-Zellen aufgebracht Belastungen entsprechen in etwa dem ursprünglichen Überlagerungsdruck im Feld. Im Pressure Plate Extractor und in Tempe-Zellen sind nur Austrocknungskurven messbar, in den Fredlund-Zellen kann die Austrocknungs- und die Aufsättigungskurve bestimmt werden. Da die ungestörten Proben zu Anfang des Versuchs unterschiedliche Trockendichten aufweisen, kann ein Einfluss der Anfangsdichte auf die WRC untersucht werden.

Tabelle 4-3: Charakterisierung der untersuchten Bodenproben

Versuchs-ID	Boden	Zustand	Entnahmetiefe [cm]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]
ppe_SM1	SM	ungestört	72	1.60
ppe_SM2	SM	ungestört	72	1.47
ppe_SM3	SM	ungestört	72	1.59
ppe_SM4	SM	ungestört	75	1.43
ppe_SM5	SM	ungestört	80	1.49
ppe_SM6	SM	ungestört	80	1.37
ppe_SC1	SC	ungestört	35	1.50
ppe_SC2	SC	ungestört	45	1.46
ppe_SC3	SC	ungestört	37	1.53
ppe_SC4	SC	ungestört	36	1.56
ppe_SC5	SC	ungestört	40	1.46
ppe_SC6	SC	ungestört	36	1.56
TZ_SM1	SM	gestört	75-100	1.29
TZ_SM2	SM	gestört	75-100	1.40
TZ_SM3	SM	gestört	75-100	1.49
TZ_SM4	SM	gestört	75-100	1.41
TZ_SC1	SC	gestört	25-50	1.35
TZ_SC2	SC	ungestört	30	1.41
FZ_SM	SM	ungestört	90	1.48
FZ_SC	SM	ungestört	50	1.48

#### 4.1.6.2 Versuche mit dem Pressure Plate Extractor

Beim verwendeten Versuchsgesetz handelt es sich um das Modell "1600-5bar-Pressure Plate Extractor" der Firma „Soilmoisture Equipment“ (Abbildung 4-7 und Abbildung 4-8). Das Prinzip der Achsenverschiebung (Kapitel 2) kommt hierbei zum Tragen. Bis zu vier Filterplatten finden je nach Probenhöhe im Druckbehälter Platz und Luftdrücke von bis zu 500 kPa können elektronisch vorgeregelt aufgebracht werden. Die Filterplatten sind von unten mit einer Gummihaut abgedichtet. Das Porenwasser, welches während des Versuchs aus der Probe von oben durch die Filterplatte fließt, wird zwischen Gummihaut und Platte gesammelt und durch Ausflussschläuche aus dem Topf abgeleitet.

Da der Bereich unterhalb der Filterplatte direkt mit der Aussenluft in Verbindung steht, herrscht dort ein Wasserdruck von  $u_w = 0$  kPa und die aufgebrachte Saugspannung ( $u_a - u_w$ ) entspricht genau dem Luftdruck im Drucktopf. Kleine Wasserreservoirs, welche neben den Proben auf der Filterplatte stehen, sollen die Austrocknung der Proben durch Evaporation vermindern.

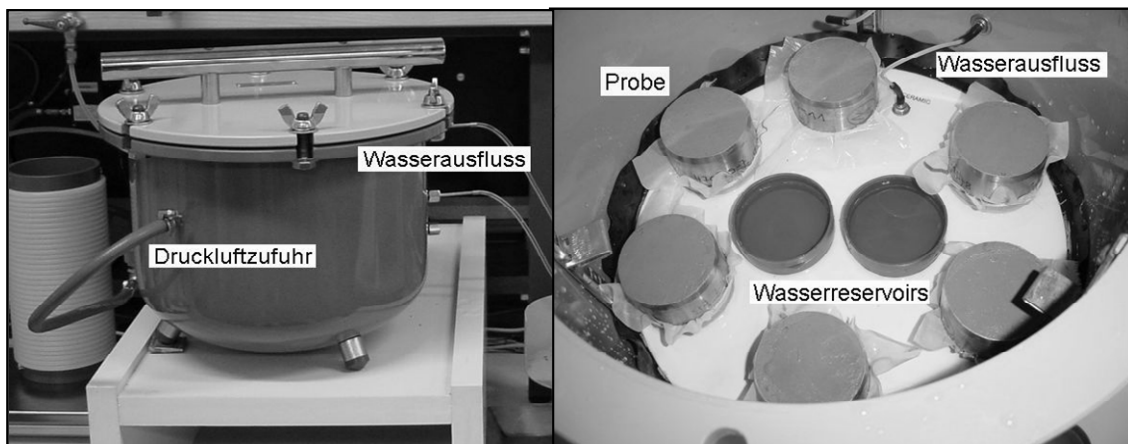


Abbildung 4-7: Pressure Plate Extractor, links: von aussen, rechts: von innen mit Proben und Wasserreservoirs

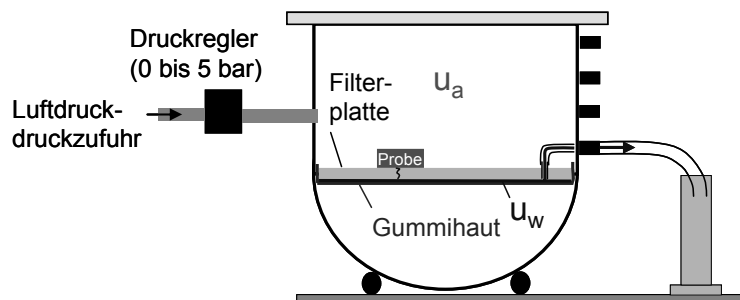


Abbildung 4-8: Querschnitt durch den Pressure Plate Extractor mit einer eingebauten Filterplatte und einer Bodenprobe

Die Proben werden vor Beginn des Versuchs gesättigt und gewogen. Die Drücke nach Tabelle 4-2 werden aufgebracht und die Proben werden während jeder Druckstufe in regelmässigen Abständen (ca. alle 2 Tage) gewogen. Bleibt das Gewicht zwischen zwei Wägungen konstant ( $\pm 0.2$  g), kann der Druck erhöht werden. Für die ersten Druckstufen werden die Proben von unten mit Netzen bespannt, um einen Materialverlust beim Wiegen zu verhindern. Mit sinkendem Wassergehalt steigt die Stabilität der Proben und die Netze können entfernt werden. Des Weiteren werden die Proben mit kleinen Gewichten belastet, um den Kontakt zur Filterplatte zu sichern.

Im Laufe der Versuchreihe wurde festgestellt, dass die Zeit zum Erreichen konstanter Verhältnisse (konstantes Probengewicht) übermässig lang schien ( $> 1$  Monat schon für Saugspannungen von 80 kPa). Ursache dafür ist die Entsättigung der Filterplatte aufgrund von Luftdiffusion. Durch die dadurch stark verminderte Durchlässigkeit der Platte und den somit schlechten Platten-Bodenkontakt (Wasserphase muss zusammenhängen) kommt es zu diesen langen Versuchzeiten, was besonders im Hinblick auf die Evaporation zur Verfälschung der Messergebnisse führen kann. Deshalb und auch im Hinblick darauf, dass die Aufsättigungskurve mit dem Pressure Plate Extractor nicht bestimmt werden

kann und eine Betrachtung von Saugspannungen bis 500 kPa für den tonigen Sand nicht ausreichend ist (siehe Kapitel 4.1.8), wurde ein weiterer Versuche in der Fredlund-Zelle durchgeführt. Die Ergebnisse der Versuche im Pressure Plate Extraktor werden in den Kapiteln 4.1.7 und 4.1.8 dargestellt und diskutiert.

#### 4.1.6.3 Versuche mit Tempe-Zellen

Die Tempe-Zellen (Abbildung 4-9) wurden ebenfalls bei der Firma „Soilmoisture Equipment“ bezogen. Ein Versuchstand mit 6 Zellen (Abbildung 4-10) wurde eingerichtet, an denen Luftdrücke von bis zu 100 kPa elektronisch vorgeregelt aufgebracht werden können. Der Bereich unterhalb der Filterplatte steht auch hier direkt mit der Aussenluft in Verbindung, das untere Ende des Ausflussschlauches liegt allerdings ca. 50 cm unterhalb des unteren Probenrands, womit in der Probe schon bei  $u_a = 0$  kPa ein Wasserdruck von  $u_w = -5$  kPa herrscht. Die angesetzte Saugspannung ( $u_a - u_w$ ) entspricht somit dem angesetzten Luftdruck + 5 kPa.



Abbildung 4-9: Tempe-Zelle (Bildquelle: [www.soilmoisture.com](http://www.soilmoisture.com))

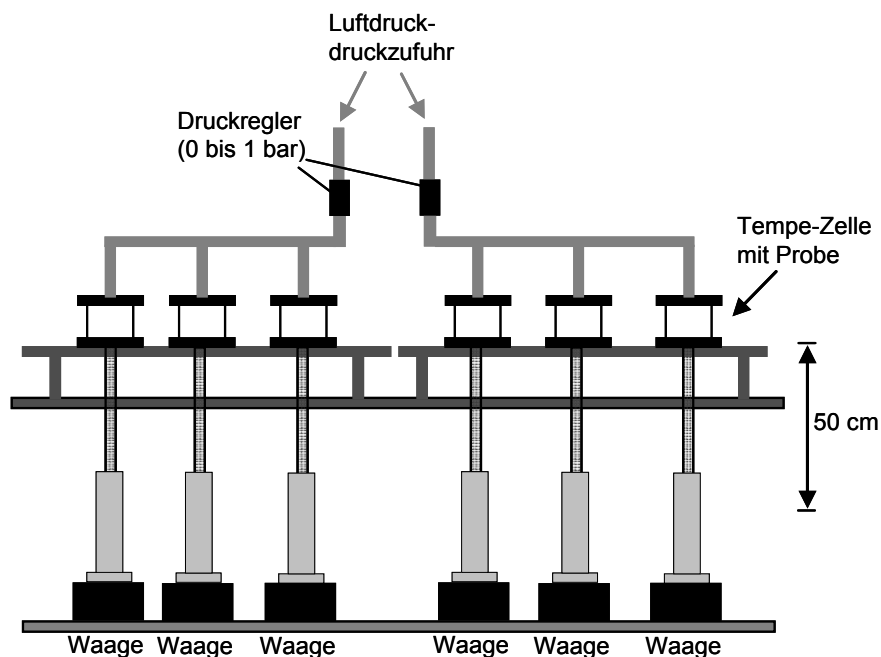


Abbildung 4-10: Versuchstand mit 6 Tempe-Zelle

Die Proben werden vor Beginn des Versuchs gesättigt und gewogen. Die Drücke nach Tabelle 4-2 werden aufgebracht und das Wasser, welches durch die Keramikplatten hindurch und unten aus den Zellen durch die Ausflussschläuche fließt, wird in Reagenzgläsern gesammelt. Die Reagenzgläser stehen auf Waagen, welche im Abstand von 1 Minute das Gewicht an einen Computer übermitteln. Fließt kein Wasser mehr aus den Proben hinaus, kann der Druck erhöht werden. Die Ergebnisse aus diesem Versuch sind sowohl für die Bestimmung der WRC sowie für die Bestimmung der Durchlässigkeit für ungesättigte Verhältnisse (siehe Kapitel 4.2) verwendet worden.

Wie auch beim Pressure Plate Extractor, ist in Tempe-Zellen nur eine Bestimmung der Austrocknungskurve möglich. Die Ergebnisse der Versuche werden ebenfalls in den Kapiteln 4.1.7 und 4.1.8 dargestellt und diskutiert.

#### 4.1.6.4 Versuche mit der Fredlund-Zelle

Zwei Fredlund-Zellen (Abbildung 4-11 und Abbildung 4-12) der Firma „GCTS Testing systems“ ([www.gcts.com](http://www.gcts.com)) kamen zum Einsatz, die ebenfalls nach dem Prinzip der Achsenverschiebung (Kapitel 2) arbeiten.

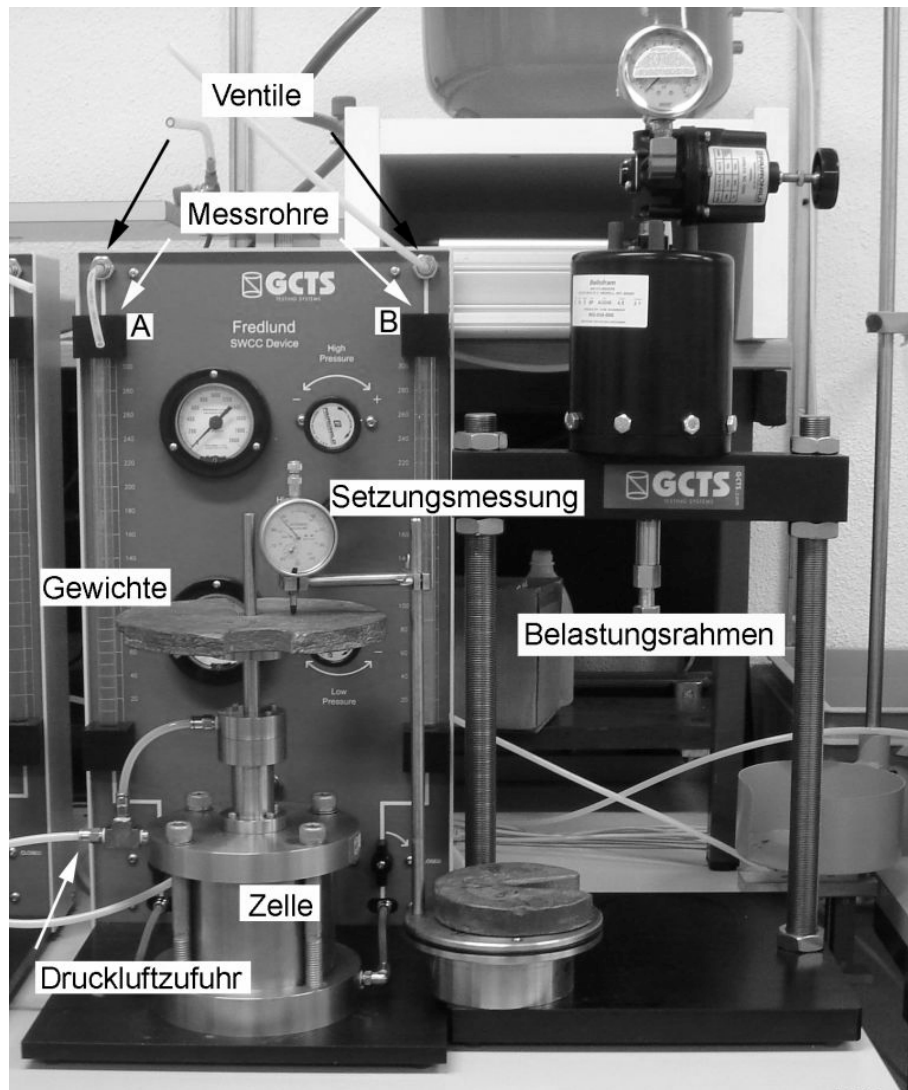


Abbildung 4-11: Fredlund-Zelle während eines Versuchs

Saugspannungen bis zu 12.5 bar (maximaler Hausdruck, Geräte bis 15 bar einsetzbar) können aufgebracht werden und es ist möglich, auch die Aufsättigungskurve der WRC zu bestimmen. Des Weiteren kann der Boden vertikal belastet werden. Für kleine Spannungen, wie zum Beispiel "in situ"-Überlagerungsdruck, geschieht dies durch Auflegen von Gewichten. Sollen grössere Spannungen aufgebracht werden, wird die Zelle in einem speziellen Rahmen montiert und die Belastung erfolgt pneumatisch. Die Volumenänderung der Probe kann durch Messung der Probenhöhendifferenz erfasst werden, allerdings unter der Voraussetzung, dass die Probe bis zum Versuchsende vom Probenring fest umschlossen bleibt.



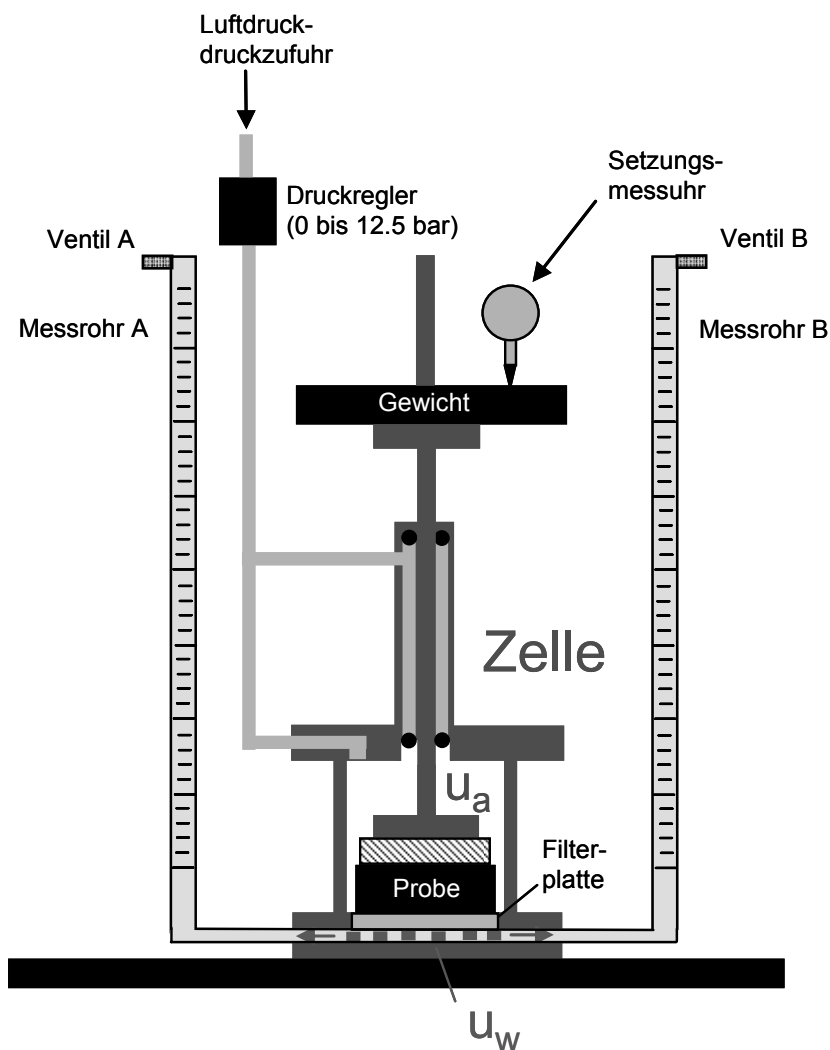


Abbildung 4-12: Querschnitt durch die Fredlund-Zelle (nach Produktbeschreibung der Firma GCTS ([www.gcts.com](http://www.gcts.com)))

Die Proben werden vor Beginn des Versuchs in einem Probenring von 63,5 mm Innendurchmesser und 31,7 mm Höhe eingebaut, gesättigt und daraufhin gewogen. Die für den Boden geeignete Filterplatte (Luft Eintrittswert bei 1, 5 oder 15 bar) wird ausgewählt, ebenfalls gesättigt und gewogen. Nachdem die Probe in der Zelle eingebaut wurde, wird sie bei einer Saugspannung von 0 mit  $\sigma_n$  nach Tabelle 4-2 belastet und es wird abgewartet, bis eventuelle Setzungen abgeklungen sind. Die Saugspannungen (ebenfalls nach Tabelle 4-2) werden schrittweise aufgebracht und das Wasser fließt aus der Probe, durch die Keramikplatte in die Messrohre, bzw. umgekehrt, wenn die Aufsättigungskurve bestimmt wird. Fließt kein Wasser mehr aus der Probe hinaus bzw. in die Probe hinein, kann der Druck erhöht bzw. vermindert werden. Nach jeder Ablesung des Wasserstands in den Messrohren wird Luft in Ventil A gepumpt, was das Wasser aus Messrohr A unter der Probe hindurch in Messrohr B fließen lässt. Dadurch werden Luftblasen, die sich eventuell unter der Filterplatte gesammelt

haben, mitgespült. Durch erneutes Ablesen der Wasserspiegel kann auf das Volumen dieser Luftansammlungen geschlossen werden.

Nach Beendigung der letzten Druckstufe wird die Probe gewogen und der Wassergehalt bzw. die Trockenraumdichte werden bestimmt. Die Filterplatte wird ebenfalls gewogen, um das Wasservolumen zu ermitteln, welches im Laufe des Versuchs nicht aus der Probe, sondern aus der Filterplatte ausgetreten ist.

Die Skalierung der Messrohre wurde bei Raumtemperatur ( $\sim 20^\circ\text{C}$ ) kalibriert, 1 mm auf der Messskala entsprechen einer Wassermasse von 0.0715 g.

#### 4.1.7 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse (Siltiger Sand)

##### 4.1.7.1 Versuche im Pressure Plate Extractor

Die Ergebnisse der Versuche an siltigem Sand im Pressure Plate Extractor sind in Abbildung 4-13 und Tabelle 4-4 dargestellt.

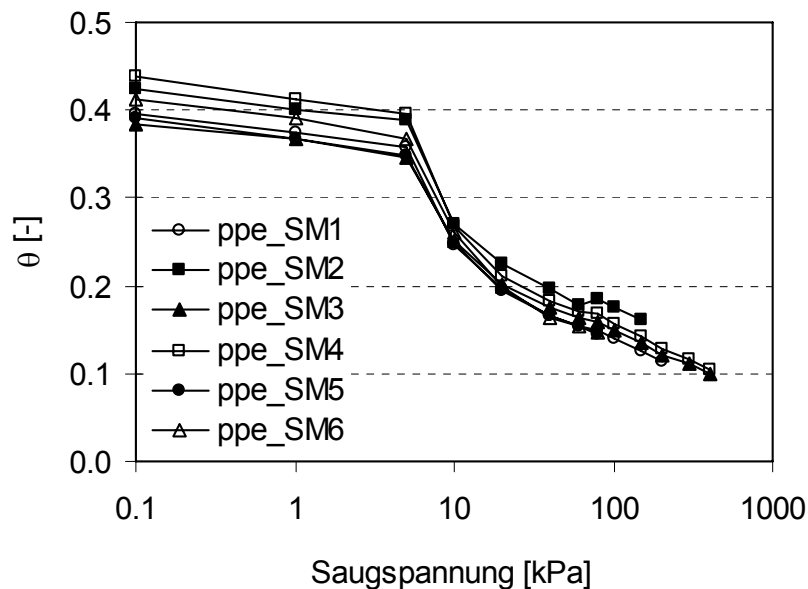


Abbildung 4-13: WRC des siltigen Sands aus Versuchen im Pressure Plate Extractor

Der Bereich der Trockendichten lag zwischen  $1.37$  und  $1.6 \text{ g/cm}^3$ . Der Sättigungsgrad zu Versuchsbeginn lag zwischen  $0.85$  und  $1.0$ . Die durchschnittliche Trockendichte ( $1.49 \text{ g/cm}^3$ ) ist etwas höher, als die in Kapitel 3.4.6.2 für den siltigen Sand bestimmte (max.  $1.41 \text{ g/cm}^3$ ). Entnahmetiefe und Abmessungen der verwendeten Ausstechzylinder waren jedoch verschieden.

Die Versuchsergebnisse sind sehr homogen. Die Unterschiede in den Ergebnissen sind vorwiegend auf die unterschiedlichen Trockendichten zurückzuführen. Der Lufteintrittswert ( $s_{\text{AEV}}$ ) liegt bei  $4\text{-}5 \text{ kPa}$  und die Steilheit ist ungefähr  $0.28$ . Der residuale Wassergehalt wurde bei einer Saugspannung von  $400 \text{ kPa}$  noch nicht erreicht, er liegt schätzungsweise bei ca.  $\theta_r = 0.05$ . Die für siltigen

Sand hohen berechneten Sättigungsgrade zu Versuchbeginn lassen vermuten, dass Ungenauigkeiten bei der Bestimmung der Trockendichte auftraten. Die siltigen Sandproben waren ab einer Saugspannung von ca. 100 kPa sehr instabil, und es war dementsprechend schwierig, bei den Wägungen Materialverlust zu vermeiden. Der Vergleich der Versuche ppe\_SM2 bis 4 zeigt, dass bei höherer Trockendichte ein kleinerer volumetrischer Wassergehalt bei Vollsättigung vorliegt, was auf das kleinere Porenvolumen zurückzuführen ist.

Die wichtigsten Kennwerte der im Pressure Plate Extractor bestimmten Wasserretentionskurven des siltigen Sands sind in Tabelle 4-4 zusammengefasst. Der Index „a“ bedeutet, dass der Wert am Versuchsanfang gemessen wurde, der Index „e“ steht für das Versuchsende. Der residuale volumetrische Wassergehalt ( $\theta_r$ ) ist abgeschätzt.

Tabelle 4-4: Resultate: Versuche an siltigem Sand (ppe)

Versuch	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\theta_a$ [-]	$\theta_e$ [-]	$S_{r,a}$ [-]	$S_{r,e}$ [-]	$\theta_r$ [-]	$s_{AEV}$ [kPa]	Steilheit [-]
ppe_SM1	1.60	0.40	0.11	1.00	0.28	0.05	4-5	0.28
ppe_SM2	1.47	0.43	0.16	0.95	0.36	0.05	4-5	0.28
ppe_SM3	1.59	0.38	0.10	0.96	0.25	0.05	4-5	0.28
ppe_SM4	1.43	0.44	0.10	0.96	0.23	0.05	4-5	0.28
ppe_SM5	1.49	0.39	0.14	0.89	0.33	0.05	4-5	0.28
ppe_SM6	1.37	0.41	0.15	0.85	0.30	0.05	4-5	0.28

#### 4.1.7.2 Versuche in Tempe-Zellen

Die Ergebnisse der Versuche an siltigem Sand in Tempe-Zellen sind in Abbildung 4-14 und Tabelle 4-5 dargestellt.

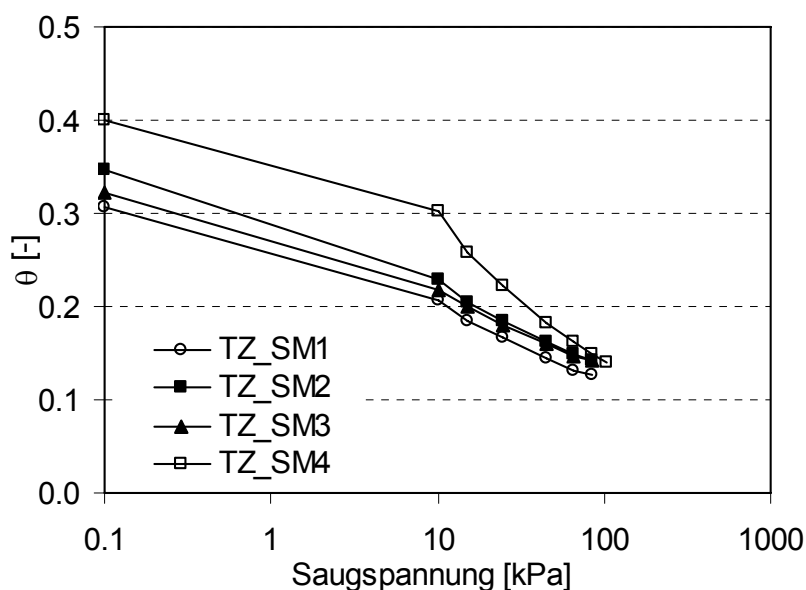


Abbildung 4-14: WRC des siltigen Sands aus Versuchen in Tempe-Zellen

Der Bereich der Trockendichten lag zwischen  $1.29$  und  $1.49 \text{ g/cm}^3$ . Der Sättigungsgrad zu Versuchsbeginn lag zwischen  $0.6$  und  $0.86$ . Diese relativ geringe Sättigung ist auf den schwierigen Vorgang des Probeneinbaus zurückzuführen. Ein relativ grosser Wasserverlust war nicht zu vermeiden.

Die Aussagekraft der Versuchsergebnisse im Bereich kleiner Saugspannungen sollte aus diesem Grund nicht überbewertet werden. Deshalb und auch aufgrund der geringen Datendichte lassen sich auch hier bezüglich der Grösse des Lufteintrittswerts und der Steilheit in Abhängigkeit der Trockendichte keine Aussagen treffen.

Tabelle 4-5: Resultate: Versuche an siltigem Sand (Tempe-Zellen)

Versuch	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\theta_a$ [-]	$\theta_e$ [-]	$S_{r,a}$ [-]	$S_{r,e}$ [-]
TZ_SM1	1.29	0.31	0.13	0.60	0.25
TZ_SM2	1.40	0.35	0.14	0.73	0.30
TZ_SM3	1.49	0.32	0.14	0.74	0.32
TZ_SM4	1.41	0.40	0.14	0.86	0.30

#### 4.1.7.3 Versuch in der Fredlund-Zelle

Die Ergebnisse des Versuchs an siltigem Sand in der Fredlund-Zelle ist in Abbildung 4-15, Abbildung 4-16 und Tabelle 4-6 dargestellt. Die Trockendichte bei Versuchsbeginn lag bei  $1.48 \text{ g/cm}^3$ , der Sättigungsgrad bei  $0.83$ . Die Probe

wurde mit einer Auflast von 16 kPa vertikal belastet und Saugspannungen zwischen 1 und 450 kPa wurden stufenweise aufgebracht.

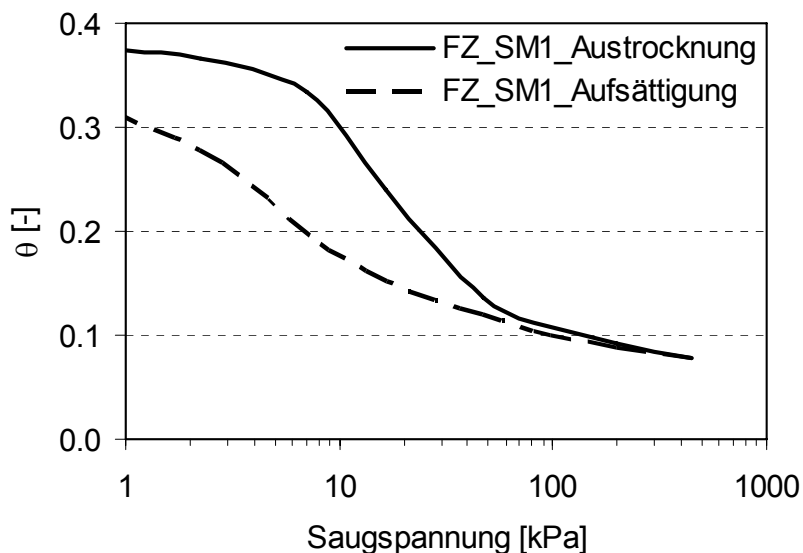


Abbildung 4-15: WRC des siltigen Sands aus dem Versuch in der Fredlund-Zelle mit einer Auflast von  $\sigma_n = 16 \text{ kPa}$

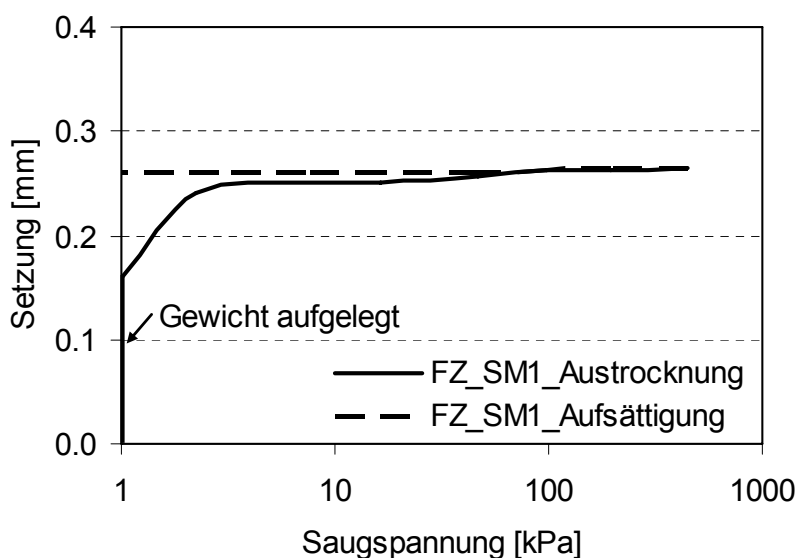


Abbildung 4-16: Setzungen des siltigen Sands während des Versuchs in der Fredlund-Zelle mit einer Auflast von  $\sigma_n = 16 \text{ kPa}$

Die WRC zeigt eine Hysterese bezüglich Austrocknung und Aufsättigung, dabei verläuft die Austrocknungskurve steiler als die Aufsättigungskurve und auch der ursprüngliche Wassergehalt wird bei Versuchsende nicht wieder erreicht. Der

Luft Eintrittswert liegt bei 4-5 kPa und die Steilheit ist ca. 0.26 für die Austrocknungskurve, was in etwa der Steilheit der im Pressure Plate Extractor bestimmten WRC entspricht, und ca. 0.15 für die Aufsättigungskurve. Der residuale Wassergehalt wurde bei einer Saugspannung von 450 kPa mit  $\theta = 0.08$  fast erreicht, er liegt schätzungsweise bei ca.  $\theta_r = 0.06$ . Während des Versuchs wurde die Probe aufgrund der Saugspannungen leicht konsolidiert. Insgesamt traten Setzungen von 0.26 mm auf, was bei einer Probenhöhe von 31.7 mm lediglich eine Stauchung von 0.8 % ausmacht und somit vernachlässigbar klein ist.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Qualität des hier dargestellten Versuchs aufgrund der relativ niedrigen Anfangssättigung als nicht optimal eingestuft werden muss. Allerdings ist der beobachtete Hystereseeffekt als wichtige Erkenntnis hervorzuheben, welcher im Feld (Kapitel 3.6.4) nicht beobachtet werden konnte.

Die wichtigsten Kennwerte der in der Fredlund-Zelle bestimmten Wasserretentionskurve des siltigen Sands sind in Tabelle 4-6 zusammengefasst. Der Index „a“ bedeutet, dass der Wert am Versuchsanfang gemessen wurde, der Index „e“ steht für das Versuchsende. Der residuale volumetrische Wassergehalt ( $\theta_r$ ) ist abgeschätzt. Die Steilheit ist für die Austrocknungskurve (d=drying) und für die Aufsättigungskurve (w=wetting) angegeben.

*Tabelle 4-6: Resultate: Versuch am siltigen Sand (FZ)*

<b>Parameter</b>		<b>Wert</b>
$\rho_d$	[g/cm <sup>3</sup> ]	1.48
$\theta_a$	[-]	0.37
$\theta_{min}$	[-]	0.08
$\theta_e$	[-]	0.31
$S_{r,a}$	[-]	0.83
$S_{r,min}$	[-]	0.18
$S_{r,e}$	[-]	0.71
$\theta_r$	[-]	0.06
$s_{AEV}$	[kPa]	4-5
Steilheit (d)	[-]	0.26
Steilheit (w)	[-]	0.15
$\Delta h_{max}$	[mm]	0.27
$\Delta h_e$	[mm]	0.26

#### 4.1.8 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse (Toniger Sand)

##### 4.1.8.1 Versuche im Pressure Plate Extractor

Die Ergebnisse der Versuche an tonigem Sand im Pressure Plate Extractor sind in Abbildung 4-17 und Tabelle 4-7 dargestellt.

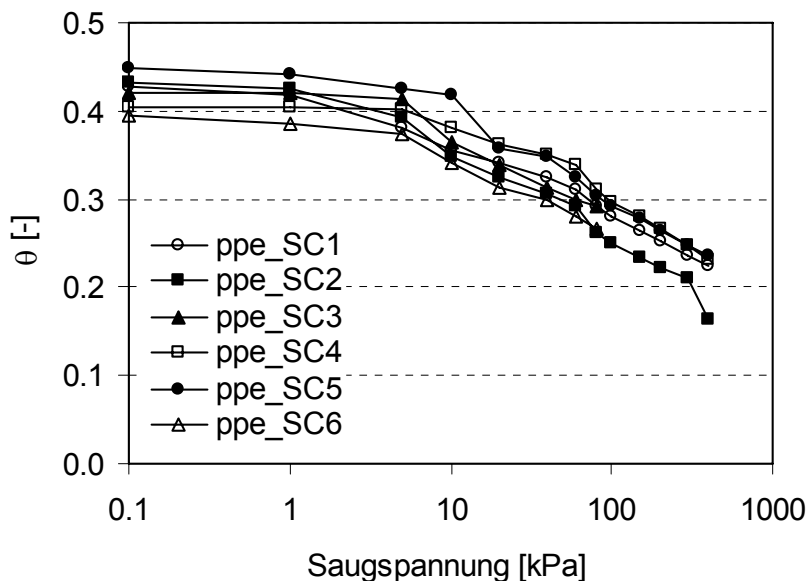


Abbildung 4-17: WRC des tonigen Sands aus Versuchen im Pressure Plate Extractor

Der Bereich der Trockendichten lag zwischen  $1.46 \text{ g/cm}^3$  und  $1.56 \text{ g/cm}^3$ , was im Rahmen der in Kapitel 3.4.6.2 für den tonigen Sand bestimmten Werte liegt. Der Sättigungsgrad zu Versuchsbeginn lag rechnerisch zwischen 0.96 und 1.0. Die Versuchsergebnisse sind ebenfalls homogen. Die Unterschiede in den Ergebnissen sind zum Teil auf die unterschiedlichen Trockendichten zurückzuführen. Da, wie bereits erwähnt, die Versuchszeiten bis zum Erreichen konstanter Verhältnisse für einige Saugspannungsstufen sehr lang waren, muss aber auch mit Verfälschungen der Ergebnisse durch Evaporationseffekte gerechnet werden, was auch die Sprünge im Kurvenverlauf erklärt. Der Luftporeneintrittswert liegt bei 7-9 kPa und die Steilheit ist ungefähr 0.13. Der residuale Wassergehalt wurde bei einer Saugspannung von 400 kPa noch nicht erreicht, er liegt schätzungsweise bei ca. 0.1.

Tabelle 4-7: Resultate: Versuche an tonigem Sand (ppe)

Versuch	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\theta_a$ [-]	$\theta_e$ [-]	$S_{r,a}$ [-]	$S_{r,e}$ [-]	$\theta_r$ [-]	$s_{AEV}$ [kPa]	Steilheit [-]
ppe_SC1	1.50	0.43	0.22	0.99	0.52	0.1	7-9	0.13
ppe_SC2	1.46	0.43	0.16	0.97	0.37	0.1	7-9	0.13
ppe_SC3	1.53	0.42	0.29	0.99	0.69	0.1	7-9	0.13
ppe_SC4	1.56	0.40	0.23	0.98	0.56	0.1	7-9	0.13
ppe_SC5	1.46	0.45	0.24	1.00	0.52	0.1	7-9	0.13
ppe_SC6	1.56	0.39	0.27	0.96	0.65	0.1	7-9	0.13

#### 4.1.8.2 Versuche in Tempe-Zellen

Die Ergebnisse der Versuche an tonigem Sand in Tempe-Zellen sind in Abbildung 4-18 und Tabelle 4-8 dargestellt.

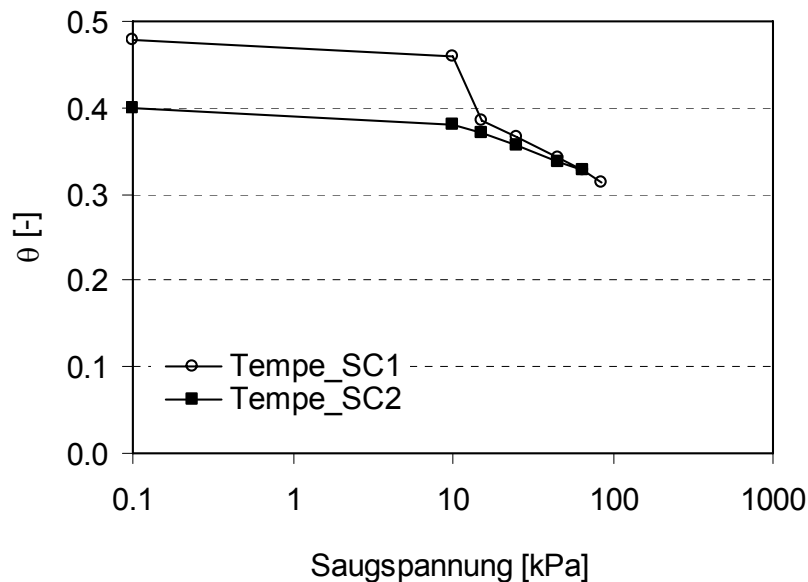


Abbildung 4-18: WRC des tonigen Sands aus Versuchen in Tempe-Zellen

Der Bereich der Trockendichten lag zwischen 1.35 und 1.41 g/cm<sup>3</sup>. Der Sättigungsgrad zu Versuchsbeginn lag zwischen 0.86 und 0.98.

Tabelle 4-8: Resultate: Versuche an tonigem Sand (Tempe-Zellen)

Versuch	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\theta_a$ [-]	$\theta_e$ [-]	$S_{r,a}$ [-]	$S_{r,e}$ [-]
TZ_SC1	1.35	0.48	0.31	0.98	0.64
TZ_SC2	1.41	0.40	0.33	0.86	0.70

#### 4.1.8.3 Versuch in der Fredlund-Zelle

Die Ergebnisse des Versuchs an tonigem Sand in der Fredlund-Zelle sind in Abbildung 4-19, Abbildung 4-20 und Tabelle 4-9 dargestellt. Die Trockendichte bei Versuchsbeginn lag bei 1.48 g/cm<sup>3</sup>, der Sättigungsgrad bei 0.8. Die Probe wurde mit einer Auflast von 9 kPa vertikal belastet und Saugspannungen zwischen 1 und 1250 kPa wurden schrittweise angesetzt.



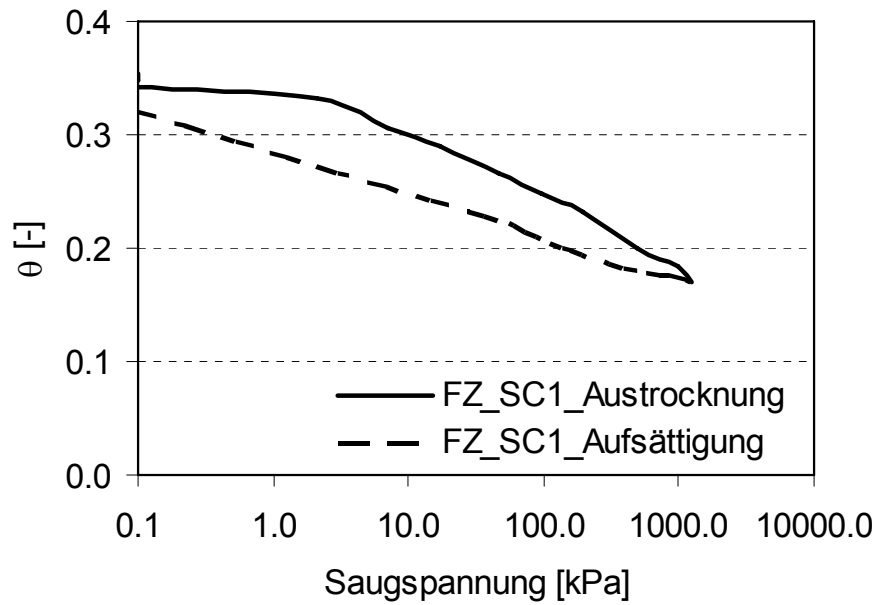


Abbildung 4-19: WRC des tonigen Sands aus dem Versuch in der Fredlund-Zelle mit einer Auflast von  $\sigma_n = 9 \text{ kPa}$

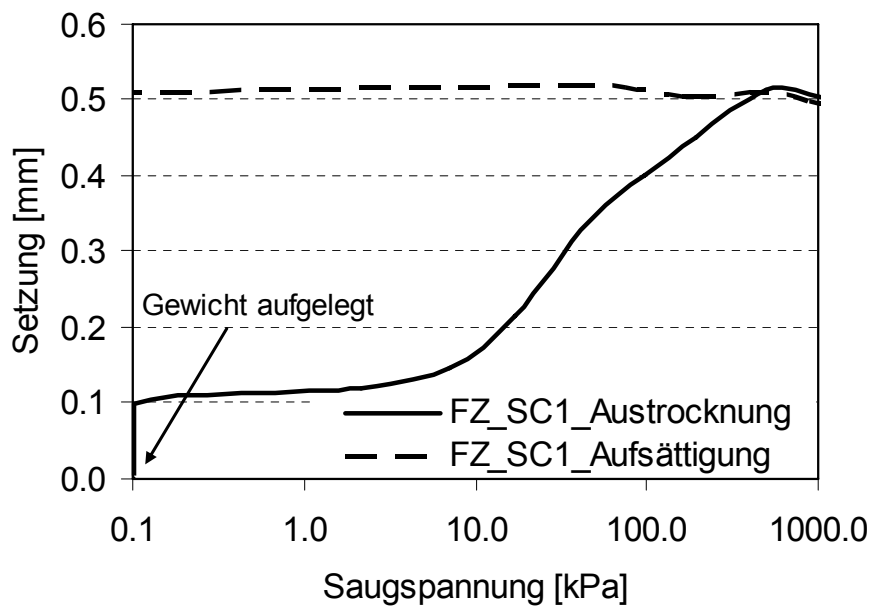


Abbildung 4-20: Setzungen des tonigen Sands während des Versuchs in der Fredlund-Zelle mit einer Auflast von  $\sigma_n = 9 \text{ kPa}$

Die WRC zeigt eine Hysterese bezüglich Austrocknung und Aufsättigung, dabei verläuft die Austrocknungskurve etwas steiler als die Aufsättigungskurve und

auch der ursprüngliche Wassergehalt wird bei Versuchsende nicht wieder erreicht. Der Lufteintrittswert liegt bei 2 kPa und die Steilheit ist 0.06 für die Austrocknungskurve und 0.04 für die Aufsättigungskurve. Der residuale Wassergehalt wurde bei einer Saugspannung von 1250 kPa noch nicht erreicht, er liegt schätzungsweise bei ca.  $\theta_r = 0.1$ . Während des Versuchs wurde die Probe aufgrund der Saugspannungen leicht konsolidiert. Insgesamt traten Setzungen von 0.51 mm auf, was bei einer Probenhöhe von 31.7 mm lediglich eine Stauchung von 1.6 % ausmacht, was das doppelte des Werts der siltigen Sandprobe darstellt aber auch als sehr gering eingestuft werden kann.

Die wichtigsten Kennwerte der in der Fredlund-Zelle bestimmten Wasserretentionskurve des tonigen Sands sind in Tabelle 4-9 zusammengefasst. Der Index „a“ bedeutet, dass der Wert am Versuchsanfang gemessen wurde, der Index „e“ steht für das Versuchsende. Der residuale volumetrische Wassergehalt ( $\theta_r$ ) ist abgeschätzt. Die Steilheit ist für die Austrocknungskurve (d=drying) und für die Aufsättigungskurve (w=wetting) angegeben.

*Tabelle 4-9: Resultate: Versuch am tonigen Sand (FZ)*

<b>Parameter</b>		<b>Wert</b>
$\rho_d$	[g/cm <sup>3</sup> ]	1.48
$\theta_a$	[-]	0.35
$\theta_{min}$	[-]	0.17
$\theta_e$	[-]	0.32
$S_{r,a}$	[-]	0.80
$S_{r,min}$	[-]	0.39
$S_{r,e}$	[-]	0.74
$\theta_r$	[-]	0.10
$s_{AEV}$	[kPa]	2.00
Steilheit (d)	[-]	0.06
Steilheit (w)	[-]	0.04
$\Delta h_{max}$	[mm]	0.52
$\Delta h_e$	[mm]	0.51

### 4.1.9 Modellierung der Ergebnisse

Die in Tabelle 4-1 aufgeführten empirischen Gleichungen wurden dafür verwendet, die Ergebnisse der WRC funktional zu beschreiben. Die Wahl der Modellparameter kann Tabelle 4-10 und Tabelle 4-11 entnommen werden.

#### 4.1.9.1 Siltiger Sand

Abbildung 4-21 und Abbildung 4-22 zeigen die Messergebnisse des Versuchs ppe\_SM3 für siltigen Sand im Vergleich zu den Näherungsfunktionen (Tabelle 3-2).

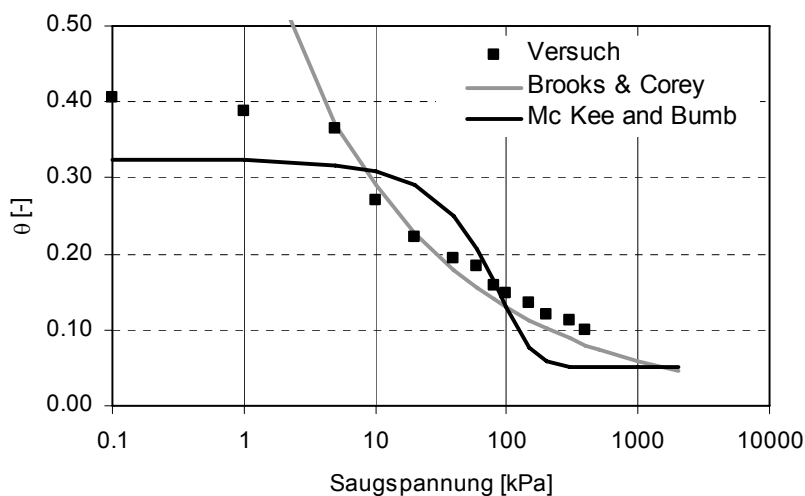


Abbildung 4-21: Vergleich der Messdaten aus dem Versuch ppe\_SM3 (siltiger Sand) mit den in Tabelle 3-2 vorgestellten Näherungsgleichungen (Teil 1)

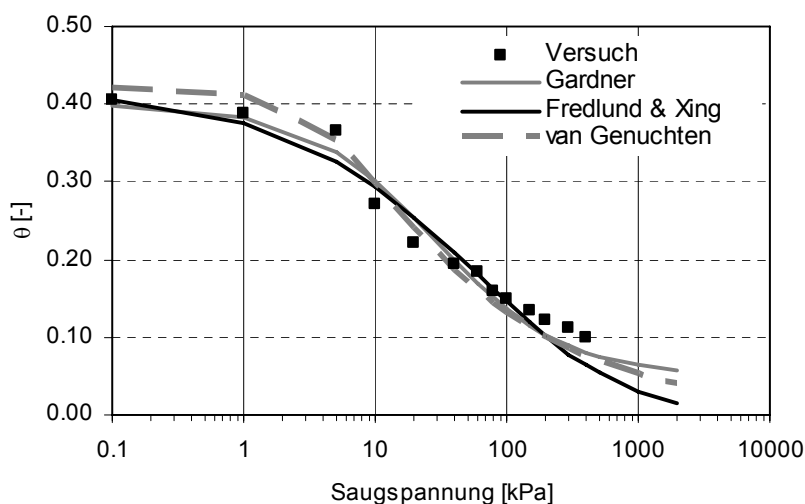


Abbildung 4-22: Vergleich der Messdaten aus dem Versuch ppe\_SM3 (siltiger Sand) mit den in Tabelle 3-2 vorgestellten Näherungsgleichungen (Teil 2)

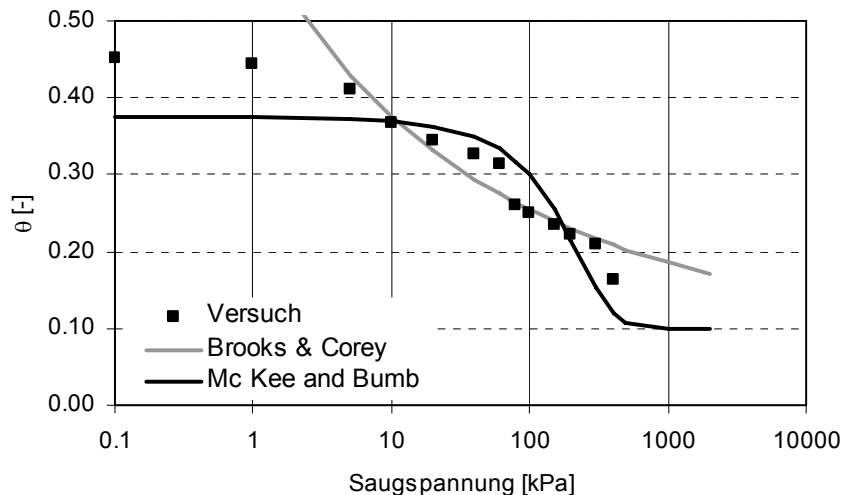
Es zeigt sich, dass sich die Modelle nach Gardner (1958), nach van Genuchten (1980) und nach Fredlund & Xing (1994) für die Modellierung der Messergebnisse besser eignen als die Modelle nach Brooks & Corey (1964) oder Mc Kee & Bumb (1984). Die Abweichung von den Messergebnissen können mit der geeigneten Parameterwahl (Tabelle 4-10) minimiert werden.

*Tabelle 4-10: Wahl der Modellparameter für die Abbildung der WRC des siltigen Sandes*

Gleichung nach	Parameterwahl
Brooks & Corey (1964)	$\theta_r=0$ , $\theta_s=0.4$ , $s_{AEV}=4.01$ , $\lambda=0.35$
Mc Kee & Bumb (1984)	$\theta_r=0.05$ , $\theta_s=0.4$ , $a_3=51.3$ , $b_3=39.6$
van Genuchten (1980)	$\theta_r=0$ , $\theta_s=0.42$ , $a=5.6$ , $m=0.29$ , $n=1.4$
Gardner (1958)	$\theta_r=0.05$ , $\theta_s=0.4$ , $q=0.05$ , $n=0.89$
Fredlund & Xing (1994)	$\theta_r=0.05$ , $\theta_s=0.42$ , $a=465$ , $n=0.51$ , $m=7.34$

#### 4.1.9.2 Toniger Sand

Abbildung 4-23 und Abbildung 4-24 zeigen die Messergebnisse des Versuchs ppe\_SC2 für tonigen Sand im Vergleich zu den Näherungsfunktionen (Tabelle 3-2).



*Abbildung 4-23: Vergleich der Messdaten aus dem Versuch ppe\_SC2 (toniger Sand) mit den in Tabelle 3-2 vorgestellten Näherungsgleichungen (Teil 1)*

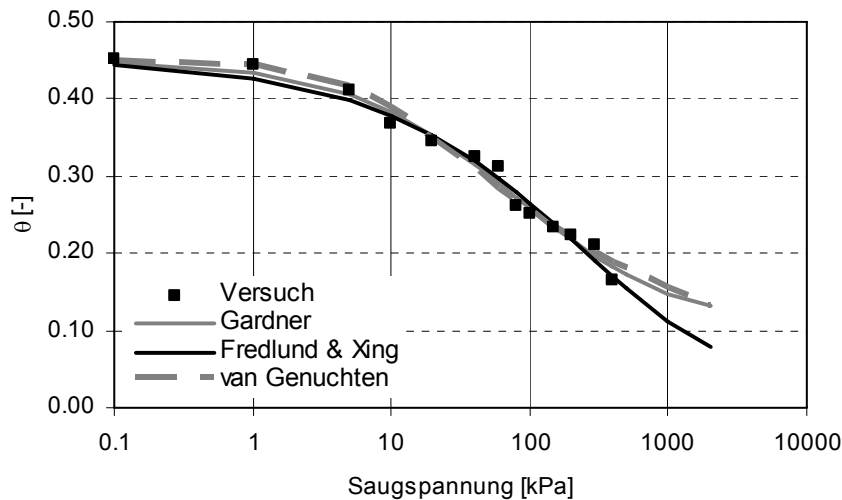


Abbildung 4-24: Vergleich der Messdaten aus dem Versuch ppe\_SC2 (toniger Sand) mit den in Tabelle 3-2 vorgestellten Näherungsgleichungen (Teil 2)

Es zeigt sich auch beim tonigen Sand, dass sich die Modelle nach Gardner (1958), nach van Genuchten (1980) und nach Fredlund & Xing (1994) für die Modellierung der Messergebnisse besser eignen. Die Abweichungen von den Messergebnissen können ebenfalls mit der geeigneten Parameterwahl (Tabelle 4-11) minimiert werden.

Tabelle 4-11: Wahl der Modellparameter für die Abbildung der WRC des tonigen Sandes

Gleichung nach	Parameterwahl
Brooks & Corey (1964)	$\theta_r=0,1$ , $\theta_s=0,45$ , $s_{AEV}=3,9$ , $\lambda=0,25$
Mc Kee & Bumb (1984)	$\theta_r=0,1$ , $\theta_s=0,44$ , $a_3=128,1$ , $b_3=98,4$
van Genuchten (1980)	$\theta_r=0$ , $\theta_s=0,45$ , $a=8,37$ , $m=0,18$ , $n=1,22$
Gardner (1958)	$\theta_r=0,1$ , $\theta_s=0,45$ , $q=0,04$ , $n=0,72$
Fredlund & Xing (1994)	$\theta_r=0,1$ , $\theta_s=0,45$ , $a=465$ , $n=0,54$ , $m=3,79$

## 4.2 Durchlässigkeit ungesättigter Böden

### 4.2.1 Überblick

Im Kapitel 3.4.6.3 wurde bereits auf die Durchlässigkeit der im Feldversuchsgebiet vorgefundenen Böden eingegangen. Durchlässigkeitsversuche wurden im Labor an gesättigten Proben durchgeführt.

Für die hydraulische Analyse in ungesättigten Bodenbereichen ist es wichtig, die Durchlässigkeit des nicht gesättigten Bodens möglichst präzise bestimmen zu können. Dies ist sowohl für die Untersuchung von Stabilitätsproblemen, Überflutungen (Ishida et al., 2000) oder Kontaminierung von Grundwasserleitern (Thielen, 2002) von grosser Bedeutung. Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert ( $k$ ) ist, solange die Volumenänderung des Bodens vernachlässigbar ist, allein vom Wassergehalt bzw. Sättigungsgrads des Bodens abhängig (Fredlund et al., 1994). Im Rahmen des vorliegenden Kapitels wird zuerst der Stand der Technik resümiert. Dann wird die im Rahmen dieser Arbeit gewählte Methode zur Bestimmung der Durchlässigkeit erläutert und Versuchsergebnisse werden diskutiert. Die Modellierung der erzielten Ergebnisse ermöglicht die weitere Verwendung im Rahmen numerischer Analysen (Kapitel 6).

### 4.2.2 Literaturübersicht

In der Literatur sind verschiedene Möglichkeiten aufgezeigt, die Durchlässigkeit des ungesättigten Bodens zu bestimmen. Dabei wird prinzipiell zwischen experimenteller Bestimmung und Ableitungen aus anderen Kennwerten unterschieden.

#### 4.2.2.1 Experimentelle Methoden

Einen guten Überblick über verschiedene experimentelle Methoden zur Bestimmung der Durchlässigkeit des ungesättigten Bodens geben Benson & Gribb (1997). Sie können grundsätzlich in **stationäre** und **instationäre Methoden** eingeteilt werden.

Die **stationären Methoden** ähneln denen zur Bestimmung der Durchlässigkeit gesättigter Böden. Es wird dabei normalerweise ein konstantes hydraulisches Gefälle, seltener auch eine konstante Durchflussmenge angesetzt. Anwendungen dieser Methode sind zum Beispiel in Corey (1957), Nielsen & Biggar (1961), Klute (1965) und Klute & Dirksen (1986) beschrieben. Das konstante hydraulische Gefälle wird durch Ansatz negativer Wasserdrücke an beiden Probenenden erzeugt und gemessen wird die Durchflussmenge. Die Durchlässigkeit wird daraufhin nach Darcy (1856) berechnet mit:

$$k_{\psi} = q_{s,\psi} \left[ \frac{L}{\Delta H_s} \right] \quad [4-1]$$

$q_{s,\psi}$  [ $\text{m}^3/(\text{m}^2\text{s})$ ] ist der stationäre Durchfluss für eine bestimmte Saugspannung  $\psi$ ,  $L$  ist die Probenlänge und  $\Delta H_s$  die totale Druckdifferenz über die Probenlänge. Wird eine konstante Durchflussmenge angesetzt (z.B. mit einer computergesteuerten Pumpe), werden die Porenwasserdrücke an den beiden Probenenden gemessen (z.B. mit Drucksensoren).

Vorteil der stationären Methode ist, dass die Ergebnisse sehr präzise sind und die Berechnungen sehr einfach. Jedoch kann besonders in feinkörnigem Boden die Durchlässigkeit bei höheren Saugspannungen so klein werden, dass die Durchflussmengen minimal sind und es deshalb schwierig wird, sie präzise zu messen. Des Weiteren kann die Zeit bis zum Erreichen eines stationären Zustands sehr lang sein. Ein weiteres Problem ist, dass die Durchlässigkeit über die Probenlänge nicht konstant ist, so dass die nach Formel [4-1] berechnete durchschnittliche Durchlässigkeit nicht unbedingt der mittleren Saugspannung in der Probe entspricht.

Bezüglich der **instationären Methoden** sind insbesondere Ausflussmessungen (Gardner, 1956; Miller & Elrick, 1958; Kunze & Kirkham, 1962) und die Methode mit Bestimmung eines instationären Profils Tensiometern (Richards & Week, 1953), Psychrometern (Hamilton et al., 1981) oder auch einer Kombination beider Methoden (Daniel, 1983) zu nennen. Ausflussmessungen werden in den gleichen Apparaten durchgeführt, die auch zur Bestimmung der WRC verwendet werden (z.B. Pressure Plate Extractor oder Tempe-Zelle). Es ist insbesondere die multi-step-outflow Methode zu nennen, die ursprünglich von Gardner (1956) vorgeschlagen wurde. Die Saugspannung in einer Bodenprobe wird in kleinen Schritten erhöht bzw. gesenkt und das austretende bzw. eintretende Wasser wird kontinuierlich über die Zeit gemessen. Die Durchlässigkeit kann mit Hilfe dieser Daten für jede Saugspannungsstufe bestimmt werden. Die genaue Vorgehensweise wird in Kapitel 4.2.3 beschrieben.

Vorteil dieser Methode ist die im Vergleich zu den stationären Methoden kurze Versuchsdauer. Des Weiteren wird direkt auch die WRC bestimmt. Nachteilig ist dagegen, dass auch hier die Ausflussmengen sehr klein sind, so dass es schwierig ist, diese präzise zu messen. Des Weiteren kann die Filterplatten-Impedanz bedeutend werden, besonders bei Böden mit grosser Durchlässigkeit. Auch Luft, die durch die Filterplatte diffundiert und sich im Ausflussschlauch sammelt, kann die Daten verfälschen. Letztere beiden Punkte können jedoch in den Berechnungen berücksichtigt werden (Kunze & Kirkham, 1962).

#### 4.2.2.2 Ableitung der Durchlässigkeit aus anderen Kennwerten

In der Literatur werden zahlreiche Modelle vorgeschlagen, die Durchlässigkeit des ungesättigten Bodens aus den Ergebnissen anderer Laborversuche abzuleiten, vorwiegend auf Basis der WRC, die auch wiederum aus anderen Versuchen (MIP, Korngrößenverteilung) abgeleitet sein kann. Es gibt im Wesentlichen zwei Ansätze zur Bestimmung der Durchlässigkeitsfunktion von ungesättigten Böden, zum einen **empirische Gleichungen** und zum anderen **statistische Modelle**.

Für die Anwendung von **empirischen Gleichungen** müssen Messdaten für die Durchlässigkeit im ungesättigten Boden vorhanden sein. In Tabelle 4-12 ist eine Auswahl dieser Gleichungen aufgelistet. Die Parameter der verschiedenen Gleichungen müssen so bestimmt werden, dass die Funktionskurve an die Messdaten angepasst wird. Prinzipiell unterscheiden sich die Gleichungen darin, ob die Durchlässigkeit in Abhängigkeit zum Wassergehalt oder zur Saugspannung gesetzt wird. Weist die WRC des Bodens eine Hysterese auf, ist es sinnvoller, die Durchlässigkeitsfunktion in Abhängigkeit zur Saugspannung zu setzen (Fredlund et al., 1994).

*Tabelle 4-12: Empirische Gleichungen für den Durchlässigkeitsbeiwert im ungesättigten Boden*

Gleichung	Parameter	Referenz
$k(\theta) = k_s \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^n$	$\theta_r, \theta_s, n, k_s$	Averjanov (1950)
$k(\psi) = \alpha \psi^{-n}$	$\alpha, n$	Wind (1955)
$k(\psi) = k_s / (\alpha \psi^n + 1)$	$k_s, \alpha, n$	Gardner (1958)
$k(\theta) = k_s \exp[\alpha(\theta - \theta_s)]$	$k_s, \alpha, \theta_s$	Davidson et al. (1969)
$k(\theta) = k_s \left( \frac{\theta}{\theta_s} \right)^n$	$k_s, n, \theta_s$	Campbell (1973)

**Statistische Modelle** können bei Kenntnis der gesättigten Durchlässigkeit und der WRC verwendet werden. Beispiele stammen von zahlreichen Autoren (Childs & Collis-George, 1950; Burdine, 1953; Green & Corey, 1971). Die bedeutendsten sind die Modelle von Fredlund et al. (1994), und van Genuchten (1980), die auch für numerische Analysen unter der Verwendung der Software Vadose/W (Kapitel 6) zur Verfügung stehen.

Die Methode von Fredlund et al. (1994) basiert auf einer Integration der kompletten WRC des Bodens. Sie ist insbesondere für sandige Böden geeignet.

Van Genuchten (1980) beschreibt die ungesättigte Durchlässigkeit als eine Funktion der Saugspannungen. Die Durchlässigkeit für den gesättigten Boden muss bekannt sein und die Modellparameter können graphisch anhand der WRC bestimmt werden.

Die zwei Modelle werden in Kapitel 4.2.5 vorgestellt und die Anwendbarkeit wird im Vergleich zu den Messdaten beurteilt.



### 4.2.3 Bestimmung der hydraulischen Permeabilität unter Verwendung der multi-step outflow Methode

Ishida et al. (2000) vergleichen die multi-step-outflow Methode mit anderen Methoden wie der stationären Methode oder der Methode mit Bestimmung eines instationären Profils. Der Vergleich der Ergebnisse bestätigt die Leistungsfähigkeit dieser Methode. Die im Vergleich zur stationären Methode kurze Versuchsdauer und die Zugänglichkeit der benötigten Versuchsinstrumente waren die entscheidenden Argumente für die Verwendung dieser Methode im Rahmen der vorliegenden Arbeit.

#### 4.2.3.1 Theorie

Die Grundlagen der Methode sind in Romero (1999) geschildert. Zusammengefasst:

Die Gleichung nach Richards (1931) ist grundlegend für die Berechnung eindimensionaler instationärer Strömung im ungesättigten Boden und lautet für die z-Richtung unter Vernachlässigung des Quell- und Senk-Terms:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ k(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right] \quad [4-2]$$

z ist die nach oben positiv gerichtete Vertikalkoordinate,  $\psi = u_w / \gamma_w$  die Porenwasserdruckhöhe und  $k(\psi)$  die ungesättigte Durchlässigkeit. Da aufgrund der geringen Probenhöhe die Durchlässigkeit über die Probe als konstant angenommen werden kann, vereinfacht sich der Term zu:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} k(\psi) \quad [4-3]$$

Bei Einführung der kapillaren Diffusivität D (Gardner, 1956) mit:

$$D(\psi) = k(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \quad [4-4]$$

wird Gleichung [4-3] zu:

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} \quad [4-5]$$

unter der Bedingung, dass  $\theta(\psi)$  linear ist (gültig für kleine Saugspannungsstufen). Damit wird ebenfalls angenommen, dass die Durchlässigkeit über die Saugspannungsstufe hinweg konstant ist.

Anfangs- und Randbedingungen für die vorliegende Versuchseinrichtung sind:

$$\psi(z,t) = \psi_0 \quad \text{für } t = 0 \text{ und } 0 \leq z \leq L$$

$$\psi(z,t) = \psi_0 + \Delta\psi \quad \text{für } t > 0 \text{ und } z = 0$$

$$\left. \frac{\partial \psi}{\partial z} \right|_{z=L} = 0 \quad \text{für } t > 0 \text{ und } z = L$$

L ist die Probenhöhe mit  $z = 0$  am unteren Probenrand. Das bedeutet, dass zu Versuchsbeginn über die gesamte Probenhöhe hinweg konstante Saugspannungsverhältnisse herrschen. Am unteren Probenrand ( $z = 0$ ) berührt Wasser mit einer Druckhöhe von  $\psi + \Delta\psi$  die Probe, am oberen Rand ( $z = L$ ) dringt nur Luft in die Probe ein und die Wassergeschwindigkeit ist für  $t > 0$  gleich null.

Gardner (1956) und Vicol (1990) integrierten die Fourier-Reihen-Lösung von  $\psi(z,t)$  über das Probenvolumen, um die Menge  $Q(t)$  an aus- bzw. eingetretenem Wasser zum Zeitpunkt  $t$  bestimmen zu können. Unter Berücksichtigung des Verhältnisses von Boden- und Keramikplatten-Impedanz (Miller & Elrick, 1958; Kunze & Kirkham, 1962) ergibt sich folgende Gleichung:

$$\frac{Q(t)}{Q_0} = 1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \exp(-\alpha_n^2 Dt / L^2)}{\alpha_n^2 (a + \csc^2 \alpha_n)} \quad [4-6]$$

$Q_0$  ist die gesamte ein- bzw. ausgetretene Wassermenge pro Saugspannungsstufe.  $a$  ist das Verhältnis von Boden- und Filterplattenimpedanz mit:

$$a = \frac{k(\psi) \cdot e}{L \cdot k_d} \quad [4-7]$$

$e$  ist die Keramikplattendicke und  $k_d$  ihr Durchlässigkeitsbeiwert.  $\alpha_n$  ist die  $n$ -te Lösung der Gleichung  $a \alpha_n = \cot \alpha_n$ .

#### 4.2.3.2 Vorgehensweise

Der Versuch wurde in Tempe-Zellen durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist Kapitel 4.1.6 zu entnehmen. Die Vorgehensweise bei dieser Methode wird im Folgenden anhand eines Beispiels erläutert. Betrachtet wird dabei die Erhöhung des Porenluftdrucks und damit der Saugspannungen von 10 kPa auf 20 kPa im Versuch TZ\_SC1 (Kapitel 4.1.8). Die aus der Probe austretende Wassermenge über die Zeit bis zum Erreichen konstanter Saugspannungsverhältnisse ist in Abbildung 4-25 dargestellt.

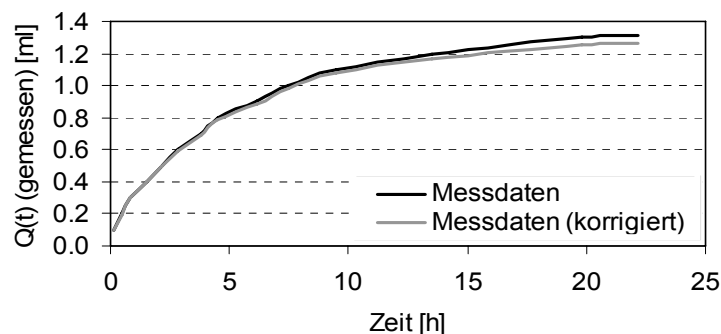


Abbildung 4-25: Austretende Wassermenge bei Erhöhung der Saugspannung von 10 kPa auf 20 kPa im Versuch TZ\_SC1

Die Daten werden um die Faktoren Evapotranspiration und Luftdiffusion durch die Keramikplatte korrigiert.  $Q_0$  ist die gesamte ausgetretene Wassermenge bezüglich dieser Saugspannungsstufe. Unter Verwendung der Methode der kleinsten Quadrate wird Gleichung [4-6] unter Berücksichtigung der ersten beiden Reihenglieder an die Messkurve angenähert. Dabei wird der Parameter  $D$  so gewählt, dass die Summe der quadratischen Abweichungen der beiden Kurven minimiert wird. Adäquate Einschränkungen sind  $0 \leq \alpha_1 \leq \pi/2$  und  $\pi < \alpha_2 \leq 3\pi/2$ , da  $a > 0$ .

Mit:

- $Q_0 = 1.26 \text{ cm}^3$
- $L = 3 \text{ cm}$
- $e/k_d = 3.78 \cdot 10^5 \text{ s}$  (Impedanz der Filterplatte)
- $V = 68.7 \text{ cm}^3$  (Probenvolumen)

ergibt sich für das hier beschriebene Beispiel:

$$D = 1.14959 \text{ mm}^2/\text{min}$$

$$\alpha_1 = 1.51838$$

$$\alpha_2 = 4.69157$$

Abbildung 4-26 zeigt die berechnete Wassermenge  $Q(t)$  im Vergleich zur korrigierten Messdatenkurve.

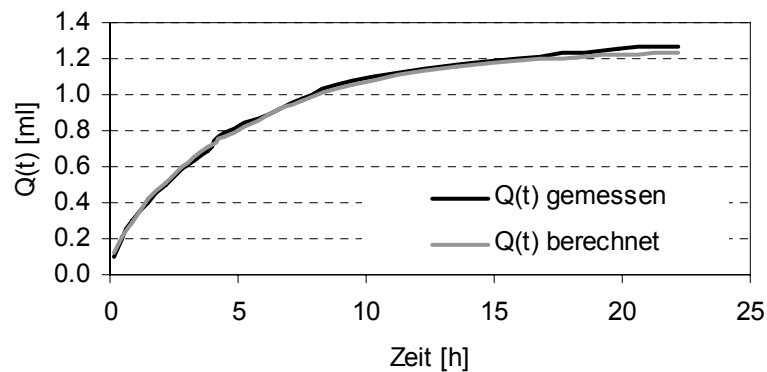


Abbildung 4-26: Vergleich von berechneter Austrittswassermenge  $Q(t)$  und Messdatenkurve (Versuch TZ\_SC1)

Die gute Übereinstimmung der Daten bestätigen die Wahl der Parameter. Die Durchlässigkeit für eine mittlere Saugspannung von 15 kPa berechnet sich mit Formel [4-4] zu:

$$k = \frac{D\delta\theta}{\delta\psi} = \frac{D\gamma_w Q_0}{V\delta u_w} = 3.514 \cdot 10^{-10} \text{ [m/s]}$$

Die Prozedur wird für jede Saugspannungsstufe des Versuchs durchgeführt.

#### 4.2.3.3 Ergebnisse

Für die Auswertung der Tempe-Zellen Versuche (siehe Kapitel 4.1) nach dem oben beschriebenen Verfahren stellen sich die Messdatenkurven von vier Versuchen als geeignet heraus. Für den siltigen Sand wurden die Versuche TZ\_SM3 und TZ\_SM4 ausgewertet, für den tonigen Sand die Versuche TZ\_SC1 und TZ\_SC2.

Abbildung 4-27 zeigt die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche an den zwei siltigen Sandproben. Dargestellt sind die WRC, die Durchlässigkeiten in Bezug auf die mittleren Saugspannungen während einer Saugspannungsstufe und die Zeit, die für das Erreichen konstanter Saugspannungsverhältnisse benötigt wurde, ebenfalls in Bezug auf die mittlere Saugspannung während einer Saugspannungsstufe. Die Durchlässigkeit verkleinert sich in grossen Massen mit steigender Saugspannung. Die Form der Durchlässigkeitskurve gleicht dabei der Form der WRC, was nicht überraschend ist, da Wasserfluss nur in dem Masse stattfinden kann, in dem Wasser im Boden vorhanden ist. Für eine Saugspannung von 100 kPa, bei dem sich der volumetrische Wassergehalt dem Residualwert nähert, ist die Durchlässigkeit mehr als 10000-fach verkleinert gegenüber dem gesättigten Zustand. Die Qualität der Daten ist sehr gut, besonders beim Versuch TZ\_SM4. Bei Versuch TZ\_SM3 wird bezüglich der letzten Saugspannungsstufe die Durchlässigkeit unterschätzt. Betrachtet man die Zeit zum Erreichen konstanter Verhältnisse, scheint diese sehr lang im Vergleich zu dem anderen Versuch. Es ist zu vermuten, dass aufgrund von Luftdif-

fusion die Durchlässigkeit der Filterplatte stark reduziert wurde und aufgrund dessen die Impedanzeffekte das Ergebnis verfälschen.

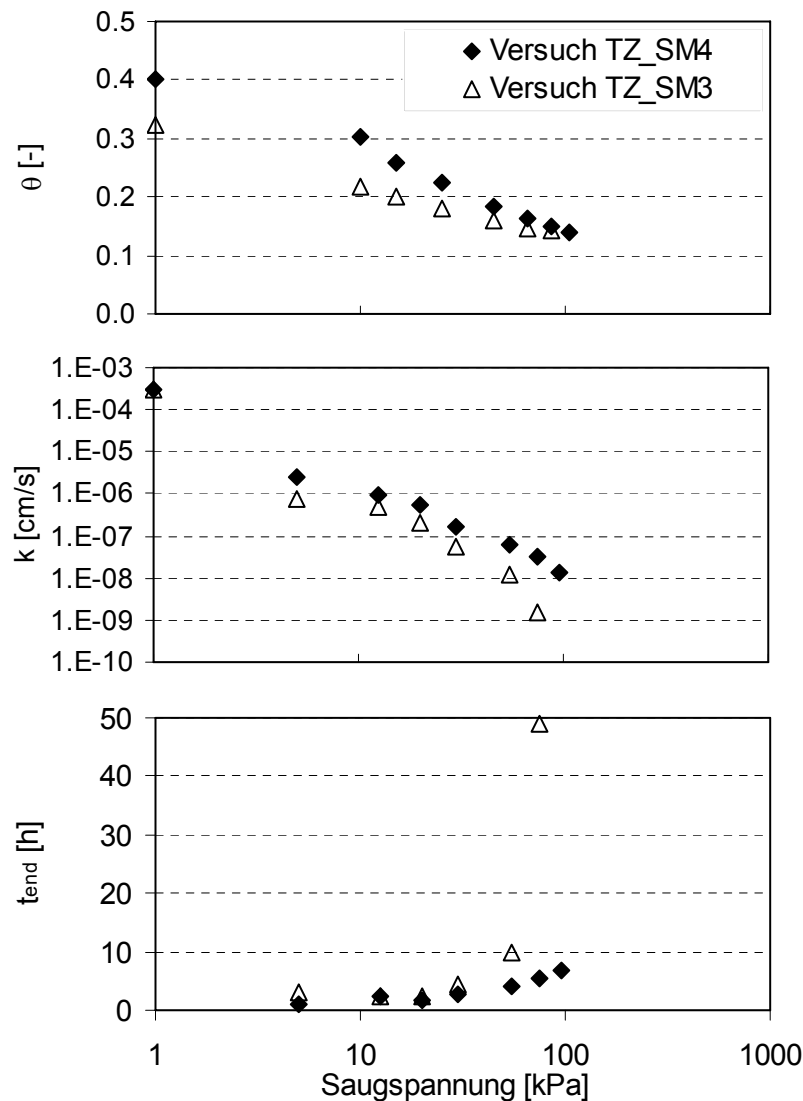


Abbildung 4-27: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche an siltigem Sand in Tempe-Zellen (oben: WRC, Mitte: Durchlässigkeit, unten: Zeit bis zum Erreichen konstanter Verhältnisse)

Die in Kapitel 4.1 aufgeführten Probleme bei Verwendung der Tempe-Zellen (Volumenveränderung der Probe nicht messbar, Untersuchung von Saugspannungen  $> 100$  kPa nicht möglich, Luftdiffusion durch die Filterplatte, keine Bestimmung der Aufsättigungskurve) sind im Fall des siltigen Sands nur in einem Punkt von Bedeutung. Beim Ausbau der Proben wurden keine wesentlichen Volumenänderungen beobachtet. Des Weiteren konnte das Problem der Luftdiffusion (sichtbar an Luftblasen im Ausflussschlauch), wie oben erwähnt, lediglich bei einer Saugspannungsstufe eines Versuchs beobachtet werden. Die Untersuchung grösserer Saugspannungen ( $>100$  kPa) würde eine Filterplatte mit grösserem Lufteintrittswert erfordern, welche auch einen kleineren Wasserdurchlässigkeitsbeiwert besitzt. Bereits die Impedanz der Filterplatten mit einem

Lufttrittswert von 100 kPa ist fast gleich gross wie die der gesättigten siltigen Sandprobe. Die Impedanz der Filterplatte mit höherem Lufttrittswert wäre grösser als die des Bodens und stellt die Anwendbarkeit der Methode in Frage (Collis-George & Rosenthal, 1966).

Abbildung 4-28 zeigt die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche an den zwei tonigen Sandproben. Die Durchlässigkeit nimmt auch hier mit steigender Saugspannung ab und die Form der Durchlässigkeitskurve ähnelt der Form der WRC. Für eine Saugspannung von 100 kPa ist die Durchlässigkeit bereits mehr als 100-fach verkleinert gegenüber dem gesättigten Zustand. Im Vergleich zum siltigen Sand werden 100 kPa Saugspannung im tonigen Sand bereits durch eine relativ geringe Reduktion des volumetrischen Wassergehalts (-25% im Vergleich zum gesättigten Zustand) erreicht.

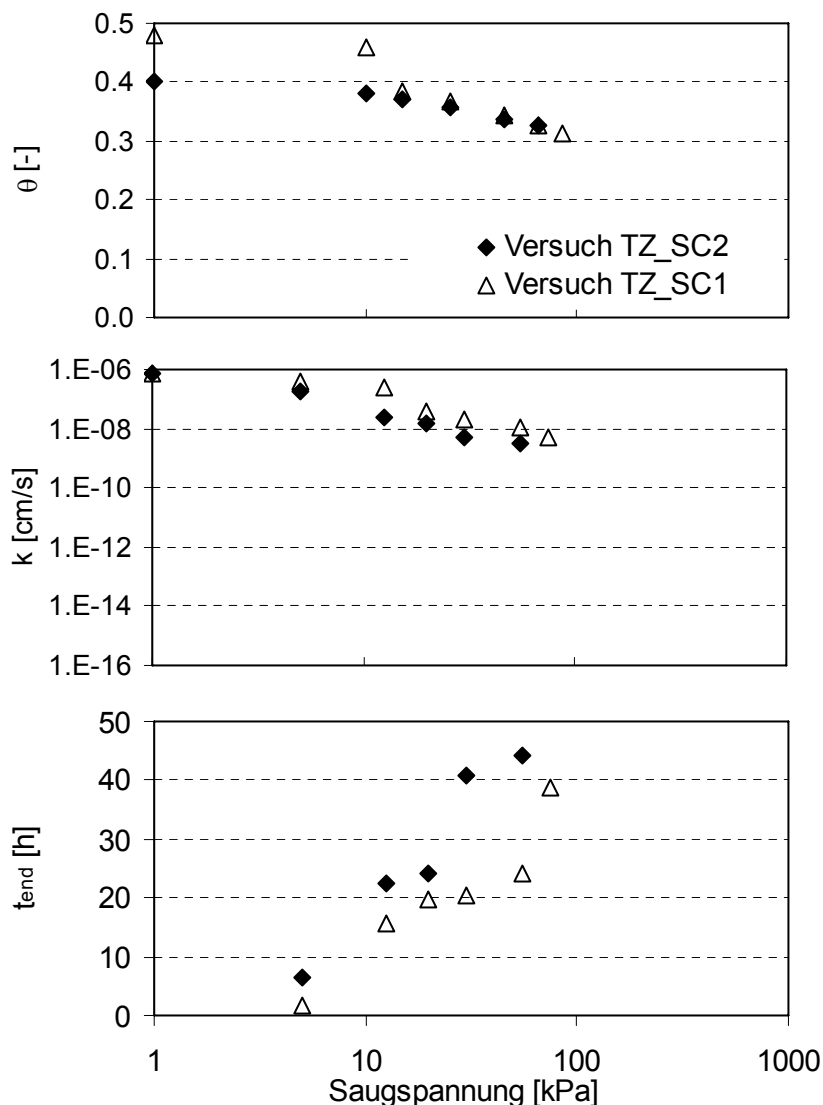


Abbildung 4-28: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche an tonigem Sand in Tempe-Zellen (oben: WRC, mitte: Durchlässigkeit, unten: Zeit bis zum Erreichen konstanter Verhältnisse)

Die Qualität der Daten ist auch hier sehr gut, obwohl auch hier bezüglich der letzten Saugspannungsstufe die Luftdiffusion durch die Filterplatte ein Problem darstellte. Eine Volumenveränderung der Probe war im vorliegenden Fall nicht zu beobachten.

#### 4.2.4 Modellierung der Ergebnisse mit Hilfe empirischer Gleichungen

Die in Tabelle 4-12 aufgeführten empirischen Gleichungen wurden dafür verwendet, die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche funktional zu beschreiben. Die Wahl der Modellparameter kann Tabelle 4-13 entnommen werden. Abbildung 4-29 und Abbildung 4-30 zeigen die Messergebnisse der Durchlässigkeitsversuche für siltigen bzw. tonigen Sand im Vergleich zu den Näherungsfunktionen (Tabelle 4-12). Die obere Graphik stellt jeweils die Durchlässigkeit in Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehalts dar, die untere in Abhängigkeit der Saugspannungen.

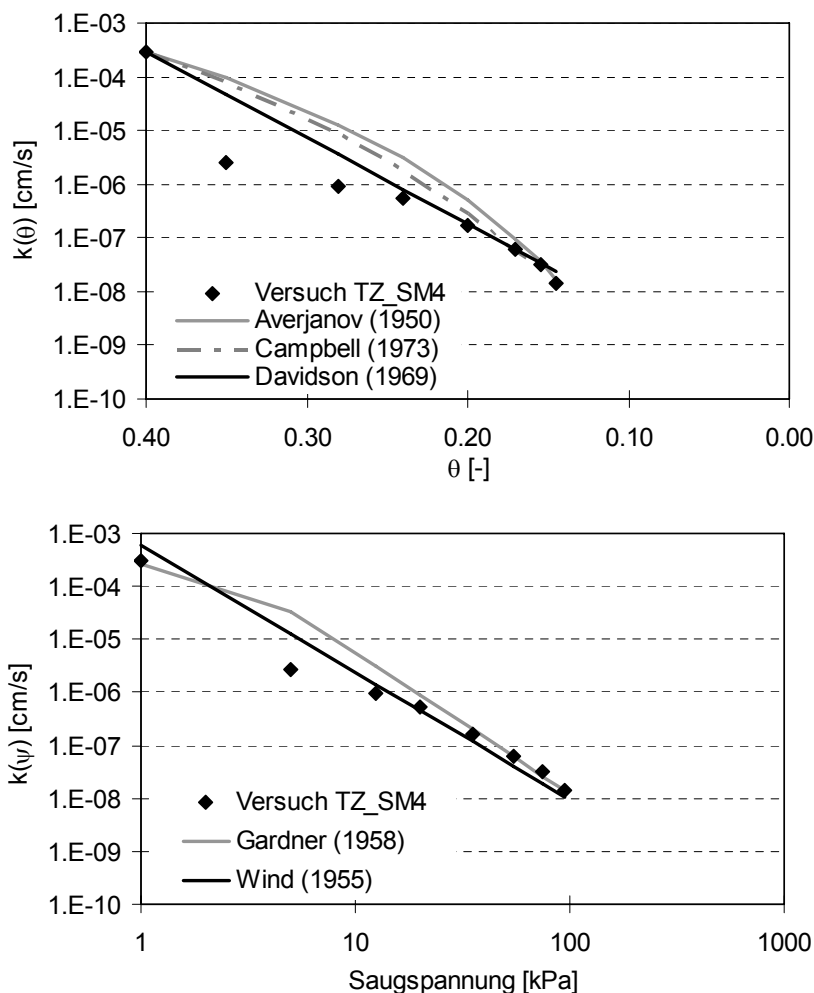


Abbildung 4-29: Vergleich der Messdaten aus Versuch TZ\_SM4 (siltiger Sand) mit den in Tabelle 4-12 vorgestellten Näherungsgleichungen (oben: Durchlässigkeit in Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehalts, unten: Durchlässigkeit abhängig von der Saugspannung)

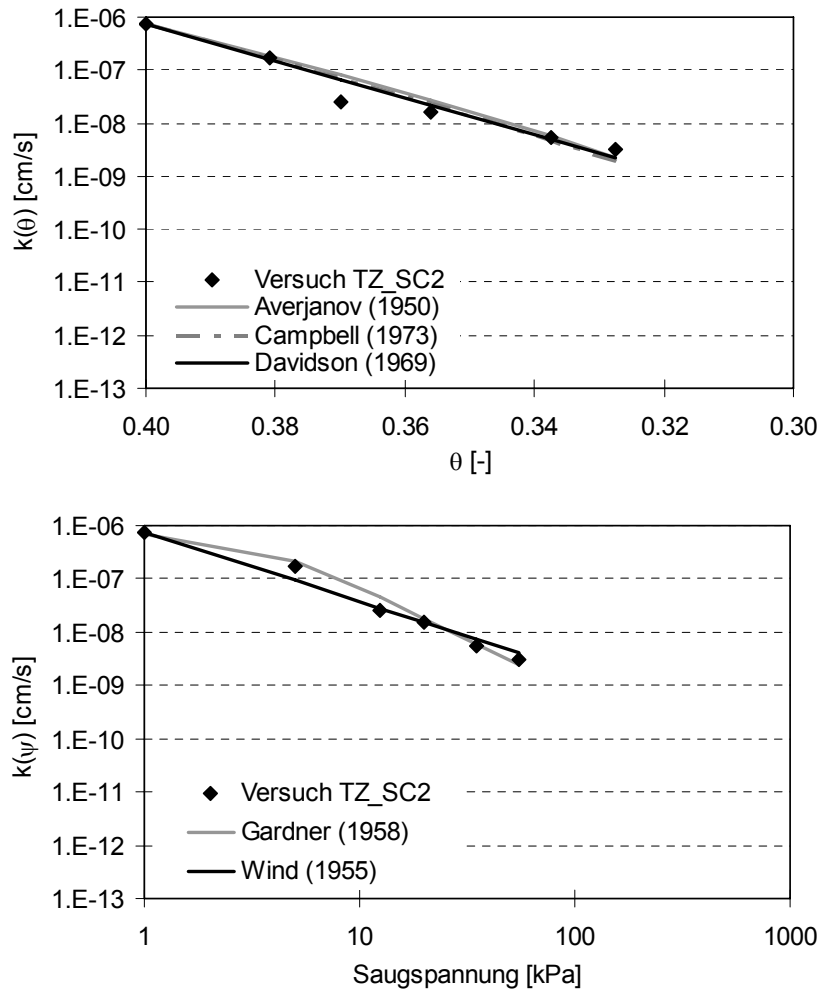


Abbildung 4-30: Vergleich der Messdaten aus Versuch TZ\_SC2 (toniger Sand) mit den in Tabelle 4-12 vorgestellten Näherungsgleichungen (oben: Durchlässigkeit in Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehalts, unten: Durchlässigkeit abhängig von der Saugspannung)

Als Funktion des volumetrischen Wassergehalts eignen sich alle verwendeten Gleichungen, sowohl für den siltigen Sand wie auch für den tonigen Sand. Die Abweichung von den Messergebnissen können mit der geeigneten Parameterwahl (Tabelle 4-13) minimiert werden.

Für die funktionale Abbildung der Messergebnisse in Abhängigkeit der Saugspannungen ist das Modell von Gardner (1958) etwas besser in der Lage, die Messdaten abzubilden. Beim siltigen Sands wird die gemessene Durchlässigkeit bei einer Saugspannung von 5 kPa bzw. eines volumetrischen Wassergehalts von 0.35 von den Modellen nicht ganz erfasst. Dies liegt daran, dass der Messwert nicht ganz die Realität widerspiegelt, da die Durchlässigkeit des Bodenmaterials in diesem Fall nur knapp unter der der Filterplatte lag, so dass



die Impedanz der Filterplatte das Ergebnis verfälscht und die Durchlässigkeit unterschätzt wird.

*Tabelle 4-13: Wahl der Modellparameter für die Abbildung der Messdaten mit empirischen Gleichungen*

Gleichung nach	Parameterwahl	
	Siltiger Sand	Toniger Sand
Averjanov (1950)	$\theta_r=0.05, \theta_s=0.4, n=7.5$	$\theta_r=0.1, \theta_s=0.4, n=21$
Wind (1955)	$\alpha=0.15, n=2.4$	$\alpha=1.5 \cdot 10^{-5}, n=1.3$
Gardner (1958)	$k_s=3 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}, \alpha=0.1, n=2.7$	$k_s=7.5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}, \alpha=0.1, n=2$
Davidson et al. (1969)	$k_s=3 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}, \alpha=37, \theta_s=0.4$	$k_s=7.5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}, \alpha=80, \theta_s=0.4$
Campbell (1973)	$k_s=3 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}, n=10, \theta_s=0.4$	$k_s=7.5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}, n=30, \theta_s=0.4$

## 4.2.5 Anwendung statistischer Modelle

### 4.2.5.1 Modell 1 (Fredlund et al., 1994)

Die Hauptgleichung dieser Methode, mit der die Durchlässigkeit berechnet wird, lautet:

$$k(\psi) = k_s \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad [4-8]$$

Mit:  $k(\psi)$  = Durchlässigkeit abh. von Wassergehalt bzw. Saugspannung

$k_s$  = Durchlässigkeit im gesättigten Zustand

$\psi$  = Saugspannung

$\theta_s$  = volumetrischer Wassergehalt im gesättigten Zustand

$e$  = Eulerzahl (2.718)

$y$  = Integrationsvariable

$b$  =  $\ln(1.000.000)$

$$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left( \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right)^m} = \text{vol. Wassergehalt} \quad [4-9]$$

Bei Anwendung dieses Modells wird zuerst die WRC bestimmt (siehe Kapitel 4.1). Des Weiteren muss die Durchlässigkeit für gesättigte Verhältnisse bekannt sein.

#### 4.2.5.2 Modell 2 (van Genuchten, 1980)

Die Durchlässigkeit wird bei diesem Modell mit folgender Gleichung berechnet:

$$k(\psi) = k_s \frac{\left[ 1 - (a\psi^{(n-1)}) \left( 1 + (a\psi^n)^{-m} \right) \right]^2}{\left( (1 + a\psi^n)^n \right)^{\frac{m}{2}}} \quad [4-10]$$

Mit:  $k(\psi)$  = Durchlässigkeit abh. von Wassergehalt bzw. Saugspannung

$k_s$  = Durchlässigkeit im gesättigten Zustand

$\psi$  = Saugspannung

$a, m, n$  = "fitting"-Parameter mit:  $n=1/(1-m)$

#### 4.2.5.3 Auswahl eines geeigneten Modells für die weitere Verwendung

Abbildung 4-31 und Abbildung 4-32 vergleichen die nach Gleichung [4-8] und [4-10] bestimmten Durchlässigkeiten mit den Messdaten der Versuche TZ\_SM4 und TZ\_SC2. Die jeweils gewählten Modell-Parameter sind Tabelle 4-14 zu entnehmen.

*Tabelle 4-14: Wahl der Modellparameter für die Abbildung der Messdaten mit Statistischen Modellen*

Modell nach	Siltiger Sand	Toniger Sand
Fredlund et al. (1994)	$a=50, m=0.5, n=3.0$	$a=465, m=1.39, n=0.67$
van Genuchten (1980)	$a=5.60, m=0.29, n=1.4$	$a=8.37, m=0.18, n=1.22$

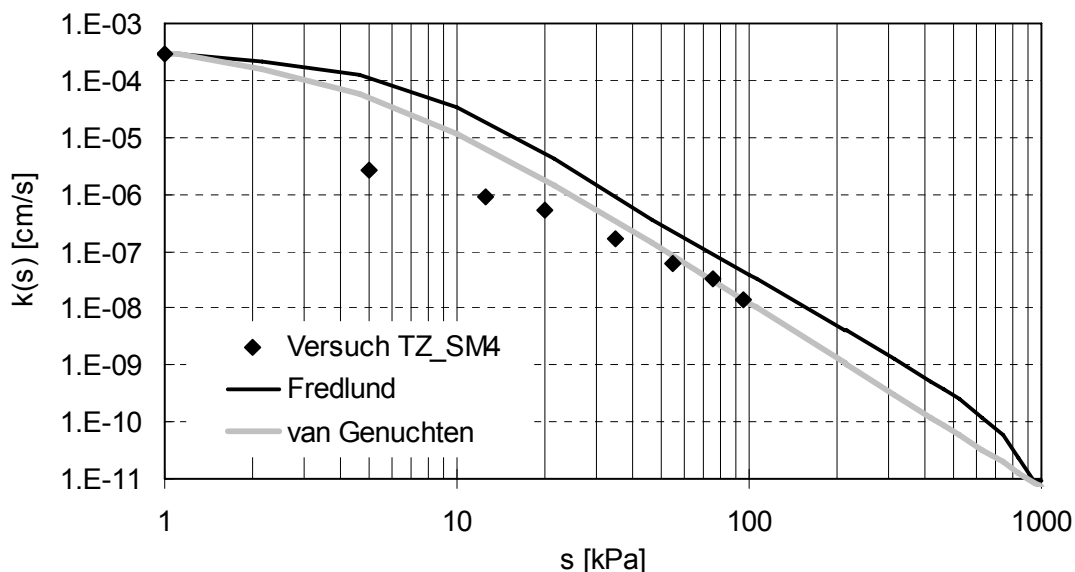


Abbildung 4-31: Vergleich der Messdaten aus Versuchen TZ\_SM4 (siltiger Sand) mit den statistischen Modellen (Fredlund et al., 1994 und van Genuchten, 1980)

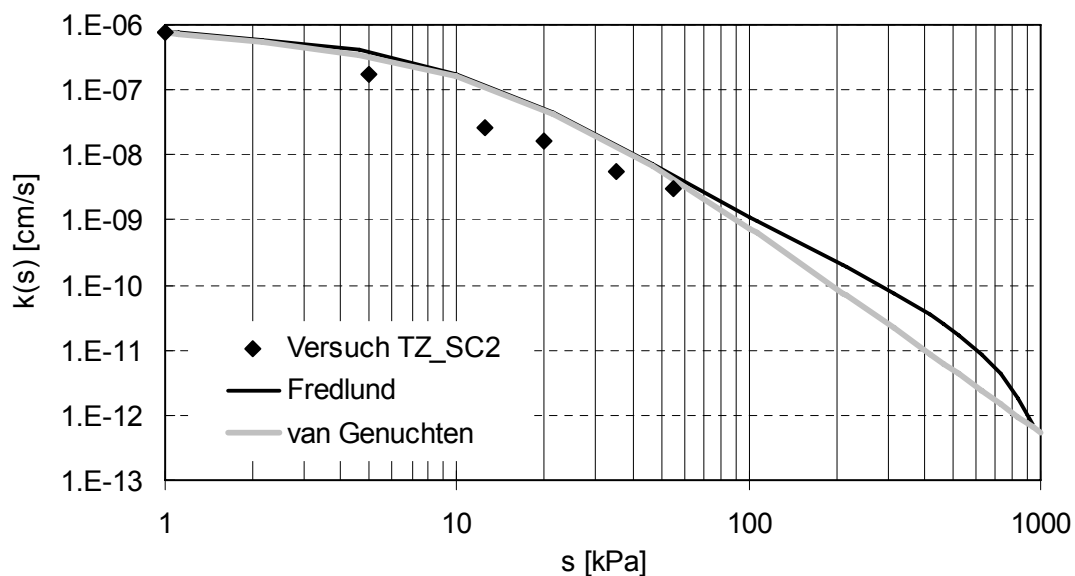


Abbildung 4-32: Vergleich der Messdaten aus Versuchen TZ\_SC2 (toniger Sand) mit den statistischen Modellen (Fredlund et al., 1994 und van Genuchten, 1980)

Es wird deutlich, dass mit beiden Modellen die Durchlässigkeit der Böden für Saugspannungen zwischen 0 und 55 kPa (toniger Sand) bzw. 0 und 95 kPa (siltiger Sand) ausreichend genau wiedergegeben werden kann.



## 5 Scherfestigkeit

### 5.1 Literaturübersicht

#### 5.1.1 Modelle zur Beschreibung des Scherverhaltens

Das vorliegende Unterkapitel 5.1.1 ist in Anlehnung an Wheeler & Karube (1995) entstanden, deren Arbeit eine sehr gute Zusammenfassung der wichtigsten Entwicklungen in der Modellierung des mechanischen Verhaltens ungesättigter Böden der letzten 45 Jahre darstellt. Die Modellansätze werden grundlegend nach der Wahl der Spannungsvariablen unterschieden. Ansätze mit nur einer Spannungsvariablen stehen gegenüber Ansätzen mit zwei Spannungsvariablen. Letztere lassen sich wiederum einteilen in Modelle, die nicht zwischen elastischen und plastischen Verformungen unterscheiden und elasto-plastische Modelle.

##### 5.1.1.1 Modelle mit einer Spannungsvariablen

Die Grundidee hinter diesen Modellen ist es, totale Spannungen, Porenluftdruck und Porenwasserdruck in nur einem effektiven Spannungstensor zu vereinen. Das bekannteste Beispiel für diesen Ansatz stammt von Bishop (1959):

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad [5-1]$$

mit  $\chi$  als von der Sättigung abhängige Variable.

Das Modell von Öberg & Sällfors (1995; 1997) basiert auf der gleichen Idee:

$$\tau_f = c' + (\sigma - S_r u_w) \tan \phi' \quad [5-2]$$

Die Autoren geben an, dass sich hiermit für Sättigungsgrade  $> 0.5$  und nicht tonige Böden das Bodenverhalten mit einem Fehler  $< 20\%$  beschreiben lässt.

Jennings & Burland (1962) waren die ersten, die daran zweifelten, dass die Kombination von Saugspannungen und totalen Spannungen in einem Spannungstensor möglich ist, da sie auf unterschiedliche Weise auf die Bodenstruktur einwirken. Auch andere Autoren unterstützen diese Meinung und unterlegen dies mit Versuchsdaten (Wheeler & Sivakumar, 1995).

In den letzten Jahren wurde der Ansatz nach Bishop (1959) von Russel & Khalili (2004; 2005) in einem elasto-plastischen Modell zur Beschreibung des Verhaltens verschiedenster ungesättigter Böden (Russell & Khalili, 2004) integriert. Der Faktor  $\chi$  wird von Ihnen in Abhängigkeit der Saugspannung ( $s$ ) und des Lufteintrittswert bezüglich der Wasserretentionskurve ( $s_{ae}$ ) definiert mit:

$$\chi = \left[ \frac{s}{s_{ae}} \right]^{-0.55} \quad [5-3]$$

In ihrem Modell berücksichtigen die Autoren elastische Verformungen und plastische Verformungen, sowohl vor wie auch nach Erreichen der maximalen Scherfestigkeit. Isotrope Verfestigung bzw. Auflockerung der Bodenmatrix können dabei durch Saugspannungsänderungen und durch plastische Volumenänderungen verursacht werden. Des Weiteren wird der Effekt der Kornzertrümmerung und der Saugspannungen in der Formulierung des kritischen Zustands (CSL nicht linear) berücksichtigt. Eine unabhängige Fließregel bezüglich Luft- und Wasserphase ist ebenfalls integriert und Feststoff-, Luft- und Wasserphase sind gekoppelt. Für die genaue mathematische Formulierung des Modells sei auf Russel & Khalili (2005) verwiesen.

#### 5.1.1.2 Modelle mit zwei Spannungsvariablen

Fredlund & Morgenstern (1977) argumentieren dass 2 der 3 Spannungsparameter  $\sigma - u_a$ ,  $\sigma - u_w$  und  $u_a - u_w$  ausreichen, den Spannungszustand eines ungesättigten Bodens zu beschreiben. Dieser Grundgedanke, der zuvor schon bei Coleman (1962) und Bishop & Blight (1963) aufkam, bildete die Basis für die Modellierung ungesättigten Bodenverhaltens der letzten 40 Jahre. Überwiegend hat sich die Verwendung von Nettospannung ( $\sigma - u_a$ ) und Saugspannung ( $u_a - u_w$ ) durchgesetzt, worauf sich auch im Folgenden beschränkt wird.

#### Modellansätze mit zwei Spannungsvariablen ohne Unterscheidung zwischen elastischen und plastischen Verformungen

Eines der in der Literatur am häufigsten zitierten Modelle ist das von Fredlund et al. (1978) (Abbildung 5-1):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad [5-4]$$

mit  $\phi^b$  als Saugspannungs-abhängiger Winkel.

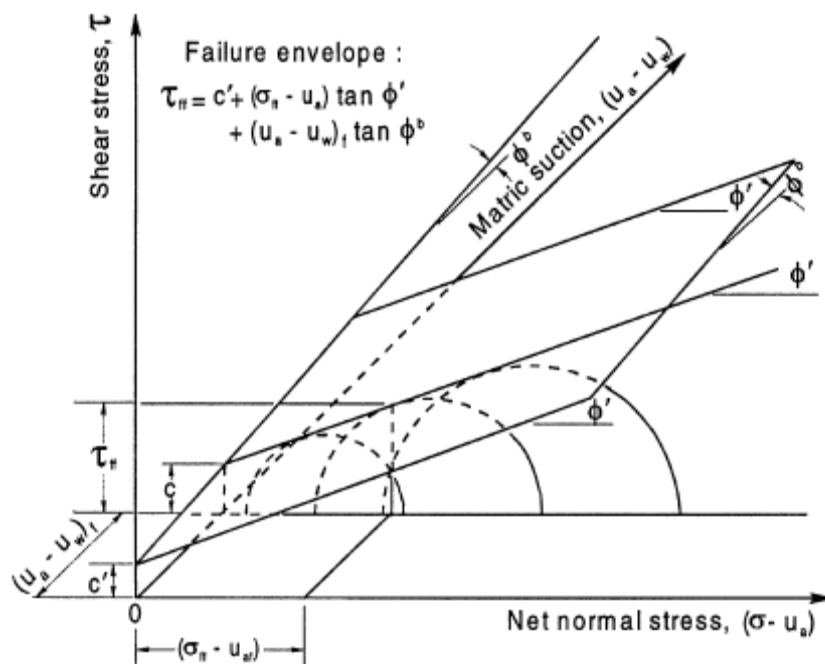


Abbildung 5-1: Scherfestigkeit ungesättigter Böden (Fredlund & Rahardjo, 1993)

Dieser Ansatz wird von vielen Autoren (Escario & Saez, 1986; Gan & Fredlund, 1988; Drumright & Nelson, 1995) kritisiert. Sie bestreiten, dass das Scherverhalten eines ungesättigten Bodens durch ein lineares Gesetz beschrieben werden kann. Insbesondere könne  $\phi^b$  kein konstanter Wert sein, sondern sei vielmehr gleichzusetzen mit  $\phi'$  für sehr kleine Saugspannungen, nehme bei steigender Saugspannung ab und könne bei sehr grossen Saugspannungen sogar einen negativen Wert annehmen (Escario & Juca, 1989; Gan & Fredlund, 1995). Eine Weiterentwicklung des Modells basiert auf der Idee, die Gleichungskomponente  $(u_a - u_w) \tan \phi^b$  aus der Saugspannungs-Sättigungs-Beziehung abzuleiten. Dieser Ansatz wurde von mehreren Autoren verfolgt. Als Beispiel für eine solche Formulierung ist das Modell von Vanapalli et al. (1996), Fredlund et al. (1995a) und Fredlund et al. (1995b) zu nennen:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[ (\tan \phi') \left( \frac{S - S_r}{100 - S_r} \right) \right] \quad [5-5]$$

Die Anwendbarkeit dieser Gleichung für die Modellierung von Laborversuchen wurde unter anderen von Nishimura & Fredlund (2000) bestätigt.

Für Bereiche niedriger Saugspannungen schlägt Gens (1993) folgenden hyperbolischen Ausdruck vor:

$$\tau = c_{\text{total}} + (\sigma_v - u_a) \tan \phi' \quad [5-6]$$

$$\text{mit } c_{\text{total}} = c' + \frac{s}{\cot \phi + \frac{s}{c^*}} \quad [5-7]$$

Der Parameter  $c^*$  steht in Relation zur maximalen Scherfestigkeit. Dieses Modell wurde beispielsweise durch Romero et al. (2002) erfolgreich für die Modellierung der Ergebnisse aus saugspannungsgesteuerten Direktscherversuchen angewendet.

### Elastoplastische Modellansätze mit 2 Spannungsvariablen

Im Gegensatz zu den vorher genannten Modellen werden hierbei sowohl plastische Verformungen wie auch der Zusammenhang zwischen volumetrischen Verhalten und Scherverhalten berücksichtigt.

Ein komplettes mathematisches Modell zur Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhalten ungesättigter Böden wird von Alonso et al. (1990) vorgeschlagen. Es ist für nicht bis leicht expansive Böden geeignet wie z.B. Sande, Silte, tonige und siltige Sande und leicht plastische Tone. Erweiterungen dieses Modells wurden unter anderen von Wheeler & Sivakumar (1995) vorgenommen basierend auf Ergebnissen von 29 Triaxialversuchen an ungesättigten verdichteten Kaolinproben. Prinzipiell setzt dieses Modell folgende vier Variablen miteinander in Beziehung: die mittlere Nettospannung  $p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_a$ , die Deviatorspannung  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ , die Saugspannung  $s = u_a - u_w$  und das spezifische Volumen  $v = 1 + e$ . Elastisches Verhalten wird solange angenommen, wie sich der Spannungszustand im Bodens innerhalb des von einer Gleitfläche abgegrenzten Bereichs befindet (Abbildung 5-2).

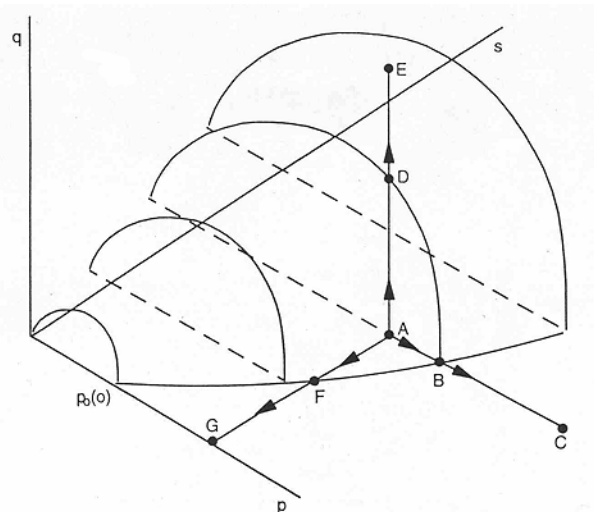


Abbildung 5-2: Darstellung der Fließgrenze im  $q:p:s$  Raum (Wheeler & Karube, 1995)



Plastisches Verhalten tritt auf, sobald diese Fließgrenze erreicht wird. Die genaue mathematische Beschreibung des Modells wird in Alonso et al. (1990) erläutert. Die Bestimmung der Modellparameter erfordert vor allem Testverfahren mit kontrollierter Saugspannung. Ein mögliches minimales Laborprogramm wird in Alonso et al. (1990) vorgestellt. Es sind folgende Tests durchzuführen:

- a) Tests mit isotroper Kompression (Be- und Entlastung) für verschiedene konstante Saugspannungszustände,
- b) Tests mit einem Trocknungs-Benetzung-Zyklus bei konstanter mittlerer Nettospannung,
- c) Drainierte Scherversuche (Triaxialversuche) für verschiedene konstante Saugspannungszustände.

Sun & Matsuoka (2000) schlagen in Angesicht der Problematik von zeitaufwendigen Laborprogrammen ein dreidimensionales elasto-plastisches Modell vor, das mit weniger Modellparametern auskommt und aufgrund dessen auch ein kleineres Laborprogramm erfordert. Eine genaue mathematische Beschreibung findet sich in dieser Arbeit.

Von Vulliet et al. (2005) wurde ebenfalls ein elasto-plastisches Modell mit zwei Spannungsvariablen entwickelt. Zur Darstellung der Elastoplastizität wird das Verformungsinkrement in einen elastischen und einen plastischen Teil gespalten. Des Weiteren werden die Verformungen in Abhängigkeit der Änderung von mechanischer Belastung und/oder von hydraulischer Belastung (Saugspannungen) dargestellt. Explizite Formen dieser Abhängigkeiten finden sich in Geiser et al. (1997).

### **Diskussion**

Die Wahl eines adäquaten Modells zur Beschreibung des Bodenverhaltens hängt entscheidend davon ab, welche Informationen über den Boden vorhanden sind. Der wichtigste Vorteil elasto-plastischer Gesetze gegenüber den Ansätzen ohne Unterscheidung zwischen elastischen und plastischen Verformungen ist die Tatsache, dass das Verhalten ungesättigter Böden genauer beschrieben werden kann. Elasto-plastische Modelle sind dagegen komplexer und lassen sich schwerer in numerische Analysen integrieren. Des Weiteren ist das Laborprogramm, welches zur Parameterbestimmung erforderlich ist, komplizierter und zeitaufwendiger (Alonso et al., 1990). Ein Problem, das in den meisten existierenden Modellen beider Gruppen nicht zum Tragen kommt und für eine andere Parameterwahl spricht, ist die Rolle der Hysterese bezüglich Aufsättigung und Austrocknung der Bodenporen. Eine Möglichkeit, dieses Problem zu beheben, wäre z.B. die Einführung des Sättigungsgrads des Bodens als 3. Modellvariable (Toll, 1990).

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit und im Angesicht des durchgeführten Laborprogramms empfiehlt sich der Ansatz von Fredlund et al. (1978) zur Modellierung der Versuchsergebnisse. Im späteren Teil der Arbeit (Kapitel 6) werden Stabilitätsbetrachtungen des Untersuchungsgebiets mit der Software Slo-

pe/W der Firma Geoslope International Ltd. durchgeführt, in welcher ausschliesslich dieses Gesetz implementiert ist.

### 5.1.2 Direktscherversuche zur Bestimmung der Scherfestigkeit ungesättigter Böden

Direktscherversuche unter kontrollierten Saugspannungsverhältnissen sind eine sinnvolle und effektive Methode, die Scherfestigkeit ungesättigter Böden zu untersuchen, auch wenn es unbestritten ist, dass Triaxialversuche die bessere Methode darstellen, wenn sowohl das Scher- wie auch das Verformungsverhalten untersucht werden soll. Sind jedoch vorwiegend die Scherspannungsparameter von Interesse, überwiegen die Vorteile des Direktschergeräts (Fredlund & Rahardjo, 1993). Aufgrund der kleineren Probenhöhe und dem somit kürzeren Drainageweg beträgt die Zeitspanne, die zur Konsolidierung unter definierter Saugspannung benötigt wird, nur die Quadratwurzel derer bei Triaxialversuchen. Nachteilig ist, wie auch bei konventionellen Direktscherversuchen, die Ungleichförmigkeit der Probenbelastung (Potts et al., 1987), Spannungskonzentrationen (Scarpelli & Wood, 1982), Deformationen der Bruchfläche und Rotationen der Hauptspannungen (Fredlund & Vanapalli, 2002).

Zahlreiche Autoren haben das Scherverhalten ungesättigter Böden mit Hilfe von Direktscherversuchen unter kontrollierter Saugspannung untersucht, u.a. mit Versuchen an siltigem Material (Miller & Hamid, 2005), an tonigem Boden (Gan et al., 1988, Gan & Fredlund, 1988, Gan & Fredlund, 1995) und mit Versuchen an Sand-Bentonit (Feuerharmel et al., 2005; Romero et al., 2002). Im Folgenden sollen ausgewählte Arbeiten vorgestellt werden. Die bodenmechanische Klassifikation der darin untersuchten Materialien entspricht der Klassifikation der in der vorliegenden Arbeit untersuchten Böden.

Escario & Saez (1986) untersuchten die maximale Scherfestigkeit eines tonigen Sands unter vertikalen Nettobelastungen zwischen 120 kPa und 600 kPa und Saugspannungen zwischen 0 kPa und 750 kPa. Das verwendete Schergehärt stellt eine Vorgängerversion des in dieser Arbeit verwendeten Geräts dar. Gestörte Proben mit einer Trockendichte von  $1.91 \text{ g/cm}^3$  wurden nach einer Konsolidierungszeit von 4 Tagen mit einer Geschwindigkeit von 2.4 mm/Tag abgeschert. Die Ergebnisse zeigen, dass die maximale Scherspannung für alle Saugspannungsstufen linear von der aufgebrachten vertikalen Nettospannung abhängt. Die Scherparameter für gesättigte Verhältnisse betragen  $c' \sim 0 \text{ kPa}$  und  $\varphi' \sim 39.5^\circ$ . Für ungesättigte Verhältnisse erhöht sich  $c'$  in Abhängigkeit von der aufgebrachten Saugspannung, der Betrag von  $\varphi'$  bleibt relativ konstant, nimmt lediglich für grössere Saugspannungen ( $>100 \text{ kPa}$ ) einen leicht höheren Wert an ( $\varphi' \sim 43.5^\circ$ ). Die Abhängigkeit der maximalen Scherfestigkeit vom Saugspannungsniveau bei konstanter vertikaler Nettospannung weist erst ab einem Saugspannungsniveau von 100 kPa einen linearen Charakter auf. Der Winkel  $\varphi^b$  nach Fredlund et al. (1978) sinkt im Saugspannungsbereich von 0 kPa bis 100kPa von maximal  $\varphi^b=58^\circ$  auf  $\varphi^b=5^\circ$  ab. Für grössere Saugspannungen ist er konstant mit  $\varphi^b=5^\circ$ .

Die gleiche Beobachtung konnte von de Campos & Carrillo (1995) gemacht werden. Die Versuche wurden an tonigem und siltigem Sand (tropische Böden:

yellow colluvium und mature residual) durchgeführt. Die aufgebrachte vertikale Nettospannung betrug 50 kPa für verschiedene Saugspannungsniveaus zwischen 30 kPa und 210 kPa. Erst für Saugspannungen >50 kPa (siltiger Sand) bzw. >100 kPa (toniger Sand) zeigt sich eine lineare Abhängigkeit der maximalen Scherfestigkeit vom Saugspannungsniveau. Bezüglich des Scherspannungsverlaufs und des Verformungsverhalten während der Versuche konnte folgendes beobachtet werden: In gesättigten Verhältnissen war die Scherkraft zum Ende des Versuchs hin konstant oder zeigte verfestigendes Verhalten. Bezüglich des Verformungsverhaltens wurde eine Kontraktion beobachtet. In den Versuchen unter kontrollierter Saugspannung wurde dilatantes Verformungsverhalten mit einem verfestigenden Verhalten der Scherkraft beobachtet.

Han et al. (1995) und Han & Rahardjo (2000) untersuchten an einem mittelplastischen Ton (mit 49% Sandgehalt) den Einfluss der Hysterese (Austrocknung-Aufsättigung) auf das Bruchverhalten. Gestörte Bodenproben wurden unter einer vertikalen Nettospannung von 200 kPa und Saugspannungen zwischen 50 kPa und 400 kPa konsolidiert und mit einer Geschwindigkeit von 5.76 mm/Tag abgeschert (Han et al., 1995). Dabei wurde je einmal die Probe vor der Konsolidierungsphase gesättigt und anschliessend unter aufgebrachter Saugspannung ausgetrocknet (Austrocknungskurve) und einmal direkt bis zum Erreichen des Gleichgewichts bewässert (Aufsättigungskurve). Die maximale Scherfestigkeit wurde bei den Proben auf der Aufsättigungskurve schneller erreicht (nach 2.2 mm Scherweg) als bei denen auf der Trocknungskurve (nach 4 mm Scherweg) und war auch vom Betrag her kleiner. Die Erklärung hierfür ist der unterschiedliche Wassergehalt bei gleicher Saugspannung, je nachdem, ob die Probe sich auf der Austrocknungs- oder Aufsättigungskurve befindet (siehe Kapitel 2), da die interpartikulären Kräfte zwischen den Bodenkörnern vom Saugspannungsniveau und dem Kontaktbereich des Wassers mit den Bodenpartikeln abhängen. Bei geringerem Wassergehalt (Aufsättigungskurve) ist diese Kontaktfläche kleiner und es resultieren geringere interpartikuläre Kräfte. Bezüglich des Verformungsverhaltens kann für die Proben auf der Aufsättigungskurve ein dilatantes und für die Proben auf der Austrocknungskurve ein kontraktives Verhalten beobachtet werden. Die Abhängigkeit der maximalen Scherfestigkeit vom Saugspannungsniveau weist auch hier einen nichtlinearen Charakter auf. Der Winkel  $\phi^b$  nimmt Werte zwischen  $37^\circ$  und  $55^\circ$  an, bei einem Reibungswinkel unter gesättigten Verhältnissen von  $\phi' \sim 33^\circ$ .

In Han & Rahardjo (2000) wird eine andere Versuchstechnik angewendet. Der Boden wird wie in der vorher erwähnten Arbeit zum einen gesättigt und wieder getrocknet und zum anderen entsprechend einem bestimmten Saugspannungsniveau nur gesättigt. Danach werden die Proben bis zu einem Scherspannungsniveau abgeschert, bei dem mit einem Versagen bei Sättigungserhöhung zu rechnen ist. Wasser wird daraufhin bis zum Versagen infiltriert. Bei der Probe auf der Austrocknungskurve kann ein plötzliches Versagen beobachtet werden, das Versagen der Proben auf der Aufsättigungskurve erfordert mehr Zeit.

Shimada et al. (2000) präsentieren in ihrer Arbeit Ergebnisse von Direktverscherversuchen an schlecht und gut abgestuften sandigen Böden. Dabei wurden Saugspannungen im Bereich bis 80 kPa aufgebracht. Der schlecht abge-

stufte Sand zeigt ein bilineares Verhalten mit konstanten  $\varphi^b$  ( $\sim 13^\circ$ ) im Saugspannungsbereich zwischen 0 kPa und 30 kPa und einem kleineren jedoch ebenfalls konstanten  $\varphi^b$  ( $\sim 2^\circ$ ) im Bereich zwischen 30 und 80 kPa. Der gut abgestufte Sand verhält sich im Saugspannungsbereich bis 80 kPa nicht linear.

Ng & Zhou (2005) führten ebenfalls Direktscherversuche an einem sandigen Boden durch und untersuchen in ihrer Arbeit den Einfluss von Saugspannungen auf das Dilatanzverhalten. Hauptaussage dieser Arbeit ist, dass der maximale Betrag der Dilatanz mit steigender Saugspannung in einer nichtlinearen Weise zunimmt.

Direktscherversuche an ungestörtem, ungesättigtem Moränenmaterial im Feld wurden von Springman et al. (2003) durchgeführt, um den Einfluss von Überlagerungsdruck und Wassergehalt auf die Scherfestigkeit zu untersuchen. Die Proben hatten eine Seitenlänge von 25 cm und eine Höhe von 15 cm. Es wurden zuerst Versuche mit konstantem Sättigungsgrad (zwischen 0.41 und 0.55) und Normalspannungen von 14 kPa, 23.5 kPa und 34 kPa durchgeführt. Die Proben zeigten beim Bruch dilatantes Verhalten. In weiteren Versuchen wurden die Proben vor Erreichen der maximalen Scherfestigkeit geflutet und der Abschervorgang wurde erst nach 30 Minuten Wartezeit fortgesetzt. Die Sättigungsgrade wurden so auf Werte von 0.7 gesteigert. Die Erhöhung des Sättigungsgrads verursachte dabei eine plötzliche Reduktion der Scherspannung. Die Ergebnisse der Versuche (Abbildung 5-3) zeigen, dass die maximale Scherfestigkeit mit steigender Sättigung abnimmt (Abbildung 5-3 (a)), dies aufgrund einer Reduktion der scheinbaren Kohäsion, welche nichtlinear vom Sättigungsgrad abhängt (Abbildung 5-3 (b)). Da die Steigung der Beziehung zwischen maximaler Scherfestigkeit und Nettonormalspannung vom Sättigungsgrad unabhängig scheint (Abbildung 5-3 (a)) wird der innere Reibungswinkel mit  $\varphi'=41^\circ$  abgeschätzt.

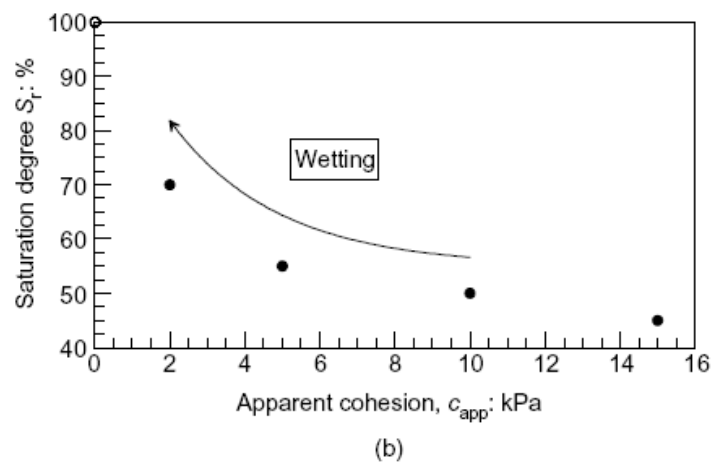
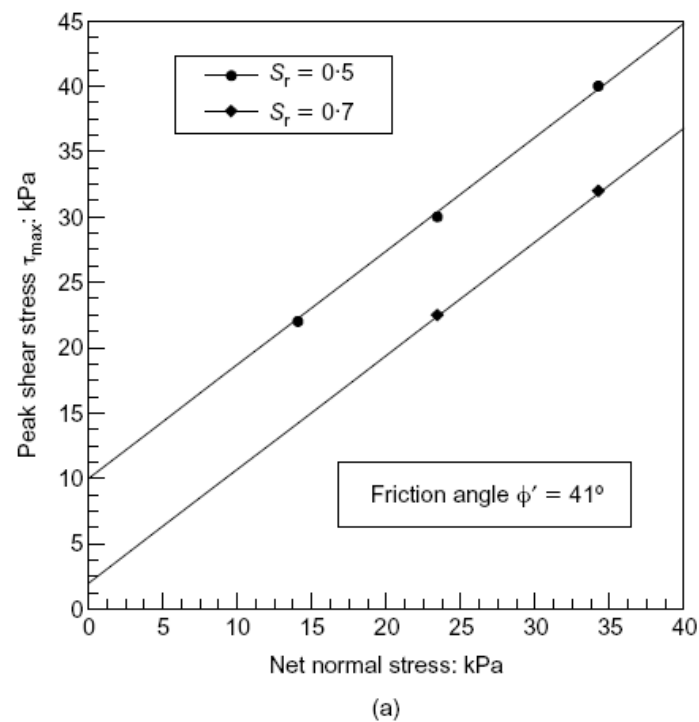


Abbildung 5-3: Scherfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad (a) max. Scherfestigkeit für verschiedene Sättigungsgrade in Abhängigkeit der Nettonormalspannung (b) Sättigungsgrad in Abhängigkeit der scheinbaren Kohäsion (Springman et al., 2003)

## 5.2 Triaxiale Scherversuche

Im Rahmen einer Diplomarbeit (Scheidegger, 2007) wurden drei triaxiale Scherversuche an gesättigten siltingen Sandproben durchgeführt. Das für die Versuche verwendete Triaxialgerät wird in Trausch-Giudici (2004) genau be-

schrieben. Die gestörten Bodenproben wurden mit einem Sättigungsgrad von 0.9 eingebaut und im Gerät mittels Durchströmung und back-pressure-Verfahren vollständig aufgesättigt. Es wurden dabei B-Werte zwischen 0.93 und 0.97 erreicht. Die Kennwerte der Proben vor dem Einbau und nach dem Ausbau sind Tabelle 5-1 zu entnehmen.

*Tabelle 5-1: Probenkennwerte bei Einbau und nach Ausbau*

	Versuch		
	1	2	3
<b>bei Einbau</b>			
Höhe h [cm]	9.98	10.02	10.07
mittl. Durchmesser d [cm]	5.00	5.00	5.00
Trockendichte $\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1.48	1.49	1.47
Sättigungsgrad [-]	0.94	0.91	0.91
Porenzahl e [-]	0.79	0.78	0.80
<b>nach Ausbau</b>			
Höhe h [cm]	9.61	9.62	9.44
mittl. Durchmesser d [cm]	5.09	5.17	5.33
Trockendichte $\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1.48	1.45	1.38
Sättigungsgrad [-]	0.96	0.90	0.83
Porenzahl e [-]	0.79	0.83	0.92

Der angesetzte Spannungspfad wird in Abbildung 5-4 beschrieben. Es handelt sich um einen drainierten Scherversuch mit konstanter Deviatorspannung. Die mittlere Normalspannung wird dabei mit konstant gesteuertem Deviator solange reduziert, bis die Probe versagt. Dieser Spannungspfad wird von einigen Autoren (Parry, 1995; Zhu & Anderson, 1998) für die Beschreibung des Versagens aufgrund Steigerung des Porenwasserdrucks als besonders geeignet angesehen, da auch in diesem Fall lediglich die mittlere Normalspannung abnimmt.

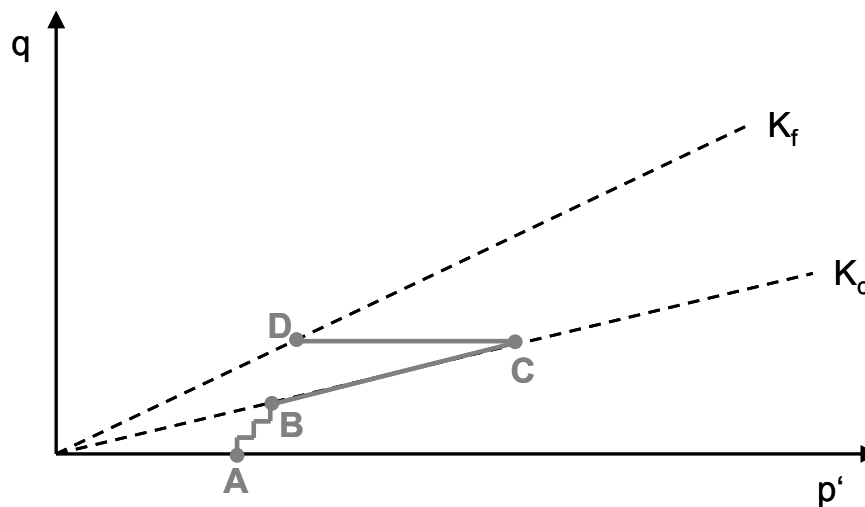


Abbildung 5-4: Effektiver Spannungspfad (Zhu & Anderson, 1998)

Die Ergebnisse der Scherversuche sind in Tabelle 5-2, Tabelle 5-3, Abbildung 5-5 und Abbildung 5-6 dargestellt. Tabelle 5-2 zeigt die Spannungszustände der Punkte A bis D der Abbildung 5-5.

Abbildung 5-5 zeigt den Spannungsverlauf der 3 Versuche im  $p'$ - $q$ -Diagramm. Da die Volumenänderungen während des Abschervorgangs aufgrund von Dichtungsproblemen des Messgeräts nicht korrekt erfasst werden konnten, wird drauf nicht näher eingegangen. Vom Punkt 0 bis zum Punkt A wurden die Proben mit einer effektiven Spannung von 10 kPa isotrop belastet. Daraufhin wurde bei konstantem Zelldruck die Normalspannung von 0 auf 25 kPa erhöht, so dass sich der Spannungszustand B auf der Konsolidationsgerade  $K_c$  (Abbildung 5-5) einstellte. Bis zum jeweiligen Punkt C wurden die Probe konsolidiert, wobei Normalspannung und Seitendruck im Verhältnis 2.5:1 schrittweise erhöht wurden. Die Steigung der Konsolidationsgerade (1:1 im  $p'$ - $q$ -Diagramm) wurde nach Empfehlungen verschiedener Autoren (Vaughan & Kwan, 1984; Anderson & Sitar, 1994) bezüglich des Spannungszustands in natürlich Hängen gewählt. Vom Punkt C bis zum Bruchzustand D wurde dann bei konstanter Deviatorspannung abgeschert (Normalspannung und Seitendruck wurden im Verhältnis 1:1 schrittweise verkleinert).

Abbildung 5-6 zeigt die Mohr'schen Spannungskreise im  $\sigma'$ - $\tau$ -Diagramm. Verbindet man die Bruchpunkte bzw. Bruchkreise von je zwei Versuchen, können mit Hilfe der Bruchgeraden die Scherparameter nach Mohr-Coulomb berechnet werden. Diese können für alle möglichen Kombinationen Tabelle 5-3 entnommen werden. Für die Berechnungen im Rahmen der Modellierung (Kapitel 6) werden die Parameter  $c' = 0$  kPa und  $\varphi'_{\max} = 37.4^\circ$  gewählt.

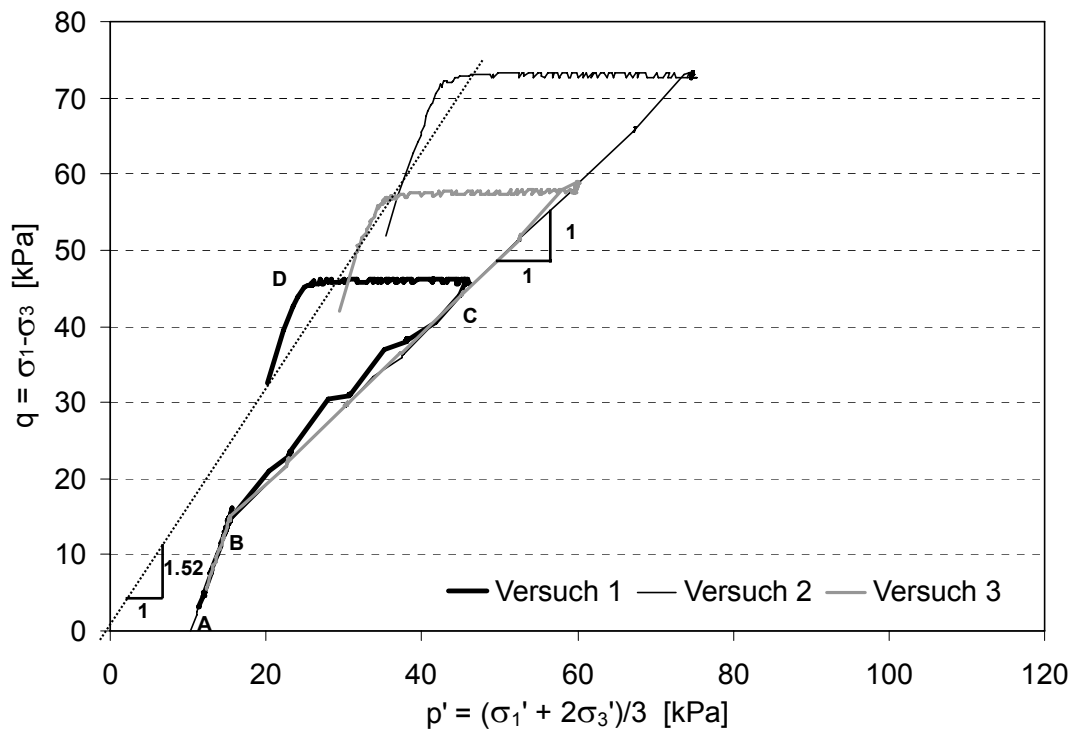


Abbildung 5-5: Effektiver Spannungspfad der Triaxialversuche am siltigen Sand (Scheidegger, 2007)

Tabelle 5-2: Spannungszustände der Punkte A bis D (nach Versuchsplan (Scheidegger, 2007))

Versuch	$\sigma_1'$ [kPa]	$\sigma_3'$ [kPa]	$p'$ [kPa]	$q$ [kPa]
<b>Punkt A</b>				
1	0	10	10	0
2	0	10	10	0
3	0	10	10	0
<b>Punkt B</b>				
1	25	10	15	15
2	25	10	15	15
3	25	10	15	15
<b>Punkt C</b>				
1	75	30	45	45
2	125	50	75	75
3	100	40	60	60
<b>Punkt D</b>				
1	55.0	9.8	24.8	45.2
2	90.3	18.4	42.4	71.9
3	71.6	15.8	34.4	55.8



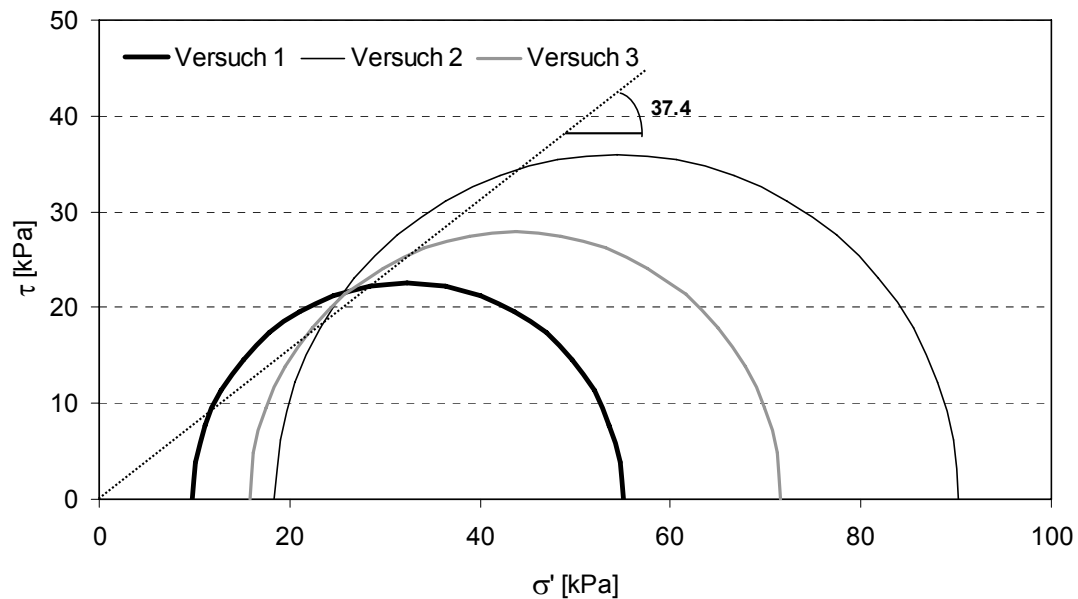


Abbildung 5-6: Mohr'sche Spannungskreise der Triaxialversuche am siltigen Sand (Scheidegger, 2007)

Tabelle 5-3: Scherparameter

Versuchskombination	$\phi'_{\max}$ [°]	$c'$ [kPa]
1 und 2	37.4	4
1 und 3	27.8	8
2 und 3	49.2	-8

Triaxialversuche an tonigen Sandproben konnten im Rahmen der Diplomarbeit mit den zur Verfügung stehenden Geräten im angemessenen Zeitrahmen nicht durchgeführt werden, da die Sättigung der Proben im Gerät erheblich zu lange gedauert hätte.

## 5.3 Direktscherversuche

### 5.3.1 Aufbau und Funktionsweise des Direktschergeräts

Die in der vorliegenden Arbeit dokumentierten Direktscherversuche wurden an einem im Labor für Bodenmechanik der polytechnischen Universität Barcelonas (Spanien) entwickelten Schergerät durchgeführt (Escario, 1990). Abbildung 5-7 bis Abbildung 5-10 zeigen den experimentellen Aufbau und eine Schemazeichnung des Schergeräts, eine Innenansicht der Scherbox mit eingebauter Probe und die Einzelteile der auseinander gebauten Scherbox.

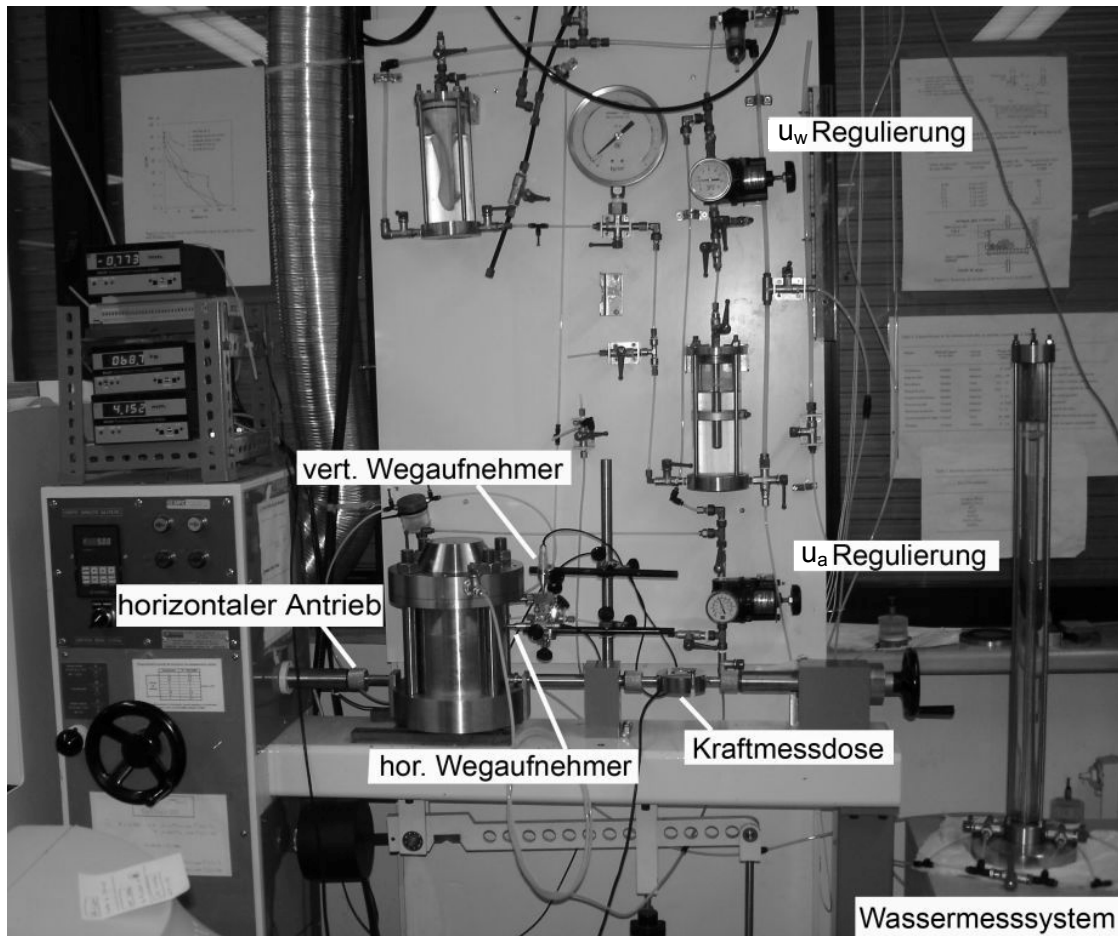


Abbildung 5-7: Experimenteller Aufbau

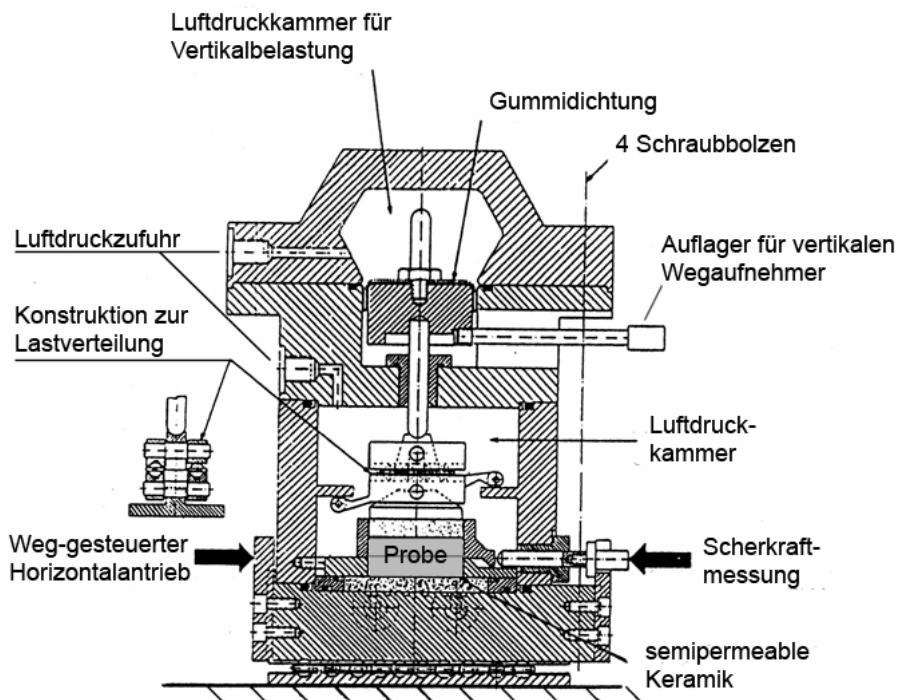


Abbildung 5-8: Schemazeichnung (Escario, 1990)

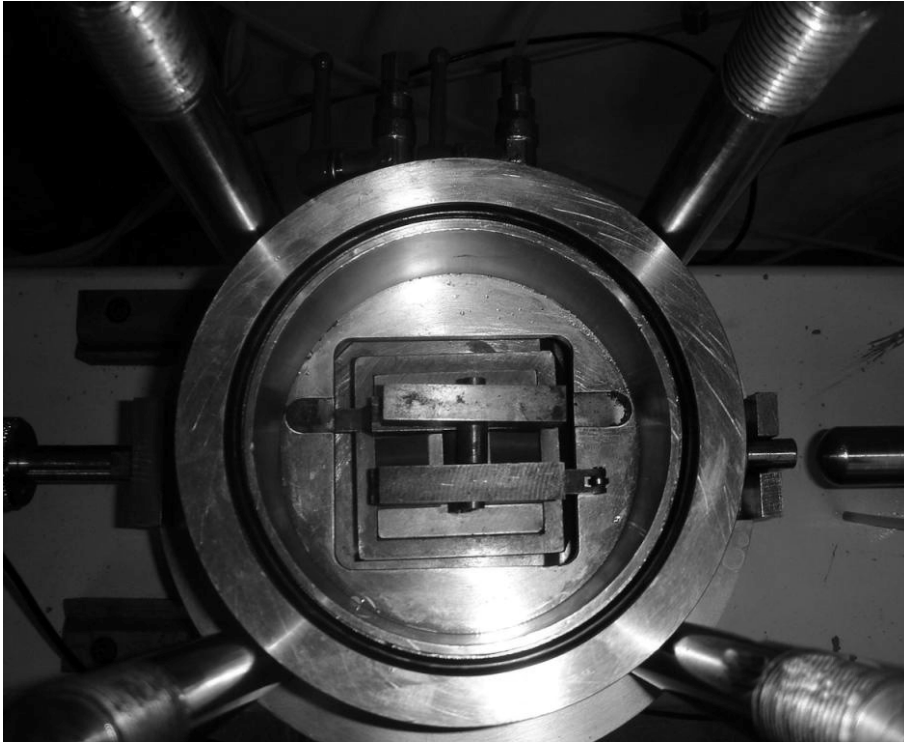


Abbildung 5-9: Innenansicht der Scherbox mit eingebauter Probe



Abbildung 5-10: Einzelteile der demontierten Scherbox

Das Schergerät steht in einem temperaturgeregelten Raum mit einer Temperatur von  $22^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ . Der Unterschied zu einem konventionellen Schergerät besteht in der Möglichkeit, ein bestimmtes Saugspannungsniveau in der Probe einzustellen. Dies geschieht unter Verwendung des Prinzips der Achsenverschiebung, das bereits in Kapitel 2 beschrieben wurde. Die Regulierung der Drücke (Porenluftdruck  $u_a$ , Porenwasserdruck  $u_w$  und Druck zur Aufbringung der Vertikalspannung  $\sigma_d$ ) erfolgt manuell und wird mit einem digitalen Druckmessgerät überprüft. Schwankungen im Bereich von  $\pm 5$  kPa können im Laufe des Versuchs auftreten.

Die resultierende Scherkraft wird mit Hilfe einer Kraftmessdose gemessen, horizontale und vertikale Verschiebungen werden von Wegaufnehmern erfasst. Nähere Angaben zu den elektronischen Messgeräten finden sich in Kapitel 5.3.3. Der horizontale Antrieb erfolgt mit konstanter Geschwindigkeit von minimal  $5 \mu\text{m}/\text{min}$ .

Sowohl die Messwerte der Kraftmessdose wie auch die des horizontalen und des vertikalen Wegaufnehmers werden elektronisch erfasst. Das Datenerfassungssystem DAS-8000 ist direkt an einen Computer angeschlossen, an dem die Messwerte mit Hilfe der Software PROASIS DAS-WIN während des Versuchs visualisiert und für die weitere Auswertung exportiert werden können. Des Weiteren können in diesem Programm die Kalibrierwerte der Messgeräte (Kapitel 5.3.3) wie auch die Zeitintervalle, in denen die Datenregistrierung erfolgen soll, bestimmt werden.

Die Wassermenge, die von der Probe abgegeben bzw. aufgenommen wird, wird an einer Skala des Wassermesssystems nach Augenmass abgelesen. Das Messsystem besteht aus einem äusseren und einem inneren, skalierten Glasrohr, welche zu ca.  $4/5$  mit Wasser und ca.  $1/5$  mit Öl gefüllt sind. Im ölgefüllten oberen Bereich können die Röhren miteinander kommunizieren. Die Röhre sind an der Unterseite mit einem Ventil mit dem Porenwasserzu- bzw. Ablauf verbunden. Das Ventil kann beide Röhren von der Leitung abtrennen, so dass das Wasser am Messsystem vorbeigeleitet wird oder eine der Röhren öffnen. Dadurch wird der Wasserpegel in dieser Röhre beeinträchtigt und beeinträchtigt damit auch die Position der Trennfläche in der anderen Röhre. Die Veränderung der Trennfläche zwischen Wasser und Öl kann an der Messskala des Innenrohrs abgelesen werden.

Die äussere Stahlhülle des Schergeräts besteht aus 4 Teilen, welche mit Hilfe von 4 Schraubbolzen miteinander verbunden sind. Die Bodenplatte steht auf Schienen und in ihr sind 2 verschliessbare Wasserzuläufe integriert. Die in einem Stahlring eingeklebte Keramikplatte sowie der untere Teil des Scherkastens werden auf ihr aufgeschraubt. Die Keramikplatte hat einen Lufteintrittswert von ca.  $1.5$  MPa und eine gesättigte Durchlässigkeit von ca.  $1.35 \cdot 10^{-10}$  m/s. Zwischen Keramik und Bodenplatte kann Wasser zwischen den beiden Zuläufen zirkulieren, was eine Eliminierung von Luftblasen unterhalb der Keramik ermöglicht, die z.B. durch Diffusion durch die Filterplatte entstehen und zum Austrocknen der Filterplatte wie auch zu unkorrekten Messwerten führen können. Ein auf der Bodenplatte aufliegender Stahlzylinder umhüllt den Scherkasten mit einer quadratischen Innenfläche von  $25 \text{ cm}^2$  und einer Höhe von  $2.2$  cm

und dient gleichzeitig als Auflager für eine Konstruktion zur korrekten Übertragung der Vertikalkraft. Der Aufbau dieser Konstruktion und die Erläuterung der Kraftübertragung wird in Abbildung 5-11 ersichtlich.

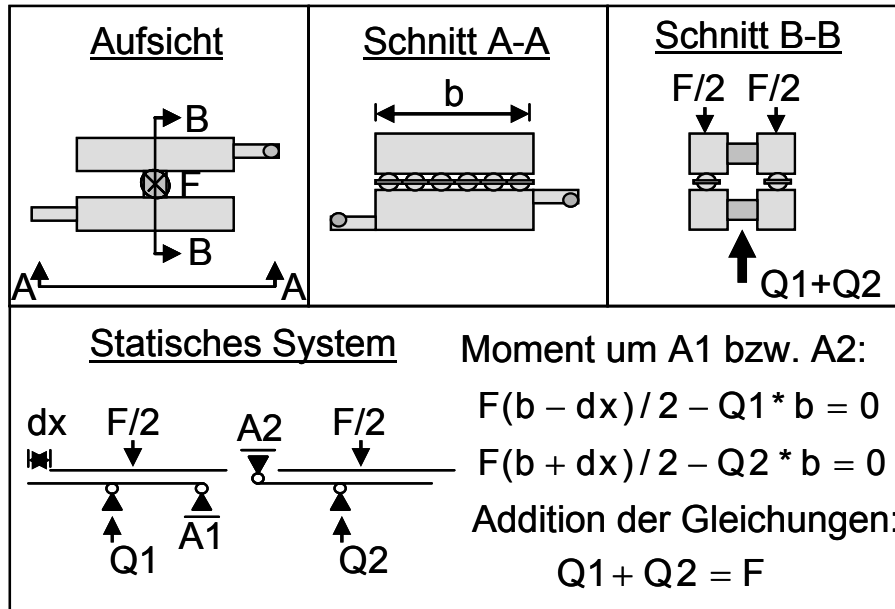


Abbildung 5-11: Konstruktion zur Lastverteilung (siehe Abbildung 5-8)

Der Stahlzylinder wird nach oben hin mit zwei Kopfplatten verschlossen. In die untere der beiden Kopfplatten ist die Luftzufuhr zum Aufbringen des Porenluftdrucks integriert. Des Weiteren beinhaltet sie die Konstruktion zur Aufbringung der Vertikalkraft auf die Probe mit einer horizontalen Extension als Auflager für den vertikalen Wegaufnehmer. Die obere Kopfplatte dient als Luftdruckkammer zur Aufbringung der Vertikalkraft. Der Luftdruck wird über einen Klotz (mit Querschnittsfläche  $A_d$ ) und eine daran befestigte Stange (mit Querschnittsfläche  $A_a$ ) mit 10 mm Durchmesser über die Lastverteilungskonstruktion auf die Probe übertragen.

Der Zusammenhang zwischen dem aufzubringenden Luftdruck ( $\sigma_d$ ) und der resultierenden Nettobelastung ( $\sigma_m = \sigma_v - u_a$ ) der Probe (mit Querschnittsfläche  $A_m$ ) ergibt sich aus geometrischen Überlegungen (Abbildung 5-12) und wird durch folgende Gleichung ausgedrückt:

$$\begin{aligned}
 (\sigma_v - u_a)A_m &= \sigma_d A_d - u_a A_a \\
 \Leftrightarrow & \\
 (\sigma_v - u_a) &= 0.95 * \sigma_d - 0.031 * u_a
 \end{aligned}
 \tag{5-8}$$

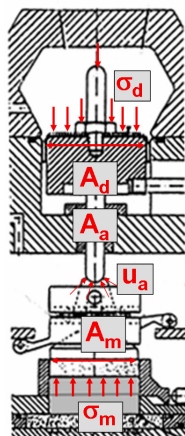


Abbildung 5-12: Spannungen und Flächenbezeichnungen im Schergerät

Beim Abschervorgang wird der gesamte Scherapparat auf Schienen inklusive dem unteren Teil der Scherbox verschoben. Der obere Teil der Scherbox inklusive dem unteren Teil der Lastverteilungskonstruktion wird dabei von einem Gestänge, welches an die Kraftmessdose angeschlossen ist, in Position gehalten.

### 5.3.2 Versuchsprogramm und Versuchsparameter

Das Versuchsprogramm (siehe Tabelle 5-4) wurde aufgrund von Zeiteffizienzüberlegungen aufgestellt. Minimalanforderung war dabei, dass die Scherfestigkeits-Normalspannungs-Beziehung für eine bestimmte Saugspannung sowie die Scherfestigkeits-Saugspannungs-Beziehung für eine bestimmte Normalspannung für beide Böden in mindestens drei Punkten bestimmt wurde. Im Verlauf der Versuche wurde das Programm auf Basis erster Ergebnisse ergänzt.

Tabelle 5-4: Versuchsprogramm

		Normalspannung $\sigma_n$			
		40 kPa	50 kPa	100 kPa	150 kPa
Saugspannung s	0 kPa	SCg	SMg	SCg/SMg	SCg/SMg
	25 kPa	-	-	SMg	-
	50 kPa	-	-	SCg/SMg	-
	75 kPa	-	-	SMg	-
	100 kPa	SCg	-	SCg/SCu/SMg	-
	150 kPa	-	-	SCg	-
	200 kPa	SCg	-	SCg	-

\*SCg = toniger Sand, gestörte Probe; SCu = toniger Sand, ungestörte Probe; SMg = siltiger Sand, gestörte Probe

Verschiedene Randbedingungen bestimmen dabei die Wahl des Versuchsprogramms. Der Genauigkeitsbereich des Druckreglers zur Aufbringung der Nor-

malspannung liegt bei +/-5kPa. Damit ist die Wahl kleiner Spannungen (< 40 kPa) nicht sinnvoll. Obwohl die in situ Spannungen im Feld bei ca. 20-40 kPa liegen, werden im Rahmen der Scherversuche Normalspannungen gewählt, die einem Überlagerungsdruck von ca. 2 m bis 7.5 m entsprechen.

Die Saugspannungen werden in Anlehnung an die Wasserretentionskurven der Böden gewählt (siehe Kapitel 4.1). Die höchste anzusetzende Saugspannung darf einen Sättigungsgrad von minimal 0.4 (Romero, 2005) erzeugen, da die Probe sonst zu trocken ist, so dass der Kontakt zwischen den Wasserteilchen und somit auch der Effekt der Saugspannung beim Abschervorgang verloren geht. Neben Vollsättigung und Maximalwert wird jeweils mindestens eine Saugspannungsstufe dazwischen betrachtet, um in der Lage zu sein, auch ein nichtlineares Verhalten zu beschreiben.

Gewählt wird die minimal vom Versuchsgerät aufbringbare Abschergeschwindigkeit von 5  $\mu\text{m}/\text{min}$ . Der Scherweg ist ebenfalls vom Versuchsgerät auf 6 - 7 mm limitiert. Anhaltswerte aus der Literatur und Berechnungen zeigen, dass diese Parameter als sinnvoll einzustufen sind. Zur Berechnung werden die Gleichungen [5-9] und [5-10] aus Fredlund & Rahardjo (1993) herangezogen:

Abschergeschwindigkeit:

$$\frac{\partial x}{\partial t} = \frac{\Delta x_f}{\Delta t_f} \quad [5-9]$$

mit  $\Delta x_f$  als Scherweg beim Bruch (angenommener Wert: hier 7 mm) und  $\Delta t_f$  als benötigte Abscherzeit bis zum Bruch unter drainierten Verhältnisse.

$$\Delta t_f = \frac{L^2}{\eta c_v^w (1 - U_f)} \quad [5-10]$$

$L = 1/2 \cdot \text{Höhe der Probe} (= 1.1 \text{ cm})$

$$\eta = \frac{0.75}{(1 + 3/\lambda)} \quad [5-11]$$

$$\lambda = \frac{k_d \cdot d}{k_w \cdot L_d} \quad [5-12]$$

$k_d$  = Durchlässigkeit der Filterplatte

$$= 1.35 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

$d$  = Drainageweg im Boden (= 2.2 cm)

$L_d$  = Dicke der Filterplatte (= 0.715 cm)

$k_w$  = ungesättigte Durchlässigkeit des Bodens

$$c_v^w = \frac{k_w}{\rho_w g m_2^w} \quad [5-13]$$

$$m_2^w = \frac{\partial \theta}{\partial s} = \text{Steigung der WRC im Bereich der gewählten}$$

Saugspannung (Kapitel 4.1)

$\rho_w$  = Dichte des Wassers

$\bar{U}_f = 0.95$  (Bishop & Henkel, 1962; Gibson & Henkel, 1954)

Die berechneten maximalen Abschergeschwindigkeiten bezüglich der aufzubringenden Saugspannungen sind Tabelle 5-5 zu entnehmen.

Tabelle 5-5: *Abschergeschwindigkeiten*

<b>s</b> [kPa]	<b>max. dx/dt (toniger Sand)</b> [µm/min]	<b>max. dx/dt (siltiger Sand)</b> [µm/min]
0	30.52	54.56
25	-	14.61
50	0.32	10.57
75	-	7.53
100	0.15	5.53
150	0.10	-
200	0.08	-

Für den siltigen Sand ist die minimal wählbare Geschwindigkeit 5 µm/min kleiner der berechneten Maximalgeschwindigkeit. Bezüglich des tonigen Sands ist dies nicht der Fall, wobei jedoch betont werden muss, dass es sich bei den Berechnungen lediglich um eine Abschätzung handelt und die Abweichung der tatsächlich gewählten Geschwindigkeit im tolerierbaren Bereich liegt. Fredlund & Rahardjo (1993) betonen, dass die oben aufgeführten Abschätzung extrem konservativ ist. Ähnlich grosse und grössere Abschergeschwindigkeiten als die im Rahmen dieser Arbeit verwendete wurden auch von anderen Autoren für ähnliche Böden als sinnvoll eingestuft (Escario & Saez, 1986; Gan & Fredlund, 1988).

### 5.3.3 Versuchsdurchführung

#### 5.3.3.1 Kalibrierung der Messinstrumente

Zu Beginn einer neuen Versuchsreihe ist eine Kalibrierung der Wegaufnehmer und der Kraftmessdose vorzunehmen.



### Kalibrierung der Wegaufnehmer

Die Wegaufnehmer werden installiert. Mit 3 verschiedenen Geschwindigkeiten wird das Gerät horizontal verschoben. Die Verschiebungszeit wird mit der angesetzten Geschwindigkeit multipliziert und mit dem über den Wegaufnehmer gemessenen Wert verglichen. Kalibrierfaktoren und Genauigkeitsbereiche der Messinstrumente sind Tabelle 5-6 zu entnehmen.

### Kalibrierung der Kraftmessdose

Die Kraftmessdose wird mit angehängten Gewichten be- und entlastet. Der Umrechnungsfaktor von gemessenen zu tatsächlichen Werten kann Tabelle 5-6 entnommen werden.

*Tabelle 5-6: Mess- und Genauigkeitsbereich und Kalibrierung der Messinstrumente*

<b>Messgerät</b>	<b>Genauigkeitsbereich</b>	<b>Kalibrierwerte</b>
Vert. Wegaufnehmer	15 – 48 mV	0.1687476 mm/mV
Hor. Wegaufnehmer	5.5 - 7.64 mV	3.281624 mm/mV
Kraftmessdose	> 9.9 mV	0.11892 kN/mV

#### 5.3.3.2 Sättigung der Filterplatte

Zu Beginn jedes Versuches muss die Filterplatte neu gesättigt und die Sättigung überprüft werden. Dafür wird der auf der Platte montierte untere Teil der Scherbox mit Wasser gefüllt und bei geschlossenen Wasserventilen der Luftdruck für 1 Stunde konstant auf 500 kPa gehalten. Danach wird das Wasserventil zu einem offenen Behälter geöffnet und das Wasser läuft durch die Filterplatte heraus. Diese Prozedur wird 2 mal wiederholt. Daraufhin wird die für den folgenden Versuch geplante Druckkonstellation eingestellt und die Durchlässigkeit der Filterplatte gemessen. Bleibt die Durchlässigkeit im Verlauf des Tests konstant und liegt diese im Bereich der Erfahrungswerte, kann von einer Vollsättigung der Platte ausgegangen werden.

#### 5.3.3.3 Probenherstellung

##### Toniger Sand

Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten, werden Proben mit vordefinierter Trockendichte hergestellt. Die gewählte Trockendichte von  $1.45 \text{ g/cm}^3$  entspricht in etwa der einer ungestörten Probe. Der Wassergehalt muss gross genug gewählt werden, dass eine direkte Konsolidierung unter Saugspannung ohne Vorsättigung im Gerät möglich ist, jedoch trocken genug, um die Anwendbarkeit des Prinzips der Achsenverschiebung zu gewährleisten (< 85%). Dem Boden mit natürlichem Wassergehalt von  $w=0.21$  wird bis zum gewünschten Wassergehalt Wasser beigemischt. Nach einigen Stunden in denen sich das Wasser gleichmässig in der Probe verteilt, wird der Boden in einem

Behälter mit einem Durchmesser von 7.5 cm gefüllt (Abbildung 5-13 a) und durch Auflage von Gewichten auf eine Höhe von 2.95 cm verdichtet (Abbildung 5-13 b). Die dafür benötigte Vorbelastung  $\sigma_0$  der einzelnen Proben sowie Wassergehalt, Trockenraumdichte und resultierender Sättigungsgrad der eingebauten Probe kann Tabelle 5-7 entnommen werden.

Tabelle 5-7: *Materialwerte bei Probeneinbau (toniger Sand)*

Versuch	$\sigma_0$ [kPa]	$\rho_{d0}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$w_0$ [-]	$S_{r0}$ [-]
SC_s0/ $\sigma_n$ 40	54.1	1.48	0.261	0.87
SC_s0/ $\sigma_n$ 100	54.1	1.46	0.265	0.86
SC_s0/ $\sigma_n$ 150	65.4	1.44	0.224	0.70
SC_s50/ $\sigma_n$ 100	54.1	1.51	0.240	0.84
SC_s100/ $\sigma_n$ 40	76.7	1.50	0.235	0.81
SC_s100/ $\sigma_n$ 100	-	1.41	0.326	0.98
SC_s100/ $\sigma_n$ 100u	6.0	1.46	0.253	0.82
SC_s200/ $\sigma_n$ 40	65.4	1.46	0.208	0.68
SC_s200/ $\sigma_n$ 100	65.4	1.44	0.211	0.66

u = ungestörte Probe

Die Probe wird daraufhin ausgestossen und der Scherkastengrösse entsprechend zugeschnitten und eingebaut (Abbildung 5-13 c).

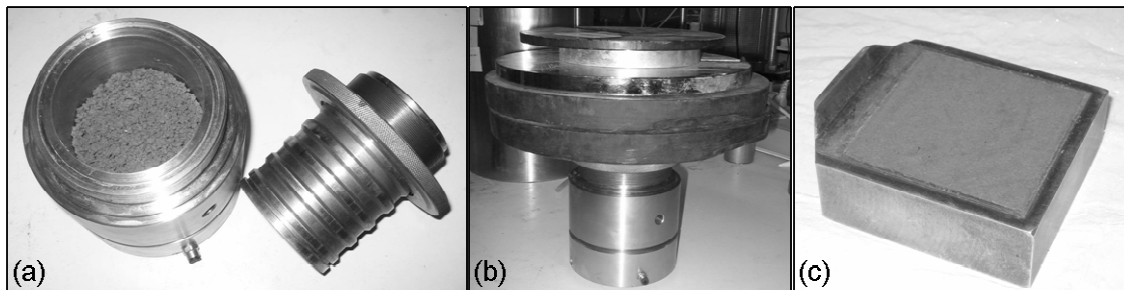


Abbildung 5-13: *Probenvorbereitung: (a) in Verdichtungszyylinder locker eingefüllte Probe (b) Verdichtung durch Auflage von Gewichten (c) im Scherkasten eingebaute Probe*

#### 5.3.3.4 Siltiger Sand

Es werden ebenfalls Proben mit vordefinierter Trockendichte von 1.45 g/cm<sup>3</sup> hergestellt. Dem Boden mit natürlichem Wassergehalt von  $w=0.134$  wird bis zum gewünschten Wassergehalt Wasser beigemischt. Die Probe wird direkt im Scherkasten eingebaut. Wassergehalt, Trockendichte und resultierender Sättigungsgrad der eingebauten Probe kann Tabelle 5-8 entnommen werden.

Tabelle 5-8: Materialwerte bei Probeneinbau (siltiger Sand)

Versuch	$\rho_{d0}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$w_0$ [-]	$S_{r0}$ [-]
SM_s0/ $\sigma_n$ 50	1.44	0.214	0.67
SM_s0/ $\sigma_n$ 100	1.44	0.228	0.72
SM_s0/ $\sigma_n$ 150	1.43	0.272	0.84
SM_s25/ $\sigma_n$ 100	1.45	0.214	0.69
SM_s50/ $\sigma_n$ 100	1.45	0.200	0.64
SM_s75/ $\sigma_n$ 100	1.46	0.207	0.67
SM_s100/ $\sigma_n$ 100	1.45	0.147	0.47

### 5.3.3.5 Aufbringen der Belastung

Die Belastung der Probe erfolgt schrittweise. Zuerst wird ein Teil der Normalspannung aufgebracht und es kann eine Setzung beobachtet werden. Daraufhin wird der Luftdruck erhöht, was in der Probe eine Reduktion der Normalspannung erwirken sollte. Das heisst, dass aufgrund des aufgebrachten Luftdrucks keine zusätzliche Setzung erfolgen sollte. Die Belastungsstufen der einzelnen Versuche mit entsprechenden Setzungen können Tabelle 5-9 entnommen werden. Bei geschlossenen Wasserventilen wird solange gewartet, bis die Setzungen grösstenteils abgeklungen sind, jedoch nicht länger als 30 bis 45 Minuten um Kavitation in der Filterplatte auszuschliessen.

### 5.3.3.6 Konsolidierung bzw. Sättigung der Probe

Der Wasserdruck wird aufgebracht und die Probe beginnt, sich aufzusättigen bzw. auszutrocknen. Dabei wird der Wasserfluss beobachtet. Stoppt der Wasserfluss und weist die Probe keine Volumenänderung mehr auf, kann mit dem Abscheren begonnen werden.

### 5.3.3.7 Fehlerkorrektur des vertikalen Wegaufnehmers

Das Auflager für den vertikalen Wegaufnehmer, welches sich während des Abschervorgangs unter diesem verschiebt, ist nicht exakt horizontal. Aufgrund dessen muss eine Korrektur vorgenommen werden. Dafür wird das Gerät im Leerlauf, das heisst ohne Anbringen der Kraftmessdose, verschoben. Dabei werden sowohl Horizontalverschiebung wie auch Vertikalverschiebung registriert und ein Korrekturfaktor berechnet.

### 5.3.3.8 Abscheren

Bei einer Abschergeschwindigkeit von 5  $\mu\text{m}/\text{min}$  dauert dieser Vorgang ca. 24 Stunden. Nach Beendigung des Versuchs wird die Probe ausgebaut und der Wassergehalt wird bestimmt.

### 5.3.4 Ergebnisse der Scherversuche für tonigen Sand

#### 5.3.4.1 Belastungsphase

Abbildung 5-14 zeigt die Setzungen während der Belastung zweier Proben.

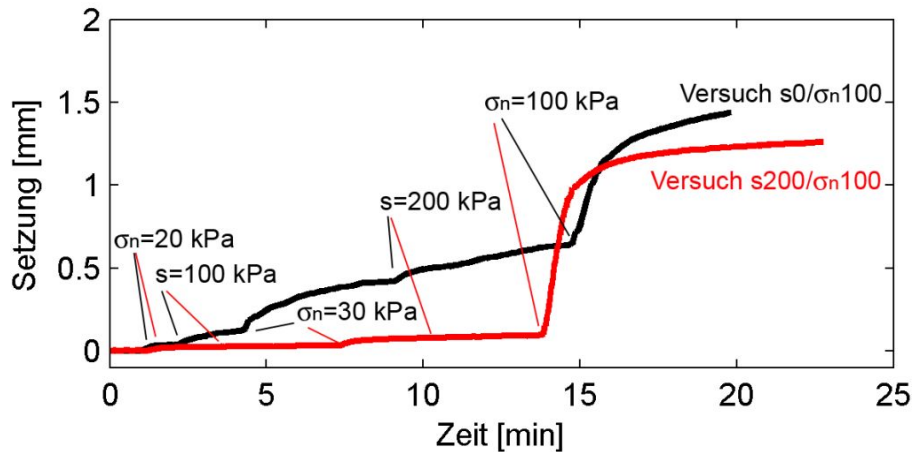


Abbildung 5-14: Setzungen bei Belastung mit voll wirksamen Prinzip der Achsenverschiebung Technik (rote Kurve) und mit teilweise wirksamer (schwarze Kurve)

Die Vorbelastung bei der Herstellung der Probe betrug 65.4 kPa bei Versuch SC\_s200/ $\sigma_n$ 100 und 54.1 kPa bei Versuch SC\_s0/ $\sigma_n$ 100. Bei einer Belastung von 20, 30 und 100 kPa weist die Probe beim Versuch SC\_s200/ $\sigma_n$ 100 Setzungen auf. Die Erhöhung des Porenluftdrucks erzeugt keine zusätzlichen Setzungen. Dies entspricht dem Idealfall, bei dem das Prinzip der Achsenverschiebung voll wirksam wurde. Bei der Probe des Versuchs SC\_s0/ $\sigma_n$ 100 war dies nicht der Fall, was auf einen zu hohen Wassergehalt bei Probeneinbau zurückzuführen ist (siehe Tabelle 5-7).

Die Belastungsstufen sowie die resultierenden Setzungen der einzelnen Versuche können Tabelle 5-9 entnommen werden. Vergleicht man die von den einzelnen Belastungsstufen erzeugten Setzungen kann man erkennen, dass das Prinzip der Achsenverschiebung auch bei den nassen Proben zu Beginn des Versuchs auch schon zum Teil wirksam war. Wäre dies nicht der Fall, wären grössere Setzungen erzeugt worden.

Tabelle 5-9: Setzungen durch Belastung (toniger Sand)

Versuch	$\sigma_1$ [kPa]	$dy_{\sigma_1}$ [mm]	$u_{a1}$ [kPa]	$dy_{u_{a1}}$ [mm]	$\sigma_2$ [kPa]	$dy_{\sigma_2}$ [mm]	$u_{a2}$ [kPa]	$dy_{u_{a2}}$ [mm]
SC_s0/ $\sigma_n$ 40	20	0.20	100	0.20	30	0.62	200	0.77
SC_s0/ $\sigma_n$ 100	20	0.04	100	0.12	30	0.43	200	0.64
SC_s0/ $\sigma_n$ 150	20	0.00	100	-0.01	30	0.03	200	0.04
SC_s40/ $\sigma_n$ 100	20	0.07	100	0.14	30	0.20	200	0.24
SC_s100/ $\sigma_n$ 40	20	0.03	100	0.08	30	0.14	200	0.20
SC_s100/ $\sigma_n$ 100	20	0.05	100	0.32	30	0.57	200	0.88
SC_s100/ $\sigma_n$ 100u	20	0.18	100	0.18	30	0.35	200	0.36
SC_s200/ $\sigma_n$ 40	20	0.03	150	0.03	30	0.09	300	0.11
SC_s200/ $\sigma_n$ 100	20	0.02	150	0.03	30	0.08	300	0.09

Tabelle 5-10: Setzungen vor Beginn der Konsolidierung (toniger Sand)

Versuch	$\sigma_n$ [kPa]	$dy_{vK}$ [mm]
SC_s0/ $\sigma_n$ 40	40	1.44
SC_s0/ $\sigma_n$ 100	100	1.80
SC_s0/ $\sigma_n$ 150	150	2.11
SC_s40/ $\sigma_n$ 100	100	1.45
SC_s100/ $\sigma_n$ 40	40	0.55
SC_s100/ $\sigma_n$ 100	100	2.53
SC_s100/ $\sigma_n$ 100u	100	1.65
SC_s200/ $\sigma_n$ 40	40	0.40
SC_s200/ $\sigma_n$ 100	100	1.45

### 5.3.4.2 Konsolidierung

Setzungen und Materialwerte vor und nach der Konsolidierung sowie die gemessene und berechnete Wasservolumenveränderung können Tabelle 5-11 entnommen werden.

Tabelle 5-11: Setzungen und Materialwerte vor (vK) und nach (nK) drainierter Konsolidierung (toniger Sand)

Versuch	$dy_{vK}$ [mm]	$dy_{nK}$ [mm]	$\rho_{dvK}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\rho_{dnK}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$S_{rvK}$ [-]	$S_{rnK}$ [-]	$dV_{gem}$ [ml]	$dV$ [ml]
SC_s0/ $\sigma_n$ 40	1.44	1.47	1.58	1.59	1.03*	0.98	-	1.08
SC_s0/ $\sigma_n$ 100	1.80	1.83	1.59	1.59	1.05*	0.96	-	1.88
SC_s0/ $\sigma_n$ 150	2.11	2.13	1.59	1.59	0.89	1.00	-	-2.08
SC_s50/ $\sigma_n$ 100	1.45	1.62	1.61	1.63	0.99	0.91	0.680	2.04
SC_s100/ $\sigma_n$ 40	0.55	0.87	1.54	1.56	0.86	0.68	1.615	4.48
SC_s100/ $\sigma_n$ 100	2.53	3.09	1.59	1.64	1.30*	0.83	4.205	10.19
SC_s100/ $\sigma_n$ 100u	1.65	1.85	1.58	1.59	0.98	0.77	-1.325	4.75
SC_s200/ $\sigma_n$ 40	0.40	0.63	1.49	1.51	0.71	0.54	1.230	4.24
SC_s200/ $\sigma_n$ 100	1.45	1.69	1.54	1.56	0.77	0.59	0.580	4.18

\* basierend auf Wassergehaltsberechnungen vor Probeneinbau und Volumenberechnungen aufgrund von Setzungen

### 5.3.4.3 Abscheren

$$\sigma_n = 40 \text{ kPa}$$

Abbildung 5-15 zeigt die Scherfestigkeit ( $\tau$ ), Setzungen ( $dy$ ), Wasseraustritt aus der Probe ( $dV_w$ ) sowie den Dilatanzwinkel ( $\psi$ ) in Abhängigkeit des Scherwegs für den tonigen Sand bei einer Nettonormalspannung von 40 kPa und Saugspannungen von 0, 100 und 200 kPa.

Die Scherfestigkeits-Scherweg-Beziehung zeigt für alle Saugspannungen ein mit steigendem Scherweg verfestigendes Verhalten. Die maximal gemessene Scherfestigkeit nimmt dabei mit steigender Saugspannung zu. Beim Abscheren der gesättigten Probe kam es insgesamt zu einer Setzung der Probe, während es beim Abscheren der ungesättigten Proben insgesamt zu Hebungen kam. Der gemessene Wasseraustritt aus den ungesättigten Proben steht dazu im Widerspruch, da bei Hebungen ein Wassereintritt in die Probe zu erwarten wäre. Luftdiffusion durch die Filterplatte, aufgrund derer die ausgeflossene Wassermenge überschätzt wird, könnte hierfür die Ursache sein.

Alle drei Proben zeigen zu Beginn des Versuchs kontraktives Verhalten. Mit steigendem Scherweg zeigen die ungesättigten Proben dilatantes Verhalten, stärker ausgeprägt mit grösserer Saugspannung. Am Ende der Versuche tendierte in allen drei Fällen die Dilatanz gegen Null was auf das Erreichen des kritischen Zustands schliessen lässt. Interessant ist, dass für die ungesättigten Bodenproben mit steigendem Scherweg verfestigendes Verhalten beobachtet wurde, obwohl der Boden dilatantes Verhalten zeigt. Dies steht im Gegensatz zur allgemeinen Annahme für rollige Böden, dass der Punkt der maximalen Dilatanz mit dem Punkt der maximalen Scherfestigkeit zusammentrifft (Taylor, 1948; Bolton, 1986).

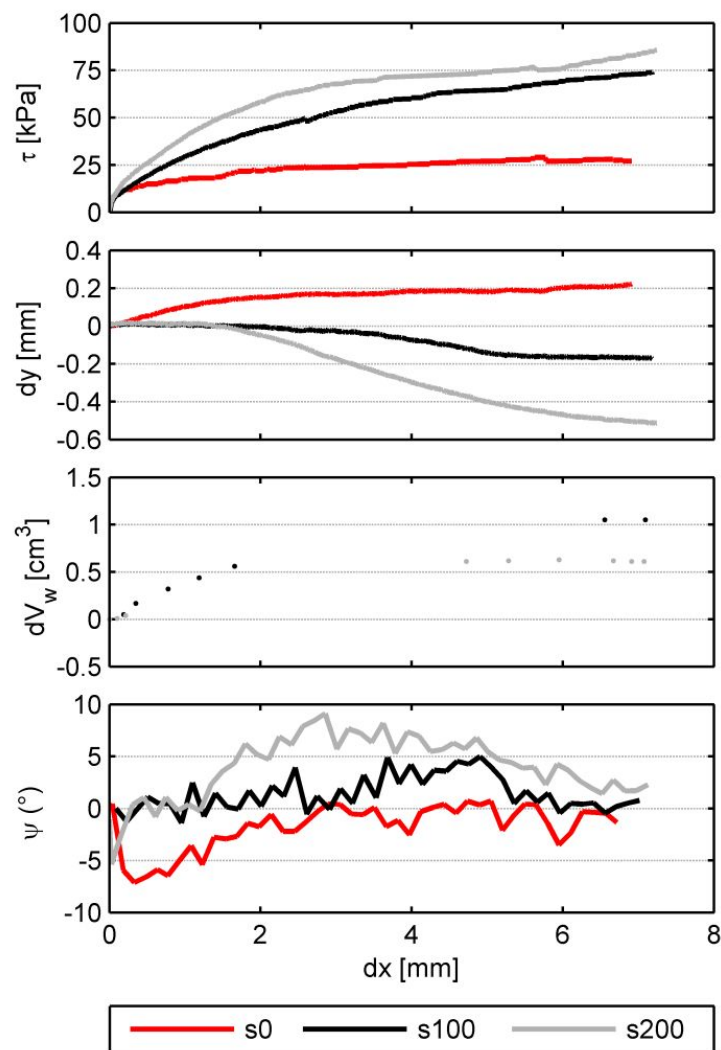


Abbildung 5-15: Scherfestigkeit, Setzungen, Wasseraustritt und Dilatanzwinkel in Abhängigkeit des Scherwegs für den tonigen Sand bei  $\sigma_n = 40 \text{ kPa}$

**$\sigma_n = 100 \text{ kPa}$**

Abbildung 5-16 zeigt die Scherfestigkeit ( $\tau$ ), Setzungen ( $dy$ ), Wasseraustritt aus der Probe ( $dV_w$ ) sowie den Dilatanzwinkel ( $\psi$ ) in Abhängigkeit des Scherwegs für den tonigen Sand bei einer Nettonormalspannung von 100 kPa und Saugspannungen von 0, 50, 100 und 200 kPa. Für die Saugspannung von 100 kPa sind sowohl die Ergebnisse der Versuche an ungestörter und an gestörter Probe dargestellt. Die Scherfestigkeits-Scherweg-Beziehung zeigt auch hier für alle Saugspannungen ein mit steigendem Scherweg verfestigendes Verhalten. Die maximal gemessene Scherfestigkeit nimmt dabei ebenfalls mit steigender Saugspannung zu. Die Scherfestigkeitsverläufe bei  $s = 100 \text{ kPa}$  weichen bezüglich gestörter und ungestörter Probe kaum voneinander ab.

Beim Abscheren der gesättigten Probe und der Probe bei  $s = 50 \text{ kPa}$  kam es insgesamt zu einer Setzung der Probe, während es beim Abscheren der

gestörten ungesättigten Proben mit  $s = 100$  kPa und  $s = 200$  kPa insgesamt zu Hebungen kam. Der gemessene Wasseraustritt aus den ungesättigten Proben mit  $s = 100$  kPa und  $s = 200$  kPa steht auch hier im Widerspruch zu den Hebungen und auch bei den übrigen Versuchen wurde mehr austretendes Wasser gemessen als theoretisch erwartet (siehe Tabelle 5-13).

Alle Proben zeigen zu Beginn des Versuchs kontraktives Verhalten. Mit steigendem Scherweg zeigen die ungesättigten Proben mit  $s = 100$  kPa und  $s = 200$  kPa dilatantes Verhalten, stärker ausgeprägt hier mit geringerer Saugspannung. Am Ende der Versuche tendierte die Dilatanz der gesättigten Probe und der Probe mit  $s = 50$  kPa nicht gegen Null, womit das Erreichen des kritischen Zustands in Frage gestellt ist. Interessant ist auch hier, dass für die ungesättigten Bodenproben mit steigendem Scherweg verfestigendes Verhalten beobachtet wurde, obwohl der Boden dilatantes Verhalten zeigt. Die ungestörte Probe zeigte während dem Abschervvorgang keine bedeutende Dilatanz.

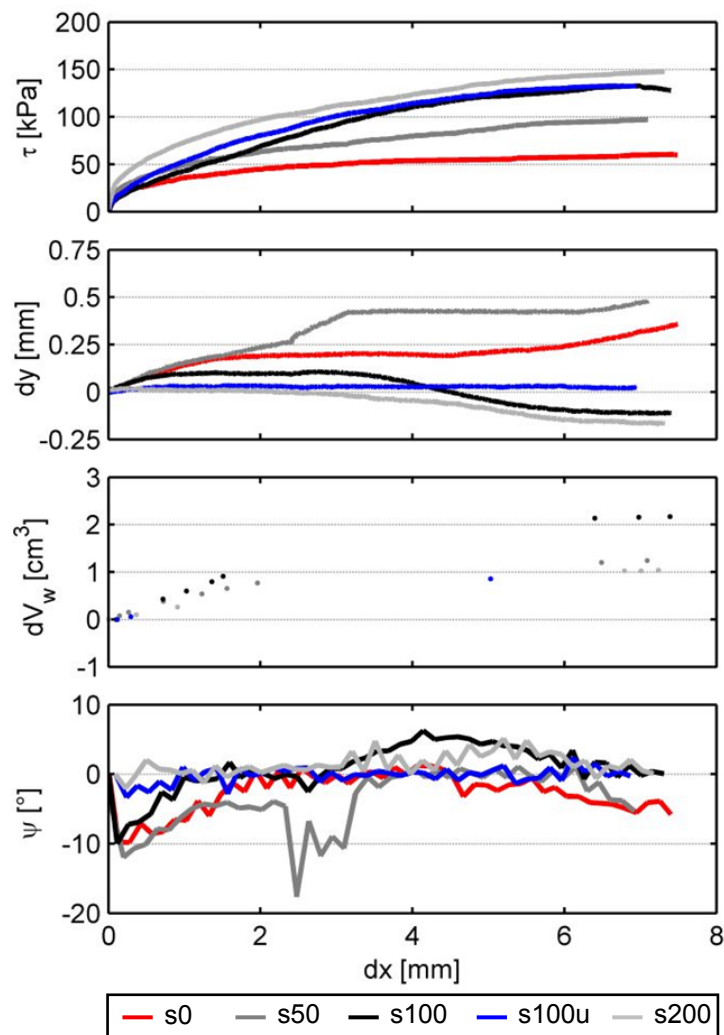


Abbildung 5-16: Scherfestigkeit, Setzungen, Wasseraustritt und Dilatanzwinkel in Abhängigkeit des Scherwegs für den tonigen Sand bei  $\sigma_n = 100$  kPa



$$\sigma_n = 150 \text{ kPa}$$

Abbildung 5-17 zeigt die Scherfestigkeit ( $\tau$ ), Setzungen ( $dy$ ) sowie den Dilatanzwinkel ( $\psi$ ) in Abhängigkeit des Scherwegs für den gesättigten tonigen Sand bei einer Nettonormalspannung von 150 kPa.

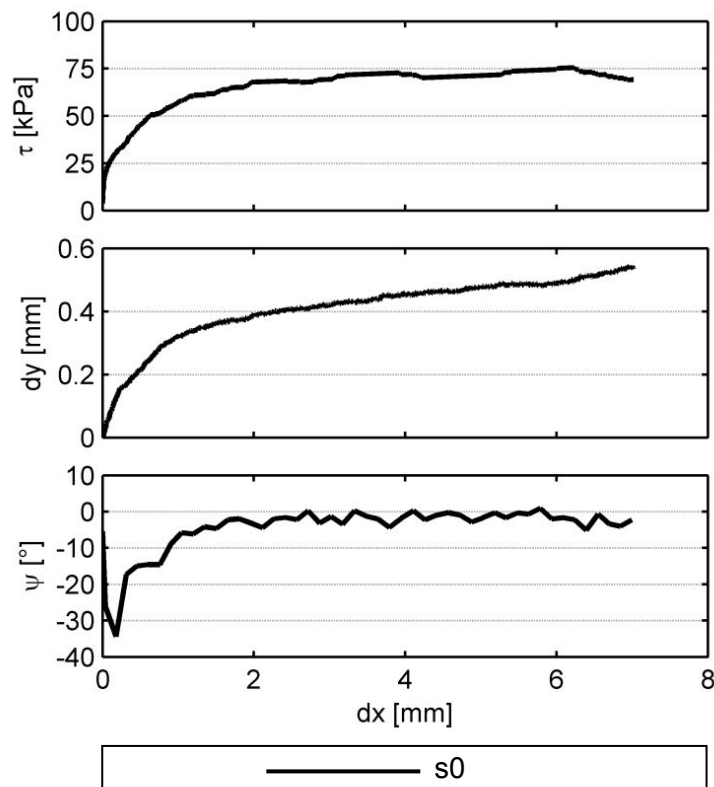


Abbildung 5-17: Scherfestigkeit, Setzungen, Wasseraustritt und Dilatanzwinkel in Abhängigkeit des Scherwegs für den tonigen Sand bei  $\sigma_n = 150 \text{ kPa}$

Die Scherfestigkeits-Scherweg-Beziehung zeigt hier wieder ein mit steigendem Scherweg verfestigendes Verhalten. Die Probe zeigt besonders zu Beginn des Versuchs kontraktives Verhalten. Am Ende des Versuchs tendierte die Dilatanz gegen Null, womit auf das Erreichen des kritischen Zustands geschlossen werden kann.

### Setzungen und Materialwerte

Spannungen, Setzungen und Materialwerte nach dem Abscheren sowie die gemessene und theoretische Wasservolumenveränderung können Tabelle 5-12 und Tabelle 5-13 entnommen werden.

Tabelle 5-12: Setzungen und Materialwerte nach dem Abscheren (1)  
(toniger Sand)

Versuch	$\sigma_n$ [kPa]	s [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$dy_{end}$ [mm]	$\rho_{dend}$ [g/cm <sup>3</sup> ]
SC_s0/ $\sigma_n$ 40	41.5	1	29.04	1.69	1.60
SC_s0/ $\sigma_n$ 100	99.3	5	60.35	2.19	1.62
SC_s0/ $\sigma_n$ 150	150.0	1	75.53	0.54	1.63
SC_s50/ $\sigma_n$ 100	100.0	50	97.01	0.48	1.66
SC_s100/ $\sigma_n$ 40	40.0	99	73.87	0.69	1.55
SC_s100/ $\sigma_n$ 100	98.5	94	132.76	2.98	1.63
SC_s100/ $\sigma_n$ 100 (u)	100.0	94	132.86	1.87	1.59
SC_s200/ $\sigma_n$ 40	45.0	194	85.66	0.12	1.47
SC_s200/ $\sigma_n$ 100	100.0	189	147.66	1.52	1.54

Tabelle 5-13: Setzungen und Materialwerte nach dem Abscheren (2)  
(toniger Sand)

Versuch	$w_{end}$ [-]	$S_{rend}$ [-]	$dV_{gem}$ [ml]	$dV$ [ml]
SC_s0/ $\sigma_n$ 40	0.24	0.98	-	0.54
SC_s0/ $\sigma_n$ 100	0.23	0.96	-	0.86
SC_s0/ $\sigma_n$ 150	0.23	1.00	-	1.34
SC_s50/ $\sigma_n$ 100	0.20	0.91	1.25	1.09
SC_s100/ $\sigma_n$ 40	0.18	0.68	1.03	-0.30
SC_s100/ $\sigma_n$ 100	0.20	0.83	2.17	-0.23
SC_s100/ $\sigma_n$ 100 (u)	0.19	0.77	0.82	0.04
SC_s200/ $\sigma_n$ 40	0.16	0.54	0.60	-0.69
SC_s200/ $\sigma_n$ 100	0.16	0.59	1.04	-0.25

#### 5.3.4.4 Maximale Scherfestigkeit

Tabelle 5-12 gibt eine Übersicht über die maximal gemessenen Scherfestigkeiten. Abbildung 5-18 zeigt die maximal gemessene Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Nettonormalspannung für verschiedene Saugspannungen und in Abhängigkeit der Saugspannung für verschiedene Nettonormalspannungen.

Die Werte für gesättigte Zustände lassen auf einen durchschnittlichen Reibungswinkel von 31° schließen. Dieser Reibungswinkel scheint sich mit steigendem Sättigungsniveau leicht zu erhöhen. Durch den Einfluss der Saugspannungen wird die maximale Scherfestigkeit erhöht und diese Erhöhung

wächst nichtlinear mit steigender Saugspannung. Die maximale Scherfestigkeit der gestörten und der ungestörten Probe bei einer Nettonormalspannung von 100 kPa und  $s = 100$  kPa ist nahezu identisch, was bedeutet, dass die Bodenstruktur keinen grossen Einfluss auf die Scherfestigkeit hat. Eine Modellierung der Ergebnisse erfolgt in Kapitel 5.4.

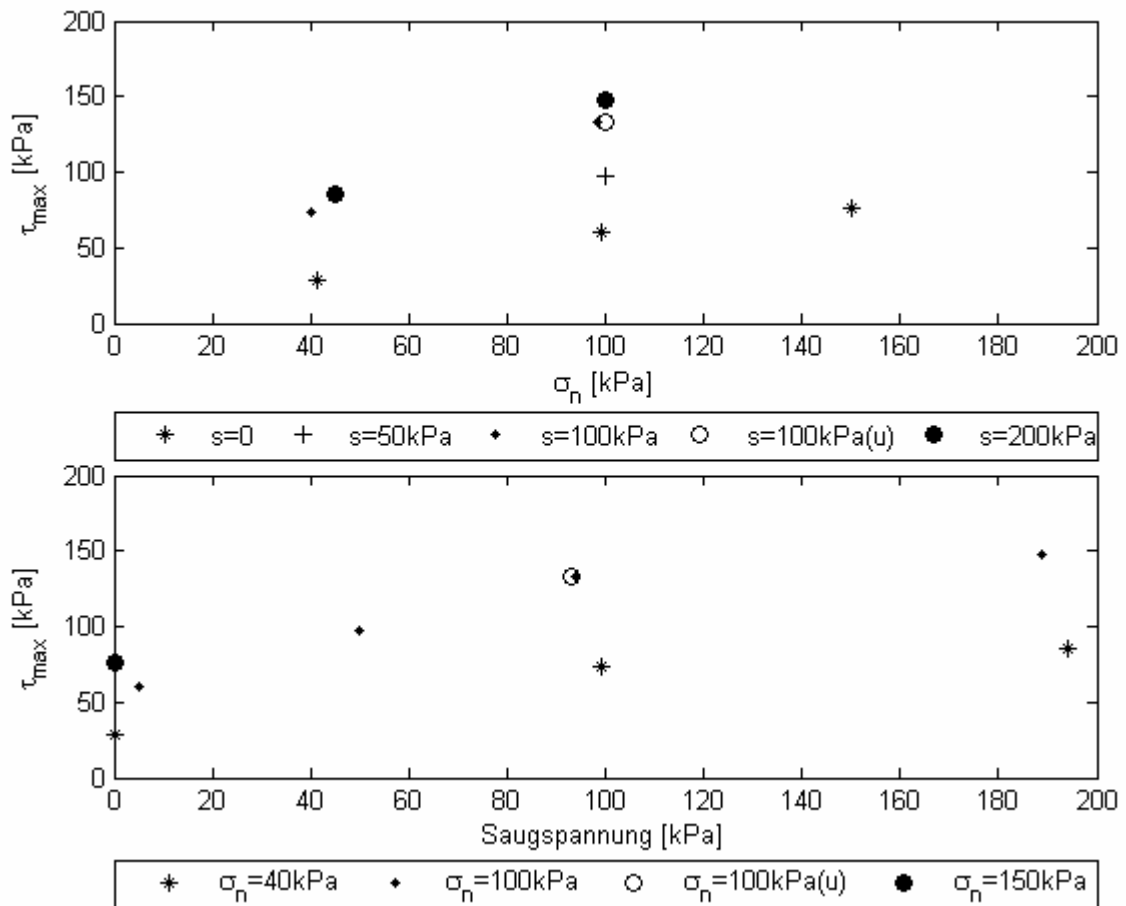


Abbildung 5-18: Maximale Scherfestigkeit des tonigen Sands in Abhängigkeit von Normal- und Saugspannung

### 5.3.4.5 Maximale Dilatanz

Abbildung 5-19 zeigt den maximalen bzw. minimalen Dilatanzwinkel (den vom Betrag her grösseren) in Abhängigkeit von der Saugspannung für verschiedene Nettonormalspannungen. Mit steigender Saugspannung nimmt die maximale Dilatanz nichtlinear zu. Eine sehr ähnliche Beziehung wurde von Ng & Zhou (2005) für einen sandigen Boden beobachtet.

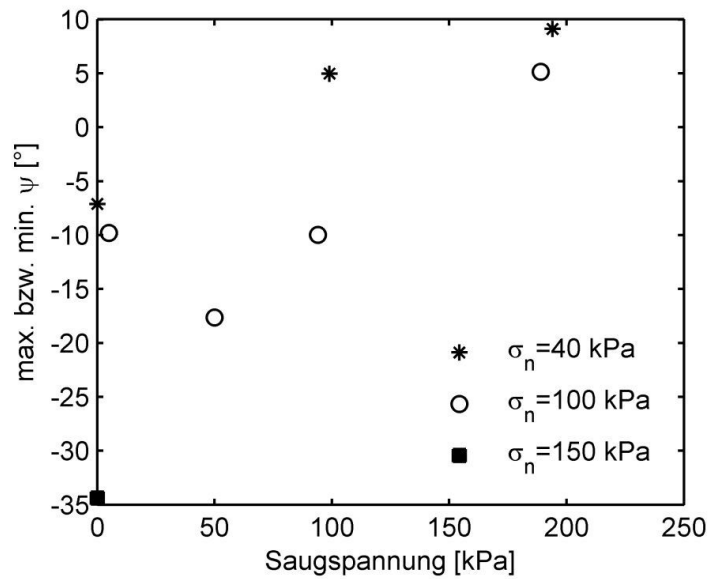


Abbildung 5-19: Max. bzw. min. Dilatanzwinkel (toniger Sand) in Abhängigkeit von der Saugspannung für verschiedene Nettonormalspannungen

### 5.3.5 Zusammenstellung der Ergebnisse für siltigen Sand

#### 5.3.5.1 Belastungsphase

Die Belastungsstufen sowie die resultierenden Setzungen der einzelnen Versuche können Tabelle 5-14 und Tabelle 5-15 entnommen werden.

Tabelle 5-14: Setzungen durch Belastung (siltiger Sand)

Versuch	$\sigma_1$ [kPa]	$dy_{\sigma_1}$ [mm]	$u_{a1}$ [kPa]	$dy_{ua1}$ [mm]	$\sigma_2$ [kPa]	$dy_{\sigma_2}$ [mm]	$u_{a2}$ [kPa]	$dy_{ua2}$ [mm]
SM_s0/ $\sigma_n$ 50	20	0.05	100	0.07	30	0.14	200	0.15
SM_s0/ $\sigma_n$ 100	20	0.05	100	0.05	30	0.12	200	0.13
SM_s25/ $\sigma_n$ 100	20	0.07	100	0.07	30	0.15	200	0.16
SM_s50/ $\sigma_n$ 100	20	0.03	100	0.04	30	0.07	200	0.07
SM_s75/ $\sigma_n$ 100	20	0.03	100	0.03	30	0.07	200	0.07
SM_s100/ $\sigma_n$ 100	20	0.04	100	0.04	30	0.05	200	0.05

Tabelle 5-15: Setzungen vor Beginn der Konsolidierung (siltiger Sand)

Versuch	$\sigma_n$ [kPa]	$dy_{vK}$ [mm]
SM_s0/ $\sigma_n$ 50	50	0.43
SM_s0/ $\sigma_n$ 100	100	0.96
SM_s25/ $\sigma_n$ 100	100	0.90
SM_s50/ $\sigma_n$ 100	100	0.51
SM_s75/ $\sigma_n$ 100	100	0.44
SM_s100/ $\sigma_n$ 100	100	0.33

### 5.3.5.2 Konsolidierung

Setzungen und Materialwerte vor und nach der Konsolidierung sowie die gemessene und berechnete Wasservolumenveränderung können Tabelle 5-16 entnommen werden.

Tabelle 5-16: Setzungen und Materialwerte vor und nach drainierter Konsolidierung (siltiger Sand)

Versuch	$dy_{vK}$ [mm]	$dy_{nK}$ [mm]	$\rho_{dvK}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\rho_{dnK}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$S_{rvK}$ [-]	$S_{rnK}$ [-]	$dV_{gem}$ [ml]	$dV$ [ml]
SM_s0/ $\sigma_n$ 50	0.43	0.46	1.47	1.47	0.75	-	-	-
SM_s0/ $\sigma_n$ 100	0.96	1.01	1.50	1.50	0.74	-	-	-
SM_s25/ $\sigma_n$ 100	0.90	0.93	1.51	1.51	0.75	0.81	-1.71	-1.14
SM_s50/ $\sigma_n$ 100	0.51	0.55	1.48	1.48	0.68	0.43	3.26	5.87
SM_s75/ $\sigma_n$ 100	0.44	0.47	1.49	1.49	0.70	0.36	4.06	8.20
SM_s100/ $\sigma_n$ 100	0.33	0.37	1.48	1.48	0.49	0.32	3.07	4.07

### 5.3.5.3 Abscheren

$$\sigma_n = 50 \text{ kPa}$$

Abbildung 5-20 zeigt die Scherfestigkeit ( $\tau$ ), Setzungen ( $dy$ ) sowie den Dilatanzwinkel ( $\psi$ ) in Abhängigkeit des Scherwegs für den gesättigten siltigen Sand bei einer Nettonormalspannung von 50 kPa. Die Scherfestigkeits-Scherweg-Beziehung zeigt ein mit steigendem Scherweg entfestigendes Verhalten. Die maximale Scherfestigkeit wird dabei bei einem Scherweg von ca. 5 mm erreicht. Die Probe zeigt besonders am Ende des Versuchs kontraktives Verhalten. Insgesamt gibt es eine Hebung. Beim Erreichen der maximalen Scherfestigkeit ist die Dilatanz ungefähr Null.

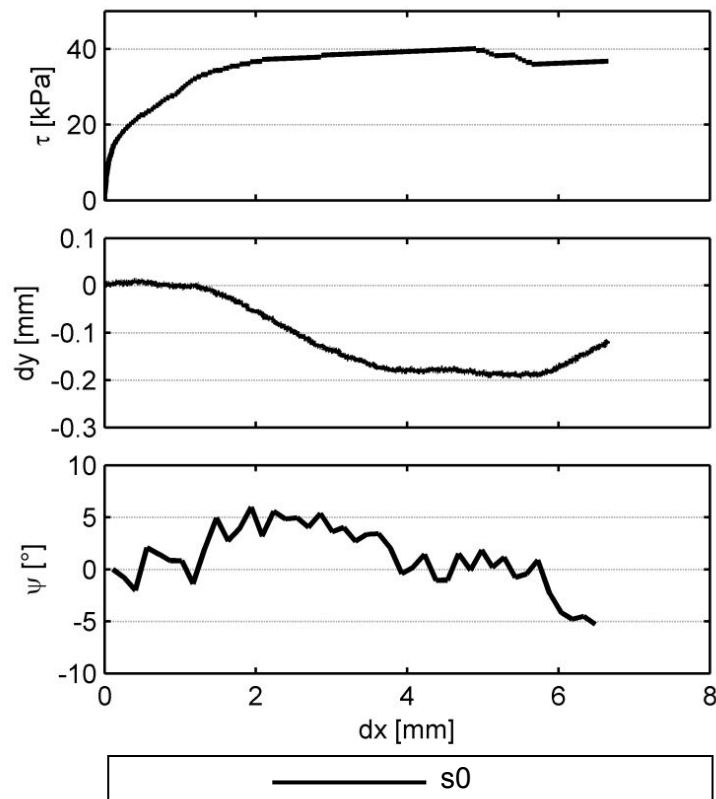


Abbildung 5-20: Scherfestigkeit, Setzung, Wasseraustritt und Dilatanzwinkel in Abhängigkeit des Scherwegs für den siltigen Sand bei  $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$

### $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$

Abbildung 5-21 zeigt die Scherfestigkeit ( $\tau$ ), Setzungen ( $dy$ ), Wasseraustritt aus der Probe ( $dV_w$ ) sowie den Dilatanzwinkel ( $\psi$ ) in Abhängigkeit des Scherwegs für den siltigen Sand bei einer Nettonormalspannung von 100 kPa und Saugspannungen von 0, 25, 50, 75 und 100 kPa. Die Scherfestigkeits-Scherweg-Beziehung zeigt für die gesättigte Probe und für Saugspannungen von 25, 75 und 100 kPa ein mit steigendem Scherweg entfestigendes Verhalten. Die maximal gemessene Scherfestigkeit nimmt mit steigender Saugspannung zu, der Scherweg, bei dem die maximale Scherfestigkeit erreicht wird, zeigt sich dabei unabhängig von der Saugspannung.

Beim Abscheren der gesättigten Probe und der Probe bei  $s = 25 \text{ kPa}$  und  $s = 50 \text{ kPa}$  kam es insgesamt zu einer Setzung der Probe, während es beim Abscheren der ungesättigten Proben mit  $s = 75 \text{ kPa}$  und  $s = 100 \text{ kPa}$  insgesamt zu Hebungen kam. Der gemessene Wasseraustritt bzw. Eintritt steht auch hier im Widerspruch zu den Setzungen bzw. Hebungen (siehe Tabelle 5-18) was wiederum auf Probleme mit Evaporation und Luftdiffusion hinweisen könnte. Die Proben, bis auf die Probe mit  $s = 75 \text{ kPa}$ , zeigen zu Beginn des Versuchs kon-

traktives Verhalten. Mit steigendem Scherweg zeigen die Proben eine zu Null tendierende Dilatanz.

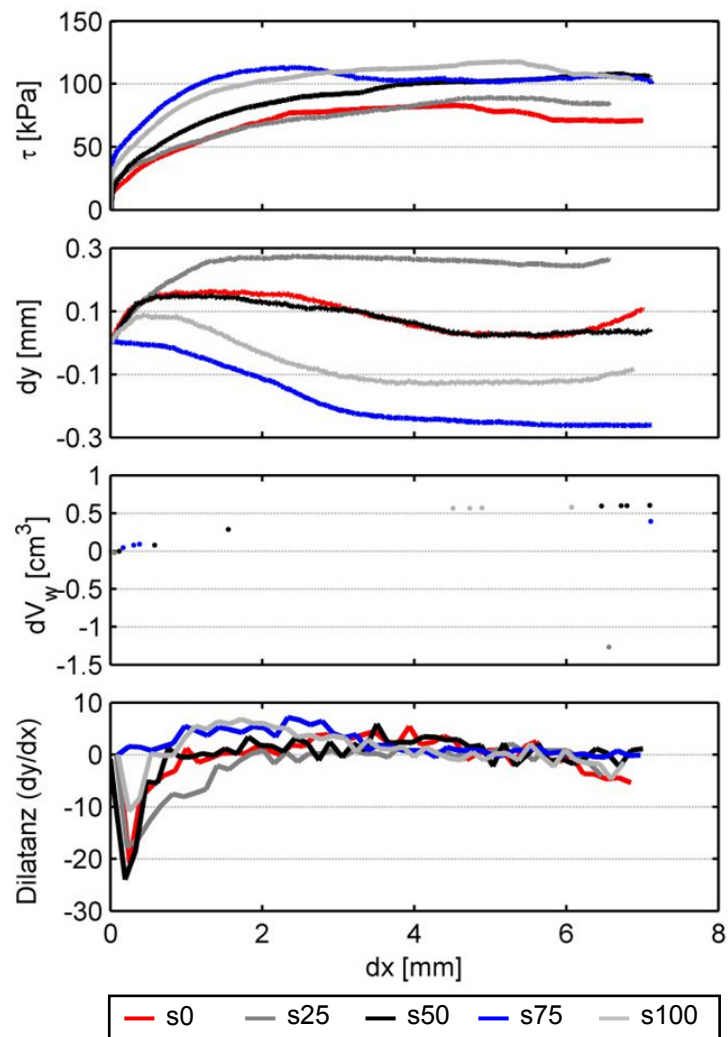


Abbildung 5-21: Scherfestigkeit, Setzung, Wasseraustritt und Dilatanzwinkel in Abhängigkeit des Scherwegs für den siltigen Sand bei  $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$

### Setzungen und Materialwerte

Setzungen und Materialwerte nach dem Abscheren sowie die gemessene und theoretische Wasservolumenveränderung können Tabelle 5-17 und Tabelle 5-18 entnommen werden.

Tabelle 5-17: Setzungen und Materialwerte nach dem Abscheren (1)  
(siltiger Sand)

Versuch	$\sigma_n$ [kPa]	s [kPa]	$\tau_{max}$ [kPa]	$dy_{end}$ [mm]	$\rho_{dend}$ [g/cm <sup>3</sup> ]
SM_s0/ $\sigma_n$ 50	50	0	40.09	0.34	1.46
SM_s0/ $\sigma_n$ 100	100	0	82.76	1.12	1.51
SM_s25/ $\sigma_n$ 100	100	25	89.33	1.19	1.53
SM_s50/ $\sigma_n$ 100	100	50	107.79	0.58	1.49
SM_s75/ $\sigma_n$ 100	100	75	113.20	0.21	1.47
SM_s100/ $\sigma_n$ 100	100	100	117.38	0.28	1.47

Tabelle 5-18: Setzungen und Materialwerte nach dem Abscheren (2)  
(siltiger Sand)

Versuch	$w_{end}$ [-]	$S_{rend}$ [-]	$dV_{gem}$ [ml]	$dV$ [ml]
SM_s0/ $\sigma_n$ 50	-	-	-	-
SM_s0/ $\sigma_n$ 100	-	-	-	-
SM_s25/ $\sigma_n$ 100	0.22	0.81	-1.26	0.53
SM_s50/ $\sigma_n$ 100	0.13	0.43	0.60	0.03
SM_s75/ $\sigma_n$ 100	0.11	0.36	0.39	-0.23
SM_s100/ $\sigma_n$ 100	0.10	0.32	0.54	-0.07

### 5.3.5.4 Maximale Scherfestigkeit

Tabelle 5-17 gibt eine Übersicht über die maximal gemessenen Scherfestigkeiten. Abbildung 5-22 zeigt die maximal gemessene Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Nettonormalspannung für verschiedene Saugspannungen und in Abhängigkeit der Saugspannung für verschiedene Nettonormalspannungen. Die Werte für gesättigte Zustände lassen auf einen inneren Reibungswinkel von 39° schliessen. Dieser Wert liegt etwas höher als der im Rahmen der Triaxialversuche (Kapitel 5.2) bestimmte Wert von 37.4°. Ähnliche Erfahrungen haben auch Springman et al. (2003) gemacht, die in Triaxialversuchen an Moränenmaterial einen inneren Reibungswinkel von 39° und in Direktscherversuchen am gleichen Material einen Wert von 41° erhalten haben. Grund ist, dass in ebenen Dehnungsversuchen Deformationen verhindert werden und daraus ein Ausweichen in vertikaler Richtung bzw. ein Widerstandszuwachs resultiert. Durch den Einfluss der Saugspannungen wird auch beim siltigen Sand die maximale Scherfestigkeit erhöht und diese Erhöhung wächst ebenfalls nichtlinear mit steigender Saugspannung. Eine Modellierung der Ergebnisse erfolgt in Kapitel 5.4.



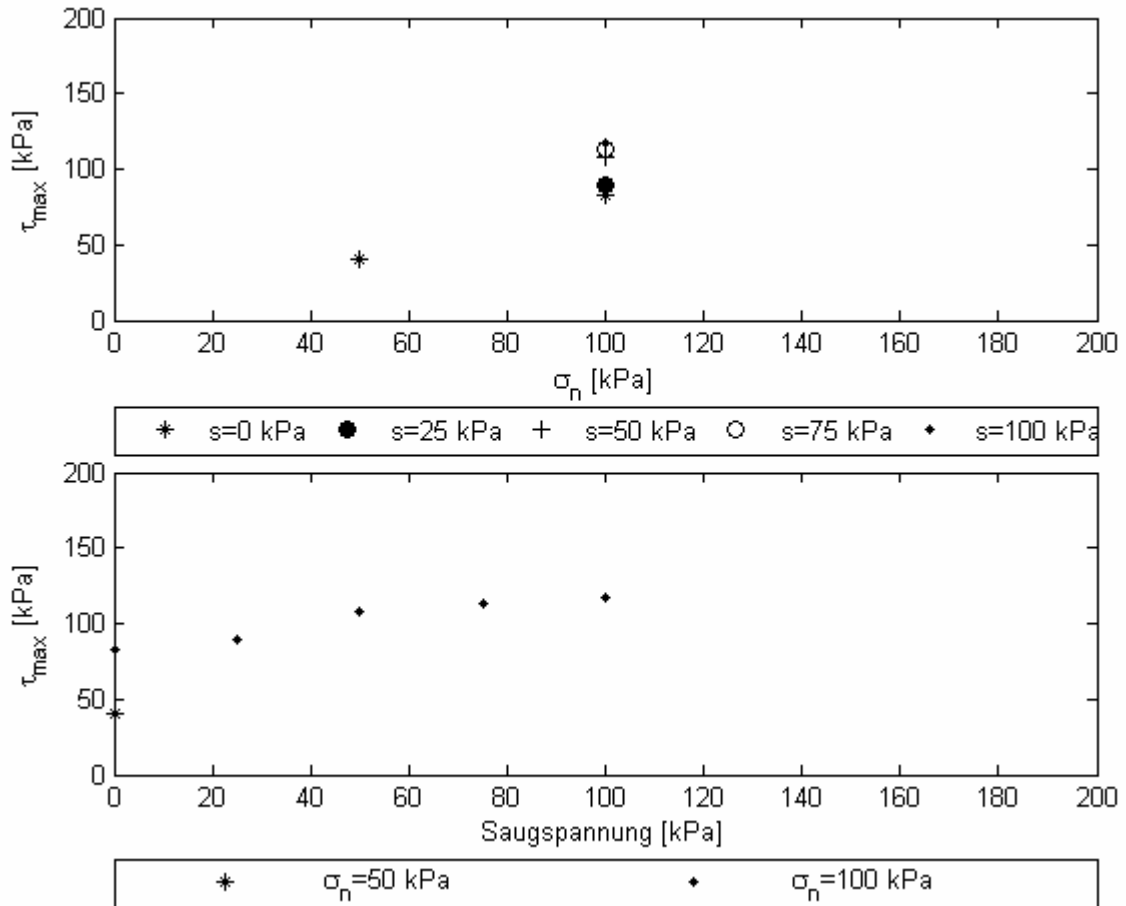


Abbildung 5-22: maximale Scherfestigkeit des siltigen Sands in Abhängigkeit von Normal- und Saugspannung

### 5.3.5.5 Maximale Dilatanz

Abbildung 5-23 zeigt den maximalen bzw. minimalen Dilatanzwinkel (den vom Betrag her grösseren) in Abhängigkeit von der Saugspannung für verschiedene Nettonormalspannungen. Mit steigender Saugspannung nimmt die maximale Dilatanz auch beim siltigen Sand tendenziell zu.

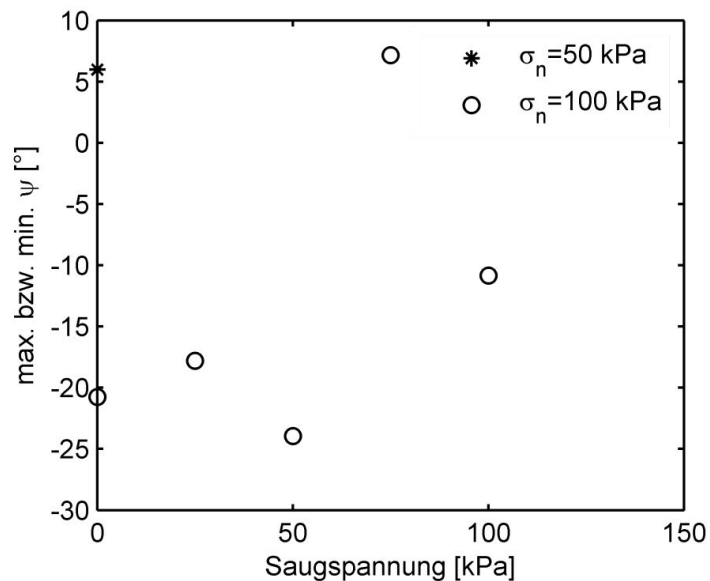


Abbildung 5-23: Max. bzw. min. Dilatanzwinkel (siltiger Sand) in Abhängigkeit von der Saugspannung für verschiedene Nettonormalspannungen

#### 5.4 Modellierung der Ergebnisse

Die Modellierung der Saugspannungs-abhängigen Scherfestigkeit erfolgt mit Hilfe der Modelle nach Gens (1993) und nach Fredlund et al. (1978), die bereits im Kapitel 5.1.1 erläutert wurden. Das erstere Modell eignet sich aufgrund des nichtlinearen Charakters im Vergleich zu anderen Modellen sehr gut, die Versuchsergebnisse abzubilden. Das Modell nach Fredlund et al. (1978) ist im Programm Slope/W implementiert und die Modellparameter müssen im Hinblick auf die im Rahmen dieser Arbeit durchzuführenden Stabilitätsberechnungen bestimmt werden.

Abbildung 5-24 und Abbildung 5-25 zeigen die Ergebnisse der Direktscherversuche und deren Annäherungen durch die beiden oben genannten Modelle. Die hierfür gewählten Modellparameter können Tabelle 5-19 entnommen werden.

Tabelle 5-19: Modellparameter

Parameter	Siltiger Sand	Toniger Sand
$c^*$ [kPa] (Gens, 1993)		
für $\sigma_n = 40$ kPa	-	300
für $\sigma_n = 100$ kPa	100	1000
$\phi^b$ [°] (Fredlund et al., 1978)		
für $\sigma_n = 40$ kPa	-	28.1
für $\sigma_n = 100$ kPa	28.1	37.2
$\phi'$ [°]	39	31

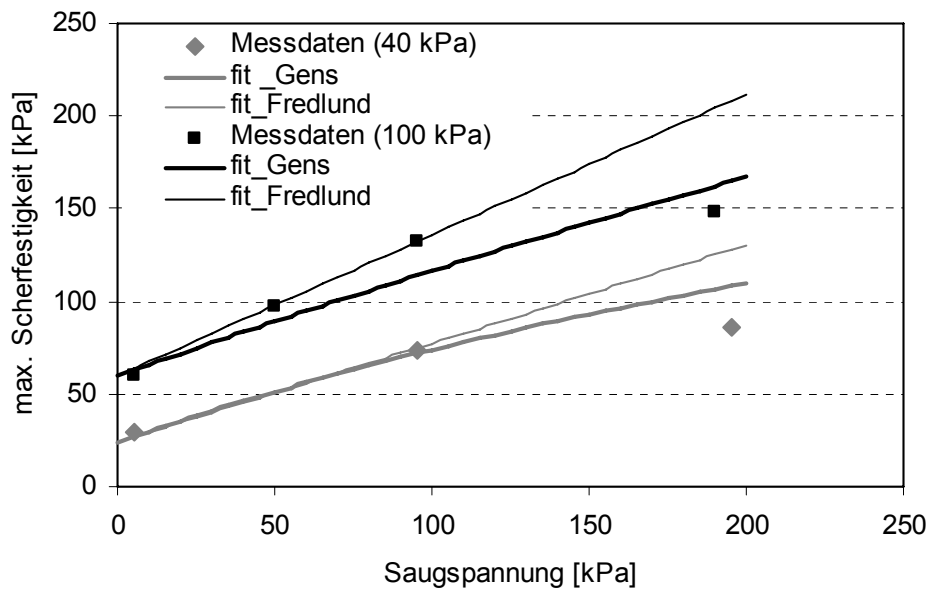


Abbildung 5-24: Messergebnisse und Modellierung (Gens, 1993; Fredlund et al., 1978) für den tonigen Sand

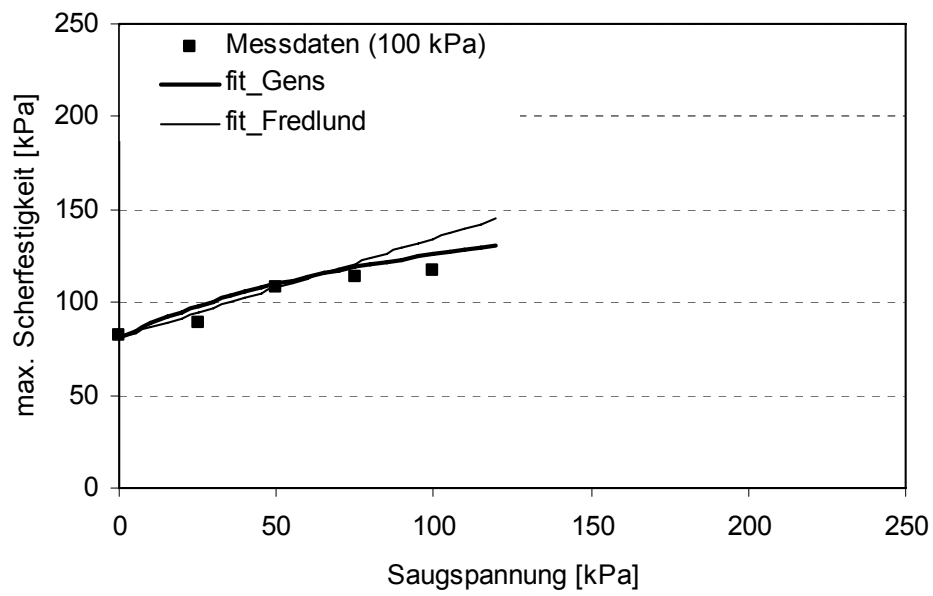


Abbildung 5-25: Messergebnisse und Modellierung (Gens, 1993; Fredlund et al., 1978) für den siltigen Sand

## 6 Modellierung

### 6.1 Überblick

Die Untersuchung von Instabilitäten infolge Niederschlags kann, wie bereits in Kapitel 3.1 erwähnt, rechnerisch mit Hilfe von Computermodellen erfolgen. Dabei können prinzipiell Messwerte nachgerechnet werden oder aber auch neue Situationen simuliert werden. Beides wurde im Rahmen dieser Arbeit am Beispiel des Versuchshangs in der Tössegg durchgeführt.

Im vorliegenden Kapitel wird zuerst ein Überblick über den derzeitigen Stand der Forschung im Bereich der Stabilitätsmodellierung ungesättigter Böden gegeben. Im Weiteren wird die im Rahmen dieser Arbeit verwendete Software kurz vorgestellt und das auf Basis der Erkenntnisse aus Feld- und Laborversuchen aufgebaute Modell beschrieben. Die Ergebnisse von hydraulischer Modellierung und Stabilitätsanalysen werden anschliessend vorgestellt und diskutiert.

### 6.2 Literaturüberblick

#### 6.2.1 Integrierte Modellierung von Wasserhaushalt und Stabilität

Die Modellierung des Wasserhaushalts in ungesättigten Bodenzonen ist ein weit erforschtes Gebiet und es stehen zahlreiche Softwareprodukte für die hydraulischen Berechnungen zur Verfügung. Gleiches gilt für die Modellierung der Stabilität von Hängen in gesättigten Verhältnissen. Soll jedoch die Teilsättigung des Bodens bezüglich der Stabilitätsbetrachtung berücksichtigt werden und soll gleichzeitig der veränderliche Wasserhaushalt des Bodens integriert werden, finden sich in der Literatur nur sehr wenige Anwendungsbeispiele. Dies liegt daran, dass kaum Softwareprodukte auf dem Markt vertreten sind, die diesen Ansprüchen gerecht werden und auch die Eigenentwicklungen verschiedener Forschungsanstalten noch nicht sehr weit ausgereift sind (Li et al., 2006). So sind die veröffentlichten Parameterstudien und Fallbeispiele fast ausschliesslich mit den Produkten der Firma GEO-SLOPE International Ltd. berechnet worden. Dabei kamen die Programme SEEP/W und SLOPE/W zum Einsatz.

Der Nachteil des Programms SEEP/W gegenüber des in der vorliegenden Arbeit verwendeten Programm VADOSE/W ist, dass die atmosphärische Kopplung fehlt. Das Wetter (z.B. Infiltration und Evaporation) kann lediglich in Form

von hydraulischen Randbedingungen (definierter positiver oder negativer Wasserfluss über den oberen Modellrand) berücksichtigt werden. Auch die thermische Strömung sowie der Einfluss der Vegetation sind in diesem Programm nicht integriert. Fallstudien unter Verwendung des Programms VADOSE/W sind im Zusammenhang mit Hangstabilitätsuntersuchungen in der Literatur nicht präsent. Das Programm SLOPE/W hat den wesentlichen Nachteil, dass es auf dem Prinzip des Grenzgleichgewichts beruht und Verformungen nicht berücksichtigt werden. Alternative Softwareprodukte sind auf dem Markt nicht vertreten.

Im Folgenden sollen die wichtigsten Erkenntnisse aus integrierten Modellierungen von Wasserhaushalt und Stabilität verschiedener Autoren vorgestellt werden. Dabei handelt es sich fast ausschliesslich um Ergebnisse aus Parameterstudien an fiktiven Modellen. Eine fallbezogene integrierte Modellierung von Wasserhaushalt und Stabilität mit einem Vergleich von simulierten mit Feldmessdaten wird lediglich von einem Autor (Gasmo et al., 2000b) diskutiert.

Alonso et al. (1995) präsentieren in ihrer Arbeit die Erkenntnisse aus einer Parameterstudie an zwei fiktiven Hangmodellen unter Verwendung des selbstentwickelten Software-Produkts NOSAT (Alonso et al., 1988). Wie auch beim Programm SLOPE/W wird der Einfluss der Saugspannungen auf die Scherfestigkeit durch das Modell nach Fredlund et al. (1978) beschrieben und der globale Sicherheitsfaktor mit der Methode nach Bishop (Bishop & Morgenstern, 1960) berechnet.

Der erste untersuchte Hang ist 10 m hoch und hat eine Neigung von 30°. Die drei untersuchten Bodentypen sind ein schlecht abgestufter siltiger Sand, ein Silt und ein Ton. Randbedingungen sind ein Wasserspiegel 5 m unterhalb des Hangfusses, undurchlässige Modellseitenränder und eine angesetzte Durchflussmenge am oberen Modellrand, die grösser als die maximale Infiltrationsrate ist (Flutung). Als Anfangsbedingung wird unterhalb und oberhalb des Grundwasserspiegels eine hydrostatische Wasserdruckverteilung angenommen. Die Erkenntnisse aus dieser Untersuchung sind, dass die notwendige Infiltrationszeit, um eine Reduktion der Hangstabilität zu provozieren, umgekehrt proportional zur Durchlässigkeit des Bodens ist und dass ein Hang aus gut abgestuftem Boden mit einer relativ flachen Wasserretentionskurve erst später mit Stabilitätseinbussen reagiert als ein Hang aus schlecht abgestuftem Material.

Der zweite untersuchte Hang ist 60 m hoch und hat eine Neigung von 50°. Die beiden hier untersuchten Bodentypen sind ein schlecht abgestufter siltiger Sand und ein Silt. Randbedingungen sind ein Wasserspiegel 20 m unterhalb des Hangfusses, undurchlässige Modellseitenränder und ein zeitweise angesetzter Wasserüberfluss am oberen Modellrand, der kleiner ist als die maximale Infiltrationsrate. Diese Überflussmenge wird variiert entsprechend Regenintensitäten von 20, 50 und 200 mm/Tag. Als Anfangsbedingung wird wiederum unterhalb und oberhalb des Grundwasserspiegels eine hydrostatische Wasserdruckverteilung angenommen. Die Berechnungen ergeben, dass besonders für eine grosse Regenintensität und für den undurchlässigeren Boden, der Sicherheitsfaktor auch nach Ende des Regenereignisses weiter absinkt. Auch ist die Stabilitätsreduktion beim siltigen Sand ausgeprägter als beim Silt, da die grössere

Durchlässigkeit ein tieferes Eindringen der Wasserfront ermöglicht. Eine weitere Parameterstudie am gleichen Modell, bei dem die Durchlässigkeit des siltigen Sands variiert wird (Regenintensität = 200 mm/Tag während 48 Stunden) zeigt, dass in diesem speziellen Fall das Risiko für Hangversagen mit grösserer Durchlässigkeit ansteigt.

In Ng & Shi (1998a) und Ng & Shi (1998b) wird eine Parameterstudie an einem fiktiven Hang unter Verwendung der Programme SEEP/W und SLOPE/W beschrieben. Der Hang hat eine Neigung von  $28^\circ$  mit einem Einschnitt für eine 10 m breite Strasse mit anliegender Böschung mit  $55^\circ$  Neigung. Unter einer 24 m dicken Bodenschicht aus tonigem sandigen Silt mit einer Durchlässigkeit von  $4.8 \cdot 10^{-5}$  m/s liegt Fels. Als Randbedingungen werden konstante Druckhöhen an den Seitenrändern und Wasserüberfluss als Niederschlag am oberen Modellrand angesetzt. Der Übergang vom lockeren Boden zum Fels wird als undurchlässig betrachtet. Ein Wasserspiegel wird in der Höhe angesetzt, dass die durch die hydrostatische Wasserdruckverteilung erzeugten Saugspannungen am oberen Modellrand kleiner als 50 kPa bleiben. Die Autoren setzen in einer ersten Studie über eine Dauer von 24 Stunden verschiedene Regenintensitäten von 181 bis 394 mm/Tag an und untersuchen die Reaktion des Sicherheitsfaktors bezüglich Hangstabilität. Zusätzlich werden die Anfangsbedingungen durch Anheben des initialen Wasserspiegels variiert. Es zeigt sich, dass eine steigende Regenintensität die Hangstabilität negativ beeinträchtigt, der Einfluss der initialen Bodensättigung jedoch von grösserer Bedeutung ist.

In einer zweiten Studie werden verschieden lange Regenereignisse (1 bis 31 Tage Dauer) am Modell angesetzt, alle gefolgt von einem zweistündigen heftigen Regenereignis mit einer Intensität von 74 mm/h. Die Intensität der Regenereignisse (29.4 bis 394 mm/Tag) variiert mit der Dauer, umso länger der Regen dauert, desto kleiner ist die Intensität. Der Sicherheitsfaktor erweist sich für eine dem Sturm vorhergehende Regendauer von 7 Tagen als am kritischsten. Insgesamt treffen die Autoren die Aussage, dass nicht nur die Intensität eines Niederschlags entscheidend ist, sondern dass das Risiko für ein Hangversagen am grössten ist, wenn ein kurzer heftiger Regen auf einen längeren Regen mit kritischer Dauer folgt.

Dies steht im Widerspruch zu den Aussagen von Brand et al. (1984) und Premchitt et al. (1986), die aufgrund empirischer Beobachtungen in ihren Arbeiten behaupten, dass die meisten Instabilitäten nach kurzen, heftigen Regenereignissen stattfinden und vorhergehende Niederschläge keinen grossen Einfluss haben. In diesen Studien sind jedoch lokale Faktoren wie geologische und hydrologische Begebenheiten völlig ausser acht gelassen. In Ergänzung zu bereits aufgeführten Erkenntnissen wird in Ng & Shi (1998b) zusätzlich die Durchlässigkeit des lockeren Bodens und das Verhältnis von horizontaler und vertikaler Durchlässigkeit variiert. Dabei wird in diesem Fall mit höherer Durchlässigkeit eine leicht grössere Sicherheit erreicht, was im Widerspruch zu den Beobachtungen von Alonso et al. (1995) steht. Umso grösser die horizontale Durchlässigkeit gegenüber der vertikalen angesetzt wird, desto kleiner wird die Sicherheit gegen Hangversagen.

Fourie et al. (1999) führten ebenfalls unter Verwendung der Programme SEEP/W und SLOPE/W eine Parameterstudie an einem 10 m hohen und  $37^\circ$  steilen Hang durch. Der Hang besteht aus kohäsionsloser Asche, einem Abfallprodukt der Energiewirtschaft mit einem internen Reibungswinkel von  $34^\circ$ . Die gesättigte Durchlässigkeit des Materials beträgt  $5 \cdot 10^{-6}$  m/s. Als Randbedingung wird am oberen Modellrand ein Wasserüberfluss entsprechend einer Regenintensität von 21 mm/h angesetzt. Dabei wird die Regendauer zwischen 2.2 und 6.43 Stunden variiert. Die gesamt simulierte Zeitdauer beträgt 20 Stunden. Als Anfangsbedingung werden konstante Saugspannungsverhältnisse von 40 kPa angesetzt. Mit längerer Regendauer werden kleinere Sicherheiten bezüglich der Stabilität erreicht. Dabei wird der minimale Wert jeweils kurz nach Niederschlagsende erreicht. Um den Einfluss der Saugspannungen bezüglich der Stabilität weiter zu untersuchen, wird der Winkel  $\phi^b$  für die Formulierung der ungesättigten Scherfestigkeit (Fredlund et al., 1978) zwischen  $0.2\phi'$  und  $0.6\phi'$  variiert. Es zeigt sich ein linear positiver Zusammenhang mit dem Sicherheitsfaktor. Welchen Einfluss ein vorhergehendes Regenereignis haben kann, wird für ein starkes (30-jährliches) Regenereignis durch Absenken der Anfangsaugspannungen von 40 kPa auf 30 kPa untersucht. Die Sicherheit gegen Hangversagen ist für alle Zeitpunkte nach Regenbeginn kleiner, wenn die Saugspannungen zu Beginn der Berechnungen geringer waren. Aufgrund ihrer Erkenntnisse schlagen die Autoren vor, die Saugspannungen in potentiellen Rutschhängen permanent zu überwachen, um so ein Frühwarnsystem zu schaffen.

Collins & Znidarcic (2004) vergleichen eindimensionale analytische Berechnungen unter Verwendung eigens entwickelter Formulierungen mit Berechnungen unter Verwendung der Programme SEEP/W und SLOPE/W. Sie behaupten, dass in grobkörnigen Böden durch Niederschläge meist positive Porenwasserdrücke entstehen und oberflächliche Instabilitäten durch Strömungskräfte verursacht werden. Hingegen trete ein Versagen in feinkörnigen Böden meist durch Reduktion von Saugspannungen auf und die Scherflächen liegen in grösserer Tiefe. Da sie diese Ergebnisse mit beiden Methoden erhalten haben, halten sie zweidimensionale Analysen in vielen Fällen für unnötig.

Cai & Ugai (2004) haben ein eigenes Programm (SLOPE@FE) entwickelt, basierend auf dem Festigkeitsreduktionsverfahren. Anhand von zahlreichen Parameterstudien kommen sie zu folgenden Erkenntnissen: Die Durchlässigkeit des vorliegenden Bodens hat einen Einfluss auf die Hangstabilität und auch die Anfangssättigung des Bodens ist von Bedeutung. Je grösser diese ist, desto schneller kommt es zu Instabilitäten. Die Stabilitätsentwicklung bei Böden mit kleiner Durchlässigkeit ist am ungünstigsten, wenn ein Regenereignis sehr lange dauert und durchlässige Böden reagieren am ungünstigsten auf kurze, heftige Ereignisse.

Mit Hilfe von Parameterstudien an einem fiktiven homogenen Hangmodell entwickeln Huat et al. (2006) in ihrer Arbeit Diagramme, aus denen man für verschiedenste Hänge die Sicherheit gegen Versagen herauslesen kann. Die Berechnungen erfolgen unter Verwendung der Programme SEEP/W und SLOPE/W. Die Hanghöhe wird zwischen 20 und 50 m variiert und die Hangneigung zwischen  $45^\circ$  und  $63^\circ$ . Die Durchlässigkeit des Bodens nimmt Werte zwischen



$1 \cdot 10^{-8}$  und  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s an, die Scherparameter bezüglich des Modells nach Fredlund et al. (1978) sind  $c'=10$  kPa,  $\varphi'=30^\circ$  und  $\varphi^b=7.5^\circ$ . Am oberen Modellrand werden Wasserüberflüsse entsprechend 24 h dauernder Niederschläge mit Intensitäten zwischen  $1 \cdot 10^{-8}$  und  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s angesetzt. Als Anfangsbedingung wird ein Grundwasserspiegel in 10 m Tiefe und eine entsprechende hydrostatische Porenwasserdruckverteilung angesetzt. Das führt zu maximalen Saugspannungen von 100 kPa an der Geländeoberfläche. Für die grösste Regenintensität nimmt der berechnete Sicherheitsfaktor bezüglich Hangversagen mit steigender Durchlässigkeit des Bodens ab. Dies deckt sich mit den Erkenntnissen von Alonso et al. (1995). Auch eine grössere Hanghöhe bzw. eine grössere Hangneigung haben einen negativen Effekt auf die Stabilität. Bei Ansatz der grössten betrachteten Durchlässigkeit nimmt die Sicherheit gegen Versagen mit steigender Regenintensität ab. Bei der kleinsten betrachteten Durchlässigkeit hat die Regenintensität, die in allen Fällen grösser oder gleich der Durchlässigkeit ist, kaum einen Einfluss auf den Sicherheitsfaktor, da der Teil des Niederschlags, der nicht infiltriert wird, oberflächlich abfließt. In weiteren Studien werden Regenintensität und Durchlässigkeit auf  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s festgelegt und die Scherparameter werden variiert. Als Ergebnis werden Diagramme präsentiert, aus denen man für einen Hang mit bestimmter Höhe, einem bestimmten Verhältnis von  $c'$  zu dem Produkt aus Höhe und Feuchtraumgewicht und einem bestimmten Reibungswinkel den Sicherheitsfaktor herauslesen kann. Diese Diagramme erlauben nach Aussage der Autoren eine schnelle Risikobeurteilung für gefährdete Hänge.

Gasmo et al. (2000b) präsentieren in ihrer Arbeit die Erkenntnisse aus einer Parameterstudie und einer Fallstudie an einem fiktiven und einem realen Hangmodell unter Verwendung von SEEP/W und SLOPE/W. Der fiktive Hang ist 11.5 m hoch und hat eine Neigung von  $32^\circ$ . Als Boden wurde ein homogener siltiger Ton mit einer gesättigten Durchlässigkeit von  $8.3 \cdot 10^{-7}$  m/s gewählt. Stationäre und instationäre Berechnungen wurden an diesem Modell durchgeführt. Randbedingungen sind ein Wasserspiegel im Hang und entsprechende konstante Druckhöhen am rechten und linken Modellrand. Der untere Modellrand wird als dicht angesehen. Oben wird Niederschlag in Form eines Wasserüberflusses angesetzt. Untersucht wurde, wie viel des angesetzten Niederschlags in den Hang infiltriert, ob sich die Infiltrationsrate mit anhaltendem Regen verändert und ob die Infiltration an jedem Ort des Hanges gleich gross ist. Dafür wurden am oberen Modellrand Überflüsse von  $1 \cdot 10^{-8}$  m/s bis  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s angesetzt, was Regenintensitäten von 0.036 mm/h bis 3600 mm/h entspricht und mit den infiltrierten Wassermengen verglichen. Im Rahmen der stationären Berechnungen zeigte sich, dass solange die angesetzte Regenmenge ein bis zwei Zehnerpotenzen unter der Durchlässigkeit des Bodens liegt, der angesetzte Regen vollständig infiltriert wird und die Infiltrationsrate an allen Orten des Hanges gleich gross ist. Bei grösseren angesetzten Durchflüssen pendelt sich die Infiltrationsmenge am Hanggipfel bei 55% der gesättigten Durchlässigkeit ein, am Hangrücken bei 9% und am Hangfuss bei nur 0.5%. Dies wird damit erklärt, dass das Wasser, das im oberen Hangbereich infiltriert, nach unten weitergeleitet wird, und somit die Wasseraufnahmefähigkeit im oberen Bereich erhalten bleibt, wohingegen der dadurch gesättigte Hangfuss kaum weiteres Wasser aufnehmen kann. Die instationären Berechnungen, bei denen Regenintensität

ten von 0.36 mm/h bis 36 mm/h angesetzt wurden, zeigten, dass die Infiltrationsmengen in den ersten Stunden nach Niederschlagsbeginn umso grösser sind, desto grösser der angesetzte Regen ist. Zu späteren Zeitpunkten pendeln sie sich unabhängig von der Regenintensität bei Werten unterhalb der gesättigten Durchlässigkeit ein. Dabei wird die Beobachtung gemacht, dass die Infiltrationsrate zu Regenbeginn sogar oberhalb der gesättigten Durchlässigkeit liegen kann. Diese Beobachtungen sind übereinstimmend zu denen von Premchitt et al. (1986), die den generellen Trend für Oberflächenabfluss- und Infiltrationsraten für typische Hänge in Hong Kong untersuchten (Abbildung 6-1).

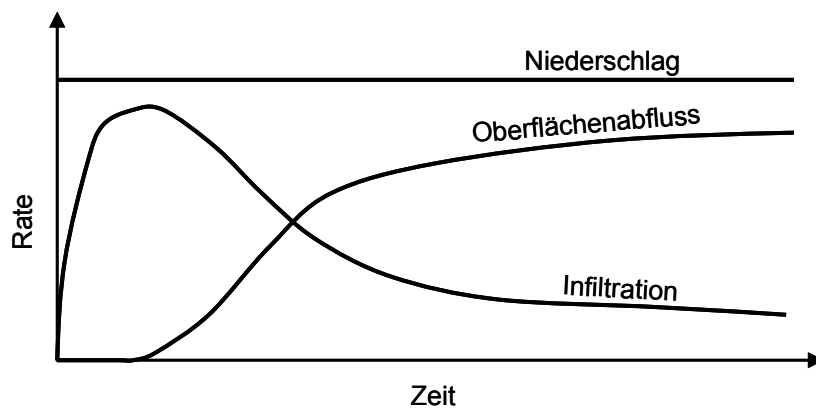


Abbildung 6-1: Variation von Oberflächenabfluss- und Infiltrationsrate über die Berechnungsdauer (nach Premchitt et al., 1986)

Der von den Autoren im Weiteren untersuchte reale Hang ist ungefähr 7 m hoch und hat eine Neigung von ca.  $26^\circ$ . Der Untergrund besteht aus zwei siltigen Tonen mit Durchlässigkeiten von  $3 \cdot 10^{-9}$  m/s bzw.  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s, die einen verwitterten Fels überdecken. Die Scherparameter bezüglich des Modells nach Fredlund et al. (1978) sind  $c'=20$  kPa,  $\varphi'=26.5^\circ$  und  $\varphi^b=23^\circ$  bzw.  $c'=90$  kPa,  $\varphi'=35^\circ$  und  $\varphi^b=35^\circ$ . Als Randbedingungen werden die gleichen wie in der zuvor beschriebenen Parameterstudie angesetzt. Die Anfangsbedingungen stellen für die Autoren eine Herausforderung dar, da die Berechnungsergebnisse mit Felddaten verglichen werden sollen und somit die Anfangsbedingungen aus dem Feld auch im Modell vorhanden sein müssen. Dies wird mit einer Kombination verschiedener stationärer Berechnungen erreicht. Ein im Feld registriertes Regenereignis von 7 Stunden Dauer mit einer Intensität von 57.5 mm/h während der ersten Stunde und 4 mm/h während der folgenden 6 Stunden wird am oberen Modellrand angesetzt. Den Autoren gelingt es nicht, die Messungen aus dem Feld mit ihrem Modell nachzusimulieren. Die Porenwasserdrücke, die sich im Feld bereits nach einigen Stunden einstellen, werden im Modell erst nach einigen Tagen erreicht. Das Problem wird in der Grösse der angesetzten Durchlässigkeit gesehen, die im Modell auf Basis von Laborversuchen gewählt wurde. Die Durchlässigkeit im Feld könnte aufgrund von bevorzugten Fließwegen weit höher liegen als die der Laborproben. Die Porenwasserdruckverteilungen gehen in eine Stabilitätsanalyse unter Verwendung des Programms SLOPE/W ein. Der Sicherheitsfaktor bezüglich der Stabilität wird für verschiedene Zeit-

punkte vor, während und nach dem Niederschlagsereignis berechnet. Vor dem Regenereignis steigt er mit der Zeit bis auf einen Wert von 4.75 leicht an, da die Saugspannungen im Boden verursacht durch Evaporation grösser werden. Durch das Regenereignis wird er innerhalb von zwei Stunden um 16% abgemindert, gefolgt von einer weiteren Abminderung um 10% in den folgenden 7 Stunden.

Im Rahmen einer Parameterstudie variieren Gasmo et al. (2000a) und Ra-hardjo et al. (2000) an einem fiktiven Hang Hanghöhe, Hangneigung und Saugspannungsverteilung, um den Einfluss auf die Stabilität zu untersuchen. Die verwendeten Programme sind wiederum SEEP/W und SLOPE/W. Die untersuchten Hanghöhen sind 10, 20 und 40 m und die Hangneigungen  $18^\circ$ ,  $27^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $63^\circ$ . Der gewählte Boden ist ein homogener siltiger Ton mit einer gesättigten Durchlässigkeit von  $1 \cdot 10^{-4}$  m/s, die Scherparameter bezüglich des Modells nach Fredlund et al. (1978) sind  $c'=10$  kPa,  $\phi'=26^\circ$  und  $\phi^b=26^\circ$ . Die Durchlässigkeit erscheint sehr hoch, doch sie stammt aus Infiltrationsmessungen im Feld und ist mit dem Vorhandensein von bevorzugten Fliesswegen (z.B. Risse im Boden) zu begründen. Als Randbedingung wird ein Wasserspiegel im Hang und Niederschlag in Form eines Wasserüberflusses am oberen Modellrand angesetzt. Die Intensität beträgt 80 mm/h während 4 Stunden gefolgt von einer zehntägigen niederschlagsfreien Periode. Bezüglich der Anfangsbedingungen wird eine hydrostatische Wasserdruckverteilung mit einer oberen Saugspannungsbegrenzung von 75 kPa gewählt. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass sowohl Hanghöhe wie auch Hangneigung kaum Einfluss auf den Infiltrationscharakter haben. Die Stabilität des Hanges variiert jedoch je nach gewählter Geometrie und besonders mit der Zeit nach Niederschlagsbeginn und somit mit der Saugspannungsverteilung im Boden. Kurz nach Niederschlagsende werden dabei die kleinsten Sicherheitsfaktoren berechnet. Die Hanghöhe hat im Vergleich zur Hangneigung einen untergeordneten Einfluss auf die Stabilität.

### 6.2.2 Einfluss der Vegetation

Die Vegetation beeinflusst das Hangverhalten in hydrologischer und mechanischer Hinsicht (Wu, 1995). Durch die Auflockerung des Bodens durch das Wurzelwerk steigt die Durchlässigkeit und somit die Infiltrationskapazität der obersten Bodenschicht an. Dies begünstigt bei einem Niederschlagsereignis die Aufsättigung des Bodens und damit eine Abnahme der Saugspannungen und somit auch der Scherfestigkeit. Der im Hinblick auf die Hangstabilität positive hydrologische Effekt der Vegetation ist der Anstieg der Interzeption und der austrocknende Effekt der Transpiration (Lim et al., 1996). Mechanisch gesehen verstärkt das Wurzelwerk der Pflanzen den Boden wodurch die Scherfestigkeit vergrößert wird (Tobias, 1991; Frydman & Opernstein, 2001; Frei et al., 2003; Roering et al., 2003).

Operstein & Frydman (2000) untersuchen den Scherfestigkeitsbeitrag des Wurzelwerks mit Hilfe von Zug-, Auszieh- und Direktscherversuchen. Als Einflussfaktoren auf den Widerstand des Bodens nennen sie die Anzahl und Länge der Wurzeln, deren Richtung sowie Zugfestigkeit und E-Modul des Wurzelmaterials. Sie kommen zu dem Schluss, dass das Wurzelwerk den inneren Reibungswinkel nur unwesentlich beeinflusst, sondern wie eine scheinbare Kohä-

sion zur Scherfestigkeit beiträgt, ähnlich einer Bewehrung durch Bodenvernagelung. Folgender Ansatz zur Berechnung der Wurzelkohäsion wird vorgeschlagen:

$$\Delta c = \tan \theta_c T_r \quad [6-1]$$

mit  $T_r$  [kPa] relative Zugfestigkeit des verwurzelten Bodens

$\tan \theta_c$  [-] Scherfestigkeitsanstieg in Bezug auf rel. Zugfestigkeitsanstieg

Die relative Zugfestigkeit des verwurzelten Bodens ist abhängig vom Wurzel-durchmesser, der Anzahl der Wurzeln und von der Zugfestigkeit der einzelnen Wurzeln. Die Grösse des Terms  $\tan \theta_c$  wird von Wu (1995) mit 1.2 angegeben. Operstein & Frydman (2000) geben für den von ihnen untersuchten tonigen Boden einen Wert von 0.25 an. Für die Wurzelkohäsion betrachten sie je nach Vegetation Werte zwischen 18 und 810 kPa als realistisch. Für Gras wurden von Cazzuffi & Crippa (2005) Werte zwischen 2 und 15 kPa angegeben.

### 6.3 Beschreibung der verwendeten Softwareprodukte

Für die hydraulische und mechanische Modellierung kommen die Programme Vadose/W und Slope/W des GeoStudio 2004 Version 6.16 der Firma GEO-SLOPE International Ltd. zum Einsatz (Krahn, 2004a; 2004b). Im Folgenden sollen kurz die wichtigsten Eigenschaften dieser Programme erläutert werden.

#### 6.3.1 Vadose/W

Vadose/W ist ein Finite-Elemente-Programm zur Durchführung von stationären und instationären Strömungsberechnungen in gesättigten und ungesättigten Bodenzonen. Im Gegensatz zu vielen anderen Programmen werden bei den Berechnungen Prozesse wie z.B. Infiltration von Niederschlag, Oberflächenabfluss, Evaporation, Transpiration, Frost und Schneeschmelze berücksichtigt. Des Weiteren wird thermische Strömung und optional Gasdiffusion berechnet. Die zeitliche Diskretisierung kann im Vorhinein festgelegt werden oder optional mit im Laufe der Berechnungen adaptiven Zeitschritten erfolgen. Die räumliche Diskretisierung erfolgt wahlweise mit einem strukturierten Netz aus Viereckselementen oder einem unstrukturierten Netz aus Dreieckselementen. Als Materialparameter sind hydraulische, thermische und ggf. Gasfunktionen für jeden Bodentyp sowie Funktionen zur Beschreibung der Vegetation einzugeben. Dabei können die Funktionen vollständig definiert oder aber mit Hilfe von Näherungsfunktionen vom Programm abgeschätzt werden.

Bezüglich der hydraulischen Anfangsbedingungen kann wahlweise ein Wasserspiegel definiert werden oder es können Ergebnisse aus vorherigen Berechnungen importiert werden. Die thermischen Anfangsbedingungen in Form von Temperaturen wie auch die initialen Gaskonzentrationen können an jedem Netzknoten einzeln vorgegeben werden. Ebenfalls an jedem Knoten bzw. an den Modellrändern können verschiedene Randbedingungen definiert werden. Hydraulische Randbedingungen können in Form von Druckhöhen,

Durchflussmengen oder als Druckgradient angegeben werden, thermische Randbedingungen in Form von Temperaturen oder Wärmestrommengen und Gaskonzentrationen in Form von Konzentrationen und Gasstrommengen. Die Randbedingungen können dabei auch zeitlich variabel sein. Das Modell wird ausserdem durch Klimarandbedingungen mit der Atmosphäre gekoppelt.

Die Ergebnisse der hydraulischen Berechnungen können in Form von Konturdiagrammen dargestellt werden. Ausserdem ist es möglich, die einzelnen Werte, wie z.B. Temperaturen oder Wasserdrücke an den Modellknoten zeitabhängig auszulesen.

### 6.3.1.1 Verwendete Gleichungen zur Beschreibung von Wasser- und thermischer Strömung

In Vadose/W erfolgt die Beschreibung der Wasserströmung durch die Richards Gleichung (Richards, 1931), basierend auf dem Gesetz von Darcy und der Kontinuitätsgleichung. Die drei Gleichungen sind im Folgenden für dreidimensionale Bedingungen dargestellt:

$$\text{Kontinuität:} \quad \frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial q_i}{\partial x_i} \quad i=x,y,z \quad [6-2]$$

$$\text{Darcy:} \quad q_i = -k_{ij}(\theta) \frac{\partial h}{\partial x_j} \quad i,j=x,y,z \quad [6-3]$$

$$\text{Strömung:} \quad \frac{\partial \theta}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x_i} \left( k_{ij}(\theta) \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) - Q = 0 \quad i,j=x,y,z \quad [6-4]$$

mit:  $h$  = hydraulische Druckhöhe [m]  
 $\theta$  = volumetrischer Wassergehalt [-]  
 $q$  = Filtergeschwindigkeit [m/s]  
 $k$  = hydraulische Durchlässigkeit [m/s]  
 $Q$  = Quell- bzw. Senkterm [1/s]

Die Lösung der Strömungsgleichungen erfolgt numerisch und erfordert die oben erwähnten Anfangs- und Randbedingungen. Das bedeutet, dass für die zeitliche Integration die hydraulischen Druckhöhen zum Zeitpunkt  $t = 0$  an allen Berechnungspunkten (Modellknoten) bekannt oder herleitbar sein müssen (Definition eines Wasserspiegels bzw. Import von Ergebnissen aus vorherigen Berechnungen). Für die räumliche Integration müssen die hydraulischen Druckhöhen an den Randknoten zu allen Berechnungszeitpunkten bekannt oder herleitbar sein (Angabe von Druckhöhen, Durchflussmengen oder Druckgradienten an den Randknoten).

Die termische Strömung wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$C \frac{\partial T}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x_i} (k_{t,ij} \frac{\partial T}{\partial x_j}) - Q_t - \rho c \cdot q \frac{\partial T}{\partial x_j}$$

- mit: C = volumetrische Wärmekapazität [kJ/(m<sup>3</sup> °C)]  
 T = Temperatur [°C]  
 k<sub>t</sub> = thermische Leitfähigkeit [kJ/(s m C°)]  
 ρc = volumetrischer spezifischer Wärmewert [kJ/(m<sup>3</sup> °C)]  
 Q<sub>t</sub> = thermischer Quell- bzw. Senkterm [kJ/(m<sup>3</sup> s)]

Die Lösung dieser Gleichung erfolgt ebenfalls numerisch und erfordert die oben erwähnten Anfangs- und Randbedingungen. Das bedeutet, dass für die zeitliche Integration die Temperaturen zum Zeitpunkt t = 0 an allen Berechnungspunkten (Modellknoten) bekannt sein müssen. Für die räumliche Integration müssen die Temperaturen an den Randknoten zu allen Berechnungszeitpunkten bekannt oder herleitbar sein (Angabe von Temperaturen oder Wärmestrommengen an den Randknoten).

### 6.3.2 Slope/W

Slope/W ist ein analytisches Programm zur Berechnung von Stabilitäten basierend auf dem Grenzgleichgewichtsprinzip. Dabei können Methoden z.B. nach Morgenstern & Price (1965), Spencer (1967), Bishop & Morgenstern (1960) oder Janbu (1954) verwendet werden. Die Lage und Form der Scherfläche kann im Vorhinein definiert werden oder sie kann vom Programm selbständig ermittelt werden. Bezüglich der Modelle zur Beschreibung der Scherfestigkeit stehen verschiedene Stoffgesetze zur Auswahl (z.B. Mohr-Coulomb'sches Modell) oder es können für gesättigte Verhältnisse auch eigene Stoffgesetze eingegeben werden. Für ungesättigte Verhältnisse steht lediglich das Modell nach Fredlund et al. (1978) zur Verfügung.

Ein wichtiger Punkt, der unter anderem zur Auswahl dieses Programms für diese Arbeit geführt hat, ist, dass die für die Berechnungen verwendeten Porenwasserdrücke aus Vadose/W-Berechnungen importiert werden können. Als Ergebnis der Stabilitätsberechnungen kann der jeweils massgebende Bruchkörper mit Bruchkreismittelpunkt und Sicherheitsfaktor graphisch dargestellt werden.

## 6.4 Modellaufbau

### 6.4.1 Geometrie und Schichtverlauf

Die Geometrie des Geländemodells bzw. der Verlauf der Bodenschichten ergibt sich aus dem in Kapitel 3.4 erstellten Bodenmodell und ist in Abbildung 6-2 dargestellt. Der zweidimensionale Längsschnitt durch den Versuchshang liegt bezüglich der Abbildung 3-15 bei x = 10 m.

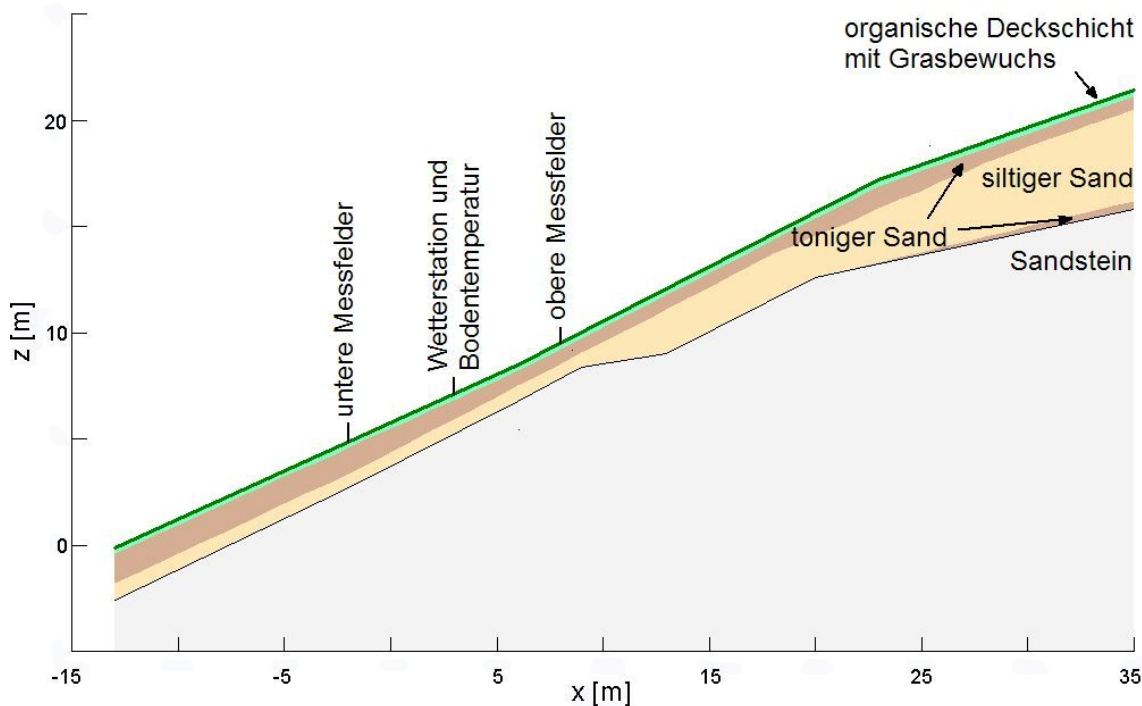


Abbildung 6-2: Geometrie und Schichtverlauf des Modellhanges

Die Ergebnisse der Prospektion (Bodenmodell) rechtfertigen die Verwendung eines zweidimensionalen Modells, da die Lagerungsstruktur des Bodens quer zum Hang nur gering variiert (Abbildung 3-15). Hydraulische Untersuchungen unter Verwendung eines dreidimensionalen Modells, die im Rahmen eines Folgeprojekts geplant sind, werden die Gültigkeit der getroffenen Annahme überprüfen.

#### 6.4.2 Diskretisierung

Bezüglich der Diskretisierung wurde ein strukturiertes Netz mit insgesamt 934 Knoten und 869 Viereckelementen gewählt (Abbildung 6-3). Die Anzahl der Elemente wurde im Hinblick auf Ergebnisgenauigkeit und erforderliche Berechnungszeit optimiert. Die Sandsteinelemente sind sogenannte Null-Elemente, was bedeutet, dass sie in den Berechnungen nicht berücksichtigt werden. Das aktive Netz besteht demnach aus 581 Elementen, was auch den allgemeinen Empfehlungen des Software-Herstellers (Krahn, 2004a) entspricht.

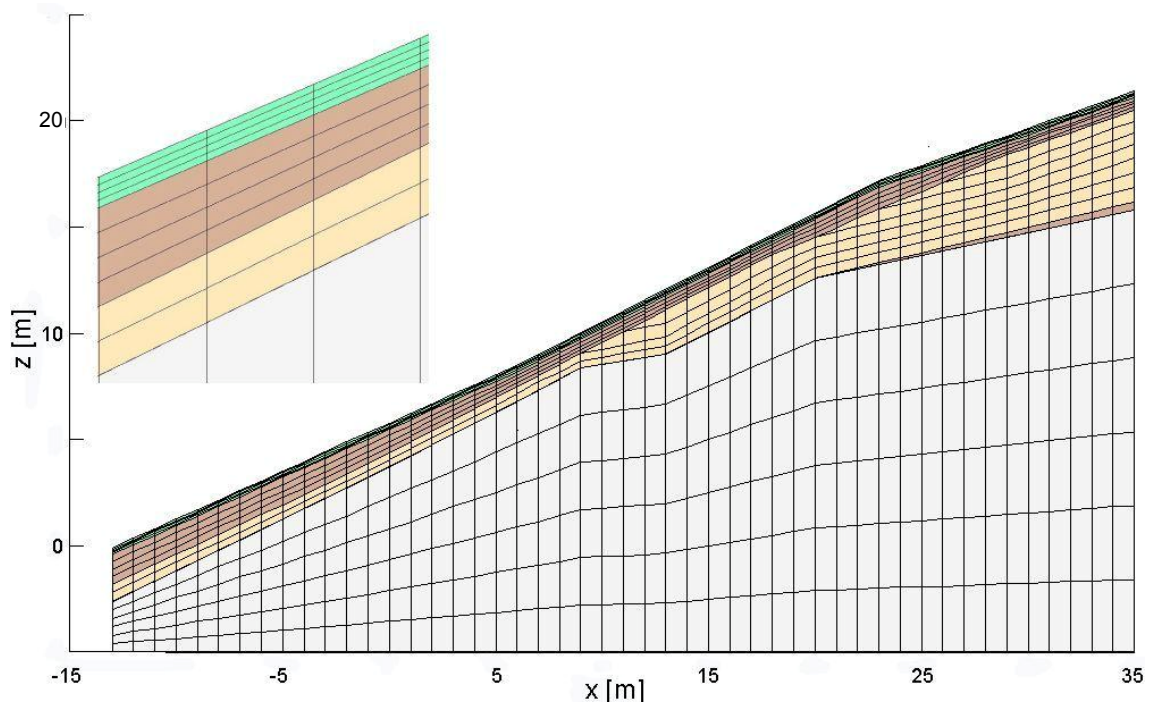


Abbildung 6-3: Diskretisierung des Modellgebiets mit Detailausschnitt der oberen Bodenzone

### 6.4.3 Materialparameter

Für die einzelnen Bodenregionen müssen Materialparameter definiert werden. Es sind unter anderem die Durchlässigkeit, die Wasserretentionskurve, die thermische Leitfähigkeit, die volumetrische Wärmekapazität, das Feuchtraumgewicht und die Scherfestigkeitsparameter festzulegen.

#### 6.4.3.1 Durchlässigkeit

Die Durchlässigkeit wird zunächst auf Basis der Laborergebnisse (Kapitel 4.2) mit der Gleichung nach van Genuchten (1980) angenähert. Dies ist bereits in Kapitel 4.2 näher beschrieben worden. Im Rahmen der Kalibrierung musste die Durchlässigkeit der Materialien stark erhöht werden. Dies ist jedoch zu erwarten gewesen, da die im Labor bestimmte Durchlässigkeit die Feldbedingungen aufgrund Nichterfassens bevorzugter Fließwege nicht korrekt widerspiegeln kann. Diese Beobachtung wurde, wie in Kapitel 3.2 und Kapitel 6.2.1 beschrieben, auch von anderen Autoren gemacht (Gasmol et al., 2000a; Gasmol et al., 2000b; Rahardjo et al., 2000; Kawamoto et al., 2004). Nach Kawamoto et al. (2004) kann die Durchlässigkeit im Feld mehr als 3 Ordnungen höher liegen, als die im Labor bestimmte. Bezüglich der Humusschicht ist zu erwähnen, dass die gesättigte Durchlässigkeit zwar recht klein gewählt werden konnte (im Bereich der Laborergebnisse), die Durchlässigkeit jedoch als konstant über den gesamten Saugspannungsbereich gesehen wird, da es bei hohen Saugspannungen am obersten Modellknoten sonst zu numerischen Problemen kommt. Dieses Vor-



gehen entspricht den Empfehlungen des Software-Herstellers (persönliche e-mail-Korrespondenz).

Die nach Abschluss der Kalibrierung gewählten Modellparameter werden in Tabelle 6-1 aufgeführt.

#### 6.4.3.2 Wasserretentionskurve

Die Annäherung der Wasserretentionskurve durch van Genuchten (1980) wurde bereits in Kapitel 4.1 erläutert. Die Modellparameter konnten auch nach der Kalibrierung beibehalten werden und sind ebenfalls Tabelle 6-1 zu entnehmen.

#### 6.4.3.3 Thermische Leitfähigkeit

Die thermische Leitfähigkeit  $k_t$  eines Materials ist definiert als die Wärmemenge, welche unter einem Einheitstemperaturgradienten pro Zeiteinheit durch eine Einheitsfläche eines Bodenelements mit Einheitsdicke fließt. Die Einheit ist  $\text{kJ}/(\text{Tag m } ^\circ\text{C})$ . Sie kann nach Johansen (1975) abgeschätzt werden. Dabei gilt für einen trockenen natürlichen Boden:

$$k_{t(\text{dry})} = \frac{0.135\rho_d + 64.7}{2700 - 0.947\rho_d} \pm 20\% \quad [6-5]$$

mit  $\rho_d$  in  $\text{kg}/\text{m}^3$ ,

für einen gesättigten Boden:

$$k_{t(\text{sat})} = k_{t(s)}^{(1-n)} k_{t(w)}^n \quad [6-6]$$

mit  $k_{t(s)}$  (gewählt:  $155 \text{ kJ}/(\text{Tag m}^\circ\text{C})$  für tonigen und siltigen Sand und  $35 \text{ kJ}/(\text{Tag m}^\circ\text{C})$  für die Humusschicht) als thermische Leitfähigkeit der Bodenpartikel,  $k_{t(w)} = 52.27 \text{ kJ}/(\text{Tag m}^\circ\text{C})$  als thermische Leitfähigkeit von Wasser und  $n$  [-] als Porosität des Bodens

und für einen ungesättigten Boden:

$$k_{t(\text{unsat})} = (k_{t(\text{sat})} - k_{t(\text{dry})})(\log S_r + 1) + k_{t(\text{dry})} \quad [6-7]$$

mit  $S_r$  [-] als Sättigungsgrad des Bodens

Die generierten Funktionen der Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit vom volumetrischen Wassergehalt sind Abbildung 6-4 zu entnehmen.

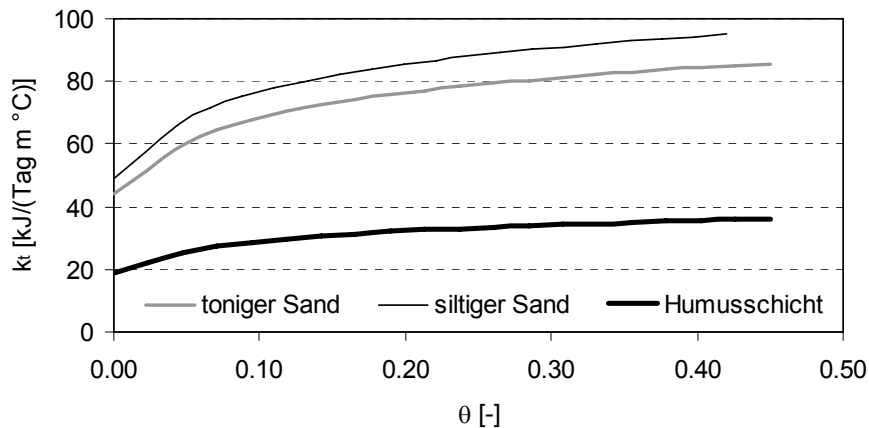


Abbildung 6-4: Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit des Wassergehalts für die verschiedenen Bodenarten

#### 6.4.3.4 Volumetrische Wärmekapazität

Die volumetrische Wärmekapazität [ $\text{kJ}/(\text{m}^3 \text{ } ^\circ\text{C})$ ] wird nach Johnston et al. (1981) abgeschätzt:

$$C = \gamma_d [c_s + c_w w] \quad [6-8]$$

mit:  $\gamma_d$  = Trockenraumgewicht [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ]

$c_s$  = spezifische Wärmekapazität des Bodens ( $0.71 \text{ kJ}/(\text{kg } ^\circ\text{C})$  für tonigen und siltigen Sand und  $1.674 \text{ kJ}/(\text{kg } ^\circ\text{C})$  für Humus)

$c_w$  = spezifische Wärmekapazität von Wasser ( $4.187 \text{ kJ}/(\text{kg } ^\circ\text{C})$ )

$w$  = Wassergehalt des Bodens [-]

Die generierten Funktionen der volumetrischen Wärmekapazität in Abhängigkeit vom volumetrischen Wassergehalt sind Abbildung 6-5 zu entnehmen.

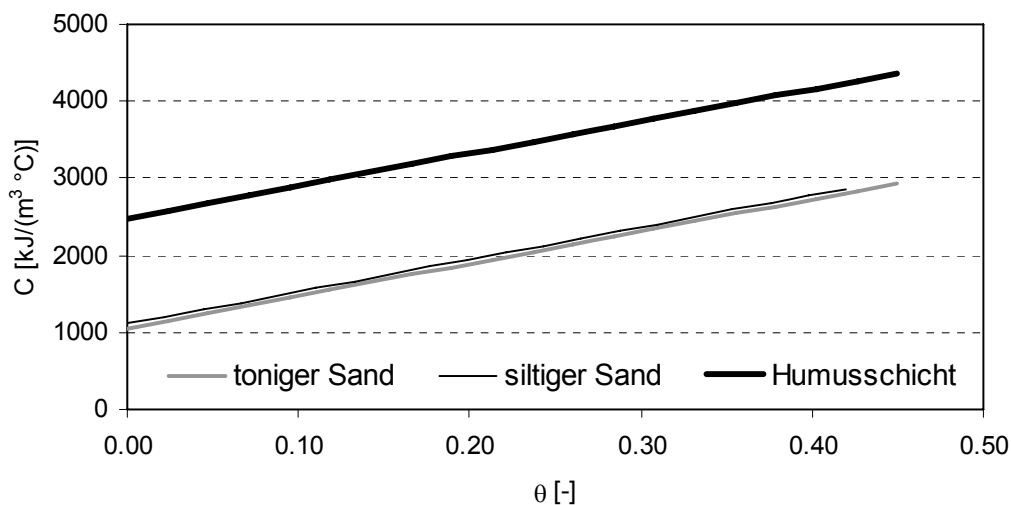


Abbildung 6-5: Vol. Wärmekapazität in Abhängigkeit des Wassergehalts für die verschiedenen Bodenarten

### 6.4.3.5 Feuchtraumgewicht

Für die Stabilitätsberechnungen ist für jeden Bodentyp das Feuchtraumgewicht zu definieren. Dieses hängt jedoch vom Wassergehalt des Bodens ab und ist deshalb zeitlich variabel. Abbildung 6-6 zeigt als Beispiel die zeitliche Entwicklung des Feuchtraumgewichts im Jahr 2005 für die drei im Modell definierten Bodentypen. Für jede Stabilitätsberechnung werden die dem Betrachtungszeitpunkt entsprechenden Werte verwendet.

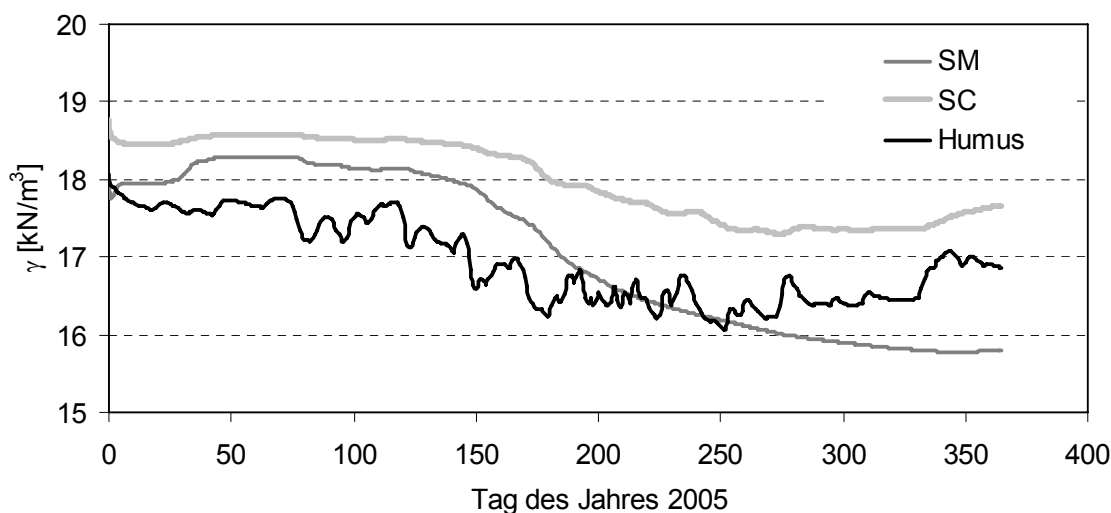


Abbildung 6-6: Zeitliche Entwicklung des Feuchtraumgewichts im Jahr 2005 für die drei im Modell definierten Bodentypen

### 6.4.3.6 Scherfestigkeit

Zur Beschreibung der Scherfestigkeit wird das Modell nach Fredlund et al. (1978) ausgewählt. Die Modellierung für die verschiedenen Böden erfolgte bereits in Kapitel 5.4. Die gewählten Modellparameter sind Tabelle 6-1 zu entnehmen. Besonders zu erwähnen ist hier die angesetzte scheinbare Kohäsion für die Humusschicht von 15 kPa. Diese liegt in der Verwurzelung des Bodens begründet. Der Wert basiert auf Erfahrungswerten aus der Literatur (Cazzuffi & Crippa, 2005).

### 6.4.3.7 Zusammenfassung

In Tabelle 6-1 sind die verwendeten Materialparameter zusammengefasst.

Tabelle 6-1: Materialparameter

Materialparameter	Humus	toniger Sand	siltiger Sand
<b>hydraulische Durchlässigkeit (van Genuchten-Parameter)</b>			
a [-]	konstant über ges. Saugsp.- bereich	8.37	5.60
m [-]		0.18	0.29
n [-]		1.22	1.40
$k_{sx}$ [m/Tag]	$6.48 \cdot 10^{-5}$	$3.24 \cdot 10^{-1}$	$2.59 \cdot 10^{-2}$
$k_{sz}$ [m/Tag]	$1.30 \cdot 10^{-4}$	$3.24 \cdot 10^{-1}$	$2.59 \cdot 10^{-1}$
<b>WRC (van Genuchten-Parameter)</b>			
a [-]	8.37	8.37	5.60
m [-]	0.18	0.18	0.29
n [-]	1.22	1.22	1.40
$\theta_s$ [-]	0.45	0.45	0.42
<b>Wärmeleitfähigkeit</b>			
$k_t$ [kJ/(Tag m °C)]	35	155	155
<b>spez. Wärmekapazität</b>			
$c_s$ [kJ/(kg °C)]	1.67	0.71	0.71
<b>Feuchtraumgewicht</b>			
$\gamma_{min}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	16.07	17.29	15.78
$\gamma_{max}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18.07	18.78	18.30
<b>Scherfestigkeit</b>			
$\varphi'$ [°]	31	31	37.5
$c'$ [kPa]	15	0	0
$\varphi^b$ [°]	28	28	28

#### 6.4.4 Vegetation

Der Vegetationscharakter wird durch 3 Parameter definiert. Der "Leaf area index (LAI)" gibt das Verhältnis zwischen Pflanzenblattfläche und Wuchslandfläche an und ist somit ein Indikator dafür, wie gross der Transpirationsanteil an der Evapotranspiration ist. Bestimmt wird er durch den Wachstumsverlauf sowie die Qualität, d.h. die Dichte des Grasbewuchses. Der Verlauf des LAI über das Jahr ist in Abbildung 6-7 dargestellt.

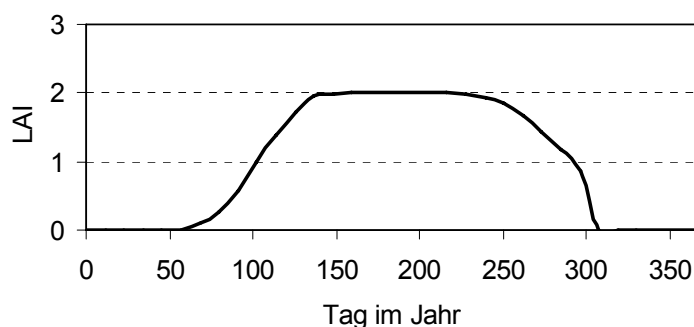


Abbildung 6-7: Jahresverlauf des LAI

Zweiter Parameter ist eine Funktion, die angibt, wie sich das Wasseraufnahmevermögen (WAV) der Pflanzenwurzeln in Abhängigkeit der Saugspannungen im Boden verhält. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die in Abbildung 6-8 dargestellte Funktion verwendet, die den Empfehlungen des Software-Herstellers entspricht (Krahn, 2004a).

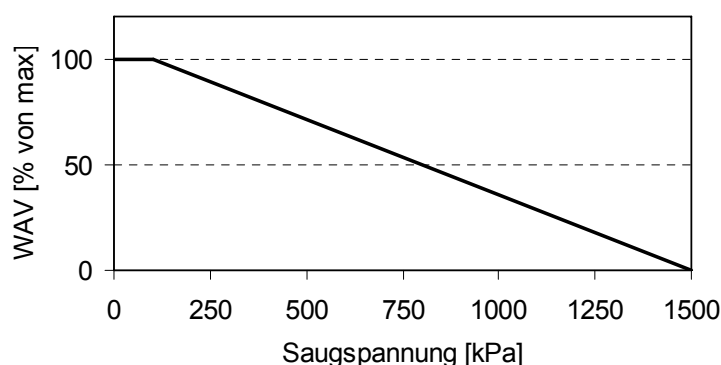


Abbildung 6-8: Wasseraufnahmevermögen (WAV) der Pflanzenwurzeln in Abhängigkeit der vorhandenen Saugspannungen

Letzter Parameter ist die Wurzeltiefe, die im Rahmen dieser Arbeit mit 30 cm abgeschätzt wurde.

## 6.5 Hydraulische Modellierung

### 6.5.1 Anfangsbedingungen

Für die Berechnungen müssen thermische und hydraulische Anfangsbedingungen festgelegt werden. Thermische Anfangsbedingungen können für jeden Modellknoten angegeben werden. Bezüglich der hydraulischen Anfangsbedingungen existieren zwei Definitionsmöglichkeiten. Es können zum einen Porenwasserdruckverteilungen in Form von Ergebnissen aus früheren Berechnungen importiert werden oder es wird ein initialer Wasserspiegel mit Maximalbegrenzung der Saugspannung definiert. Als Anfangszeitpunkt für die hydraulischen Modellierungen bieten sich im Hinblick auf die gemessenen Saugspannungsverteilungen der 1. Januar 2005 bzw. der 1. Januar 2006 an. Zu diesen Zeitpunkten wurde ein über die Tiefe relativ konstanter Porenwasserdruck von durchschnittlich  $-4$  kPa gemessen.

#### 6.5.1.1 Initiale Temperaturverhältnisse

Abbildung 6-9 zeigt die auf Basis der Messergebnisse vom 1.1.2005 generierte initiale Temperaturverteilung im Modell.

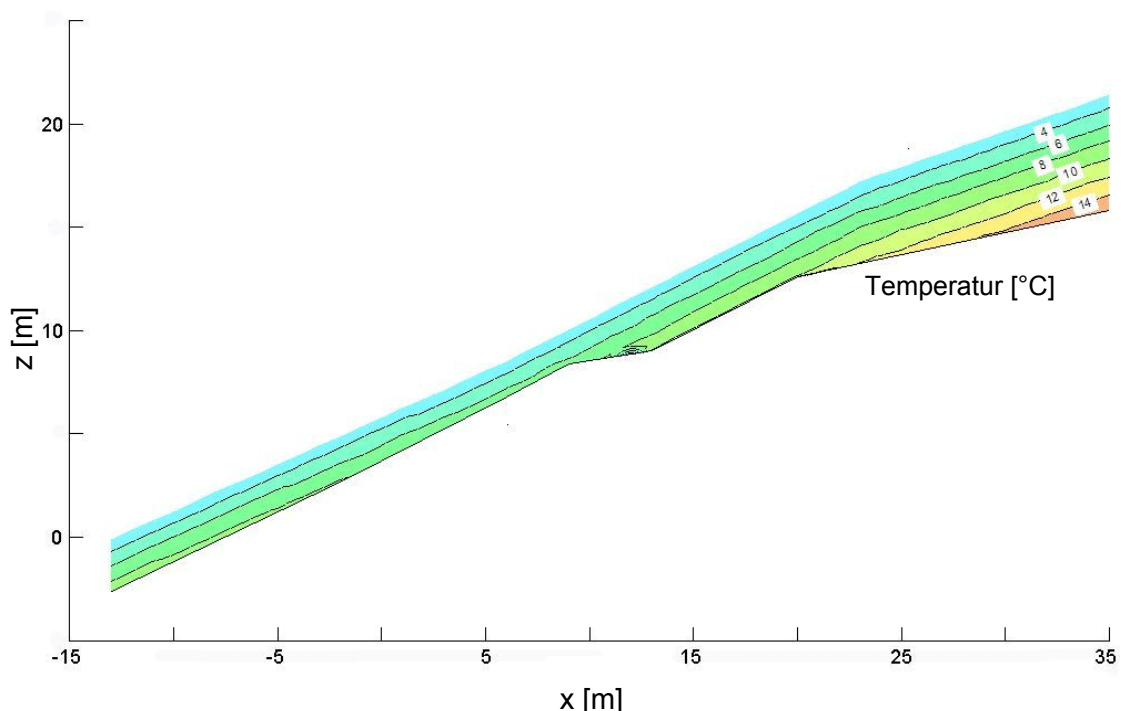


Abbildung 6-9: Initiale Temperaturverteilung am 1.1.2005

#### 6.5.1.2 Initiale Porenwasserdruckverhältnisse

Abbildung 6-10 zeigt die auf Basis der Messergebnisse vom 1.1.2005 generierte initiale Porenwasserdruckverteilung im Modell.

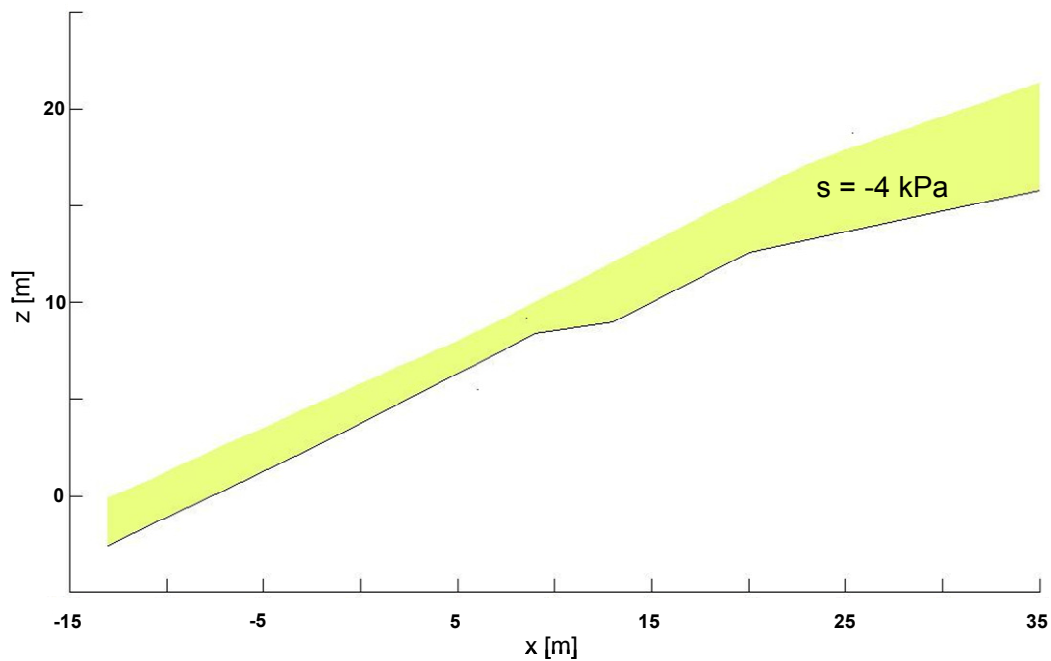


Abbildung 6-10: Initiale Porenwasserdruckverteilung am 1.1.2005

### 6.5.2 Randbedingungen

Bezüglich der hydraulischen Berechnungen wurden 4 verschiedene Randbedingungen angesetzt (Abbildung 6-11), Klimarandbedingungen, hydraulische Randbedingungen an den seitlichen Modellrändern und an der Grenzfläche zum Fels und thermische Randbedingungen an der Grenzfläche zum Fels.

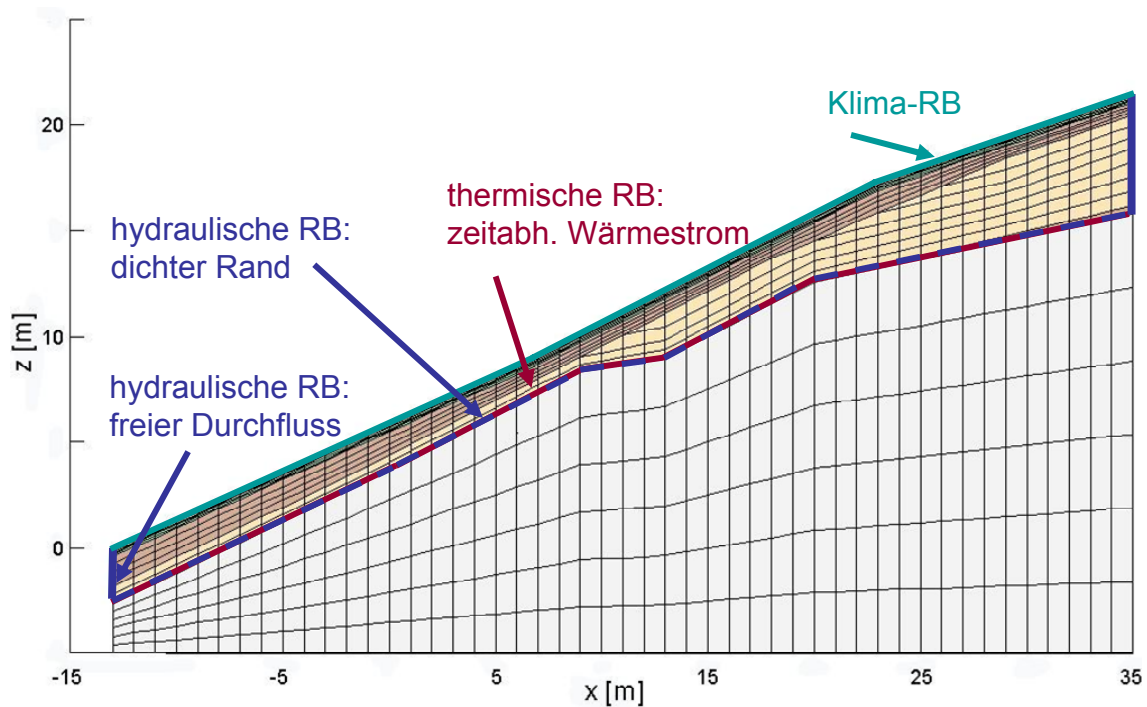


Abbildung 6-11: Randbedingungen

### 6.5.2.1 Klimarandbedingungen

Am oberen Modellrand werden meteorologische Feldmessdaten bzw. generierte Regenereignisse in Form von Klimarandbedingungen angesetzt. Maximale und minimale Tagestemperatur [°C], maximaler und minimaler Tageswert der relativen Luftfeuchte [%], durchschnittliche Tageswindgeschwindigkeit [m/s], Tagesniederschlag [mm] mit Zeitpunkt von Niederschlagsbeginn und Ende und durchschnittliche Tagesnettostrahlung [MJ/(m<sup>2</sup>Tag)] werden für jeden Tag der jeweiligen Berechnungsperiode angesetzt.

Fehlende Messwerte werden abgeschätzt. Dabei wird der Windgeschwindigkeit ein Wert von 0.4 m/s zugeordnet und die Nettostrahlung wird mit der Gleichung:

$$S = \left( \frac{T_{\max} + 10}{20} \right)^4 - 1 \quad [\text{MJ}/(\text{m}^2\text{Tag})] \quad [6-9]$$

mit  $T_{\max}$  = maximale Tagestemperatur [°C]

berechnet. Diese empirische Gleichung wurde im Rahmen dieser Arbeit anhand der vorhandenen Messdaten ermittelt (Abbildung 6-12).



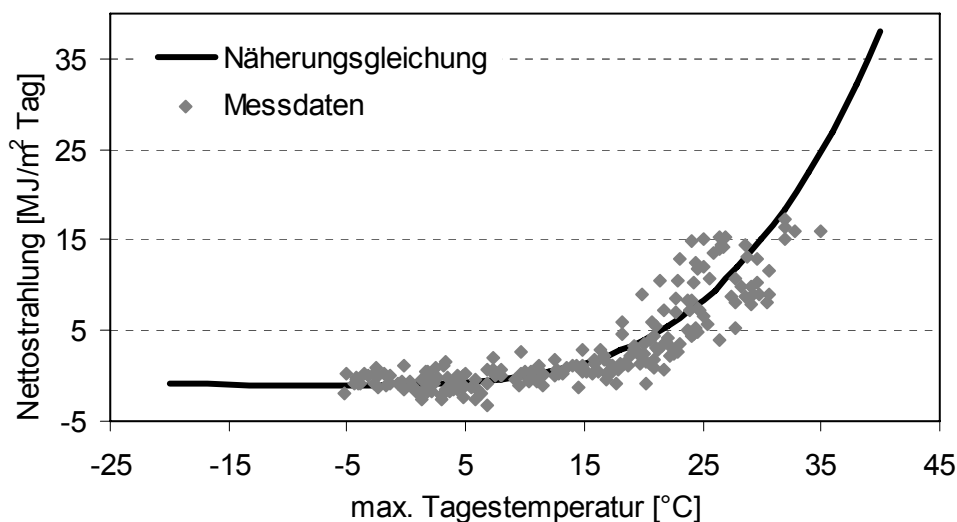


Abbildung 6-12: Näherungsgleichung zur Abschätzung fehlender Messdaten der Nettostrahlung

### 6.5.2.2 hydraulische Randbedingungen

Bezüglich der hydraulischen Randbedingungen wird die Grenzfläche zwischen lockerem Boden und Sandstein als dicht angesehen. An den seitlichen Begrenzungen des Modells kann das Wasser im Rahmen der lokal und temporal herrschenden hydraulischen Leitfähigkeit frei ein- und ausfließen.

### 6.5.2.3 thermische Randbedingungen

An der Grenzfläche zwischen lockerem Boden und Sandstein wird ausserdem ein zeitabhängiger Wärmestrom angesetzt. Setzt man dort keine thermische Randbedingung ein, kann keine Wärmeenergie das Modell nach unten hin verlassen. Da dort jedoch in der Realität ein vertikal gerichteter Temperaturgradient herrscht, muss dies berücksichtigt werden. Es wird angenommen, dass in 5 m Tiefe eine über das Jahr konstante Temperatur von 14 °C herrscht. Mit dieser Annahme, der thermischen Leitfähigkeit des Bodens und typischen Temperaturverläufen in kleinerer Tiefe (<http://soilphysics.okstate.edu/toolkit/temperature>) kann der Wärmestrom abgeschätzt werden.

### 6.5.3 Kalibrierung

Die Kalibrierung des Modells erfolgt anhand der Feldmessdaten des Jahres 2005. Die verschiedenen Materialparameter, thermischen Randbedingungen und Wetterfunktionen werden sukzessive angepasst, bis eine bestmögliche Übereinstimmung der modellierten Verhältnisse mit den Messdaten erreicht ist. Die optimierten Parameter sind in Kapitel 6.4.3 aufgeführt.

Für die Beurteilung der Parameterwahl werden insbesondere die modellierten Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich des oberen und des unteren Messfeldes und die modellierten Bodentemperaturen in verschiedenen Tiefen im Bereich der Wetterstation mit den Feldmessdaten verglichen. Des Weiteren wird für den ersten Tag jedes Monats ein Konturdiagramm bezüglich der Porenwasserdruck- und Temperaturverteilung erstellt, um flächendeckend die Plausibilität der Berechnungen zu überprüfen. Für einen Oberflächenknoten im Bereich der Wetterstation wird Niederschlag, Infiltration, Oberflächenabfluss, Evaporation und Transpiration als Jahresganglinie ausgewertet. Dies geschieht ebenfalls zur Überprüfung der Berechnungsplausibilität.

### **6.5.3.1 Niederschlag, Strahlung, Infiltration, Abfluss, Evapotranspiration**

Abbildung 6-13 zeigt für einen Oberflächenknoten im Bereich der Wetterstation die modellierten Jahresganglinien von Niederschlag, Strahlung, Infiltration, Oberflächenabfluss, Evaporation und Transpiration im Vergleich zu den Feldmessdaten.

Der auf dem Knoten auftreffende Niederschlag stimmt mit den eingegebenen Wetterdaten und somit mit den Messdaten überein. Bezüglich der Strahlung ist es dem Modell nicht möglich, negative Werte zu berücksichtigen. Diese werden automatisch zu Null gesetzt. Die positiven modellierten Strahlenwerte stimmen jedoch mit den eingegebenen Wetterdaten und somit mit den Messdaten überein. Auch die Summe der modellierten Evaporation und Transpiration, die modellierte Evapotranspiration, spiegelt die aus den Messdaten berechneten Werte gut wieder.

Bezüglich Infiltration und Oberflächenabfluss ist ein quantitativer Vergleich mit den Feldabflussdaten nicht sinnvoll. Qualitativ betrachtet gibt es eine Diskrepanz zwischen der modellierten Ganglinie und den Feldmessdaten. Solange die Porenwasserdrücke an der Oberfläche negativ sind, wird im Modell der gesamte Niederschlag infiltriert. Dieses Verhalten widerspricht den Feldbeobachtungen. Allerdings muss hierbei beachtet werden, dass die Tagesniederschläge im Modell über den gesamten Tag verteilt angesetzt werden, womit die reale Regenintensität verfälscht wird, was wiederum Auswirkungen auf die Grösse von Infiltration und Oberflächenabfluss hat. Zu erwähnen ist noch, dass die Infiltration auch negative Werte annehmen kann und dann bei nicht vorhandenem Niederschlag den Wert der Evaporation annimmt. Die modellierten Ergebnisse können als im Rahmen des Möglichen optimal beurteilt werden.

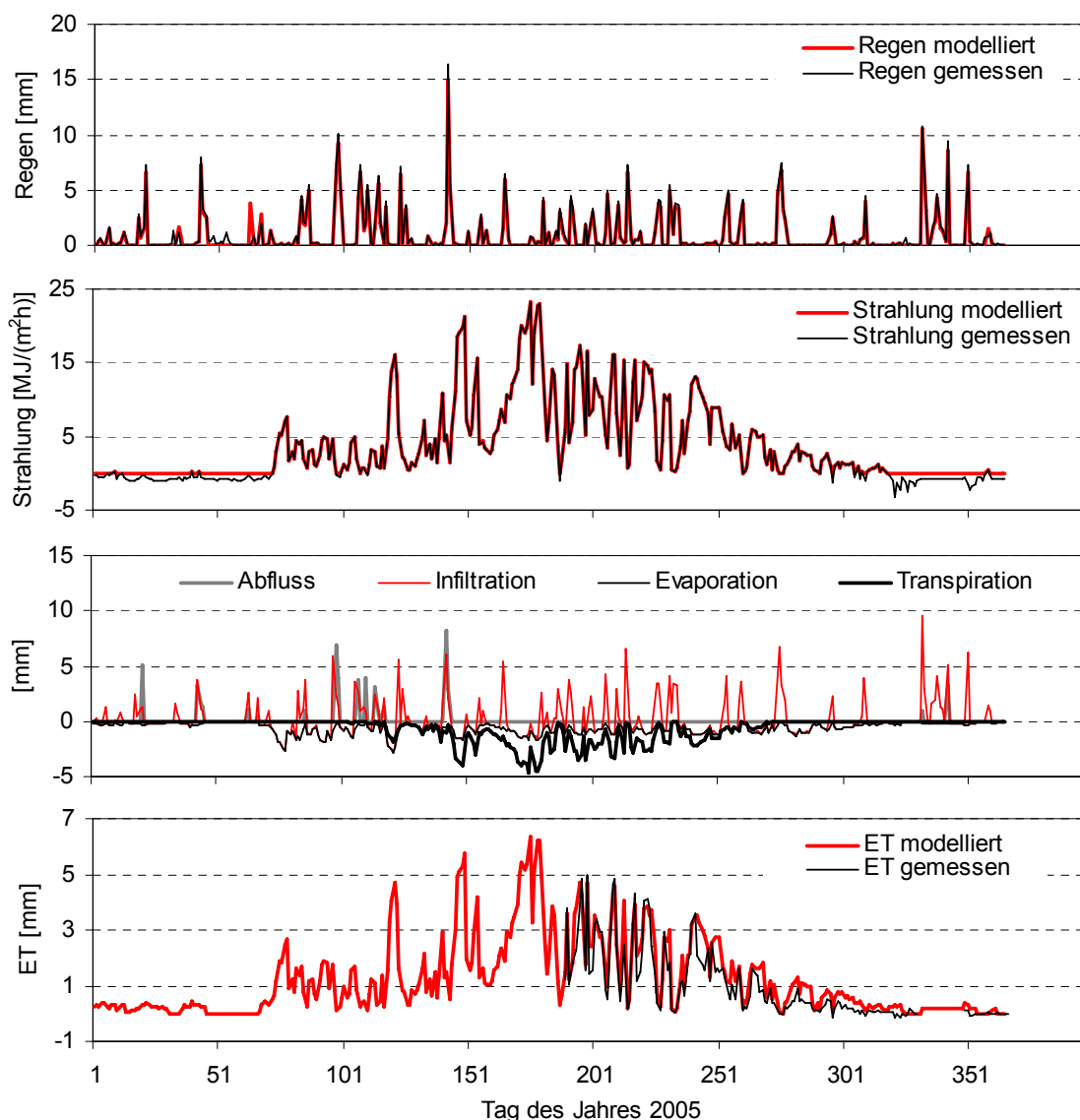


Abbildung 6-13: Vergleich modellierter Jahresganglinien von Niederschlag, Infiltration, Oberflächenabfluss, Evaporation und Transpiration mit Feldmessdaten für das Jahr 2005

### 6.5.3.2 Porenwasserdruckvergleich

Abbildung 6-14 vergleicht für das Jahr 2005 die berechneten Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder mit den Feldmessdaten. Abbildung 6-15 zeigt analog den Vergleich für den Bereich der oberen Messfelder.

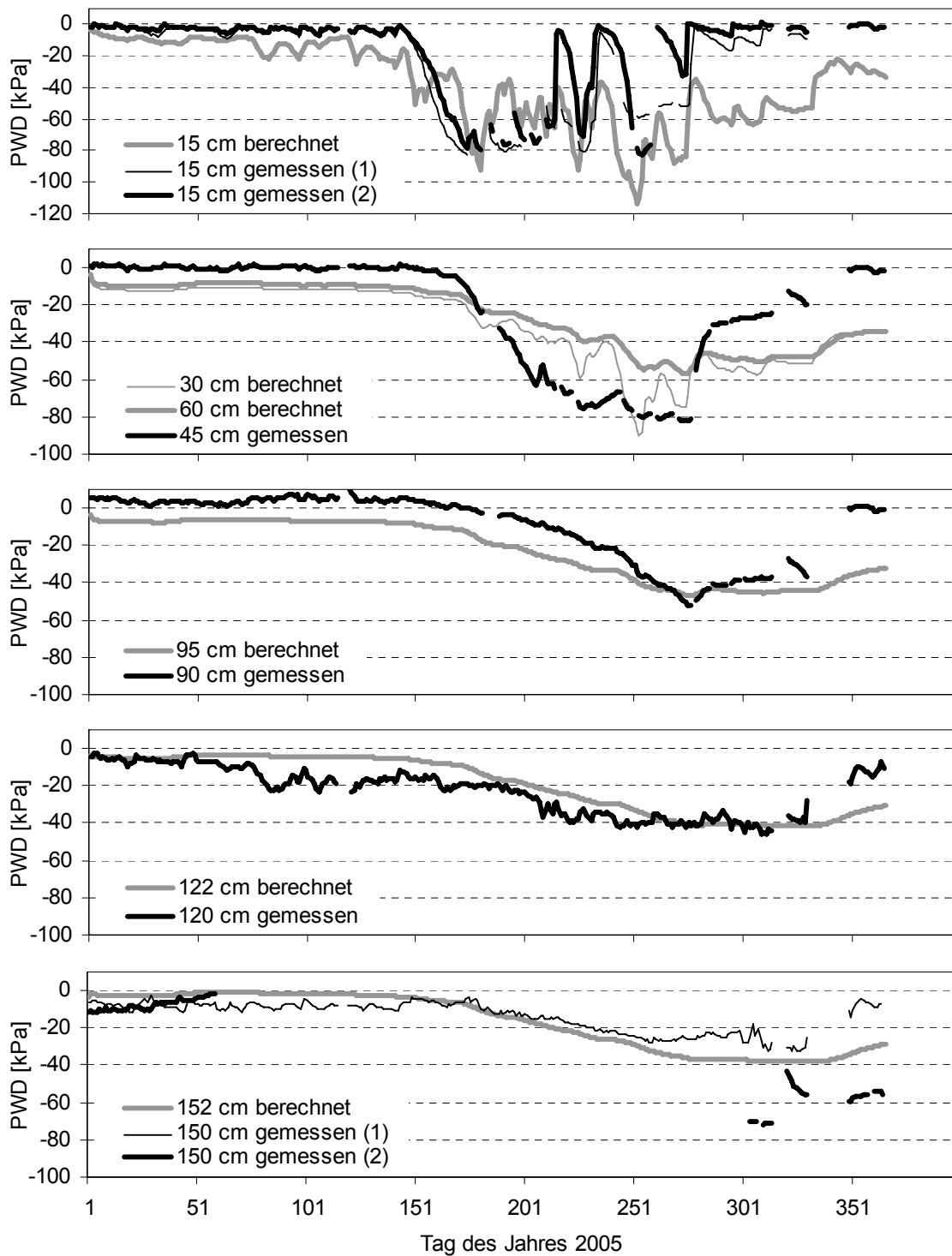


Abbildung 6-14: Vergleich der berechneten und gemessenen Porenwasserdrücke (PWD) in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für das Jahr 2005

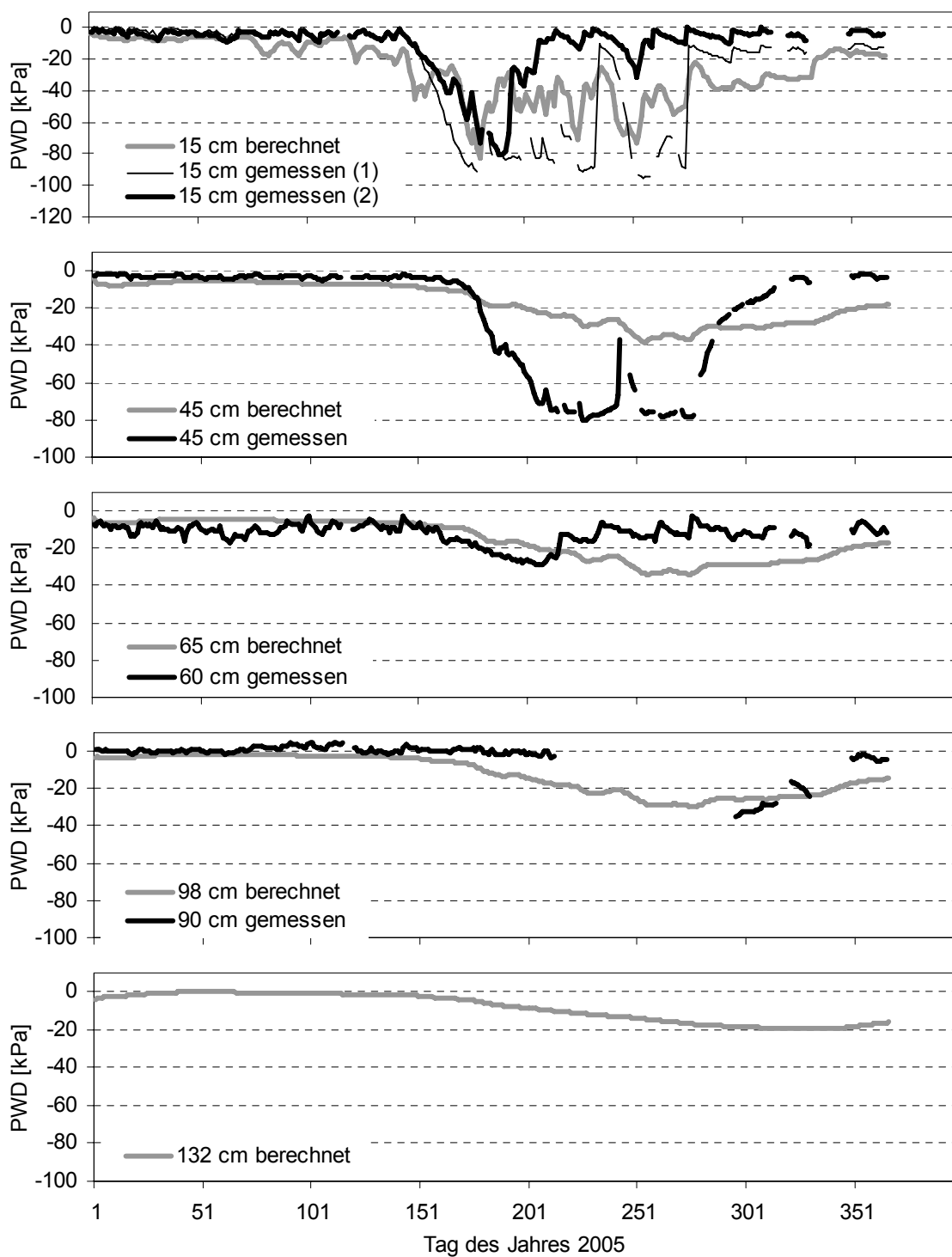


Abbildung 6-15: Vergleich der berechneten und gemessenen Porenwasserdrücke (PWD) in verschiedenen Tiefen im Bereich der oberen Messfelder für das Jahr 2005

Es wird deutlich, dass das Modell mit der optimierten Parameterwahl sehr gut im Stande ist, die Feldmessdaten bezüglich der Porenwasserdrücke wiederzugeben. Kurzzeitige Schwankungen als Reaktion auf Regenereignisse werden analog der Feldbeobachtungen modelliert und auch das saisonale Verhalten, bzw. die jahreszeitlichen Schwankungen werden vom Modell erfasst. Eine Diskrepanz besteht lediglich zum Ende des Jahres 2005, da die modellierte Aufsättigung des Bodens im Vergleich zu den Messdaten in manchen Tiefen nicht stark genug ausgeprägt scheint. Die Ursache hierfür könnten die eingegebenen Wetterrandbedingungen bezüglich des Niederschlags sein. Ab Mitte November 2005 lagen die Temperaturen oft unter dem Gefrierpunkt. Der Niederschlag kann zum Teil als Schnee erfolgt sein, was von den Regenmessern schwer erfasst werden kann und des Weiteren können die Regenmesser sogar eingefroren gewesen sein. Die Diskrepanz in der Porenwasserdruckentwicklung zum Jahresende hin ist also eher in der Wahl der Inputparameter als in der Wahl der Modellparameter zu begründen.

Die Konturdiagramme bezüglich der Porenwasserdrücke sind für den jeweils ersten Tag des Monats sowie für den letzten Tag des Jahres 2005 im Anhang 2 dargestellt. Die Porenwasserdruckverteilungen scheinen dabei für jeden dargestellten Zeitpunkt plausibel.

### 6.5.3.3 Bodentemperaturen

Abbildung 6-16 vergleicht für das Jahr 2005 die berechneten Bodentemperaturen in verschiedenen Tiefen im Bereich der Wetterstation mit den Feldmessdaten.

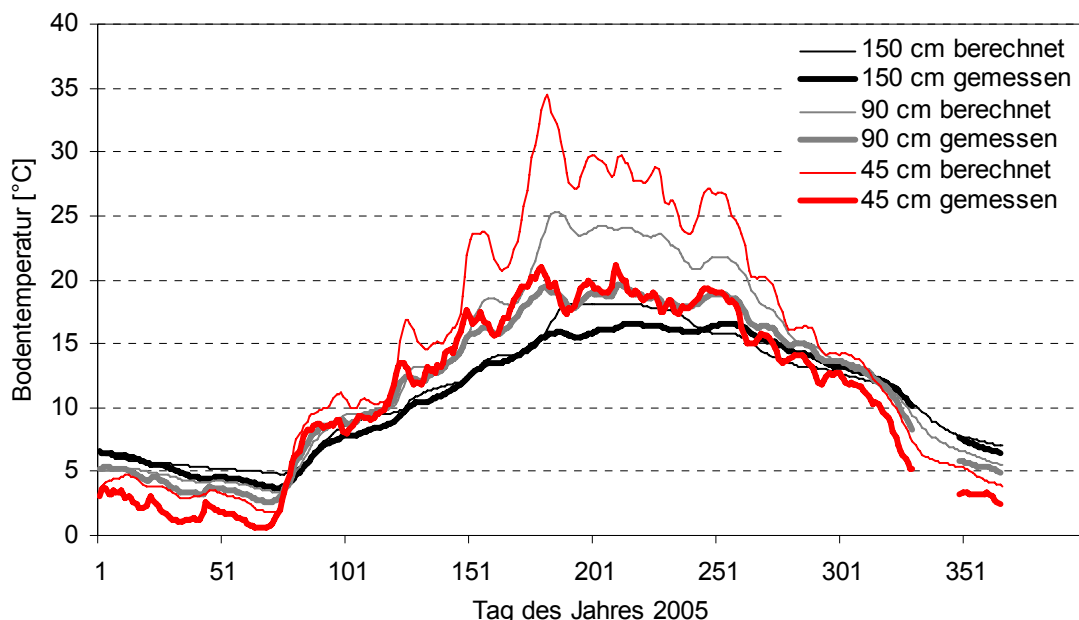


Abbildung 6-16: Vergleich der berechneten und gemessenen Bodentemperaturen in verschiedenen Tiefen im Bereich der Wetterstation für das Jahr 2005

Modellierte und gemessene Werte stimmen im Allgemeinen gut überein. Die saisonalen Schwankungen werden vom Modell korrekt erfasst. Lediglich in den Sommermonaten werden die Temperaturen, besonders im oberflächennahen Bereich überschätzt. Die Lösung konnte durch Anpassung der thermischen Materialparameter jedoch nicht weiter optimiert werden. Das Problem liegt wahrscheinlich darin, dass auf dem Feld die Temperaturmessung unter direkter Sonneneinstrahlung stattgefunden hat, womit besonders im Sommer die Temperaturen leicht überschätzt sein können. Da die Lufttemperaturen in die Berechnung von Evaporation und Transpiration nicht einfließen (Krahn, 2004b), haben diese Temperaturdiskrepanzen keine Auswirkungen auf den Sättigungshaushalt des Bodens und werden somit toleriert.

Die Konturdiagramme bezüglich der Bodentemperaturen sind für den jeweils ersten Tag des Monats sowie für den 31. Dezember des Jahres 2005 im Anhang 3 dargestellt. Die Temperaturverteilungen scheinen für jeden dargestellten Zeitpunkt plausibel.

#### **6.5.4 Validierung**

Die Validierung unter Verwendung der durch die Kalibrierung festgelegten Parameter des Modells erfolgt anhand der Messdaten der Monate Januar bis Juli des Jahres 2006.

Für die Beurteilung werden ebenfalls die modellierten Saugspannungen in verschiedenen Tiefen im Bereich des oberen und des unteren Messfeldes und die modellierten Bodentemperaturen in verschiedenen Tiefen im Bereich der Wetterstation mit den Feldmessdaten verglichen. Des Weiteren wird für den Oberflächenknoten im Bereich der Wetterstation Niederschlag, Infiltration, Oberflächenabfluss, Evaporation und Transpiration als Jahresganglinie ausgewertet.

##### **6.5.4.1 Niederschlag, Strahlung, Infiltration, Abfluss, Evapotranspiration**

Abbildung 6-17 zeigt für einen Oberflächenknoten im Bereich der Wetterstation die modellierten Jahresganglinien von Niederschlag, Strahlung, Infiltration, Oberflächenabfluss, Evaporation und Transpiration im Vergleich zu den Feldmessdaten. Alle modellierten Werte erscheinen plausibel und die Übereinstimmung mit den Messdaten ist gegeben. Des Weiteren gelten die Erläuterungen analog Kapitel 6.5.3.

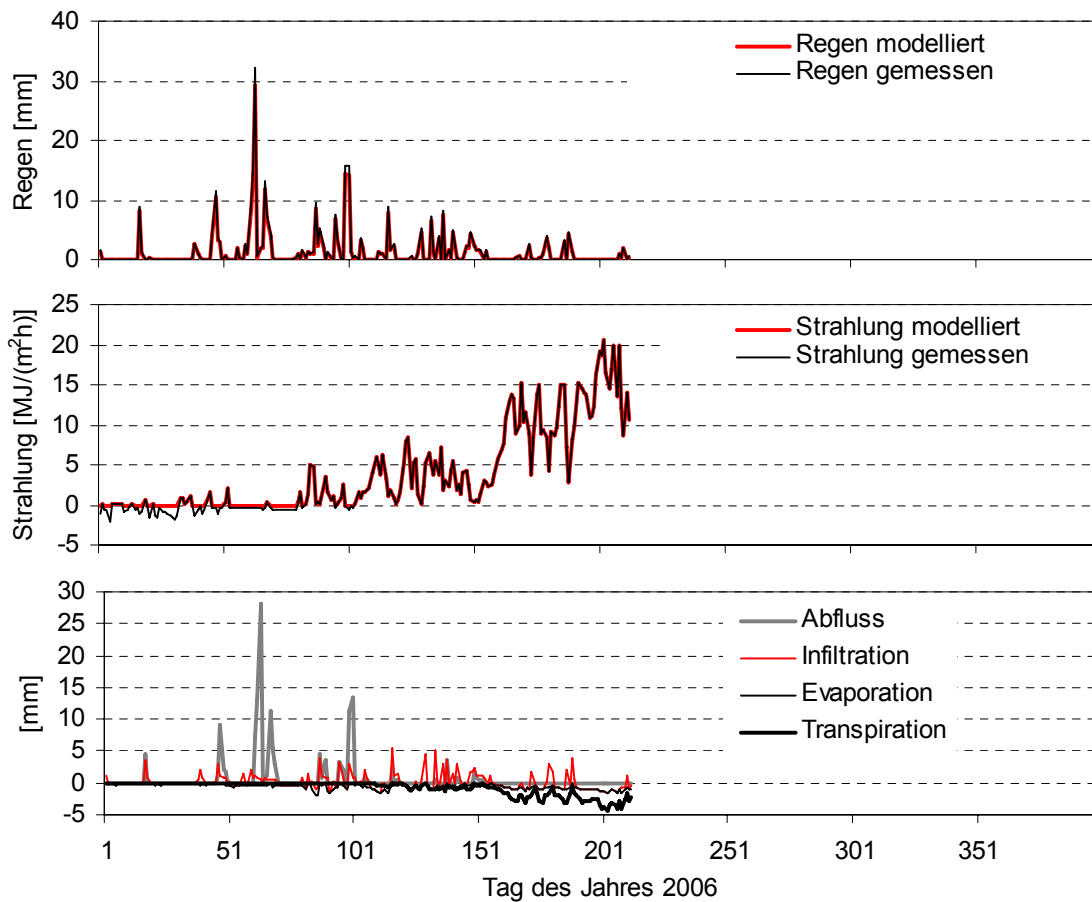


Abbildung 6-17: Vergleich modellierter Jahresganglinien von Niederschlag, Infiltration, Oberflächenabfluss, Evaporation und Transpiration mit Feldmessdaten für die Monate Januar bis Juli 2006

#### 6.5.4.2 Porenwasserdruckvergleich

Abbildung 6-18 vergleicht für die erste Hälfte des Jahres 2006 die berechneten Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder mit den Feldmessdaten. Abbildung 6-19 zeigt analog den Vergleich für den Bereich der oberen Messfelder.

Im Rahmen der Validierung kann bestätigt werden, dass das Modell mit der optimierten Parameterwahl gut im Stande ist, die Feldmessdaten bezüglich der Porenwasserdrücke wieder zu geben.



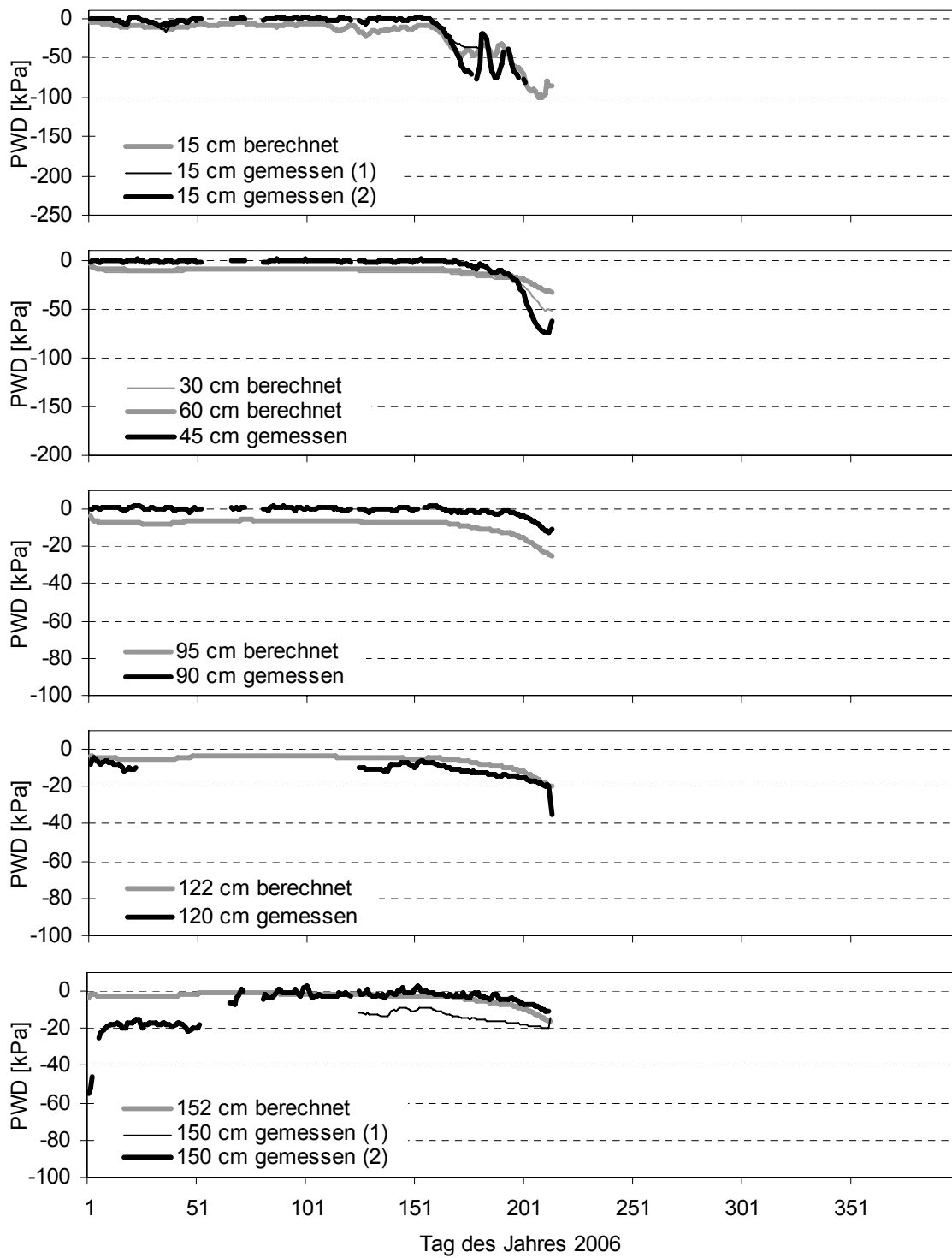


Abbildung 6-18: Vergleich der berechneten und gemessenen Porenwasserdrücke (PWD) in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für die Monate Januar bis Juli 2006

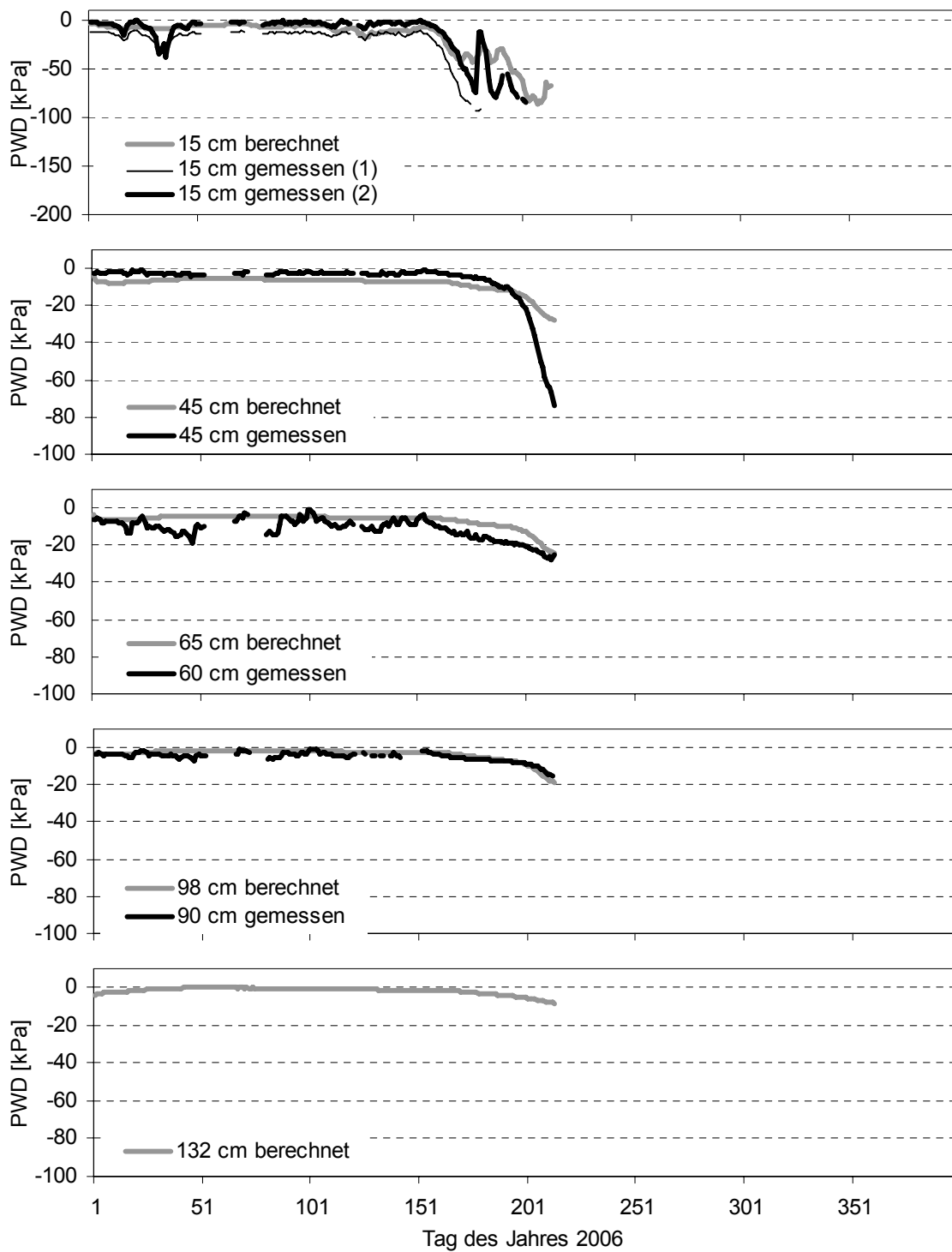


Abbildung 6-19: Vergleich der berechneten und gemessenen Porenwasserdrücke (PWD) in verschiedenen Tiefen im Bereich der oberen Messfelder für die Monate Januar bis Juli 2006

### 6.5.4.3 Bodentemperaturen

Abbildung 6-20 vergleicht für die erste Hälfte des Jahres 2006 die berechneten Bodentemperaturen in verschiedenen Tiefen im Bereich der Wetterstation mit den Feldmessdaten.

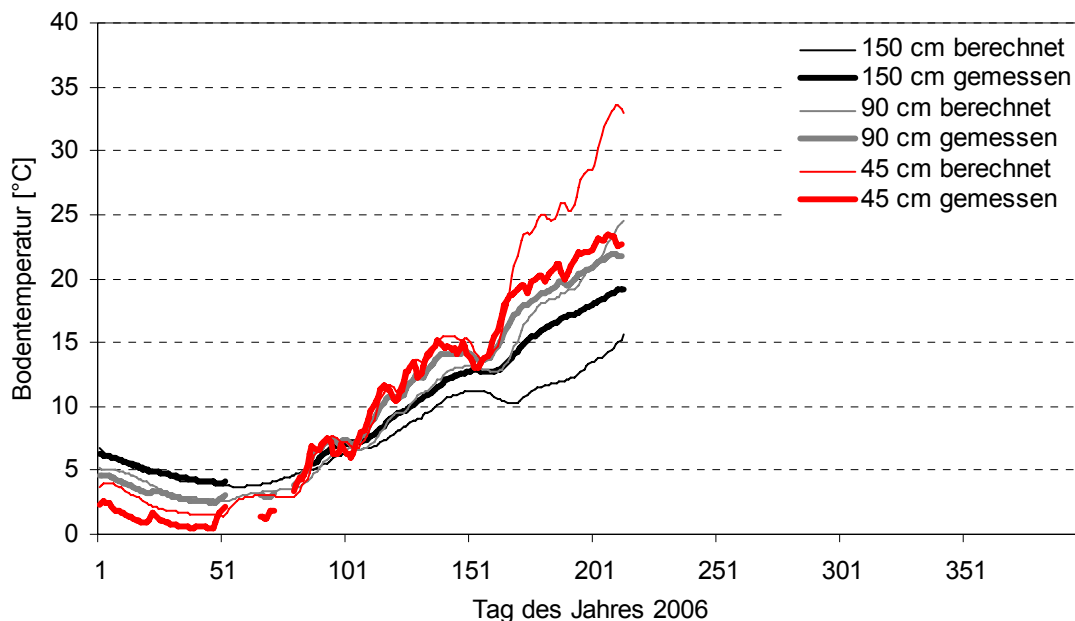


Abbildung 6-20: Vergleich der berechneten und gemessenen Bodentemperaturen in verschiedenen Tiefen im Bereich der Wetterstation für die Monate Januar bis Juli 2006

Auch bezüglich der Bodentemperaturen ist die Übereinstimmung zwischen modellierten Temperaturen und Messwerten gut. Weiterführend gelten wiederum die dazu erfolgten Erläuterungen aus Kapitel 6.5.3.

### 6.5.4.4 Abschliessende Beurteilung

Abschliessend kann gesagt werden, dass die im Rahmen der Kalibrierung erfolgte Parameterwahl durch die Validierung bestätigt werden kann. Der Modellaufbau ist somit abgeschlossen und weiterführende Berechnungen bzw. Simulationen können erfolgen. Insgesamt kann die Qualität des erstellten Modells als sehr gut beurteilt werden, insbesondere im Vergleich mit in der Literatur vorgestellten Modellen, die nicht in der Lage sind, Feldmessdaten korrekt wiederzugeben (z.B. Gasmó et al., 2000b).

### 6.5.5 saisonale Bodenfeuchteänderung

Im Rahmen der Kalibrierung und Validierung des Modells wurden die saisonalen Bodenfeuchteänderungen berechnet. Die Ergebnisse repräsentieren das im Feld beobachtete Hangverhalten (Kapitel 3.6.4). Für den modellierten Zeitraum zwischen Januar 2005 und Juli 2006 gehen im Rahmen der Stabilitätsberechnungen die Porenwasserdruckverteilungen zum jeweils ersten Tag des Monats in die Berechnungen ein. Im Anhang 2 sind diese Druckverteilungen für das Jahr 2005 als Konturdiagramme dargestellt. Im Anhang 4 finden sich die entsprechenden Konturdiagramme für die Monate Januar bis Juli 2006.

### 6.5.6 Reaktion auf simulierte Regenereignisse

Anhand der Berechnungsergebnisse aus der Kalibrierung (Abbildung 6-14 und Abbildung 6-15) wurden 2 Zeitpunkte des Jahres 2005 ausgewählt, an denen der Einfluss von Starkregenereignissen mit unterschiedlichem Niederschlagscharakter untersucht werden soll. Es handelt sich hierbei um den 25.4.2005 (Tag 115), an dem der Boden in allen Tiefen die grösste Sättigung aufweist und den 27.9.2005 (Tag 270), an dem in allen Tiefen die trockensten Verhältnisse herrschen.

An jedem der beiden Zeitpunkte wird jeweils die Intensität des angesetzten Niederschlags wie auch die Regendauer variiert. Tabelle 6-2 charakterisiert die untersuchten Regenereignisse.

Tabelle 6-2: Charakterisierung der simulierten Regenereignisse

<b>Regenereignis</b>	<b>Regenbeginn</b>	<b>Intensität [mm/Tag]</b>	<b>Dauer [Tage]</b>
R115_int50_1d	25.4.2005	50	1
R115_int50_3d	25.4.2005	50	3
R115_int50_5d	25.4.2005	50	5
R115_int25_3d	25.4.2005	25	3
R115_int75_3d	25.4.2005	75	3
R270_int50_1d	27.9.2005	50	1
R270_int50_3d	27.9.2005	50	3
R270_int50_5d	27.9.2005	50	5
R270_int25_3d	27.9.2005	25	3
R270_int75_3d	27.9.2005	75	3

#### 6.5.6.1 simulierte Regenereignisse bei gesättigten Bodenverhältnissen

Abbildung 6-21 zeigt die Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei dreitägige Regenereignisse (ab Tag 115) mit Niederschlagsintensitäten von 25 mm/Tag, 50 mm/Tag und 75 mm/Tag im Vergleich zu der Referenzmo-

dellierung aus der saisonalen Modellierung. Es wird deutlich, dass durch die steigende Regenintensität vorwiegend die Abflussmengen gesteigert werden. Die Infiltration ist nur am zweiten Regentag im Vergleich zu der Referenzmodellierung leicht erhöht, da es an dem Tag in Realität nicht geregnet hat. Die Grösse dieser erhöhten Infiltration ist jedoch unabhängig von der angesetzten Regenintensität. Der Grund für das beobachtete Verhalten ist der Wassergehalt in der obersten Bodenschicht. Die Schicht ist voll gesättigt und kann somit kein weiteres Wasser mehr aufnehmen. Da in Vadose/W kleinere Bodenunebenheiten, in denen sich in Realität Wasser ansammelt und gespeichert wird, nicht berücksichtigt werden können, fliesst der gesamte Niederschlag ab. In Realität würde ein Teil vielleicht später noch infiltrieren. Dadurch, dass durch die Starkregenereignisse kaum mehr Regenwasser in den Boden infiltriert wird, zeigen auch die simulierten Porenwasserdrücke kaum Änderungen im Vergleich zu der Referenzmodellierung (Abbildung 6-22).

Abbildung 6-23 zeigt die Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei Regenereignisse (ab Tag 115) mit einer Niederschlagsintensität von 50 mm/Tag und Regendauern von 1, 2 bzw. 3 Tagen im Vergleich zu der Referenzmodellierung aus der saisonalen Modellierung. Auch hier ist die Infiltration im Vergleich zu der Referenzmodellierung nur an den Tagen leicht erhöht, an denen es in Realität nicht geregnet hat. Die Grösse dieser erhöhten Infiltration ist jedoch wiederum sehr gering. Die simulierten Porenwasserdrücke zeigen für das fünftägige Regenereignis kleine Änderungen in der obersten Bodenschicht im Vergleich zu der Referenzmodellierung (Abbildung 6-24), da in diesem Fall auch an zwei Tagen kleine Wassermengen infiltriert wurden (Regentage 4 und 5), an denen es in Realität nicht geregnet hat. Die maximale Porenwasserdruckdifferenz zwischen Regenereignis R115\_int50\_5d und Referenzmodellierung beträgt 7.1 kPa, welche 2 Tage nach Ende des Regenereignisses auftritt. 8 Tage nach Ende des Regenereignisses stimmen die Porenwasserdrücke wieder ungefähr mit denen der Referenzmodellierung überein.

Anhand der Simulationen hat sich gezeigt, dass Regenereignisse bei gesättigten Bodenverhältnissen im Modell kaum Auswirkungen auf die Hangsättigung zeigen. Dieses Verhalten wurde auch im Rahmen der Feldversuche beobachtet (Kapitel 3.6.4) und deckt sich mit den Erkenntnissen anderer Autoren (Gasmo et al., 2000b).

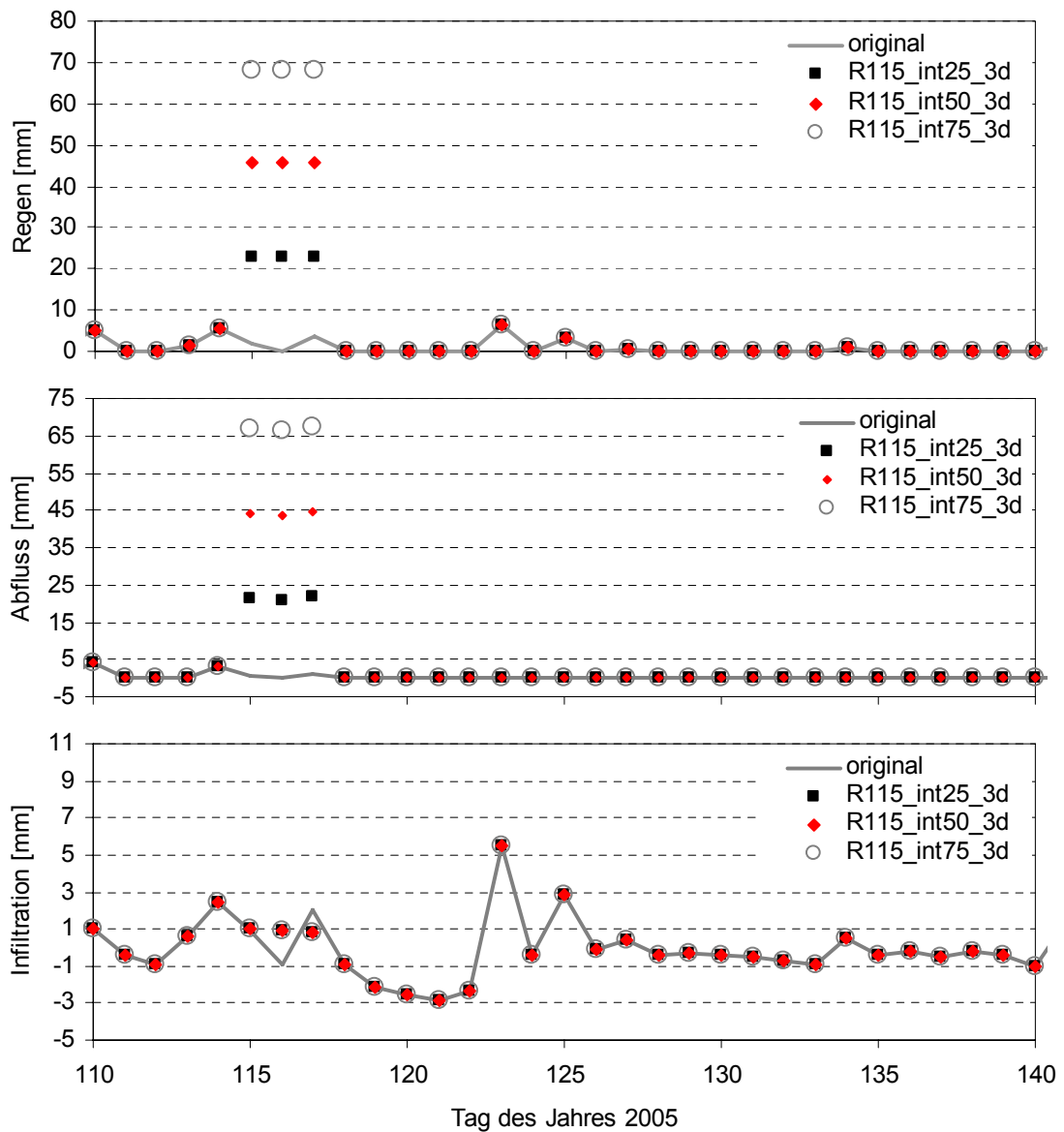


Abbildung 6-21: Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei dreitägige Regenereignisse (ab Tag 115) mit Niederschlagsintensitäten von 25, 50 und 75 mm/Tag im Vergleich zur Referenzmodellierung (original)

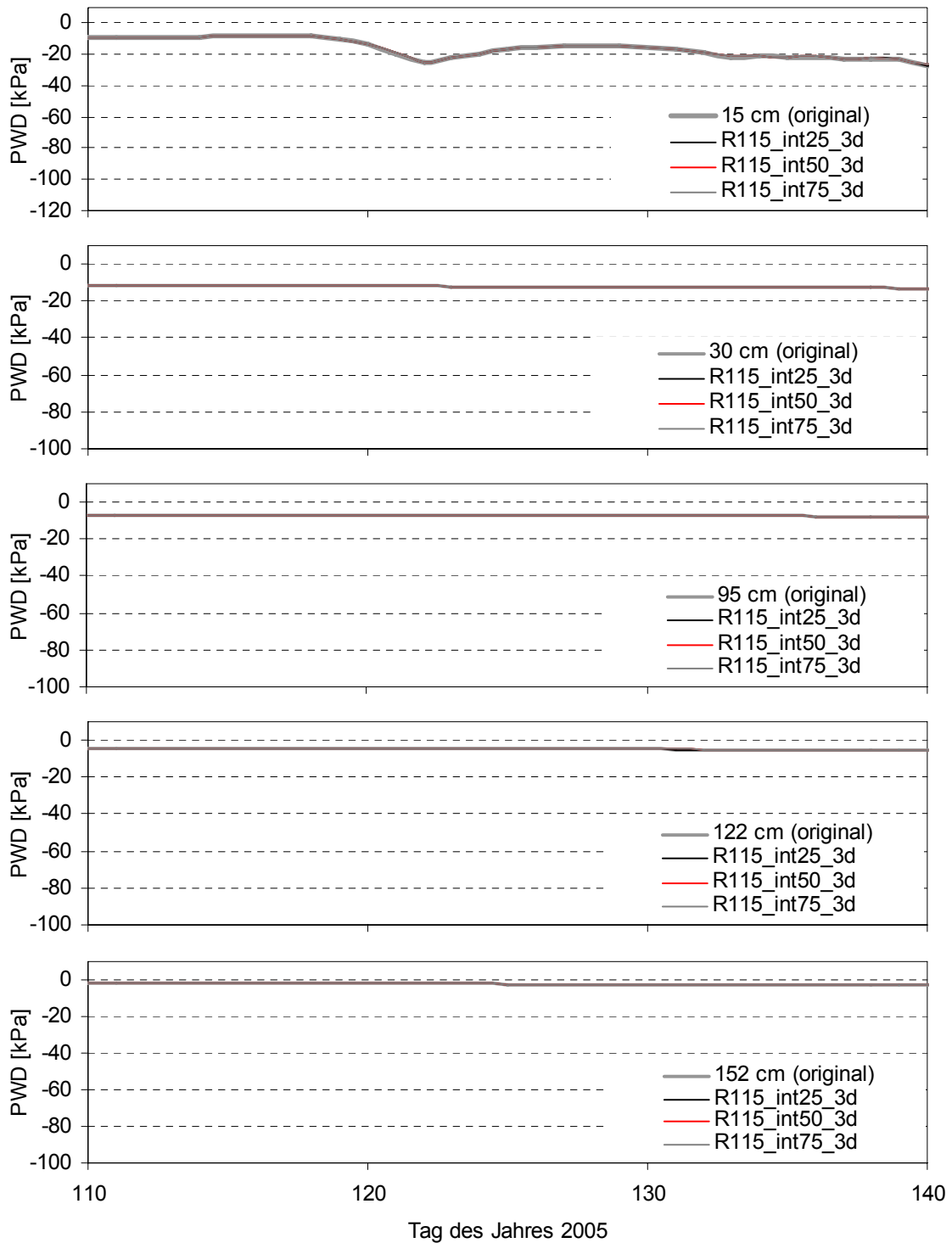


Abbildung 6-22: Simulation der Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für drei dreitägige Regenereignisse (ab Tag 115) mit Niederschlagsintensitäten von 25, 50 und 75 mm/Tag im Vergleich zur Referenzmodellierung (original)

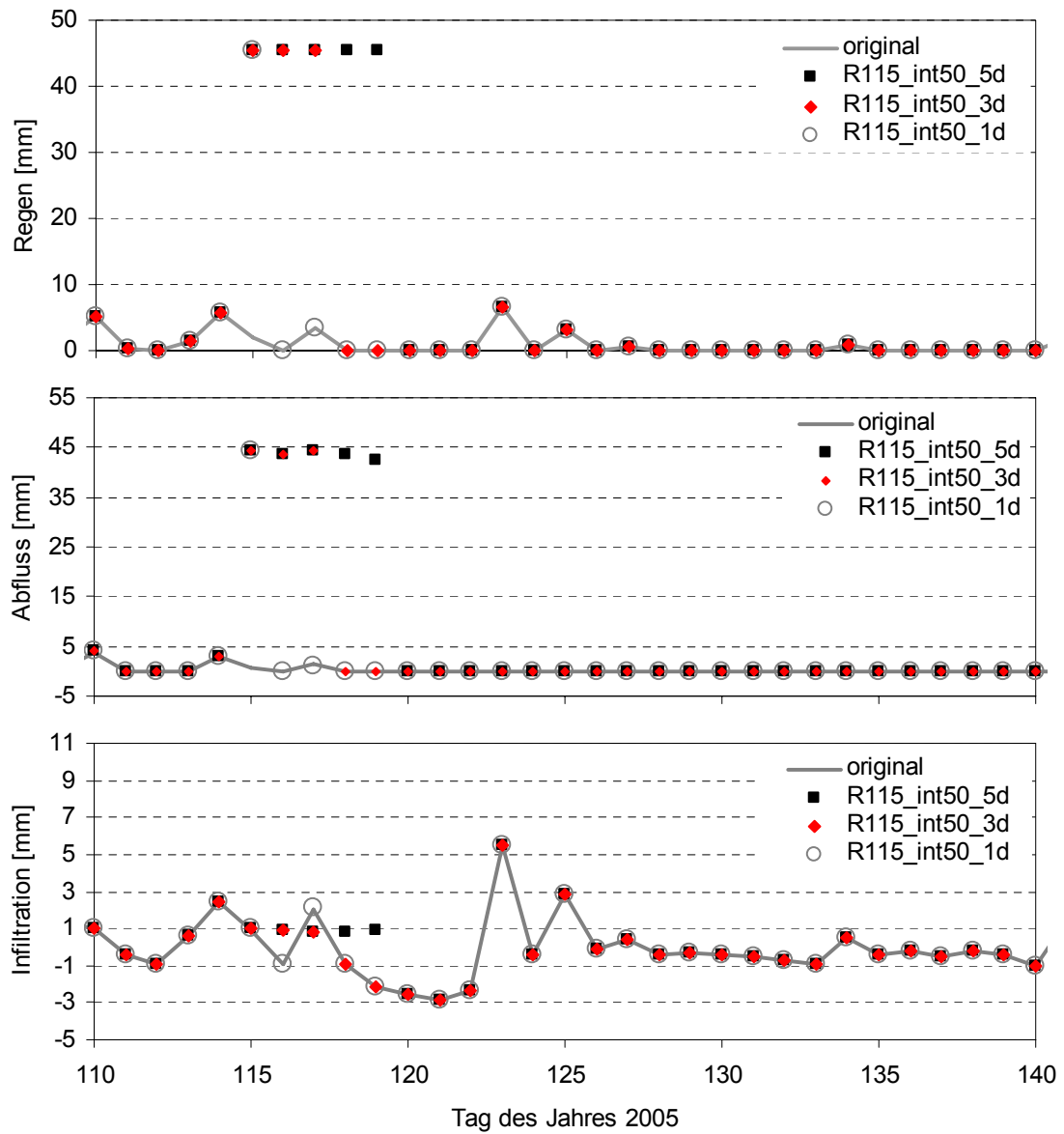


Abbildung 6-23: Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei Regenereignisse (ab Tag 115) mit einer Niederschlagsintensität von 50 mm/Tag und Regendauern von 1, 3 bzw. 5 Tagen im Vergleich zur Referenzmodellierung (original)



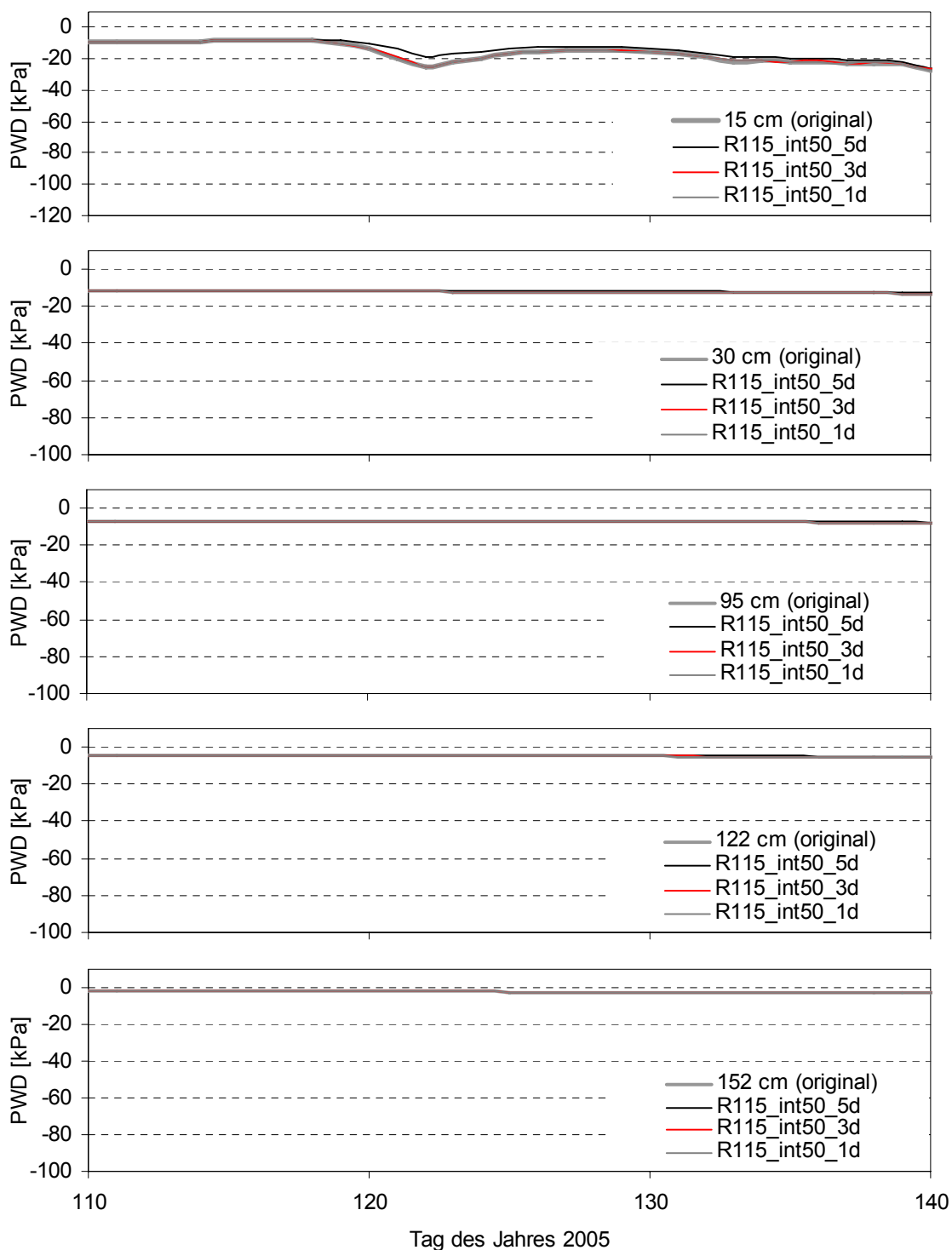


Abbildung 6-24: Simulation der Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für drei Regenereignisse (ab Tag 115) mit einer Niederschlagsintensität von 50 mm/Tag und Regendauern von 1, 3 bzw. 5 Tagen im Vergleich zur Referenzmodellierung (original)

### 6.5.6.2 simulierte Regenereignisse bei trockenen Bodenverhältnissen

Abbildung 6-25 zeigt die Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei dreitägige Regenereignisse (ab Tag 270) mit Niederschlagsintensitäten von 25, 50 und 75 mm/Tag im Vergleich zur Referenzmodellierung aus der saisonalen Modellierung. Es wird deutlich, dass auch hier durch die steigende Regenintensität vorwiegend die Abflussmengen gesteigert werden. Die Infiltration ist jedoch an allen Regentagen im Vergleich zur Referenzmodellierung erhöht. Die Grösse dieser erhöhten Infiltration ist auch hier unabhängig von der Regenintensität. Der Grund für das beobachtete Verhalten ist die maximale Durchlässigkeit der obersten Bodenschicht und wiederum der Wassergehalt in der obersten Bodenschicht. Die Schicht wird im Laufe des Niederschlags aufgesättigt und kann immer weniger Wasser aufnehmen. Der übrige Niederschlag fliesst ab. In Realität wäre das Infiltrationsverhalten etwas anders, da mit sinkenden Saugspannungen die Durchlässigkeit ansteigen würde. Da im Modell jedoch aus numerischen Gründen die Durchlässigkeit für die Humusschicht als konstant angesehen wird, spiegelt sich dies nicht in den Ergebnissen der Modellierung wieder. Die simulierten Porenwasserdrücke zeigen für alle Regenintensitäten gleiche Änderungen in allen Tiefen im Vergleich zur Referenzmodellierung (Abbildung 6-26). Dabei ist der Zeitpunkt der maximalen Porenwasserdruckdifferenz zwischen Regenereignissen und Originaldaten je nach Tiefe verschieden. Während die maximale Differenz in den oberen 30 cm unmittelbar nach Niederschlagsende zu beobachten ist, tritt sie in grösseren Tiefen erst bis zu 15 Tage nach Niederschlagsende auf. Schliesslich ist zu beobachten, dass bis zum Jahresende (Tag 365) die Porenwasserdrücke bei den simulierten Regenereignissen noch nicht wieder auf das Niveau der Originaldaten angestiegen sind.

Abbildung 6-27 zeigt die Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei Regenereignisse (ab Tag 270) mit einer Niederschlagsintensität von 50 mm/Tag und Regendauern von 1, 2 bzw. 3 Tagen im Vergleich zur Referenzmodellierung aus der saisonalen Modellierung. Hier ist die Infiltration im Vergleich zur Referenzmodellierung an den Tagen leicht erhöht, an denen es in Realität nicht geregnet hat (Tage 1 bis 4). Die simulierten Porenwasserdrücke zeigen für alle Regendauern Änderungen in allen Tiefen im Vergleich zur Referenzmodellierung (Abbildung 6-28). Dabei sind diese Änderungen für das drei- und das fünftägige Regenereignis ungefähr gleich gross und fallen beim eintägigen Ereignis in allen Tiefen um ca. 30% geringer aus. Dabei ist der Zeitpunkt der maximalen Porenwasserdruckdifferenz zwischen Regenereignissen und Originaldaten wiederum je nach Tiefe verschieden und auch hier ist zu beobachten, dass bis zum Jahresende (Tag 365) die Porenwasserdrücke bei den simulierten Regenereignissen noch nicht wieder auf das Niveau der Originaldaten angestiegen sind.

Anhand der Simulationen hat sich gezeigt, dass Regenereignisse bei relativ trockenen Bodenverhältnissen im Modell langfristige Auswirkungen in allen Tiefen auf die Hangsättigung zeigen. Dabei ist die Regenintensität bei gleicher Regendauer nicht von Bedeutung und die Regendauer bei gleicher Intensität hat bis zu einer Dauer von 3 Tagen einen Einfluss. Das simulierte Verhalten

konnte im Rahmen der Feldversuche nicht beobachtet werden (Kapitel 3.6.4). Niederschläge in Zeiten trockener Bodenverhältnisse zeigten dort nur Auswirkungen auf die Porenwasserdrücke der obersten Bodenschichten. Dies liegt wahrscheinlich darin begründet, dass solch starken Regenereignisse, wie im Modell simuliert, in der Realität nicht aufgetreten sind (siehe Kapitel 3.6.1) und so kein Vergleich zwischen Feld und Simulationsdaten gültig ist.

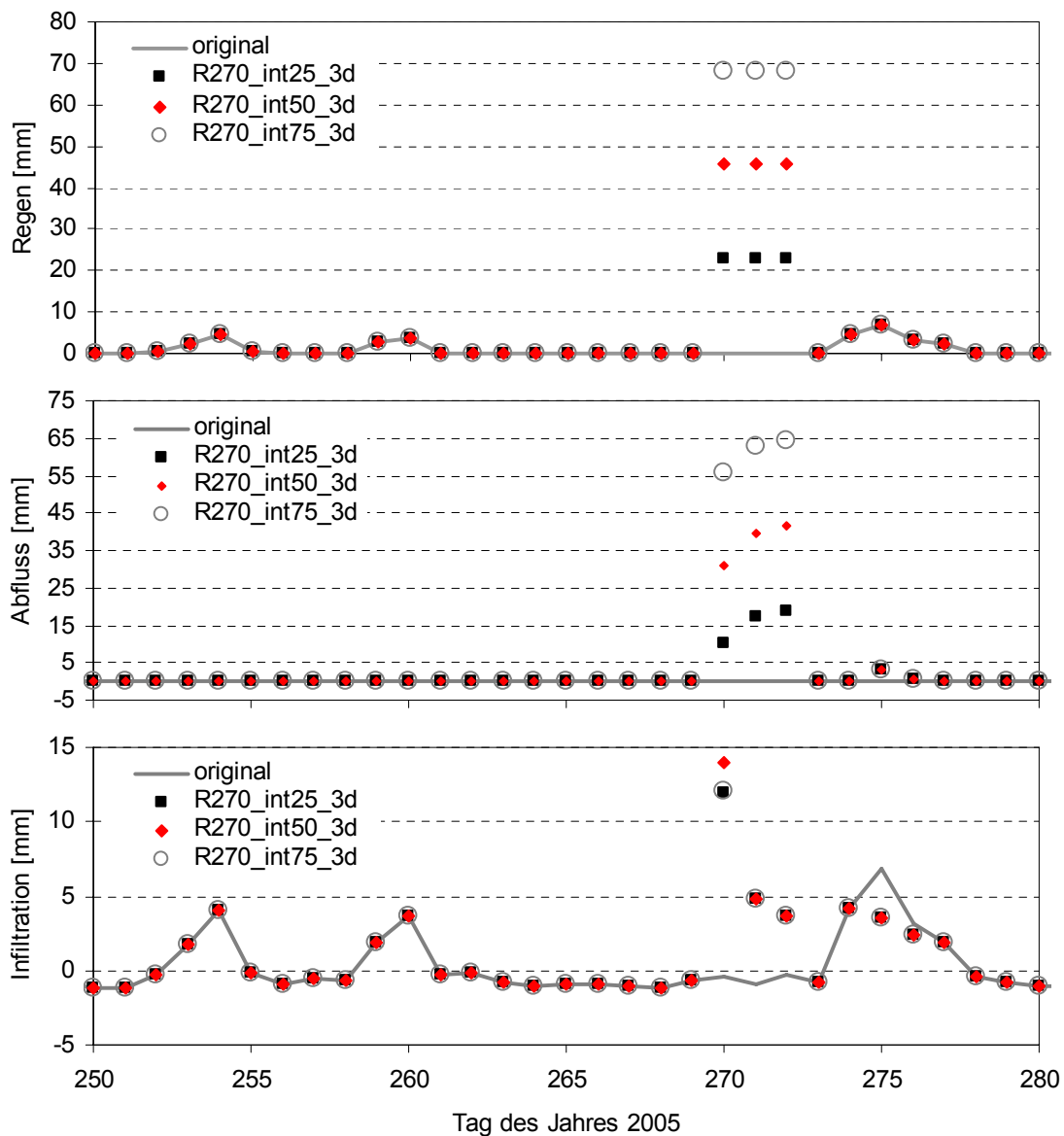


Abbildung 6-25: Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei dreitägige Regenereignisse (ab Tag 270) mit Niederschlagsintensitäten von 25, 50 und 75 mm/Tag im Vergleich zur Referenzmodellierung (original)

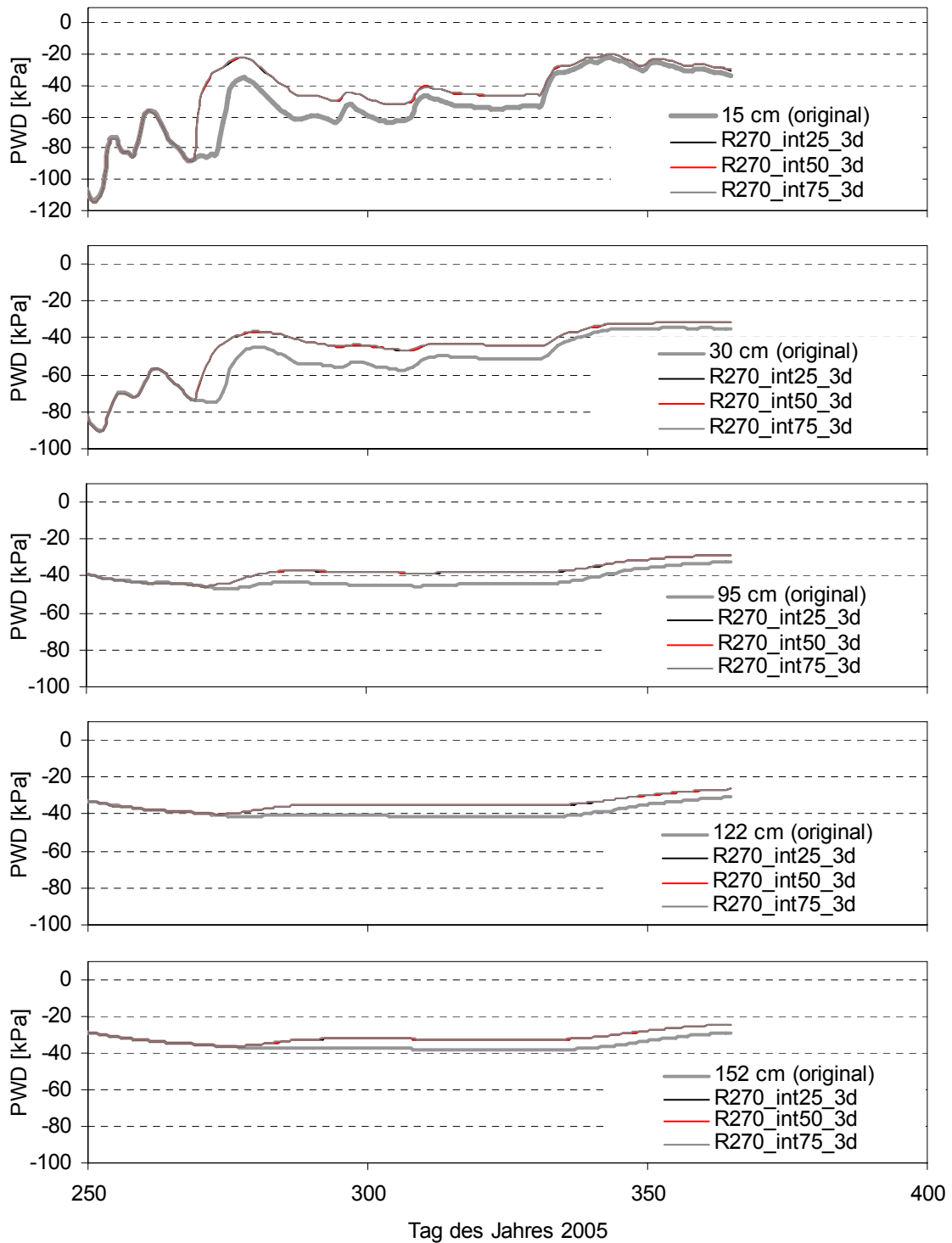


Abbildung 6-26: Simulation der Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für drei dreitägige Regenereignisse (ab Tag 270) mit Niederschlagsintensitäten von 25, 50 und 75 mm/Tag im Vergleich zur Referenzmodellierung (original)

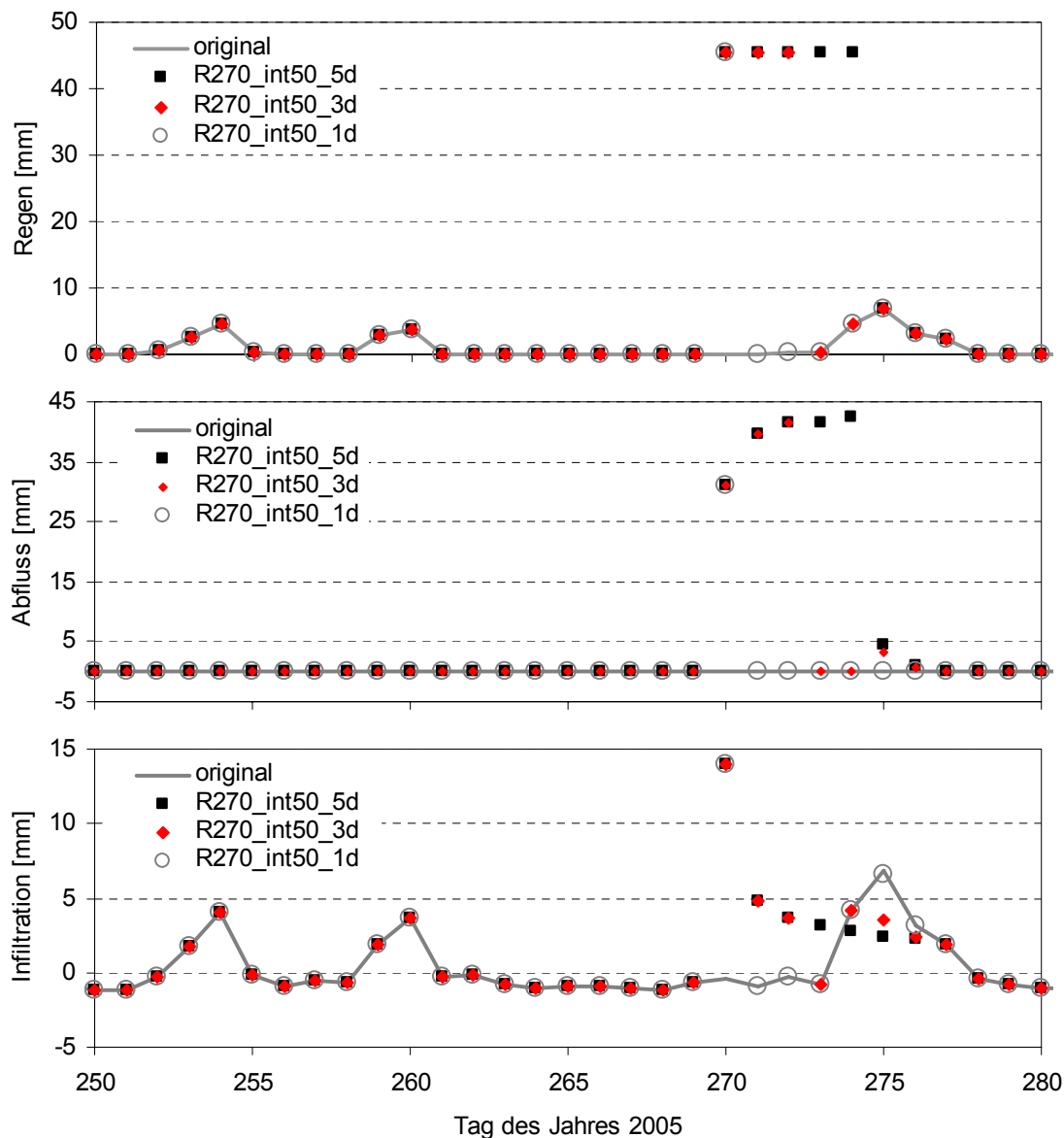


Abbildung 6-27: Simulation von Niederschlag, Abfluss und Infiltration für drei Regenereignisse (ab Tag 270) mit einer Niederschlagsintensität von 50 mm/Tag und Regendauern von 1, 3 bzw. 5 Tagen im Vergleich zur Referenzmodellierung (original)

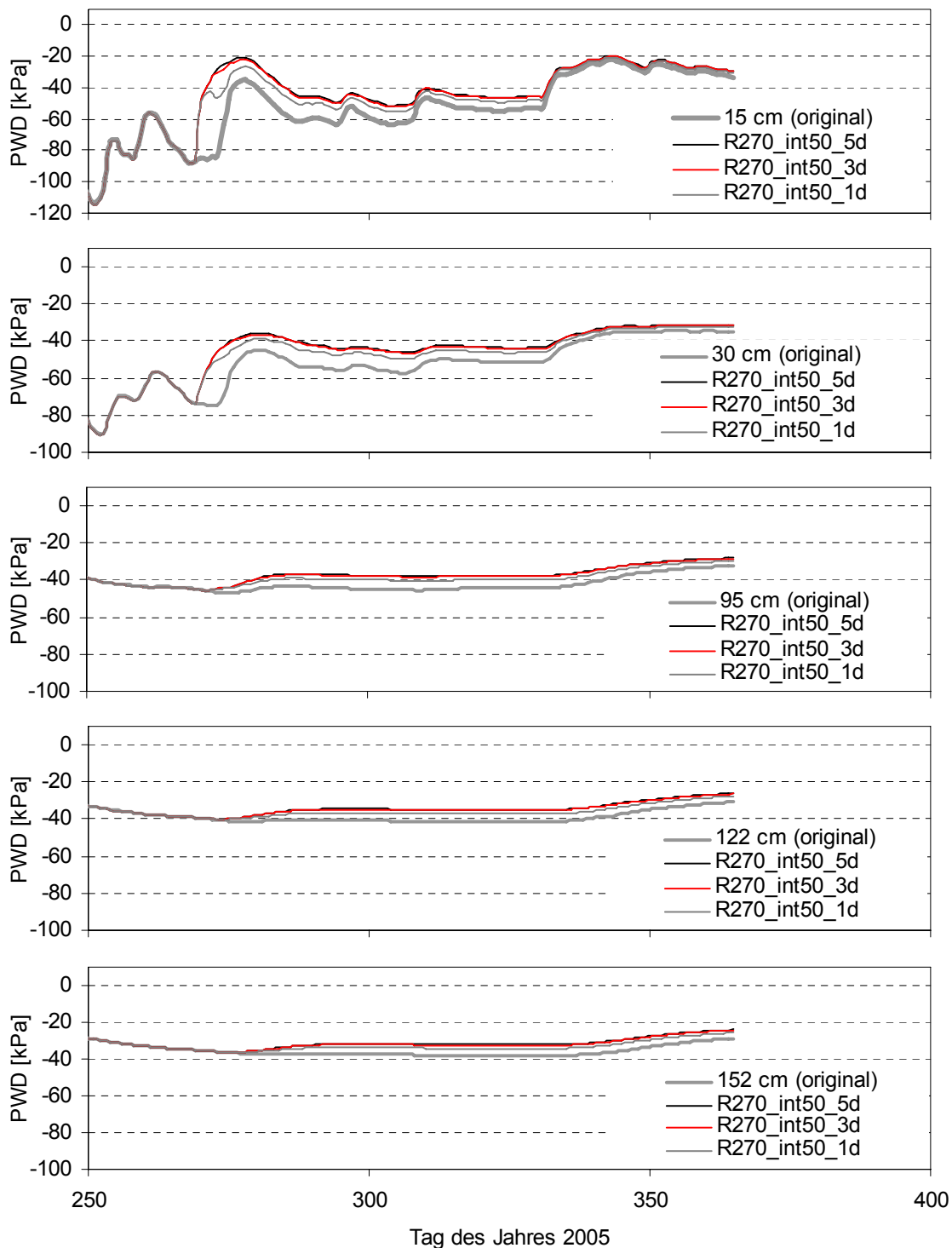


Abbildung 6-28: Simulation der Porenwasserdrücke in verschiedenen Tiefen im Bereich der unteren Messfelder für drei Regenereignisse (ab Tag 270) mit einer Niederschlagsintensität von 50 mm/Tag und Regendauern von 1, 3 bzw. 5 Tagen im Vergleich zur Referenzmodellierung (original)

## 6.6 Stabilitätsanalysen

Die Stabilitätsanalysen wurden mit der Methode nach Morgenstern & Price (1965) durchgeführt. Ein Vergleich mit den Berechnungsergebnissen unter Verwendung der alternativen Methoden zeigte keine bedeutenden Unterschiede im Sicherheitsfaktor und in der Form und Lage des massgebenden Bruchkörpers. Jedoch wurden mit der verwendeten Methode die minimalen Sicherheiten erhalten. Lage und Form der Scherflächen wurden dabei vom Programm selbständig lokalisiert. Die Materialparameter und das verwendete Stoffgesetz wurden bereits in Kapitel 6.4.3 beschrieben, die Porenwasserdrücke wurden aus den Vadose/W Berechnungen (Kapitel 6.5) für den jeweils betrachteten Zeitpunkt importiert.

Im Rahmen der Stabilitätsanalysen werden verschiedene Aspekte untersucht. Zunächst wird die saisonale Variation des Sicherheitsfaktors im Jahr 2005 berechnet. Für die Tage mit maximaler bzw. minimaler Stabilität wird der Einfluss des Wurzelwerks, des Winkels  $\varphi^b$  und des inneren Reibungswinkels des siltigen Sandes näher untersucht. Zum Schluss werden die Auswirkungen der in Kapitel 6.5 simulierten Starkregenereignissen auf den Sicherheitsfaktor näher betrachtet. Die Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungen sollen in den folgenden Unterkapiteln erläutert werden.

### 6.6.1 Saisonale Variation des Sicherheitsfaktors im Jahr 2005

Abbildung 6-29 zeigt die saisonale Variation des Sicherheitsfaktors im Jahr 2005. Pro Monat wurde eine Berechnung durchgeführt. Die Bruchkörper mit Lage des Gleitkreismittelpunktes für den jeweils ersten Tag im Monat sind in Anhang 5 dargestellt.

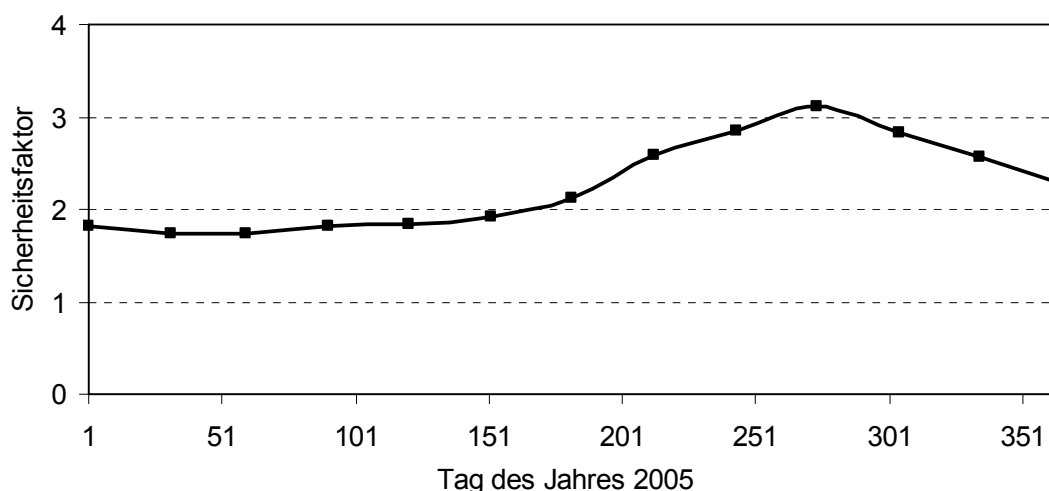


Abbildung 6-29: Saisonale Variation des Sicherheitsfaktors im Jahr 2005

Für alle Zeitpunkte des Jahres 2005 ist die Stabilität des Versuchshanges gewährleistet (Sicherheit > 1). Die minimale Sicherheit von 1.735 wird am 1. Februar berechnet, die maximale von 3.113 am 1. Oktober. Vergleicht man den zeitlichen Verlauf des Sicherheitsfaktors mit dem Verlauf der Porenwasserdrücke (Abbildung 6-14 und Abbildung 6-15) zeigt sich ein eindeutiger Zusammenhang. Die Stabilität ist dann genau am grössten, wenn auch die Saugspannungen im Hang die grössten Werte aufweisen. Diese Beobachtung stimmt mit der aller in Kapitel 6.2.1 erwähnten Autoren überein. Im Anhang 5 wird ersichtlich, dass mit den höchsten Sicherheitsfaktoren auch die kleinsten Bruchkreise einhergehen, dabei können die Bruchkörper zu jedem Zeitpunkt in der oberen Hälfte des steileren Hangabschnitts lokalisiert werden.

### 6.6.2 Einfluss der Vegetation

An den Zeitpunkten mit minimaler und maximaler Stabilität (1. Februar und 1. Oktober) wird der Einfluss der Vegetation auf die Stabilität untersucht. Die Vegetation beeinflusst die Stabilitätseigenschaften des Bodens nicht nur durch die Veränderung des Wasserhaushalts sondern das Wurzelwerk hält den Boden in den oberen 30 cm ähnlich einer Kohäsion zusammen. Abbildung 6-30 zeigt, dass in Zeiten grosser Sättigung die Kohäsion der Humusschicht nur einen geringen Einfluss auf den Sicherheitsfaktor hat. In Zeiten niedriger Sättigung ist dieser Einfluss von grösserer Bedeutung. Eine Verdoppelung der angesetzten Kohäsion von 15 auf 30 kPa lässt den Sicherheitsfaktor um ca. 7% steigen, eine Reduktion auf 0 kPa vermindert ihn um ca. 10%. Ist die Kohäsion bei 45 kPa angesetzt, vermindert sich der Sicherheitsfaktor im Vergleich zum Ursprungszustand. Dies liegt darin begründet, dass laut den Berechnungen in diesem Fall ein anderer massgebender Bruchkörper zum Tragen kommt, dessen Sicherheitsfaktor kleiner ist.

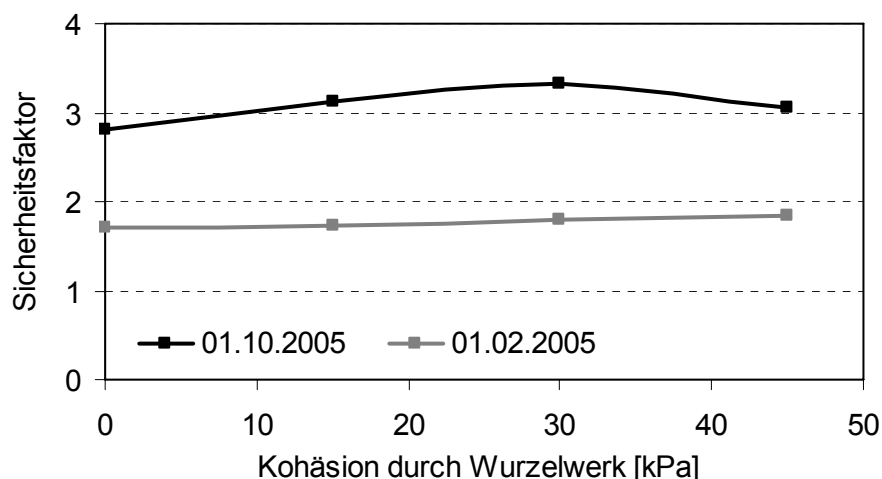


Abbildung 6-30: Einfluss der Vegetation auf die Stabilität am 01.02.2005 und am 01.10.2005



### 6.6.3 Einfluss des Modellparameters $\varphi^b$

Ebenfalls an den Zeitpunkten mit minimaler und maximaler Stabilität wird der Einfluss des Winkels  $\varphi^b$  auf die Stabilität untersucht. Der Tangens dieses Winkels stellt den Faktor dar, mit der die vorhandene Saugspannung multipliziert und zur gesättigten Scherfestigkeit addiert zur Stabilität beiträgt. Abbildung 6-31 zeigt, dass in Zeiten grosser Sättigung die Grösse des Winkels  $\varphi^b$  nur einen geringen Einfluss auf den Sicherheitsfaktor hat. Dies ist zu erwarten, da auch die Saugspannungen zu dem Zeitpunkt sehr gering sind und ihr Einfluss somit nicht gross sein kann. In Zeiten niedriger Sättigung ist die Grösse des Winkels  $\varphi^b$  von grosser Bedeutung. Der Sicherheitsfaktor steht mit dieser im fast linearen Zusammenhang, was auch beispielsweise von Fourie et al. (1999) beobachtet wurde.

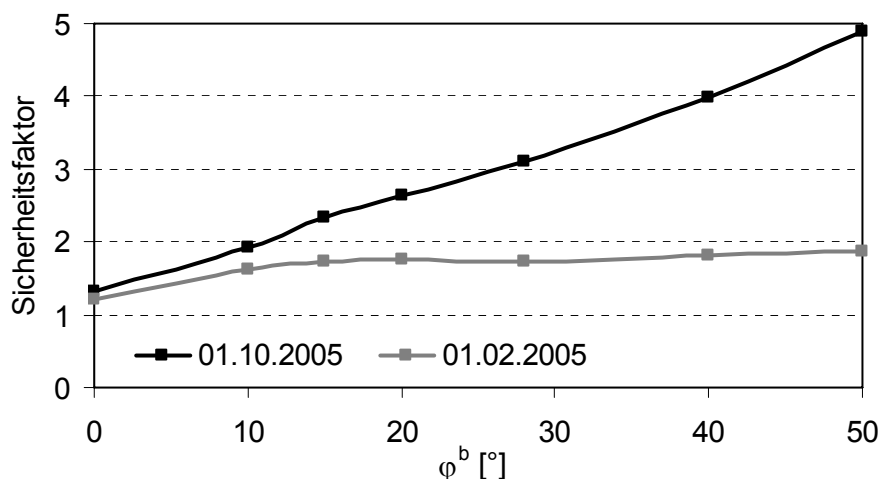


Abbildung 6-31: Einfluss des Winkels  $\varphi^b$  auf die Stabilität am 01.02.2005 und am 01.10.2005

Interessante Beobachtung in diesem Zusammenhang ist die Tatsache, dass bei Vernachlässigung des Einflusses der Saugspannungen ( $\varphi^b=0$ ) der untersuchte Hang im ungünstigsten Fall lediglich eine Sicherheit gegen Versagen von 1.209 aufweist. Beachtet man die Tatsache, dass es sich bei allen in das Modell eingegangenen Parametern um kritische Werte handelt und nicht um Bemessungswerte, ist laut dem Verfahren der Globalsicherheit mindestens ein Faktor von 1.3 verlangt, um den Hang als sicher einzustufen. Die Bedeutung der ungesättigten Bodenmechanik wird hieran deutlich.

#### 6.6.4 Einfluss von Starkregenereignissen auf den Sicherheitsfaktor

Für die in Kapitel 6.5.6 untersuchten Starkregenereignisse wird die Entwicklung des Sicherheitsfaktors ab Niederschlagsbeginn untersucht.

Abbildung 6-32 zeigt den Einfluss des Starkregenereignis R115\_int50\_5d auf den Sicherheitsfaktor. Stabilitätsberechnungen auf Grundlage der veränderten Porenwasserdruckverteilung (siehe Abbildung 6-24) werden mit Berechnungen auf Grundlage der Originaldaten bezüglich der Saugspannungsverteilung verglichen. Es wird deutlich, dass der Sicherheitsfaktor in Zeiten grosser Bodensättigung durch das Regenereignis fast nicht beeinflusst wird.

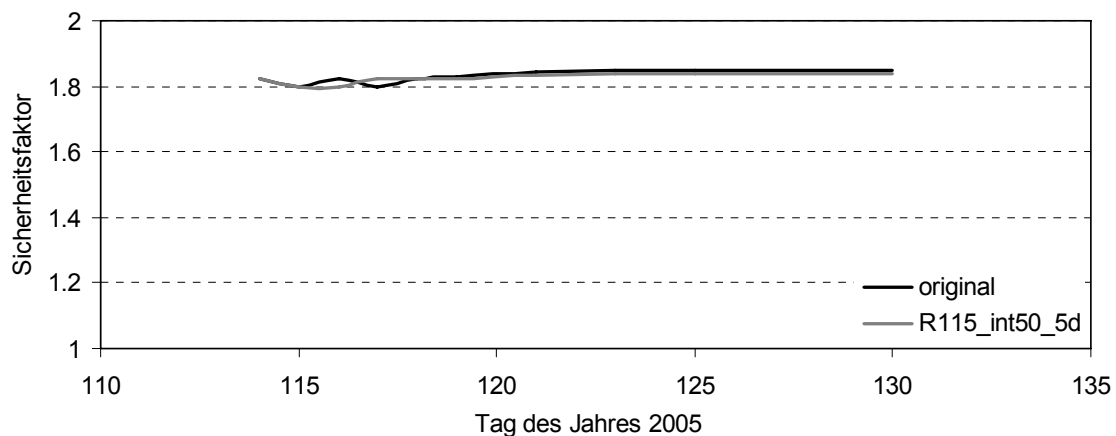


Abbildung 6-32: Einfluss von Starkregenereignis R115\_int50\_5d auf den Sicherheitsfaktor

Abbildung 6-33 zeigt den Einfluss der Starkregenereignis R270\_int50\_1d und R270\_int50\_3d auf den Sicherheitsfaktor. Stabilitätsberechnungen auf Grundlage der veränderten Porenwasserdruckverteilung (siehe Abbildung 6-28) werden wiederum mit Berechnungen auf Grundlage der Originaldaten verglichen. Der Sicherheitsfaktor in Zeiten niedriger Bodensättigung zeigt sich als durch die Regenereignisse stark beeinflussbar.

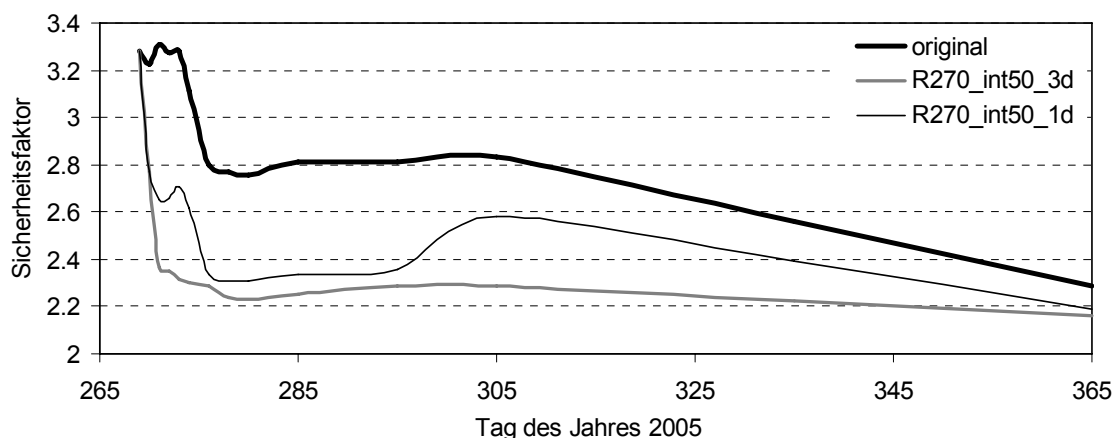


Abbildung 6-33: Einfluss der Starkregenereignisse R270\_int50\_1d und R270\_int50\_3d auf den Sicherheitsfaktor

Durch das dreitägige Ereignis wird er zeitweise um bis zu 30% vermindert. Diese maximale Scherfestigkeitsdifferenz tritt unmittelbar nach Niederschlagsende auf, was auch von anderen Autoren (Gasmo et al., 2000a; Rahardjo et al., 2000) beobachtet wurde. Mit einem minimalen Sicherheitsfaktor von 2.235 für das dreitägige Ereignis kommt es jedoch zu keiner Zeit zu Stabilitätsproblemen. Wie auch bezüglich der Saugspannungen (Abbildung 6-28) haben die Regenereignisse auch auf die Stabilität des Hanges Auswirkungen, die über das Ende des Jahres 2005 hinausgehen.



# 7 Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Empfehlungen

## 7.1 Zusammenfassung der durchgeführten Arbeiten

Im Rahmen der vorliegenden Dissertation wurde der Einfluss von Niederschlägen auf die Stabilität eines Versuchshanges, in dessen unmittelbarer Umgebung bereits häufig Instabilitäten auftraten, näher betrachtet. Dabei wurde zunächst die Geometrie des ausgewählten Hanges bestimmt und daraufhin ein Bodenmodell unter geologischen Aspekten und auf Grundlage von geophysikalischen und geotechnischen Untersuchungsergebnissen erstellt. Im unteren Hangbereich wurde ein 15 mal 13 m grosses Messfeld eingerichtet, um in einem zwei Jahre dauernden Feldversuch den Hang meteorologisch zu überwachen und den Wasserhaushalt des Bodens zu beobachten. In der Mitte des Messfelds wurde dafür eine meteorologische Messstation mit Regenmessern, Thermometer, Barometer und Instrumenten zur Messung von Luftfeuchtigkeit, Windgeschwindigkeit und Sonnenstrahlung aufgestellt und die Bodentemperatur wurde dort in verschiedenen Tiefen gemessen. Unterhalb des Messfelds wurde der Oberflächenabfluss in einer Regenrinne gesammelt und mit Hilfe eines Überfallwehres erfasst. Oberhalb wurden Piezometer installiert, um lokale Wasserspiegel zu überwachen und in den vier Ecken des Messfelds wurden in verschiedenen Tiefen Tensiometer und TDR-Sonden installiert, um Saugspannungen und volumetrischen Wassergehalt des Bodens kontinuierlich zu beobachten.

Im Rahmen eines Laborprogramms wurden die Materialparameter der vorliegenden Böden bestimmt. Dabei wurde der Schwerpunkt auf die Bestimmung der Wasserretentionskurven, der Wasserdurchlässigkeit sowie der Scherfestigkeit in ungesättigten Verhältnissen gelegt. Die experimentelle Bestimmung der Wasserretentionskurven erfolgte im Pressure Plate Extractor, in Tempe-Zellen und in Fredlund-Zellen nach dem Prinzip der Achsenverschiebung und gleichzeitig wurden Durchlässigkeitsmessungen nach der multi-step-outflow-Methode durchgeführt. Die Scherfestigkeit wurde an aufbereiteten Proben im Rahmen von Triaxialversuchen an gesättigten siltigen Sandproben und saugspannungskontrollierten Direktscherversuchen an gesättigten und ungesättigten Proben des siltigen und tonigen Sands untersucht.

Im Anschluss an die Feld- und Laborversuche gingen die darin gewonnenen Erkenntnisse in eine zweidimensionale numerische Modellierung des Wasserhaushalts und eine Stabilitätsanalyse für den untersuchten Hang ein. Die Geometrie des Geländemodells bzw. der Verlauf der Bodenschichten ergaben sich aus dem im Rahmen der Feldversuche bestimmten Bodenmodell, die Materialparameter wurden auf Basis der Laborergebnisse gewählt. Besonders zu erwähnen ist dabei die angesetzte scheinbare Kohäsion für die Humusschicht zur Berücksichtigung der Bodenverwurzelung. Als Anfangsbedingung wurde Vollsättigung des Bodens angenommen. Bezüglich der Randbedingungen wurden am oberen Modellrand meteorologische Feldmessdaten bzw. generierte Regenereignisse in Form von Wetterrandbedingungen angesetzt. An den Seitenrändern des Modells konnte das Wasser im Rahmen der lokal und temporal herrschenden hydraulischen Leitfähigkeit frei ein- und ausfließen, die Grenzfläche zwischen lockerem Boden und Sandstein wurde als dicht angesehen. Die Kalibrierung des Modells erfolgte anhand der Feldmessdaten des Jahres 2005, die Validierung anhand der Daten des Jahres 2006. Das saisonale Verhalten sowie der Einfluss von Starkregenereignissen mit unterschiedlichem Niederschlagscharakter wurde im Hinblick auf Wasserhaushalt und Stabilität berechnet. Des Weiteren wurde der Einfluss des Wurzelwerks und die Bedeutung von Saugspannungseffekten untersucht.

## **7.2 Erkenntnisse aus den durchgeführten Arbeiten**

Die wichtigsten Erfahrungen und Erkenntnisse, zu denen die vorliegende Arbeit beigetragen hat, sollen im Folgenden zusammengefasst werden, um daraus allgemeine Schlussfolgerungen zu ziehen und darauf aufbauend Empfehlungen für weitere Forschungstätigkeiten auszusprechen.

### **7.2.1 Erkenntnisse bezüglich der Feldversuche**

Bei der Ermittlung des Bodenmodells hat sich die Kombination aus geotechnischen und geophysikalischen Methoden als besonders geeignet dafür gezeigt, ein dreidimensionales Bild des Untersuchungsgebiets zu erstellen. Nicht nur die Schichtung des Bodens, sondern auch der räumliche Bodenfeuchtezustand zum Messzeitpunkt kann so zerstörungsfrei bestimmt werden und Hinweise auf räumliche Effekte bezüglich des hydrologischen Hangverhaltens liefern. Geophysikalische Methoden bieten somit Möglichkeiten, die in Zukunft vermehrt bei der Untersuchung niederschlagsbedingter Instabilitäten genutzt werden sollten.

Bei der Instrumentierung des Versuchshangs hat sich besonders die Kombination aus TDR-Sonden und Tensiometern bewährt, wobei allerdings die Begrenzung der erfassbaren Saugspannungen auf 80-100 kPa nicht optimal ist und im Hinblick auf weitere Untersuchungen alternative Messmethoden für die oberste Bodenschicht eingesetzt werden sollten.

Wichtigste hydrologische Erkenntnis ist das saisonal zweiphasige Hangverhalten bezüglich der Bodenfeuchte, welche einen typischen Sommer- und einen typischen Wintercharakter aufweist. Im Sommer schwankt die Bodenfeuchte der obersten Schicht stark in Abhängigkeit der Wettereinflüsse, in grösseren Tiefen nimmt sie dagegen kontinuierlich ab, während die Saugspannungen kon-

tinuierlich steigen. Da in der oberen Bodenschicht permanent grössere Saugspannungen vorherrschen als in der tieferen, wird das Wasser nach oben gesaugt. Zum Winter hin nehmen die Temperaturen ab, die Evapotranspirationsrate sinkt und durch Regenereignisse kann die oberste Schicht dauerhaft aufgesättigt werden. Durch weitere Regenereignisse wird das Wasser auch bis in grössere Tiefen infiltriert, dabei erfolgt die Aufsättigung im siltigen Sand eher stufenhaft, im tonigen Sand eher kontinuierlich. In den unteren Bodenschichten herrschen permanent grössere Saugspannungen als in den oberen und das Wasser wird kontinuierlich nach unten gesaugt. Temporär wurden im Winter auch volumetrische Wassergehaltsschwankungen ohne korrespondierende Saugspannungsschwankungen beobachtet. Dies deutet auf lokal positive Wasserdrücke hin, wobei hangparalleles Fliessen auftreten kann.

Auch bezüglich des Einflusses von Regenereignissen zeigt sich eine typische Sommer- und Wintercharakteristik. Ist die oberste Bodenschicht relativ gesättigt (im Winter), wird das infiltrierende Regenwasser bis in die unteren Bodenschichten weitergeleitet und verursacht eine relativ kleine Aufsättigung und somit eine Reduktion der Saugspannungen in allen Tiefen. Ist die oberste Bodenschicht dagegen trocken (im Sommer) und somit auch die Wasseraufnahmefähigkeit gross, verursacht ein Niederschlagsereignis vor allem eine Reduktion der Saugspannungen in der obersten Bodenschicht. Die Saugspannungsänderung korreliert in beiden Fällen positiv mit der Niederschlagsmenge.

Weitere Feldbeobachtung decken sich mit allgemein bekannten hydrologischen und bodenphysikalischen Erkenntnissen. Der Jahresgang der Bodentemperatur gleicht einer Sinuskurve, wobei sich die witterungsbedingten Schwankungen in den oberflächennahen Bodenhorizonten stärker auswirken. Die Amplitude dieser Sinusschwingung nimmt mit zunehmender Bodentiefe ab. Temperaturmaximum und -minimum treten umso später ein, je tiefer der Messhorizont liegt (Phasenverschiebung). Die Analyse der Niederschlagscharakteristik zeigt, dass die mittlere Regenintensität mit längerer Dauer des Ereignisses abnimmt und die Gesamtregenmenge mit der Dauer des Ereignisses ansteigt. Bezüglich der Evapotranspiration treten im Sommer starke Tagesschwankungen auf, während im Winter auch tagsüber die Evapotranspirationsrate sehr niedrig ist und nur kleine Schwankungen auftreten. Der Jahresgang gleicht einer Sinuskurve. Die Menge des Oberflächenabflusses hängt von der Durchlässigkeit der Bodenoberfläche ab. Ist der Boden sehr trocken, ist die Durchlässigkeit gering und der Abfluss gross, sättigt sich der Boden im Verlauf des Regenereignisses auf, steigt die Durchlässigkeit und mehr Wasser wird infiltriert. Sättigt sich der Boden jedoch komplett auf und kann kein weiteres Wasser aufnehmen, nimmt die Abflussmenge wieder zu. Eine Gegenüberstellung von Abfluss- und Niederschlagsdaten zeigt, dass Gesamtniederschlag und Gesamtoberflächenabfluss und auch maximaler Oberflächenabfluss und maximale Regenintensität positiv miteinander korrelieren.

### **7.2.2 Ergebnisse der Laborversuche**

Die Wasserretentionskurven des siltigen und des tonigen Sands zeigen eine Hysterese bezüglich Austrocknung und Aufsättigung und sind gekennzeichnet durch Lufteintrittswerte von 5 kPa bzw. 8 kPa und residualen Wassergehalten

von ca. 0.05 bzw. 0.1. Die Volumenänderungen aufgrund der Saugspannungen sind dabei als gering einzustufen. Im Gegensatz dazu zeigen die im Feld gemessenen Wasserretentionskurven keine eindeutige Hysterese und auch Lufteintrittswerte und Kurvenform unterschieden sich von den Laborergebnissen. Dies liegt daran, dass bezüglich der Feldversuche jeweils Tensiometer- und TDR-Daten gegenübergestellt wurden, die aber in Realität nicht den exakt gleichen Bodenbereich erfassen. Die Durchlässigkeit beider Böden verkleinert sich sehr stark mit steigender Saugspannung. Beim siltigen Sand ist für eine Saugspannung von 100 kPa die Durchlässigkeit mehr als 10000-fach verkleinert gegenüber dem gesättigten Zustand, beim tonigen Sand fast 1000-fach.

Die Triaxialversuche liefern für die gestörten, gesättigten siltigen Sandproben ein  $c'$  von 0 kPa und einen inneren Reibungswinkel von  $37.4^\circ$ . Die Ergebnisse der Direktscherversuche ergeben innere Reibungswinkel von  $31^\circ$  für den tonigen Sand und  $39^\circ$  für den siltigen Sand. Durch den Einfluss der Saugspannungen wird die maximale Scherfestigkeit erhöht und diese Erhöhung wächst nichtlinear mit steigender Saugspannung. Die maximale Scherfestigkeit von gestörten und ungestörten Proben ist nahezu identisch, was bedeutet, dass die Bodenstruktur keinen grossen Einfluss auf die Scherfestigkeit hat. Mit steigender Saugspannung nimmt die maximale Dilatanz nichtlinear zu.

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen geben bereits einen Hinweis darauf, dass relativ kleine Sättigungsänderungen, zum Beispiel durch Niederschlag verursachte Aufsättigung des Bodens, relativ grosse Änderungen bezüglich Durchlässigkeit und Saugspannungen verursachen können, was wiederum die Scherfestigkeit des Bodens beeinflusst.

### 7.2.3 Erkenntnisse bezüglich der Modellierung

Die Qualität des auf Basis der Feld- und Laborversuche erstellten Modells kann als sehr gut beurteilt werden, da das Modell mit der im Rahmen der Kalibrierung optimierten Parameterwahl im Stande war, die Feldmessdaten wiederzugeben und die saisonalen Bodenfeuchteänderungen korrekt zu berechnen. Die im Modell verwendeten Durchlässigkeiten liegen oberhalb der Laborwerte. Es wird daran deutlich, dass die im Labor bestimmte Durchlässigkeit die Feldbedingungen aufgrund Nichterfassens bevorzugter Fliesswege nicht korrekt widerspiegeln kann und somit für zukünftige Modellierungen Feldmessdaten vorhanden sein sollten.

Für alle Zeitpunkte des Jahres 2005 war die Stabilität des Versuchshanges gewährleistet. Die Stabilität ist dann genau am grössten, wenn auch die Saugspannungen im Hang die grössten Werte aufweisen. Mit den höchsten Sicherheitsfaktoren gingen auch die kleinsten Bruchkreise einher, die in der oberen Hälfte des steileren Hangabschnitts lokalisiert werden können.

Simulationen von Niederschlagsereignissen haben gezeigt, dass ein Regen bei hoher Bodensättigung keine signifikante weitere Aufsättigung erzeugt, was auch im Rahmen der Feldversuche beobachtet wurde. Ausserdem haben simulierte Regenereignisse bei relativ trockenen Bodenverhältnissen im Modell in allen Tiefen langfristige Auswirkungen auf die Hangsättigung. Dabei ist die Regenintensität bei gleicher Regendauer nicht von Bedeutung und die Regendauer



er bei gleicher Intensität hat nur bis zu einer Dauer von 3 Tagen einen Einfluss. Letzteres konnte im Rahmen der Feldversuche nicht beobachtet werden. Niederschläge in Zeiten trockener Bodenverhältnisse zeigten dort nur Auswirkungen auf die Porenwasserdrücke der obersten Bodenschichten. Dies liegt wahrscheinlich darin begründet, dass solch starke Regenereignisse, wie im Modell simuliert, in der Realität nicht aufgetreten sind und so kein Vergleich zwischen Feld und Simulationsdaten gültig ist. Es wurde deutlich, dass der Sicherheitsfaktor in Zeiten grosser Bodensättigung durch das Regenereignis fast nicht beeinflusst wird. Der Sicherheitsfaktor in Zeiten niedriger Bodensättigung zeigt sich hingegen als durch die Regenereignisse stark beeinflussbar, die maximale Scherfestigkeitsdifferenz tritt unmittelbar nach Niederschlagsende auf.

In Zeiten grosser Sättigung hat die Kohäsion der Humusschicht und die Grösse des Winkels  $\varphi^b$  (Einfluss der Saugspannungen nach Fredlund et al. (1978)) nur einen geringen Einfluss auf den Sicherheitsfaktor. In Zeiten niedriger Sättigung ist dieser Einfluss von grösserer Bedeutung. Der Sicherheitsfaktor steht in dem Fall mit der Grösse des Winkels  $\varphi^b$  im fast linearen Zusammenhang. Bei Vernachlässigung des Einflusses der Saugspannungen ( $\varphi^b=0$ ) hat der untersuchte Hang im ungünstigsten Fall lediglich eine Sicherheit gegen Versagen von 1.2, was nach dem Verfahren der Globalsicherheit als nicht sicher einzustufen ist. Die Bedeutung der ungesättigten Bodenmechanik wird hieran deutlich.

#### **7.2.4 Schlussfolgerungen**

Die vorliegende Arbeit hat einen Beitrag geleistet, das Verständnis für das Verhalten von ungesättigtem Boden in Hängen zu erweitern. Die angewendete Kombination von Feld- und Laborversuchen mit computerunterstützter Modellierung von Wasserhaushalt und Stabilität hat sich dabei als sehr geeignet herausgestellt, da es möglich war, das beobachtete Hangverhalten mit Hilfe der Computermodelle und auf Basis der Laborergebnisse korrekt wiederzugeben. Ähnlich umfangreiche und auch erfolgreiche Untersuchungen eines Hanges konnten in der Literatur bisher nicht gefunden werden und sind somit ein wertvoller Beitrag zum Stand der Forschung. Hauptkenntnis ist, dass die Bodensättigung einen starken Einfluss auf die Stabilität des untersuchten und somit auch auf andere Hänge mit ähnlicher Bodenstruktur hat. Obwohl der untersuchte Hang zu jedem Zeitpunkt stabil war, haben die Stabilitätsanalysen gezeigt, dass sich der Sicherheitsfaktor bei Vollsättigung dem kritischen Wert nähert. Viele natürliche Hänge sind steiler als der untersuchte Hang, so dass sie unter völlig gesättigten Verhältnissen nicht stabil wären. In ihrer Entstehungsgeschichte haben sie nie eine volle Aufsättigung erfahren. Durch den Klimawandel und die damit einhergehende Anhäufung von Extremereignissen bzw. extrem nassen oder trockenen Zeitperioden ist es jedoch wahrscheinlich, dass diese Hänge ihre kritische Sättigung einmal erreichen und dann versagen.

#### **7.3 Empfehlungen für zukünftige Forschungstätigkeiten**

Aufbauend auf diese Arbeit sollten einige Aspekte weiter vertieft werden. Bezüglich der Feldversuche sollte am Versuchshang die "in situ" Durchlässigkeit

bestimmt werden, um den Einfluss bevorzugter Fliesswege zu quantifizieren. Des Weiteren wäre es sinnvoll, den Einfluss von Starkregenereignissen zu untersuchen, wofür der Hang künstlich beregnet werden kann. Saugspannungen in der obersten Bodenschicht, die im Sommer den Messbereich der Tensiometer überschreiten, könnten mit geeigneteren Messmethoden erfasst werden. Ein hierfür in Frage kommendes Gerät ist das Equitensiometer, welches den volumetrischen Wassergehalt eines Keramikkörpers misst, womit indirekt auf die dort herrschenden Saugspannungen geschlossen werden kann. Das Versuchsprogramm im Labor sollte im Hinblick auf die Verwendung komplexerer Stoffgesetze zu Modellierung des Bodenverhaltens erweitert werden. Triaxialversuche oder Versuche im Hollow Cylinder an ungesättigten Bodenproben wären geeignet, nicht nur die Scherfestigkeit sondern auch das Deformationsverhalten besser zu erfassen. Räumliche Effekte bezüglich des Wasserhaushalts und der Stabilität sollten durch dreidimensionale Modellierung überprüft werden. Die Stabilitätsmodellierung sollte dabei bevorzugt unter Verwendung elasto-plastischer Stoffgesetze erfolgen.

Am Institut für Geotechnik der ETH Zürich ist zu diesem Zeitpunkt ein Forschungsprojekt angelaufen, das die oben erwähnten Punkte aufgreifen soll. Der Fokus liegt dabei insbesondere in der Beschreibung des Bodenverhaltens durch elasto-plastische Stoffgesetze und die dazugehörige Ermittlung der Modellparameter auf Basis komplexerer Laborversuche.

Generell sollten die im Rahmen der Arbeit gewonnenen Erkenntnisse im Hinblick auf ein optimales Risikomanagement bezüglich Naturgefahren berücksichtigt werden. Aufbauend auf die vorliegende Arbeit sollten deshalb Parameterstudien in Form weiterer Modellierungen an hypothetischen Hängen durchgeführt werden. Dabei sollten insbesondere Faktoren wie Hanggeometrie, Bodenschichtung, Materialparameter der vorliegenden Böden, Vegetation und Anfangs- und Randbedingungen variiert werden.

## Referenzen

- Aitchison, G.D. (1964). Statement of the review panel. In: G.D. Aitchison (Ed.), *Proceedings of the Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*, Butterworths, North Ryde, NSW, Australia. pp. 7-21.
- Allen, R.G., Pereira, L.S., Raes, D. & Smith, M. (1998). *Crop evapotranspiration - Guidelines for computing crop water requirements*. FAO, Rome.
- Alonso, E.E., Batlle, F., Gens, A. & Lloret, A. (1988). Consolidation analysis of partially saturated soils. *Proceedings of the Numerical Methods in Geomechanics*, Innsbruck. A. A. Balkema, Rotterdam. pp. 1303-1308.
- Alonso, E.E., Gens, A. & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3): 405-430.
- Alonso, E.E., Gens, A. & Lloret, A. (1995). Effect of rain infiltration on the stability of slopes. In: A. Delage (Ed.), *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris. AA Balkema, Rotterdam. pp. 241-249.
- Anderson, S.A. & Sitar, N. (1994). Procedures for the analysis of the mobilisation of debris flows. *Proceedings of the 13th International Conference on SMFE*, New Delhi. Oxford and IBH. pp. 255-258.
- Archie, G.E. (1942). The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics. *Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers*, 146: 54-62.
- Arya, L.M. & Paris, J.F. (1981). A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristics from particle-size distribution and bulk density data. *Soil Science Society of America Journal*, 45: 1023-1030.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B. & Chapuis, R.P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40: 1104–1122.
- Averjanov, S.F. (1950). About permeability of subsurface soils in case of incomplete saturation. *Engineering Collection*, 7.

- Barbour, S.L. (1998). Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, 35: 873-894.
- Benson, C.H. & Gribb, M.M. (1997). Measuring Unsaturated Hydraulic Conductivity in the Laboratory and Field. In: S.L.F. Houston, D.G. (Ed.), *Unsaturated Soil Engineering Practice*, Geotechnical Special Publication No. 68. ASCE. pp. 113-168.
- Bishop, A.W. (1959). The principle of effective stress. *Tek. Ukeblad*, 39: 859-863.
- Bishop, A.W. & Blight, G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Géotechnique*, 13(3): 177-197.
- Bishop, A.W. & Henkel, D.J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Edward Arnold, London, 2 ed.
- Bishop, A.W. & Morgenstern, N.R. (1960). Stability coefficients for earth slopes. *Géotechnique*, 10(4): 164-169.
- Blight, G.E. (2002). Seasonal changes in the soil-moisture regime at shallow depth in an expansive soil in a semi-arid climate. In: C.M. Juca (Ed.), *Proceedings of the Unsaturated Soils*, Recife, Brazil. pp. 865-869.
- Bollrich, G. (2000). *Technische Hydromechanik 1*. Verlag Bauwesen, Berlin.
- Bolton, M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, 36(1): 65-78.
- Brand, E.W., Premchitt, J. & Phillipson, H.B. (1984). Relationship between rainfall and landslides in Hong Kong. *Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides*. pp. 377-384.
- Briggs, L.J. (1897). *The mechanics of soil moisture*. U.S. Department of Agriculture.
- Brooks, R.H. & Corey, A.T. (1964). *Hydraulic properties of porous medium*. Colorado State University, Fort Collins.
- Buckingham, E. (1907). *Studies on the movement of soil moisture*. U.S. Department of Agriculture.
- Bumb, A.C. (1987). *Unsteady-state flow of methane and water in coalbeds*. Ph.D. thesis, University of Wyoming, Laramie.
- Burdine, N.T. (1953). *Relative permeability calculations from pore size distribution data*.
- Burland, J.B. (1995). Closing remarks. In: A. Delage (Ed.), *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris. AA Balkema, Rotterdam. pp. 1562-1564.
- Burmister, D.M. (1954). Principles of permeability testing of soils. *Proceedings of the Symposium on permeability of soils*. American Society for Testing and Materials. pp. 3-20.

- Cai, F. & Ugai, K. (2004). Numerical analysis of rainfall effects on slope stability. *International Journal of Geomechanics*, 4(2): 69-78.
- Campbell, J.D. (1973). Pore pressures and volume changes in unsaturated soils. Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana-Champaign.
- Cazzuffi, D. & Crippa, E. (2005). Shear strength behaviour of cohesive soils reinforced with vegetation. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Japan. Millpress, Rotterdam. pp. 2493–2498.
- Childs, E.C. (1940). The use of soil moisture characteristics in soil studies. *Journal of Soil Science*, 50: 239–252.
- Childs, E.C. & Collis-George, G.N. (1950). The permeability of porous materials. *Proceedings of the Royal Society of London*, 201: 392-405.
- Childs, E.C. & Collis-George, N. (1948). The permeability of porous materials. *Proceedings of the Royal Society of London*, A(201): 392–405.
- Chipp, P.N., Henkel, D.J., Clare, D.G. & Pope, R.G. (1982). Field measurement of suction in colluvium covered slopes in Hong Kong. *Proceedings of the Seventh Southeast Asian Geotechnical Conference*, Hong Kong, 22-26 November 1982. pp. 49-62.
- Coleman, J.D. (1962). Stress strain relations for partly saturated soil. *Correspondence to Géotechnique*, 12(4): 348-350.
- Collins, B.D. & Znidarcic, D. (2004). Stability analysis of rainfall induced landslides. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(4): 362-372.
- Collis-George, N. & Rosenthal, M.J. (1966). Proposed outflow method for the determination of the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials. *Australian Journal of Soil Research*, 4(2): 165-180.
- Corey, E.C. (1957). Measurement of water and air permeability in unsaturated soil. *Soil Science Society of America Proceedings*, 21(1): 7-11.
- Daniel, D.E. (1983). Permeability Test for Unsaturated Soil. *Geotechnical Testing Journal*, 6(2): 81-86.
- Dapples, F., Oswald, D. & Raetzo, H. (2002). Holocene landslide activity in the Western Swiss Alps – a consequence of vegetation changes and climate oscillations. In: M. Kühne, H.H. Einstein, E. Krauter, H. Klapperich & R. Pöttler (Eds.), *Proceedings of the International Conference on Landslides*, Davos. VGE, Essen. pp. 3-11.
- Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Paris.
- Davidson, J.M., Stone, L.R., Nielsen, D.R. & Larue, M.E. (1969). Field measurement and use of soil-water properties. *Water Resources Research*, 5: 1312-1321.
- de Campos, T.M.P. & Carrillo, C.W. (1995). Direct shear testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro. In: A. Delage (Ed.), *Proceedings of the 1st*

- International Conference on Unsaturated Soils, Paris. AA Balkema, Rotterdam. pp. 31-38.
- De Clerck, P. (1985). Mesure de l'Evolution de la Teneur en Eau des par Voie Electromagnetique. Techn. Routiere, 3: 6-15.
- Deutscher, M.S., Gasmo, J.M., Rahardjo, H., Leong, E.C. & Tang, S.K. (2000). Field measurements of pore-water pressure profiles in residual soil slopes of the Bukit Timah Granite Formation, Singapore. In: H.T. Rahardjo, D.G.; Leong, E.C. (Ed.), Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore. Balkema, Rotterdam. pp. 777-782.
- Diamond, S. (1970). Pore size distributions in clays. Clays and clay minerals, 18: 7-23.
- DIN (1990). Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts (Laborversuche). DIN 18130 Teil 1
- Drumright, E.E. & Nelson, J.D. (1995). The shear strength of unsaturated tailings sand. In: A. Delage (Ed.), Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris. AA Balkema, Rotterdam. pp. 45-50.
- Escario, V. (1990). Strength and deformation testing of soils under controlled suction. Proceedings of the Colloque sur les sols non saturés, EPFL, Lausanne.
- Escario, V. & Juca, J.F.T. (1989). Strength and deformation of partly saturated soils. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro. A.A. Balkema, Rotterdam. pp. 43-46.
- Escario, V. & Saez, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. Géotechnique, 36(3): 453-456.
- Faisal, H.A. (2000). Unsaturated tropical residual soils and rainfall induced slope failures in Malaysia. In: H.T. Rahardjo, D.G.; Leong, E.C. (Ed.), Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore. Balkema, Rotterdam. pp. 41-52.
- Farlane, M. (1998). Insertion of Profiling Probes. San Diego, California.
- Feuerharmel, C., Bica, A.V.D., Gehling, W.Y.Y. & Flores, J.A. (2005). A study of the shear strength of two unsaturated colluvium soils. In: R.C. Tarantino (Ed.), Proceedings of the Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Trento. Taylor & Francis Group. pp. 169-175.
- Fourie, A.B., Rowe, D. & Blight, G.E. (1999). The effect of infiltration on the stability of the slopes of a dry ash dump. Géotechnique, 49(1): 1-13.
- Fredlund, D.G. & Morgenstern, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103: 447-466.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. & Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 15(3): 313-321.

- Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons, New York.
- Fredlund, D.G. & Vanapalli, S.K. (2002). Shear strength of unsaturated soils. Handbook of Agronomy. Soil Science Society of America.
- Fredlund, D.G., Vanapalli, S.K., Xing, A. & Pufahl, D.E. (1995a). Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. In: A. Delage (Ed.), Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris. AA Balkema, Rotterdam. pp. 63-69.
- Fredlund, D.G. & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 31: 521-532.
- Fredlund, D.G., Xing, A., Fredlund, M.D. & Barbour, S.L. (1995b). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 32: 440-448.
- Fredlund, D.G., Xing, A. & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 31: 533-546.
- Frei, M., Boll, A., Graf, F., Heinemann, H.R. & Springman, S.M. (2003). Quantification of the influence of vegetation on soil stability. In: C.F. Lee & L.G. Tham (Eds.), Proceedings of the International Conference on Slope Engineering, Hong Kong. The University of Hong Kong. . pp. 872-877.
- Friedel, S., Thielen, A. & Springman, S.M. (2006). Investigation of a slope endangered by rainfall-induced landslides using 3D resistivity tomography and geotechnical testing. Journal of Applied Geophysics, 60(2): 100-114.
- Frydman, S. & Opernstein, V. (2001). Numerical simulation of direct shear of root-reinforced soil. Ground Improvement, 5: 41-48.
- Gan, J.K.M. & Fredlund, D.G. (1995). Shear strength behavior of two saprolitic soils. In: A. Delage (Ed.), Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris. AA Balkema, Rotterdam. pp. 71-76.
- Gan, J.K.M., Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1988). Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. Canadian Geotechnical Journal, 25: 500-510.
- Gan, K.J. & Fredlund, D.G. (1988). Multistage Direct Shear Testing of Unsaturated Soils. Geotechnical Testing Journal, 11(2): 132-138.
- Gardner, R. (1956). Calculation of Capillary Conductivity from Pressure Plate Outflow Data. Soil Science Society of America Proceedings, 20: 317-320.
- Gardner, W.R. (1958). Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from water table. Soil Science, 85: 228-232.

- Gasmo, J.M., Hritzuk, K.J., Rahardjo, H. & Leong, E.C. (1999). Instrumentation of an Unsaturated Residual Soil Slope. *Geotechnical Testing Journal*, 22(2): 128-137.
- Gasmo, J.M., Rahardjo, H., Deutscher, M.S. & Leong, E.C. (2000a). Preliminary assessment of slope stability with respect to rainfall-induced slope failures. In: H.T. Rahardjo, D.G.; Leong, E.C. (Ed.), *Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils*, Singapore. Balkema, Rotterdam. pp. 783-788.
- Gasmo, J.M., Rahardjo, H. & Leong, E.C. (2000b). Infiltration effects on stability of a residual soil slope. *Computers and Geotechnics*, 26: 145-165.
- Geiser, F., Laloui, L. & Vulliet, L. (1997). Constitutive modelling of unsaturated sandy silt. *Proceedings of the 9th International Conference of Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Wuhan. A.A. Balkema, Rotterdam. pp. 899-904.
- Gens, A. (1993). Shear strength. *Proceedings of the Unsaturated Soils: Recent developments and applications*. Civil Engineering European Course, Barcelona. pp. 1-13.
- Gibson, R.E. & Henkel, D.J. (1954). Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured 'drain' strength. *Géotechnique*, 4: 6-15.
- Gisi, U., Schenker, R., Schulin, R., Stadelmann, F.X. & Sticher, H. (1997). *Bodenökologie*. Georg Thieme Verlag.
- Green, R.E. & Corey, J.C. (1971). Calculation of hydraulic conductivity: a further evaluation of some predictive methods. *Soil Science Society of America Proceedings*, 35: 3-8.
- Gregson, D. (1996). Region of influence around the MP-917 Soil Moisture Probe. San Diego, California.
- Hack, R. (2000). Geophysics for slope stability. *Surveys in Geophysics*, 21(4): 423-448.
- Haines, W.B. (1927). Studies on the physical properties of soils. *Journal of Agricultural Science*, 17: 264– 290.
- Haines, W.B. (1930). Studies in the physical properties of soil: V. The hysteresis effect in capillary properties, and the modes of moisture distribution associated therewith. *Journal of Agricultural Science*, 20: 97–116.
- Hamilton, J.M., Daniel, D.E. & Olson, R.E. (1981). Measurement of hydraulic conductivity of partially saturated soils. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Han, K.K. & Rahardjo, H. (2000). Mechanism of rain-induced failure in residual soils. In: H.T. Rahardjo, D.G.; Leong, E.C. (Ed.), *Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils*, Singapore. Balkema, Rotterdam. pp. 505-508.
- Han, K.K., Rahardjo, H. & Broms, B.B. (1995). Effect of hysteresis on the shear strength of a residual soil. In: A. Delage (Ed.), *Proceedings of the 1st In-*



- ternational Conference on Unsaturated Soils, Paris. AA Balkema, Rotterdam. pp. 499-504.
- Hantke, R. (1967). Geologische Karte des Kantons Zürich und seiner Nachbargebiete. Zürich.
- Hintermaier-Erhard, G. & Zech, W. (1997). Wörterbuch der Bodenkunde. Enke, Stuttgart.
- Huat, B.B.K., Ali, F.H. & Rajoo, R.S.K. (2006). Stability analysis and stability chart for unsaturated residual soil slope. *American Journal of Environmental Sciences*, 2(4): 154-160.
- Ishida, T., Taninaka, H. & Nakagawa, Y. (2000). Examination of the inverse methods for hydraulic properties of unsaturated sandy soil. In: H.T. Rahardjo, D.G.; Leong, E.C. (Ed.), *Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils*, Singapore. Balkema, Rotterdam. pp. 393-398.
- Janbu, N. (1954). Applications of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. *Proceedings of the European Conference on the Stability of Earth Slopes*, Stockholm. pp. 39-43.
- Jennings, J.E.B. & Burland, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soil. *Géotechnique*, 12(2): 125-144.
- Johansen, O. (1975). Thermal conductivity of soils. PhD thesis, NTNU, Trondheim, Norway.
- Johnson, K.A. & Sitar, N. (1990). Hydrologic conditions leading to debris-flow initiation. *Canadian Geotechnical Journal*, 27: 789-801.
- Johnston, G.H., Ladanyi, B., Morgenstern, N.R. & Penner, E. (1981). Engineering Characteristics of frozen and thawing soils. In: G.H. Johnston (Ed.), *Permafrost Engineering Design and Construction*. John Wiley, Toronto. pp. 73-147.
- Kawamoto, K., Kawamura, T., Kobayashi, K. & Oda, M. (2004). Soil Water Dynamics in a Forested Soil at a Landslide Site under Natural Precipitation. Report. Faculty of Engineering, Saitama University.
- King, F.H. (1899). Principles and conditions of the movement of groundwater. U.S. Geologic Survey.
- Klute, A. (1965). Laboratory measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soil. In: C.A. Black (Ed.), *Methods of Soil Analysis*. American Society of Agronomy, Madison. pp. 253-261.
- Klute, A. & Dirksen, C. (1986). Hydraulic conductivity and diffusivity: laboratory methods. In: C.A. Black (Ed.), *Methods of Soil Analysis*. Soil Science Society of America, Madison. pp. 687-729.
- Knight, J.H., White, I. & Zegelin, S.J. (1994). Sampling Volume of TDR Probes for Water Content Monitoring. *Proceedings of the Symposium on Time Domain Reflectometry in Environmental, Infrastructure and Mining Applications*, Evanston, Illinois. U.S. Bureau of Mines. pp. 93-104.
- Krahn, J. (2004a). Stability Modeling with SLOPE/W.

- Krahn, J. (2004b). Vadose Zone Modeling with VADOSE/W.
- Kunze, R.J. & Kirkham, D. (1962). Simplified accounting for membrane impedance in capillary conductivity determinations. *Soil Science Society of America Proceedings*, 26(5): 421-426.
- Lambe, T.W. (1954). The permeability of fine-grained soils. *Proceedings of the Symposium on permeability of soils. American Society for Testing and Materials*. pp. 56-67.
- Lang, H.J., Huder, J. & Amann, P. (2002). *Bodenmechanik und Grundbau*. Springer, Berlin.
- Lapenna, V., Lorenzo, P., Perrone, A., Piscitelli, S., Sdao, F. & Rizzo, E. (2003). High-resolution geoelectrical tomographies in the study of Giarrossa landslide (southern Italy). *Bull. Eng. Geol. and Env.*, 62: 259-268.
- Lateltin, O., Bollinger, D., Hegg, C. & Kreusen, H.-R. (2001). The analysis of the 1999 landslides in Switzerland. In: M. Kühne, H.H. Einstein, E. Krauter, H. Klapperich & R. Pöttler (Eds.), *Proceedings of the International Conference on Landslides, Davos*. VGE. pp. 159-167.
- Li, A.G., Tham, L.G., Yue, Z.Q., Lee, C.F. & Law, K.T. (2005). Comparison of field and laboratory soil-water characteristic curves. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(9): 1176-1180.
- Li, R., Yu, Y., Deng, L. & Li, G. (2006). Stability analysis of unsaturated soil slope by 3-D strength reduction FEM. In: L.R. Hoyos & L. Reddi (Eds.), *Proceedings of the GeoShanghai 2006, Shanghai*.
- Lim, T.T. & Rahardjo, H. (1994). Field measurement of matric suction in a residual soil slope. *Proceedings of the International Conference on Landslides, Slope Stability and the Safety of Infrastructures, Kuala Lumpur, Malaysia*. pp. 227-234.
- Lim, T.T., Rahardjo, H., Chang, M.F. & Fredlund, D.G. (1996). Effect of rainfall on matric suctions in a residual soil slope. *Canadian Geotechnical Journal*, 33: 618-628.
- Low, T.H., Faisal, H.A. & Saravanan, M. (2000). Suction and infiltration measurement on cut slope in highly heterogeneous residual soil. In: H.T. Rahardjo, D.G.; Leong, E.C. (Ed.), *Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore*. Balkema, Rotterdam. pp. 807-811.
- Macari, E.J., Laymon, C.A. & Costes, N.C. (1992). Hydrologic field instrumentation for a small-scale experiment with implications for rain-induced slope stability analysis. *Proceedings of the US-Brazil NSF Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, United States*. pp. 79-88.
- Mc Kee, C.R. & Bumb, A.C. (1984). The importance of unsaturated flow parameters in designing a monitoring system for hazardous wastes and environmental emergencies. *Proceedings of the Hazardous Materials Control Research Institute National Conference, Houston, Texas*. pp. 50-58.

- Miller, E.E. & Elrick, D.E. (1958). Dynamic determination of capillary conductivity extended for non-negligible membrane impedance. *Soil Science Society of America Proceedings*, 22(6): 483-486.
- Miller, G.A. & Hamid, T.B. (2005). Direct shear testing of interfaces in unsaturated soil. In: A. Tarantino, E. Romero & Y.J. Cui (Eds.), *Proceedings of the Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Trento. Taylor & Francis Group, London. pp. 111-116.
- Morgenstern, N.R. & Price, V.E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique*, 15: 79-93.
- Ng, C.W.W. & Pang, Y.W. (2000). Experimental investigations of the soil-water characteristics of a volcanic soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6): 1252-1264.
- Ng, C.W.W. & Shi, Q. (1998a). Influence of rainfall intensity and duration on slope stability in unsaturated soils. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 31: 105-113.
- Ng, C.W.W. & Shi, Q. (1998b). A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage. *Computers and Geotechnics*, 22(1): 1-28.
- Ng, C.W.W., Zhan, L.T., Bao, C.G., Fredlund, D.G. & Gong, B.W. (2003). Performance of an unsaturated expansive soil slope subjected to artificial rainfall infiltration. *Géotechnique*, 53(2): 143-157.
- Ng, C.W.W. & Zhou, R.Z.B. (2005). Effects of soil suction on dilatancy of an unsaturated soil. *Proceedings of the The 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka. pp. 559-562.
- Nielsen, D.R. & Biggar, J.W. (1961). Measuring Capillary Conductivity. *Soil Science*, 92: 192-193.
- Nishimura, T. & Fredlund, D.G. (2000). Relationship between shear strength and matric suction in an unsaturated silty soil. In: H.T. Rahardjo, D.G.; Leong, E.C. (Ed.), *Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils*, Singapore. Balkema, Rotterdam. pp. 563-568.
- O'Connor, K.M. & Dowding, C.H. (1999). *Geomeasurements by Pulsing TDR Cables and Probes*. CRC Press, Boca Raton.
- Öberg, A.-L. (1995). Negative pore pressures - Seasonal variation and importance in slope stability analysis. In: A. Delage (Ed.), *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris. AA Balkema, Rotterdam. pp. 907-913.
- Öberg, A.-L. & Sällfors, G. (1995). A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils. In: A. Delage (Ed.), *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris. AA Balkema, Rotterdam. pp. 151-158.
- Öberg, A.-L. & Sällfors, G. (1997). Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. *Geotechnical Testing Journal*, 20(1): 40-48.

- Operstein, V. & Frydman, S. (2000). The influence of vegetation on soil strength. *Ground Improvement*, 4: 81-89.
- Parry, R.H.G. (1995). *Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics*. E & FN Spon, London.
- Petersen, L.W. (1995). Sampling Volume of TDR Probes Used for Water Content: Practical Investigation. *Proceedings of the Time-Domain Reflectometry Applications in Soil Science, Foulum, Dänemark*. Danish Institute of Plant and Soil Science, Lyngby. pp. 57-62.
- Pitts, J. & Cy, S. (1987). In situ soil suction measurements in relation to slope stability investigations in Singapore. *Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. A.A. Balkema, Rotterdam. pp. 79-82.
- Plötze, M. (2003). *Mineralogie von Bodenproben aus der Tössegg*. Zürich.
- Potts, D.M., Dounias, G.T. & Vaughan, P.R. (1987). Finite element analysis of the direct shear box test. *Géotechnique*, 37(1): 11-23.
- Premchitt, J., Brand, E.W. & Phillipson, H.B. (1986). *Landslides caused by rapid groundwater changes*. Engineering Geology Special Publication. Geological Society, London.
- Rahardjo, H., Chang, M.F. & Lim, T.T. (1995). Shear strength and in situ matric suction of a residual soil. In: A. Delage (Ed.), *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris*. AA Balkema, Rotterdam. pp. 637-643.
- Rahardjo, H., Lee, T.T., Leong, E.C. & Rezaur, R.B. (2005). Response of a residual soil slope to rainfall. *Canadian Geotechnical Journal*, 42: 340-351.
- Rahardjo, H., Leong, E.C., Deutscher, M.S., Gasmu, J.M. & Tang, S.K. (2000). *Rainfall-induced slope failures*. NTU-PWD Geotechnical Research Centre of Nanyang Technological University, Singapore.
- Richard, F., Lüscher, P. & Strobel, T. (1978). *Physikalische Eigenschaften von Böden der Schweiz*. Dr. W. Bosshard, Direktor der Eidgenössischen Anstalt für das forstliche Versuchswesen, Zürich.
- Richards, L.A. (1928). The usefulness of capillary potential to soil moisture and plant investigators. *Journal of Agricultural Research*, 37: 719-742.
- Richards, L.A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous medium. *Physics*, 1: 318-333.
- Richards, S.J. & Week, L.V. (1953). Capillary conductivity values from moisture yield and tension measurements in soil columns. *Soil Science Society of America Proceedings*, 17(3): 206-209.
- Roering, J.J., Schmidt, K.M., Stock, J.D., Dietrich, W.E. & Montgomery, D.R. (2003). Shallow landsliding, root reinforcement, and the spatial distribution of trees in the Oregon Coast Range. *Canadian Geotechnical Journal*, 40: 237-253.

- Romero, E. (1999). Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study. Ph.D. thesis, UPC, Barcelona.
- Romero, E. (2005). persönliche Korrespondenz, Barcelona.
- Romero, E., Alonso, E.E. & Knobelndorf, J. (2002). Laboratory tests on compacted sand-bentonite buffer material for the GMT emplacement project. Report, UPC, Barcelona.
- Russell, A.R. & Khalili, N. (2004). A bounding surface plasticity model for unsaturated clay and sand. In: C. Mancuso & A. Tarantino (Eds.), Proceedings of the Second International Workshop on Unsaturated Soils, Naples. Balkema, Rotterdam. pp. 95-106.
- Russell, A.R. & Khalili, N. (2005). A unified bounding surface plasticity model for unsaturated soils. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 30(3): 181-212.
- Scarpelli, G. & Wood, D.M. (1982). Experimental observations of shear band patterns in direct shear tests. In: P.A. Vermeer & H.J. Luger (Eds.), Proceedings of the IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft. Balkema, Rotterdam. pp. 473-484.
- Schär, C. (2001). Alpine Numerical Weather Prediction 2000-2020: A Look back to the Future. MAP newsletter, 14: 7-13.
- Scheffer, F. & Schachtschabel, P. (2002). Lehrbuch der Bodenkunde. Spektrum Akademischer Verlag, Heidelberg.
- Scheidegger, C. (2007). Analyse von Hangrutschungen in ungesättigten Böden. Diplomarbeit, ETH Zürich, Zürich.
- Schroeder, D. (1992). Bodenkunde in Stichworten. Borntraeger, Berlin.
- Shimada, K., Fujii, H., Nishimura, S. & Nishimura, T. (2000). Change of shear strength due to surface tension and matric suction of pore water in unsaturated sandy soils. In: H.T. Rahardjo, D.G.; Leong, E.C. (Ed.), Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore. Balkema, Rotterdam. pp. 147-152.
- Slichter, C.S. (1897–1898). Theoretical investigations of the motion of ground waters. U.S. Geology Survey.
- Spencer, E. (1967). A Method of Analysis of Embankments and Slopes. Géotechnique, 17(1): 11-26.
- Springman, S.M., Jommi, C. & Teyseire, P. (2003). Instabilities on moraine slopes induced by loss of suction: a case history. Géotechnique, 53(1): 3-10.
- Sun, D.A. & Matsuoka, H. (2000). Three-dimensional elasto-plastic model for unsaturated soils. In: H.T. Rahardjo, D.G.; Leong, E.C. (Ed.), Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore. Balkema, Rotterdam. pp. 153-158.

- Suzuki, K. & Higashi, S. (2001). Groundwater flow after heavy rain in landslide-slope area from 2-D inversion of resistivity monitoring data. *Geophysics*, 66(3): 733-743.
- Sweeney, D.J. (1982). Some in situ soil suction measurements in Hong Kong's residual soil slopes. *Proceedings of the 7th Southeast Asian Geotechnical Conference, Hong Kong*. pp. 91-106.
- Tarantino, A. & Jommi, C. (2005). *Proceedings of the Hydraulic and Mechanical Behaviour of Unsaturated Soils - Experimental Evidence and Constitutive Modelling*, Trento.
- Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
- Teyssere, P. (2005). *Geotechnische Eigenschaften von Moränen*, Diss-Nr. 16322. ETH Zürich, Zürich.
- Thielen, A. (2002). *Entwicklung und Verifikation eines Modellansatzes zur numerischen Simulation von Stofftransportvorgängen in ungesättigten doppelt-permeablen Grundwassersystemen*. Diplomarbeit, RWTH, Aachen.
- Tobias, S. (1991). *Bautechnisch nutzbare Verbundfestigkeit von Boden und Wurzel*. ETH Zürich, Zürich.
- Toll, D.G. (1990). A framework for unsaturated soil behaviour. *Géotechnique*, 40(1): 31-44.
- Topp, G.C., Davis, J.L. & Annan, A.P. (1980). Electromagnetic Determination of Soil Water Content: Measurements in Coaxial Transmission Lines. *Water Resources Research*, 16(3): 547-582.
- Trausch-Giudici, J. (2004). *Stress-strain characterisation of Seebodenlehm*, Diss-Nr. 16322. ETH Zürich, Zürich.
- van Genuchten, M.T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44: 892-898.
- van Mourik Broekman, G.H. & Keverling Buisman, A.S. (1936). Determination of groundwater tensions: a necessary element in investigating the stability of slopes. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge*. Balkema, Rotterdam. pp. 150-156.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G. & Pufahl, D.E. (1999). The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Géotechnique*, 49(2): 143-159.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E. & Clifton, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33: 379-392.
- Vaughan, P.R. & Kwan, C.W. (1984). Weathering, structure and in situ stress in residual soils. *Géotechnique*, 34(1): 43-59.

- Vicol, T. (1990). Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé. Application à la modélisation. PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- VSS (1986). Mineralische Baustoffe und Lockergesteine - Siebanalyse. SN 670810c
- VSS (1990a). Konsistenzgrenzen. SN 670345
- VSS (1990b). Mineralische Baustoffe - Schlämmanalyse nach der Aräometermethode. SN 670816
- VSS (1991). Mineralische Baustoffe - Probenentnahme. SN 670800c
- VSS (1997). Identifikation der Lockergesteine - Labormethode mit Klassifikation nach USCS. SN 670008a
- Vulliet, L., Laloui, L., Klubertanz, G., Geiser, F. & Rifa'i, A. (2005). Mechanik ungesättigter Böden und deren Anwendung auf Hangbewegungen. Report. EPFL, Lausanne.
- Washburn, E.W. (1921). Note on a method of determination of the distribution of pore sizes in a porous material. *Proceedings of the National Academy of Sciences U.S.*, 7: 115-116.
- Wheeler, S.J. & Karube, D. (1995). Constitutive modelling. In: A. Delage (Ed.), *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris. AA Balkema, Rotterdam. pp. 1323-1356.
- Wheeler, S.J. & Sivakumar, V. (1995). An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique*, 45(1): 35-53.
- Wind, G.P. (1955). Field experiment concerning capillary rise of moisture in heavy clay soil. *Netherlands Journal of Agricultural Science*, 3: 60-69.
- Wu, T.H. (1995). Slope stabilization. In: R.P.C.R. Morgan, R.J. (Ed.), *Slope stabilization and erosion control: A bioengineering approach*. E & FN Spon, London. pp. 221-264.
- Yagi, N., Yatabe, R., Yokota, K. & Bhandary, N.P. (2000). Suction measurement for the prediction of slope failure due to rainfall. In: H.T. Rahardjo, D.G.; Leong, E.C. (Ed.), *Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils*, Singapore. Balkema, Rotterdam. pp. 847-851.
- Zêzere, J.L. & Rodrigues, M.L. (2002). Rainfall thresholds for landsliding in Lisbon Area (Portugal). In: S. Wagner (Ed.), *Landslides*. Lisse: Swets & Zeitlinger.
- Zhang, J., Jiao, J.J. & Yang, J. (2000). In situ rainfall infiltration studies at a hillside in Hubei Province, China. *Engineering Geology*, 57: 31-38.
- Zhu, J.-H. & Anderson, S.A. (1998). Determination of shear strength of Hawaiian residual soil subjected to rainfall-induced landslides. *Géotechnique*, 48(1): 73-82.





# Danksagung

Während meiner Tätigkeit als Doktorandin am Institut für Geotechnik der ETH Zürich wurde mir von vielen Seiten grosse Unterstützung entgegengebracht. Mentoren, Kollegen, studentischen Hilfskräften aber besonders auch Familie und Freunden bin ich zu besonderem Dank verpflichtet für die fachliche, körperliche und auch mentale Unterstützung, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen hat.

Mein spezieller Dank geht an Prof. Sarah Springman, die mir die Gelegenheit gegeben hat, dieses für mich sehr interessante Dissertationsthema an ihrem Institut zu bearbeiten. Nicht nur durch die fachliche Unterstützung, sondern auch in zwischenmenschlicher Beziehung hat sie den Namen Doktormutter wahrlich verdient.

Ich danke Prof. Pieter Vermeer und Dr. Sven Friedel für die Übernahme der Korreferenz meiner Arbeit. Dr. Sven Friedel hat ausserdem zahlreiche geophysikalische Untersuchungen auf meinem Versuchshang durchgeführt und wir haben so manchen langen Feldarbeitstag gemeinsam gemeistert.

Da ich am Institut für Geotechnik die einzige Doktorandin im Bereich ungesättigter Böden war, musste ich mir die Grundlagen teils mühsam erarbeiten. Einige Leute standen mir dabei jedoch hilfreich zur Seite. Zu Beginn der Doktorarbeit wurde mein Vorgänger im Themenbereich, Philipp Teyseire, von mir oft mit Anrufen bombardiert, in denen ich ihm Stück für Stück seinen Erfahrungsschatz herauslockte. Bezüglich der Feld- und auch der Laborarbeiten stand mir Werner Attinger vom Institut für terrestrische Ökologie jederzeit mit Rat und besonders auch mit viel Tat zur Seite. Von seinem reichen Erfahrungsschatz, aber auch von seinem Materialmagazin habe ich extrem profitiert und möchte mich herzlichst dafür bedanken. Während meiner Zeit am UPC in Barcelona, wo ich meine Direktscherversuche durchgeführt habe, habe ich in zahlreichen Diskussionen mit Dr. Enrique Romero viel über die Mechanik ungesättigter Böden dazugelernt. Ihm und auch den anderen Kollegen, denen ich dort begegnet bin, möchte ich auch dafür danken, dass sie mit spanischer Gelassenheit meine deutsche bzw. schweizerische Arbeitsweise toleriert haben und mir häufig auch "heute" statt "mañana" mal weiterhalfen.

Bei der Feldarbeit wurde ich von zahlreichen Personen tatkräftig unterstützt. Mein besonderer Dank geht an Marco Sperl, der unzählige Tage und Stunden mit vollem körperlichen Einsatz und Begeisterung bei der Sache war, und ohne

dessen Hilfe und auch Improvisationstalent der Feldversuch nicht so reibungslos verlaufen wäre. Das gleiche gilt für Ernst Bleiker, der den immerwährenden Kampf der Natur gegen die Elektronik stets für sich entscheiden konnte. Stefan Annen, Pascal Hess, Christa Scheidegger, Thomas Weber, René Rohr, Markus Iten, Matthias Preisig, Ralf Herzog und Rouven Mühlethaler investierten ebenfalls körperliche Energie an das Feld und sollen deshalb nicht vergessen werden. Dr. Michael Plötze war sehr hilfreich bei der geologischen Erkundung der näheren Umgebung des Versuchshangs. Den Besitzern des Versuchshangs, Familie Hildebrand/Gehring und auch den Pächtern, Familie Fritschi sei Dank dafür, dass sie ihre anfängliche Skepsis beiseite gelegt und ihr Feld zu Forschungszwecken zur Verfügung gestellt haben. Sie zeigten immer wieder reges Interesse und besuchten uns bei der Feldarbeit.

Bezüglich der Laborarbeiten konnte ich immer wieder auf die Hilfe und Erfahrung der Werkstatt (Adrian Zweidler, Heinz Buschor und Freddy Ehrbar), der Elektronikwerkstatt (Ernst Bleiker und Cornelius Senn), der Tonmineralogie (Günter Kahr) und des Laborteams (Tom Ramholt, Dusan Bystricky und Marco Sperl) zählen.

Meine Diplomandin Christa Scheidegger machte für mich im Rahmen ihrer Arbeit erste, manchmal leider etwas frustrierende Erfahrungen mit dem zu der Zeit neu angeschafften Computerprogrammen SLOPE/W und Vadose/W. Durch ihre Erkenntnisse wurde mir das "Modelliererleben" etwas vereinfacht und ich möchte mich dafür noch einmal herzlich bedanken.

Vielen Dank auch an alle anderen Kollegen des IGT für die schönen letzten Jahre. Besonders auch an meinen Bürokollegen Bernd Imre, der jederzeit für fachliche aber auch instituts- und gesellschaftspolitische Diskussionen zur Stelle war.

Zum Schluss möchte ich meinen Freunden, meiner Familie und besonders Andreas für das Interesse an meiner Arbeit und die grosse Unterstützung danken. Andreas hat mich immer wieder fachlich beraten und mich unzählige Male mental unterstützt, wenn ich mal nicht die Fortschritte verbuchen konnte, die ich in meiner Ungeduld erwartete. Das Leben ausserhalb des IGT war so besonders dank ihm immer sehr abwechslungsreich und schön, was mir auch immer die Freude an der Arbeit erhielt.

# Anhang 1

## Feldmessdaten

Im Anhang 1 sind für jeden Monat der Messperiode (August 2004 bis Juli 2006) die wichtigsten Messdaten über die Zeit dargestellt. Im Detail sind dies:

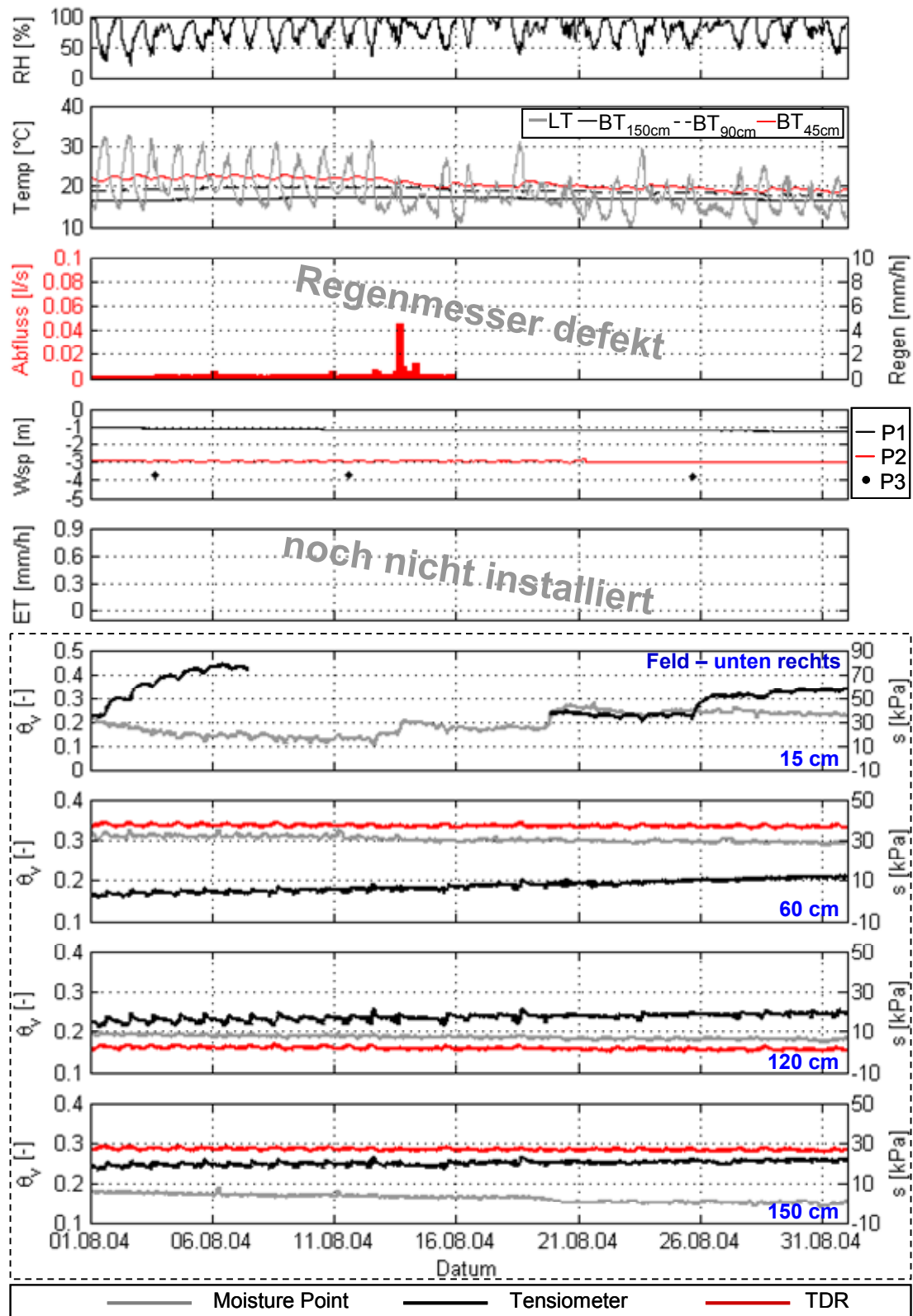
### jeweils linke Seite:

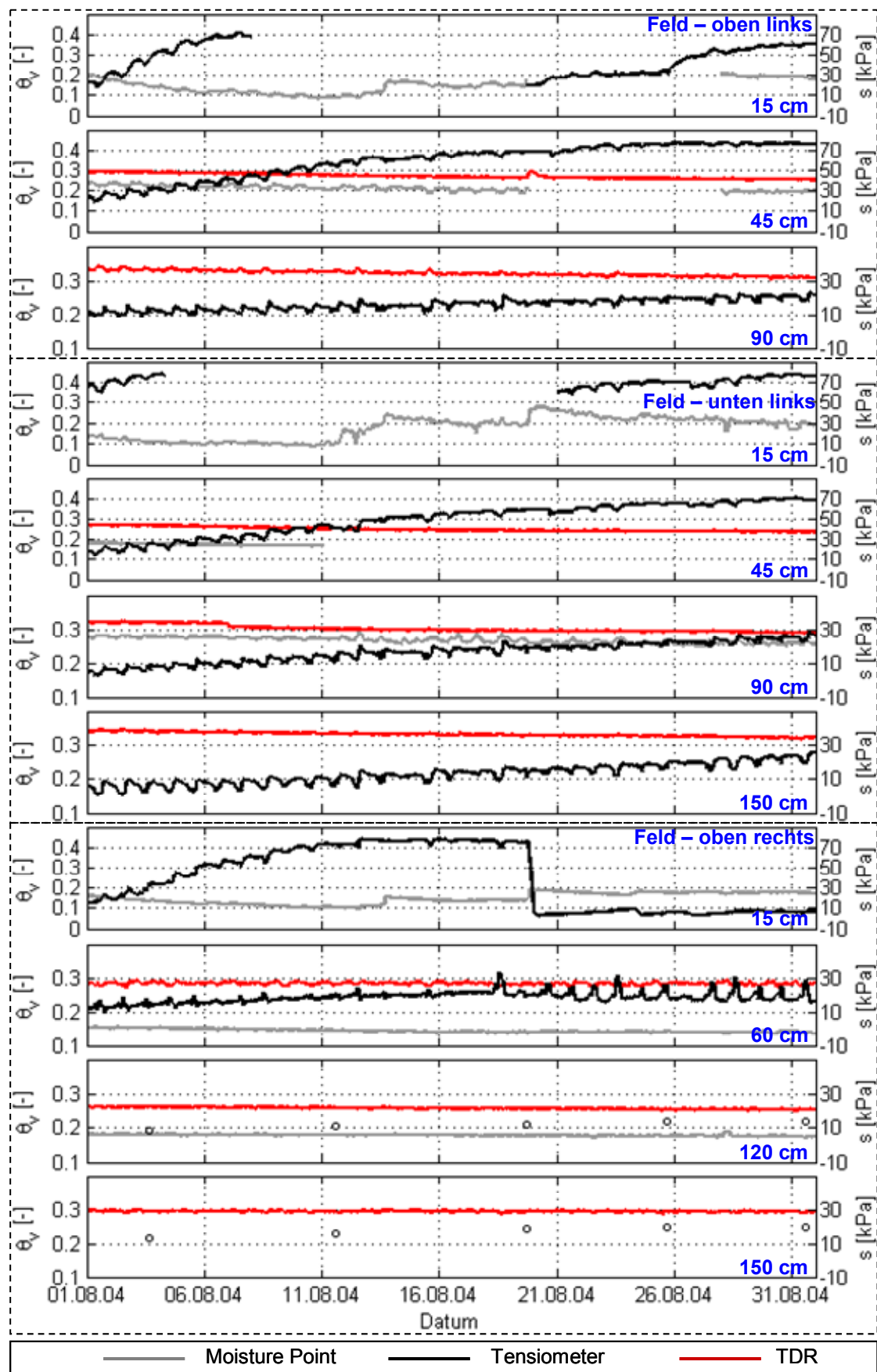
- Graph 1: Luftfeuchte (RH) [%]
- Graph 2: Lufttemperatur (LT), und Bodentemperaturen (BT) in den Tiefen 45, 90 und 150 cm [°C]
- Graph 3: Oberflächenabfluss [l/s] (rot) und Regen [mm/h] (schwarz)
- Graph 4: Wasserspiegel [m unter GOK] im oberen Hangbereich, gemessen mit den Piezometern P1 (in KB2), P2 (in KB3), P3 (in KB1) (siehe Abbildung 3-3)
- Graph 5: Evapotranspirationsrate (ET) [mm/h]
- Graph 6-9: für das untere rechte Messfeld und für verschiedenen Tiefen: Saugspannungen (s) [kPa] in schwarz dargestellt und volumetrischer Wassergehalt (qv) [-] in rot dargestellt, wenn aus TDR-Messungen und in grau dargestellt, wenn aus Moisturepoint-Messungen abgeleitet

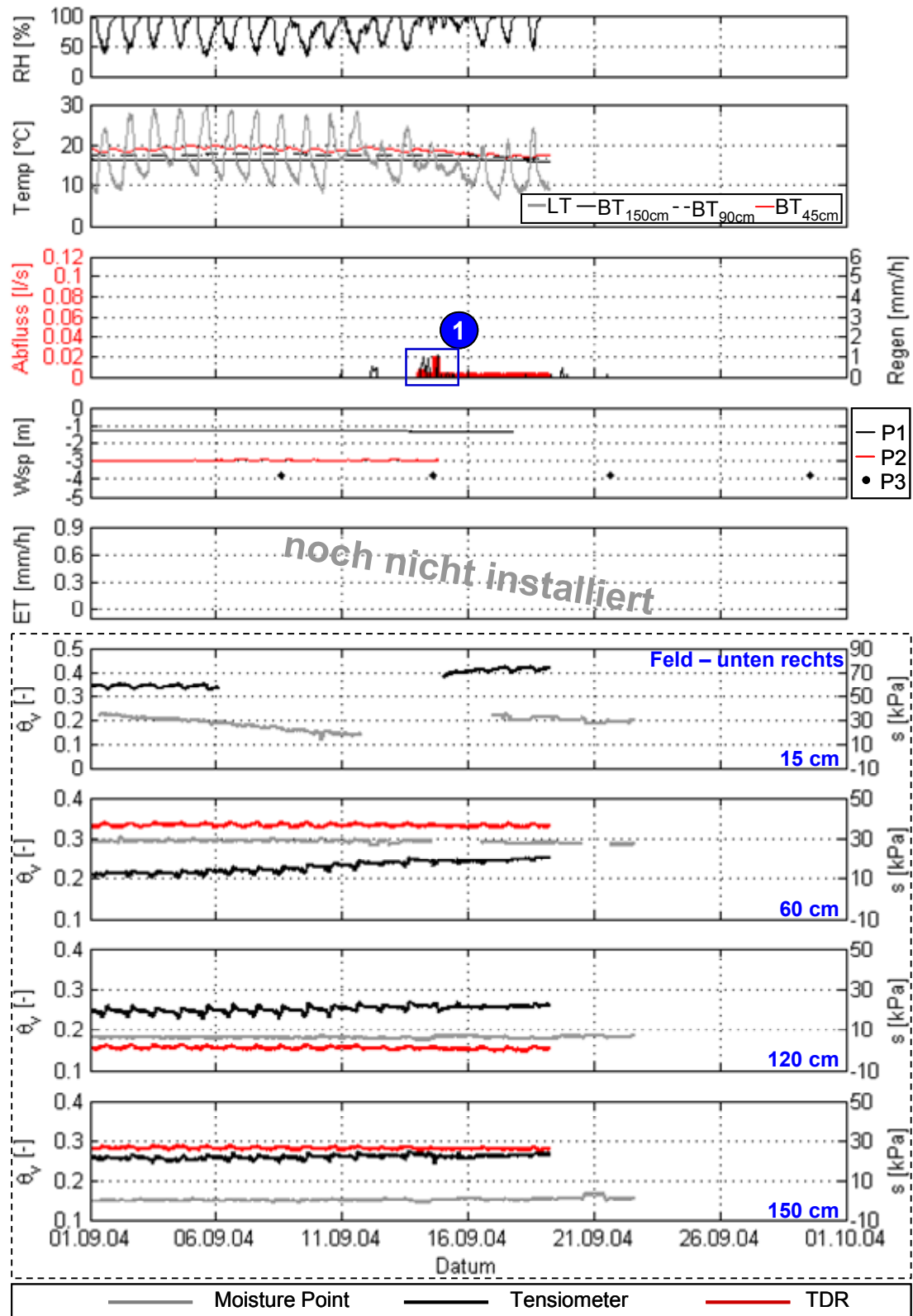
### jeweils rechte Seite:

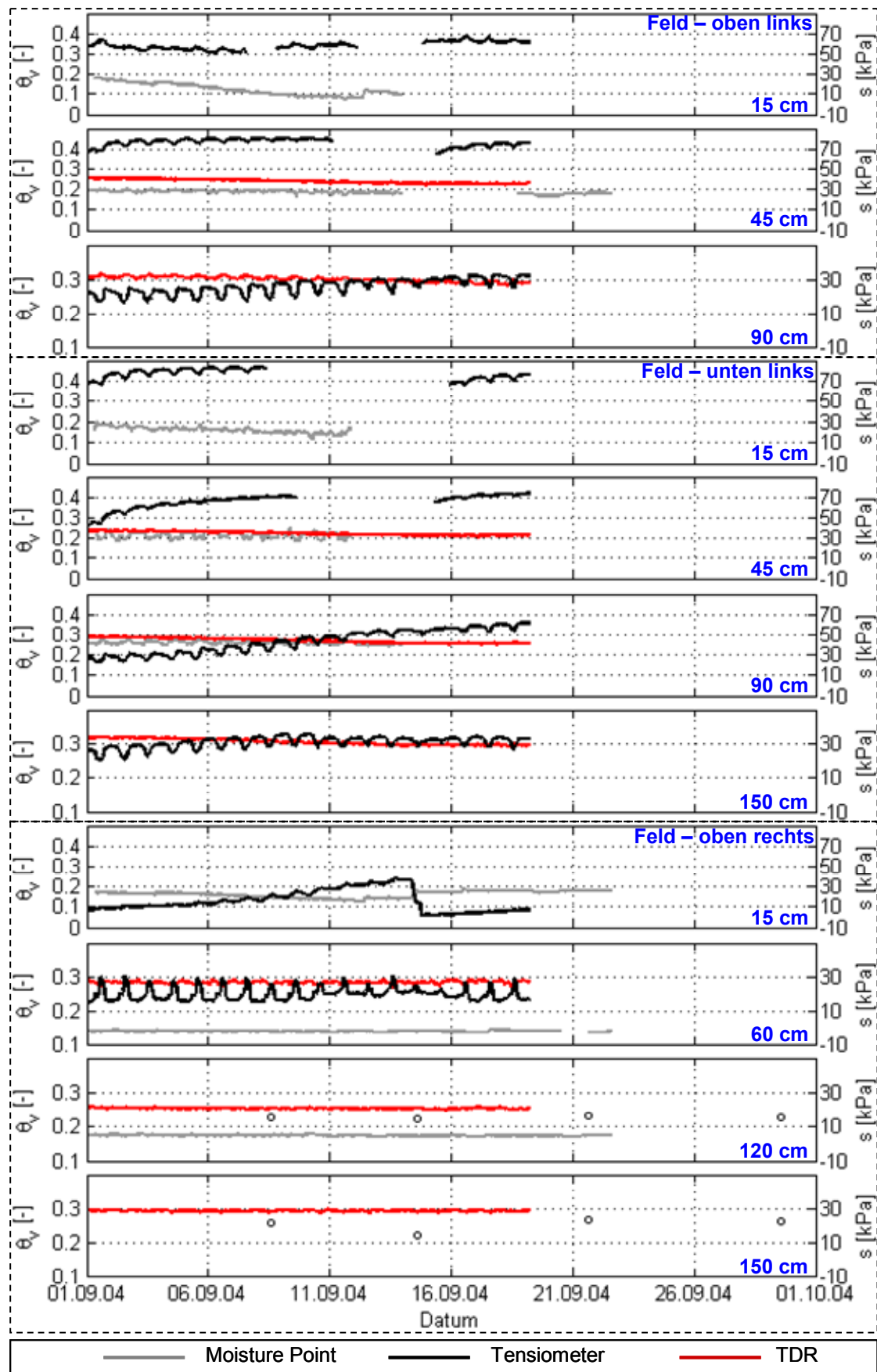
- Graph 1-3: wie linke Seite Graph 6-9, aber für das obere linke Messfeld
- Graph 4-7: wie linke Seite Graph 6-9, aber für das untere linke Messfeld
- Graph 8-11: wie linke Seite Graph 6-9, aber für das obere rechte Messfeld

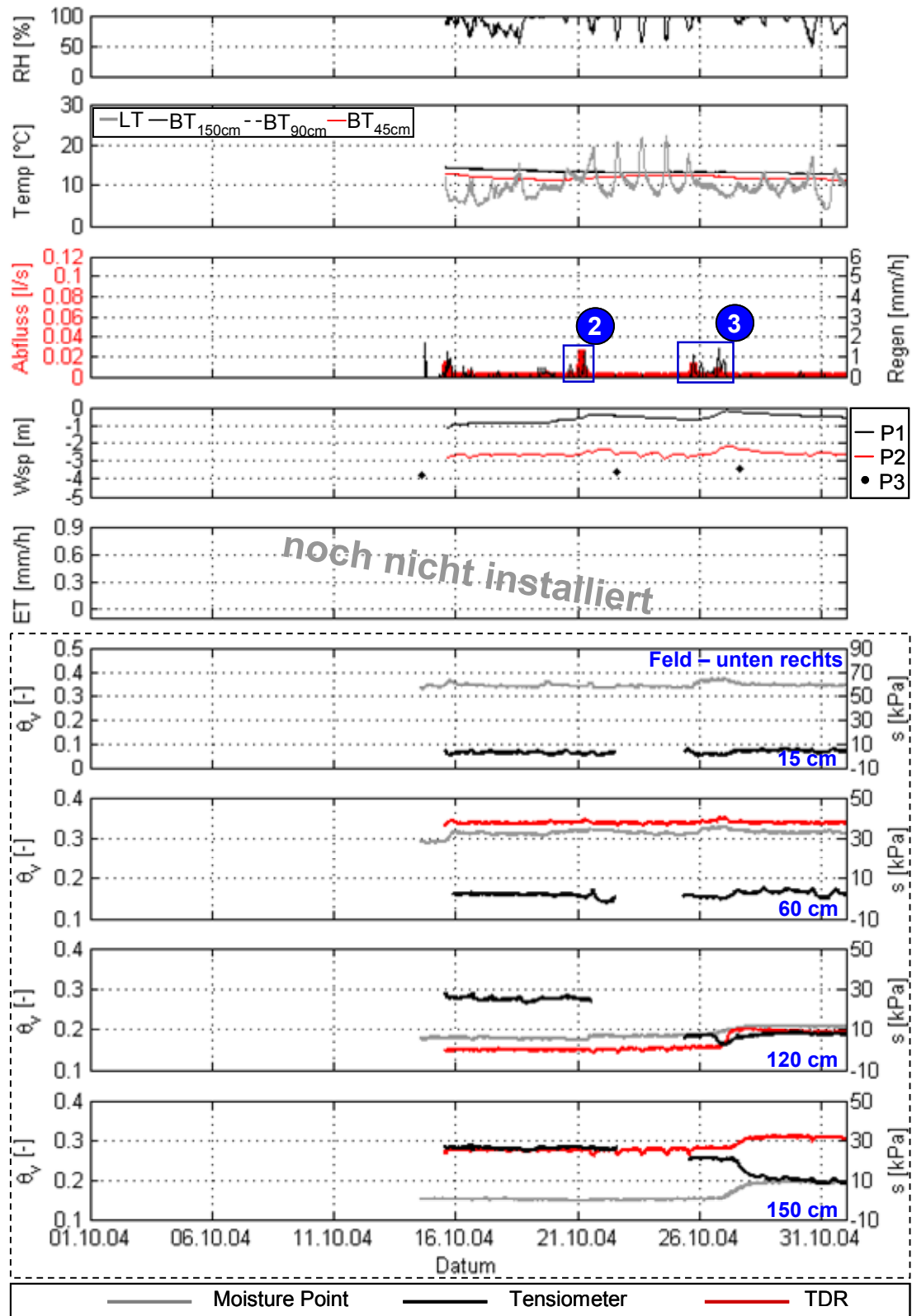
Regenereignisse sind mit blauen Punkten hinterlegt durchnummeriert.



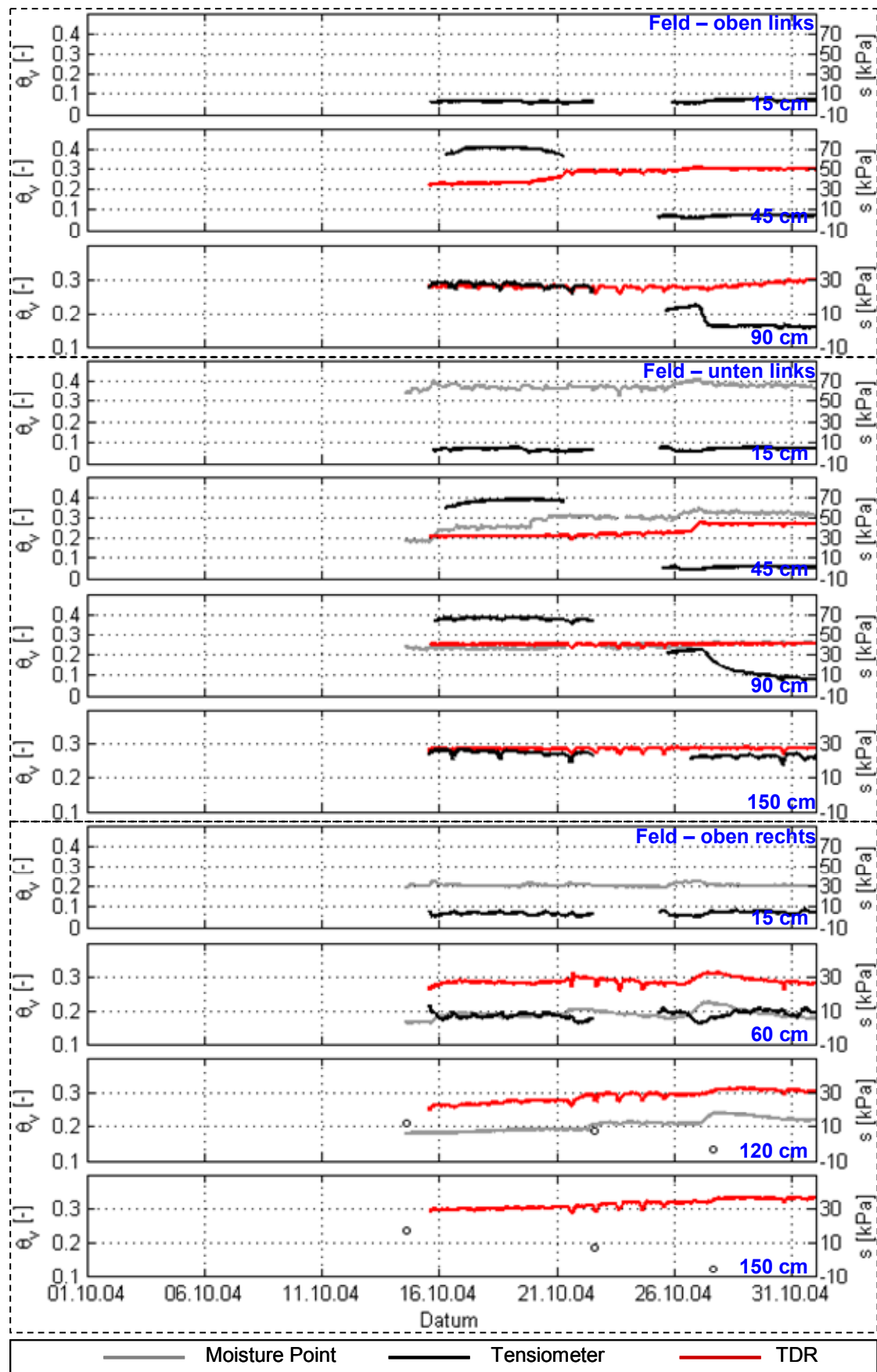


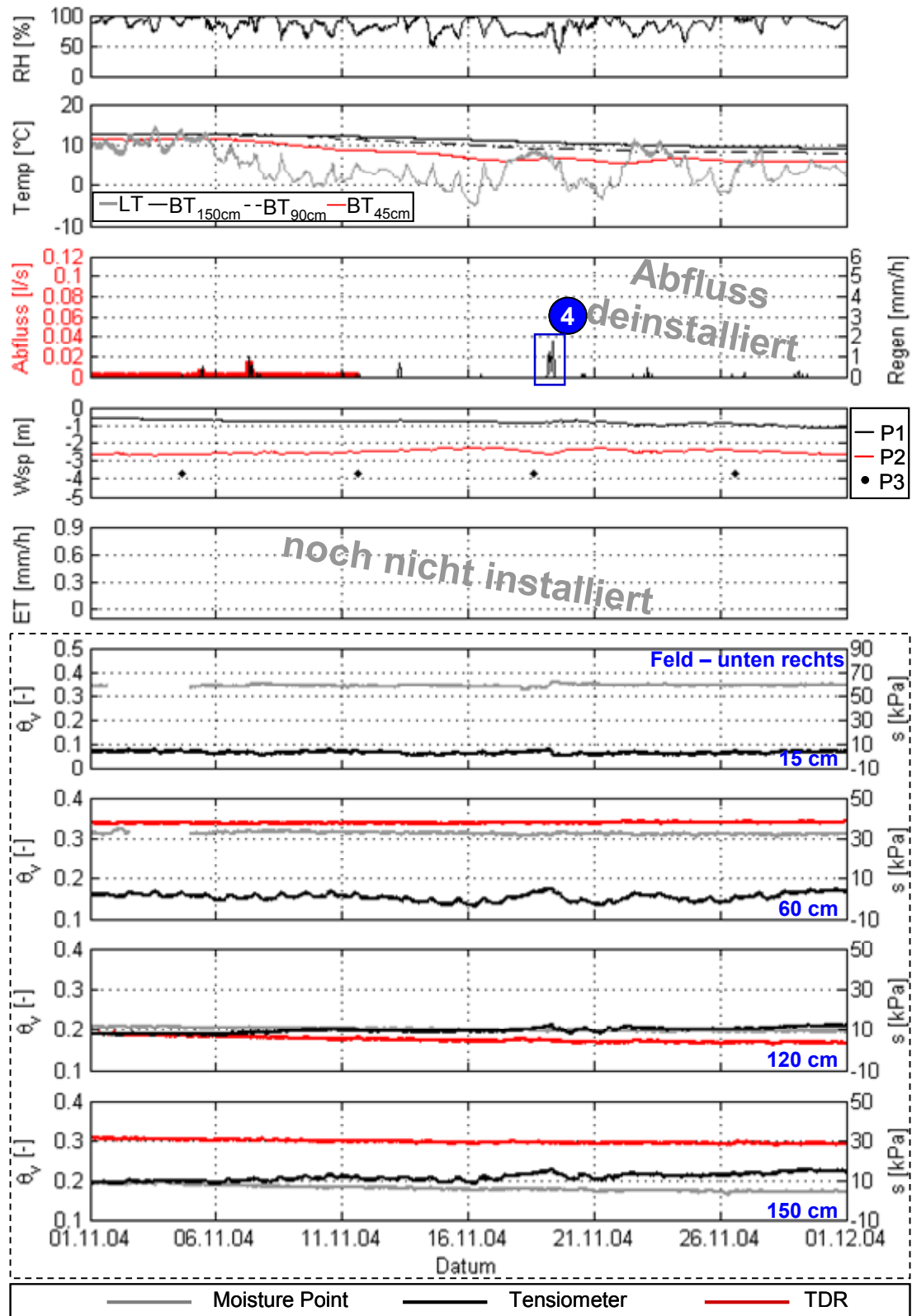


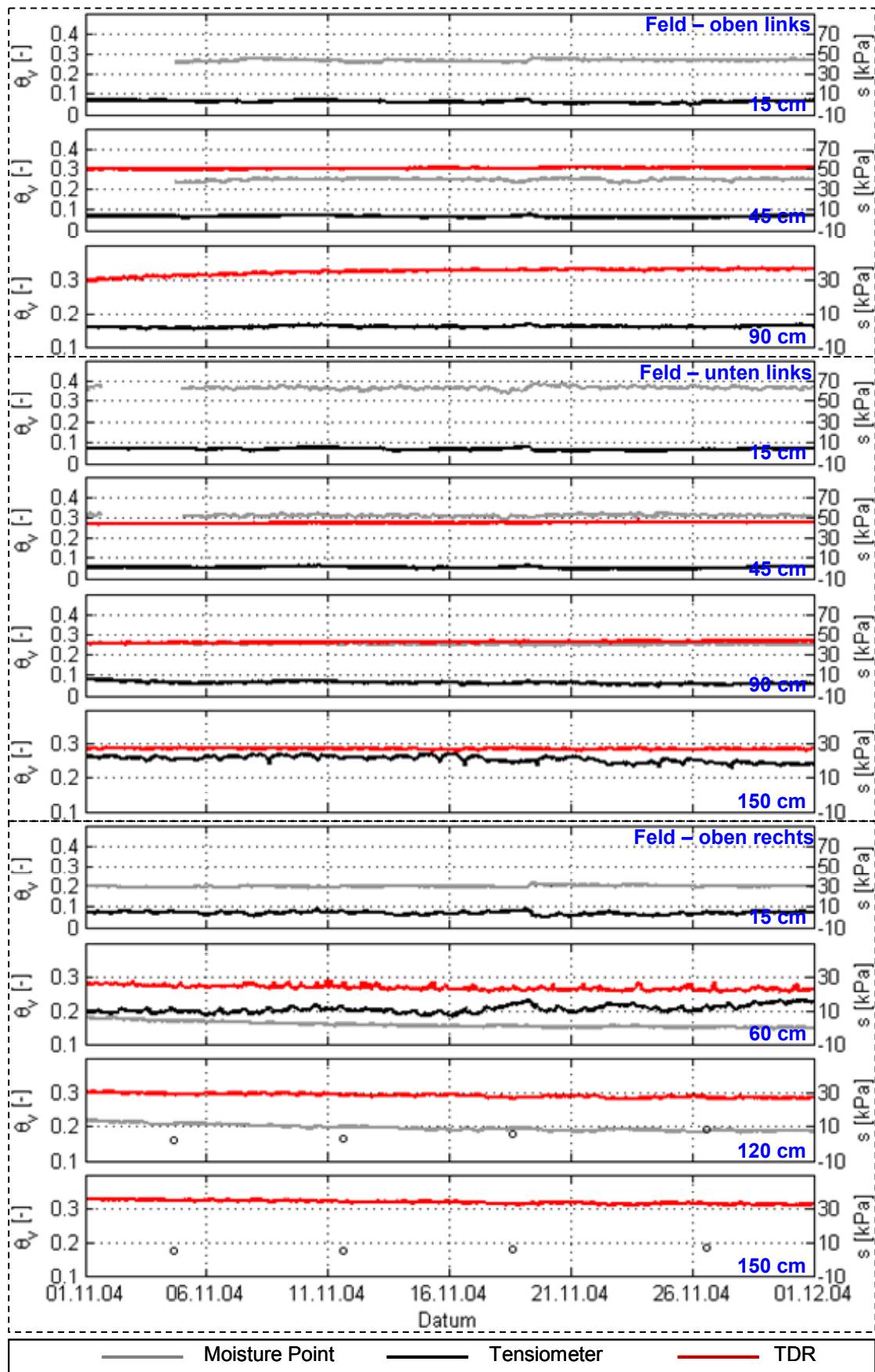


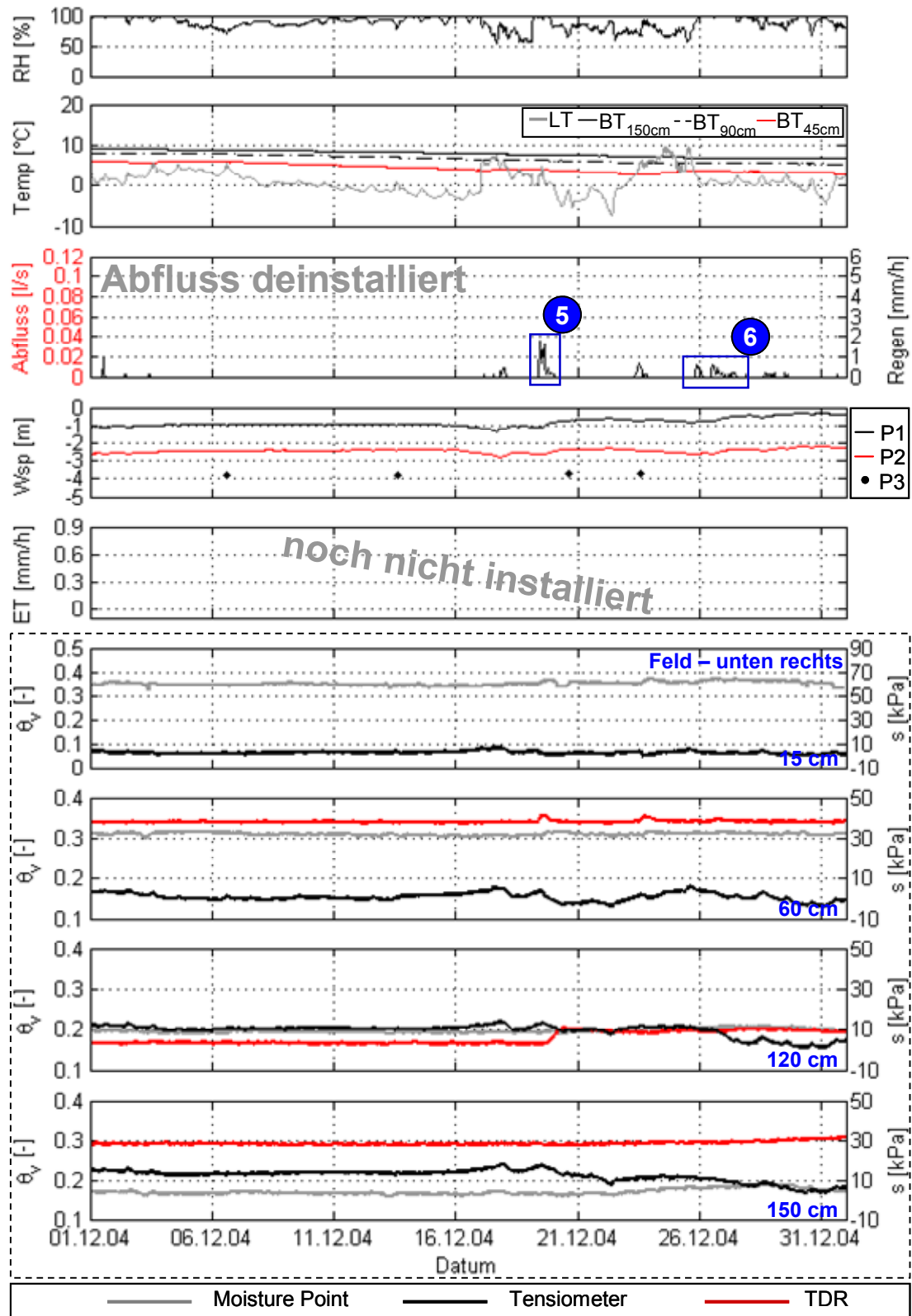


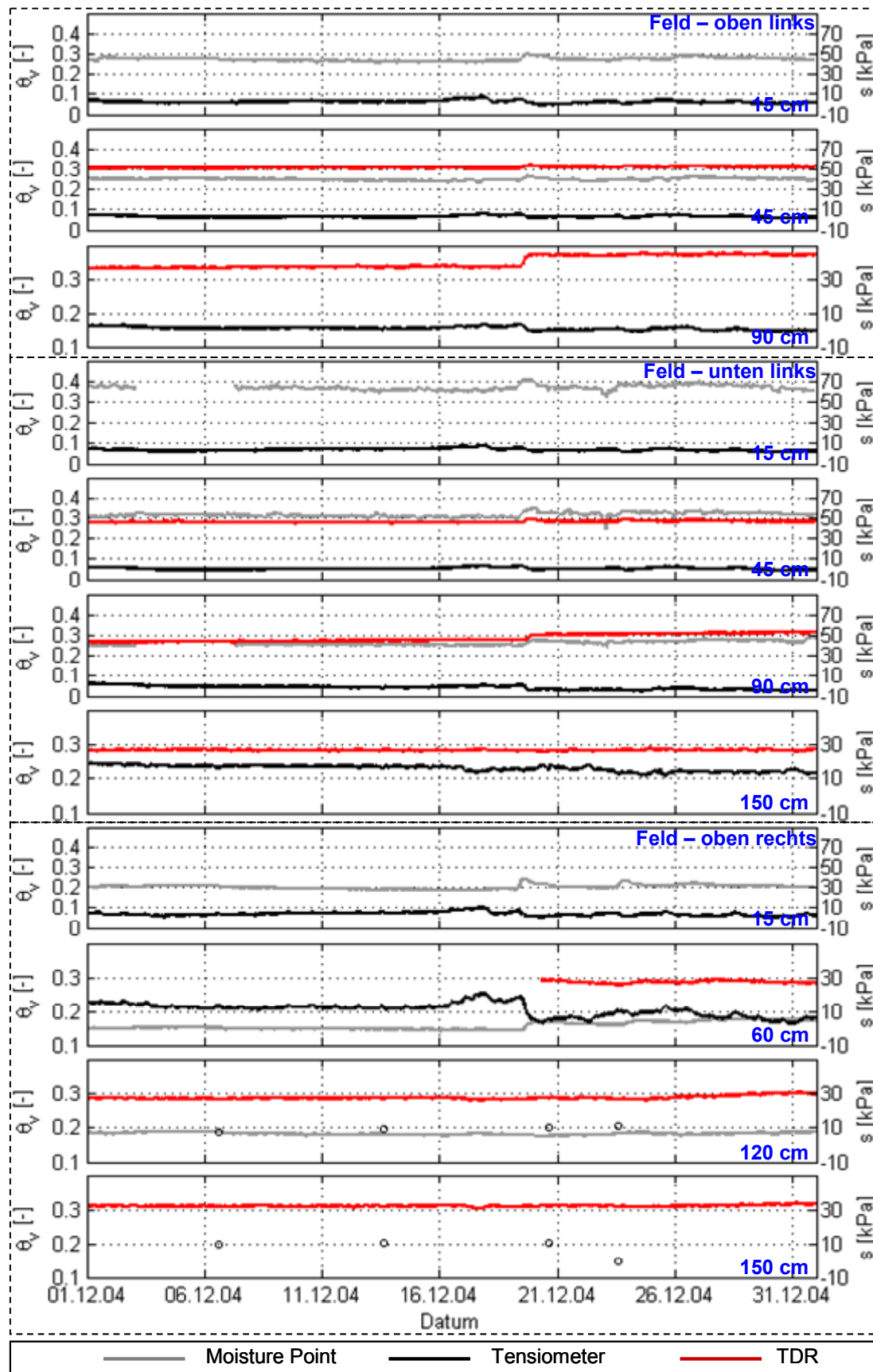


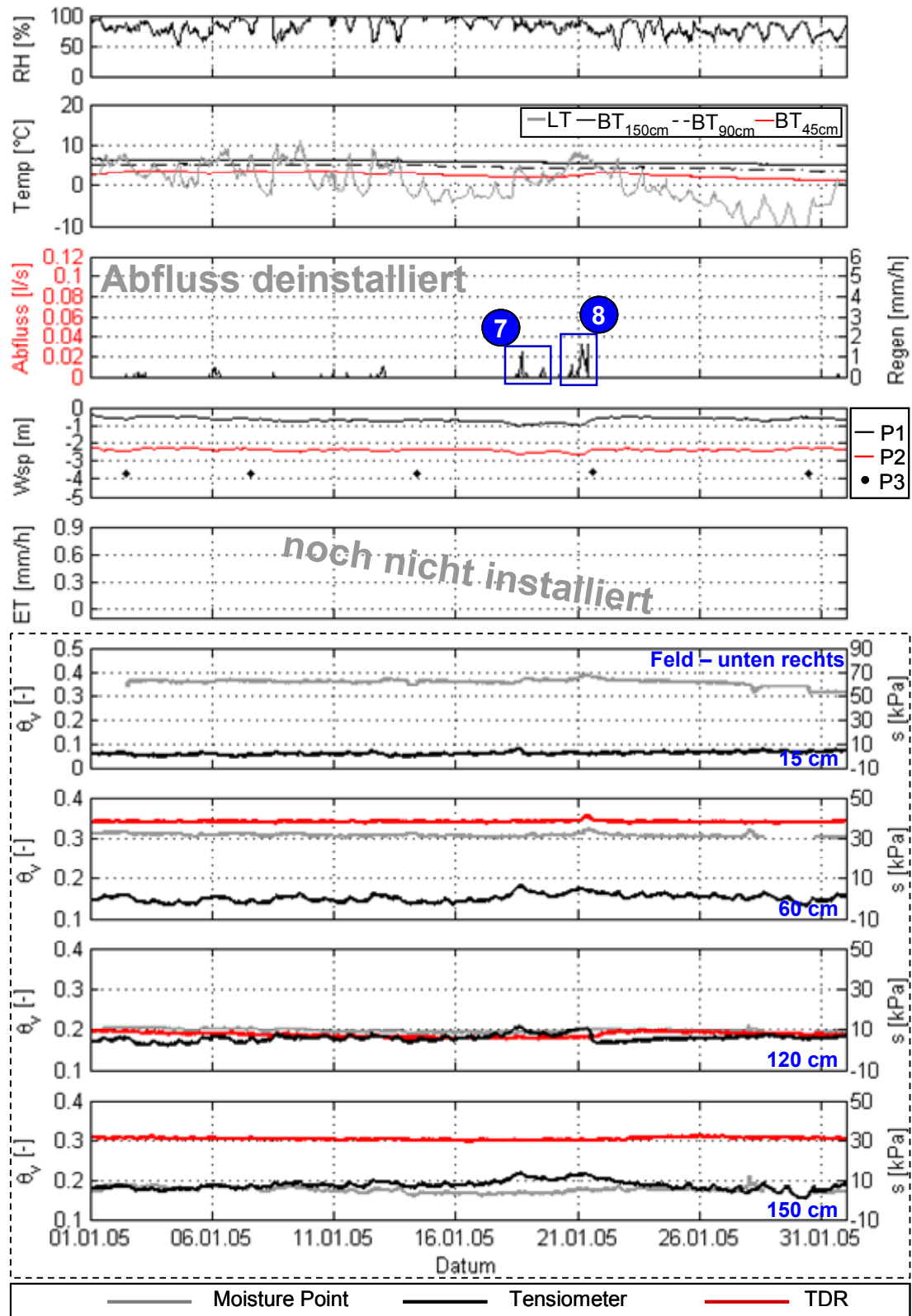




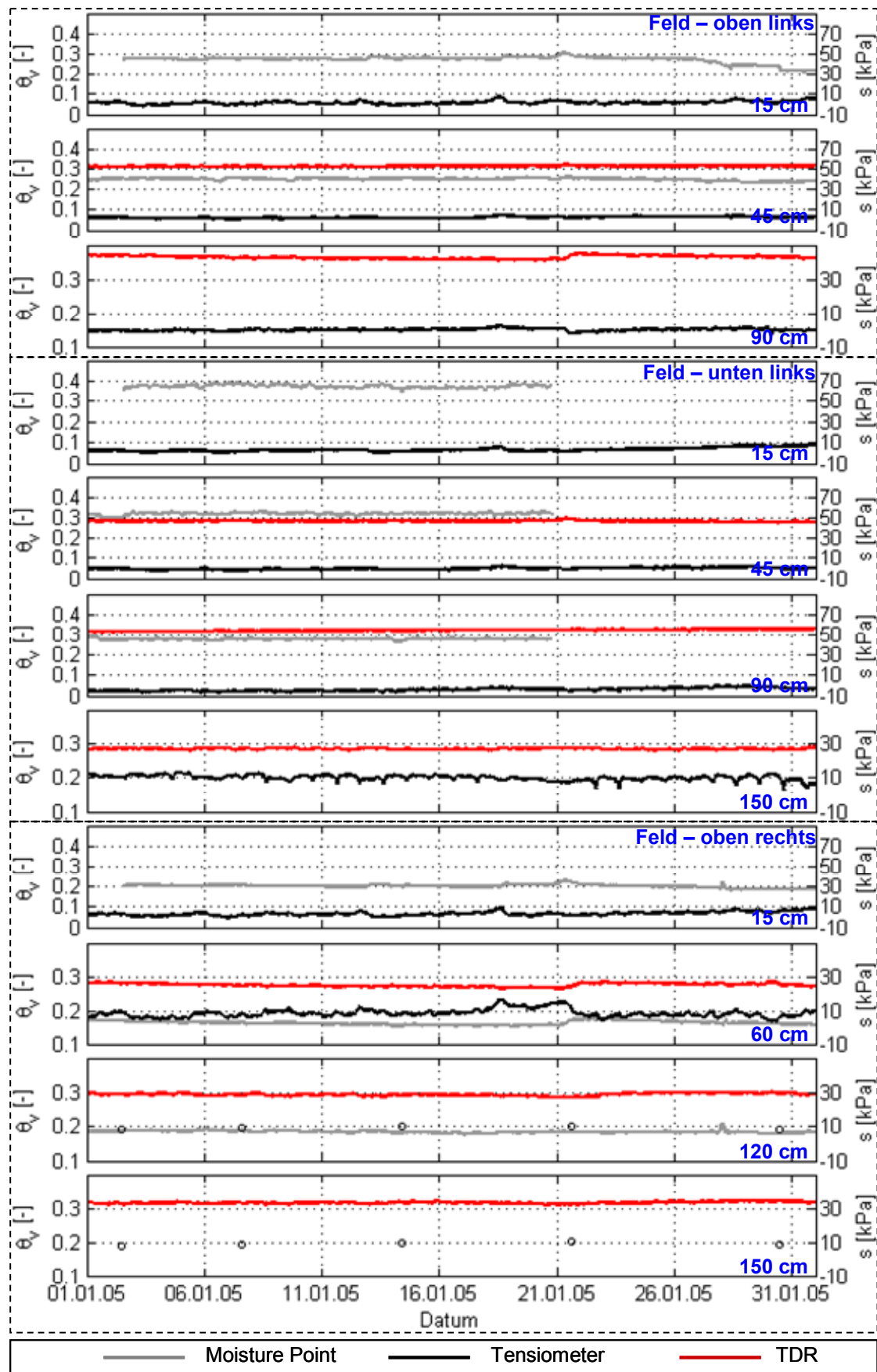


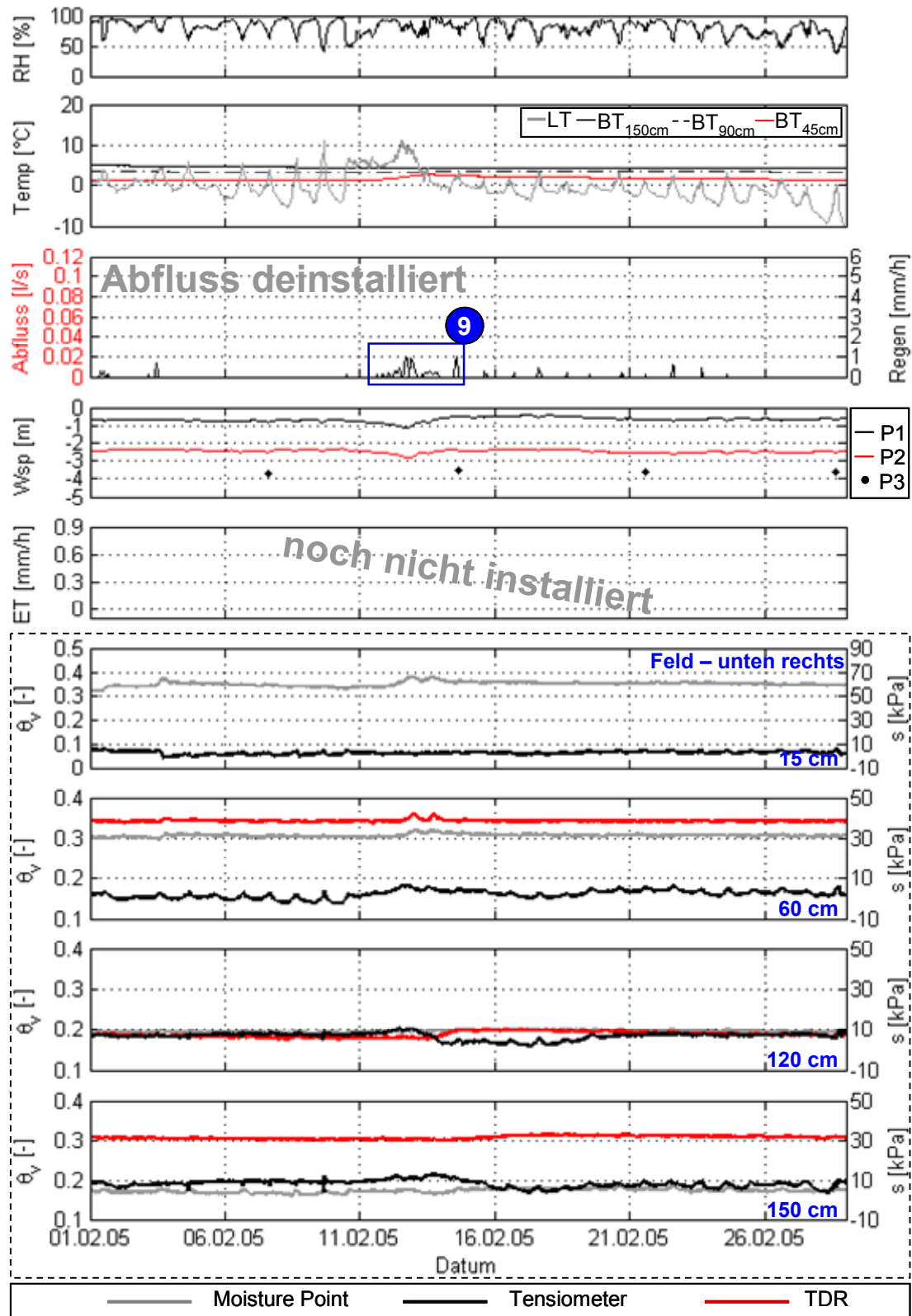




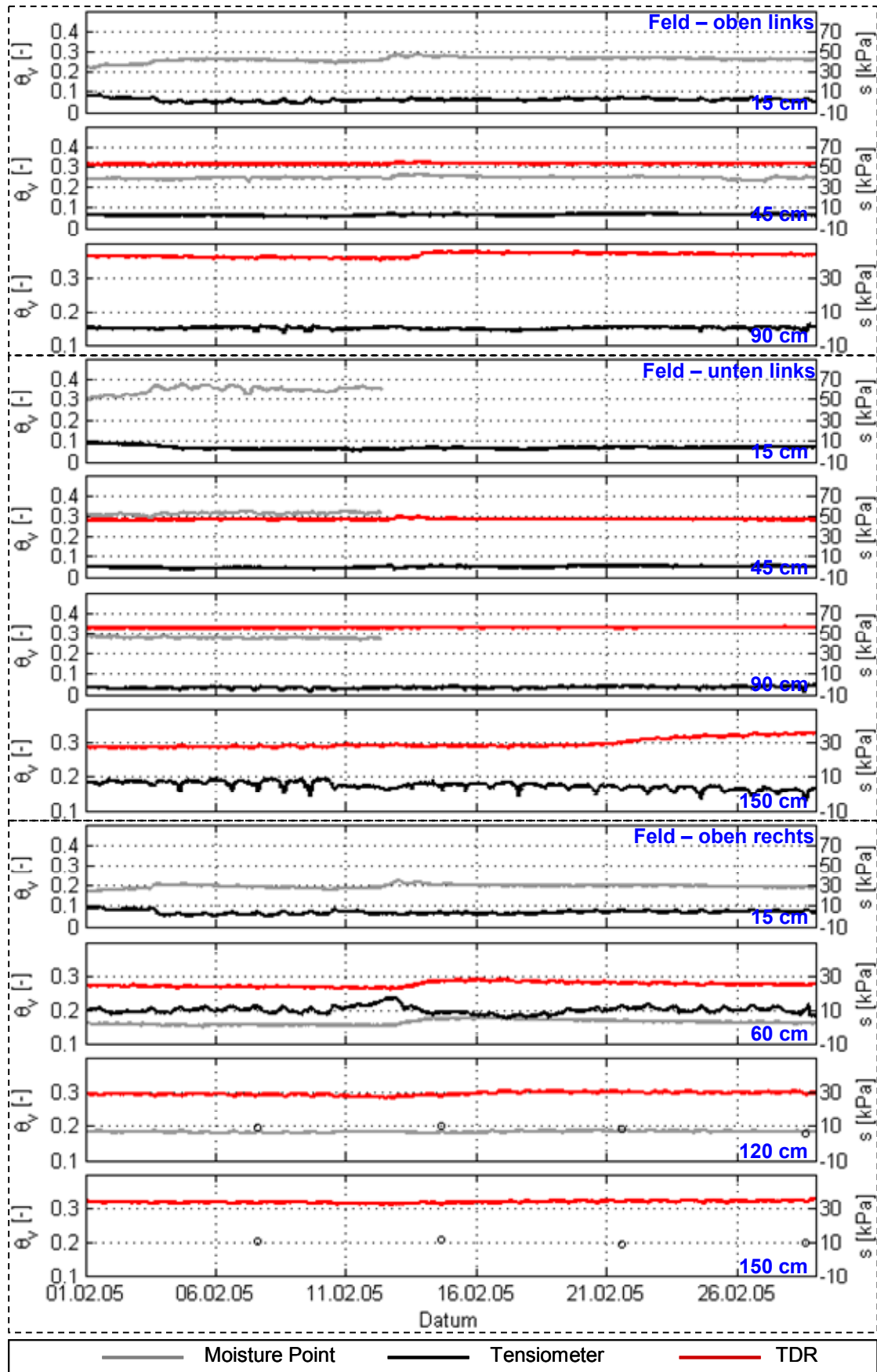


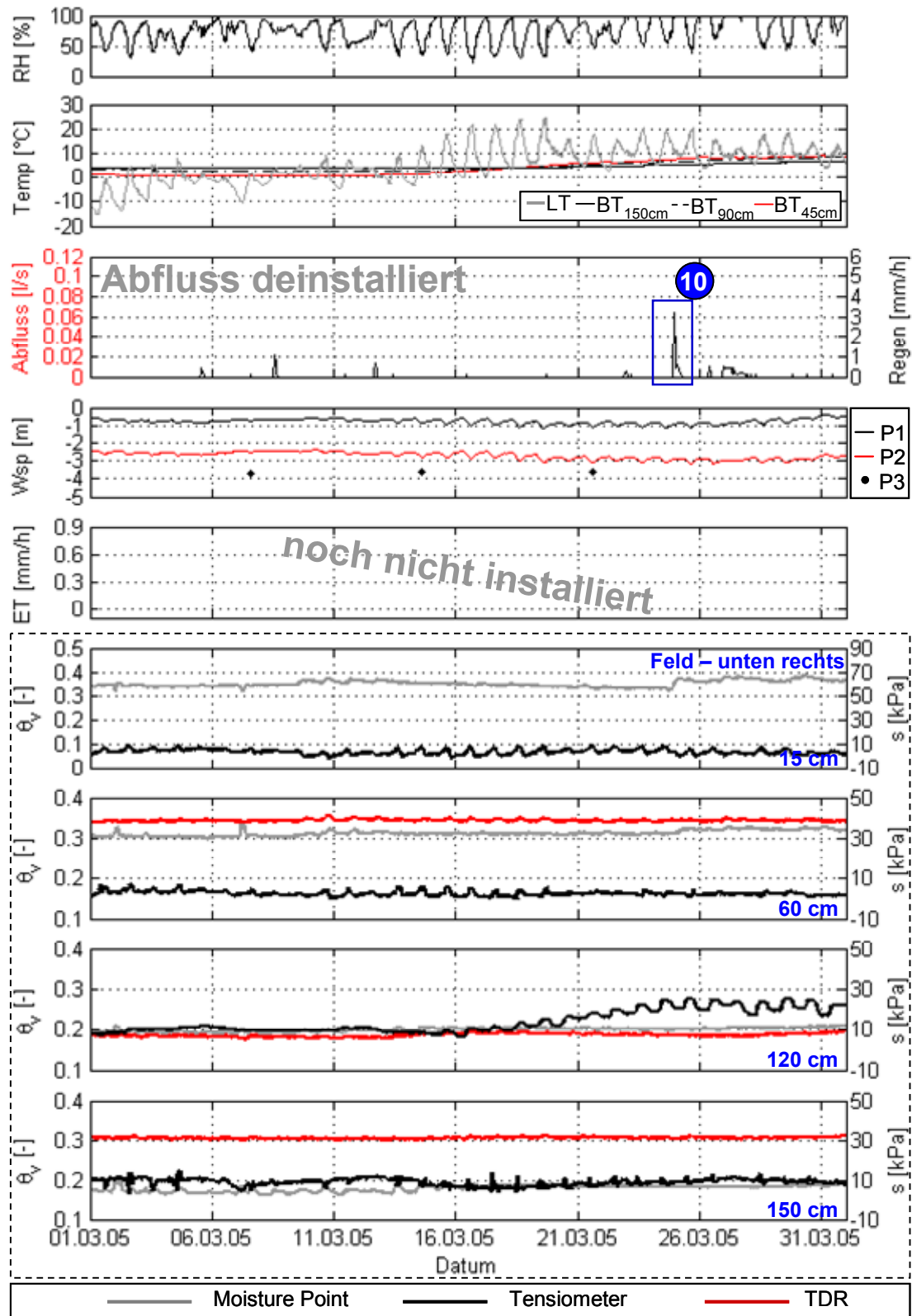


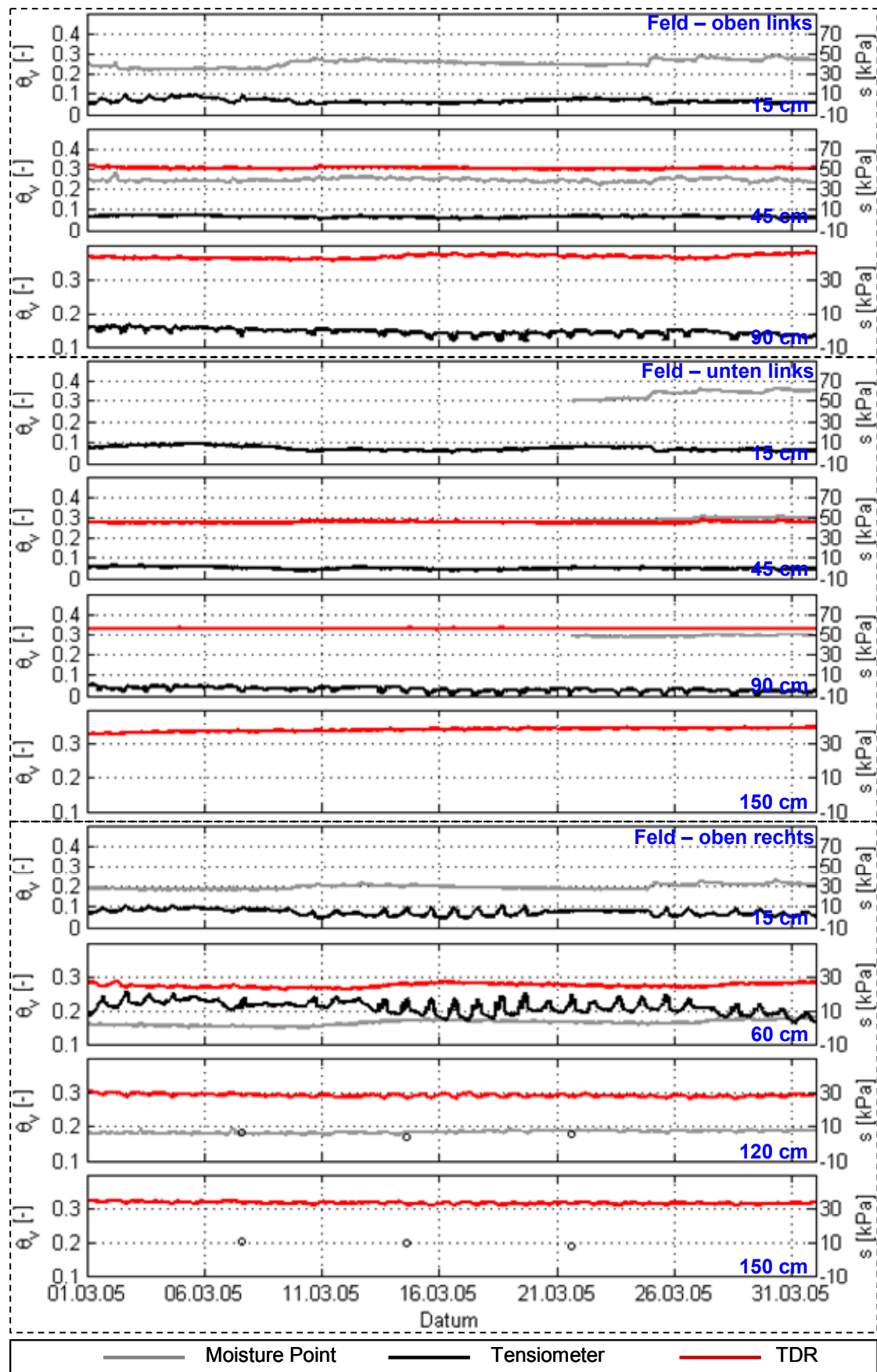


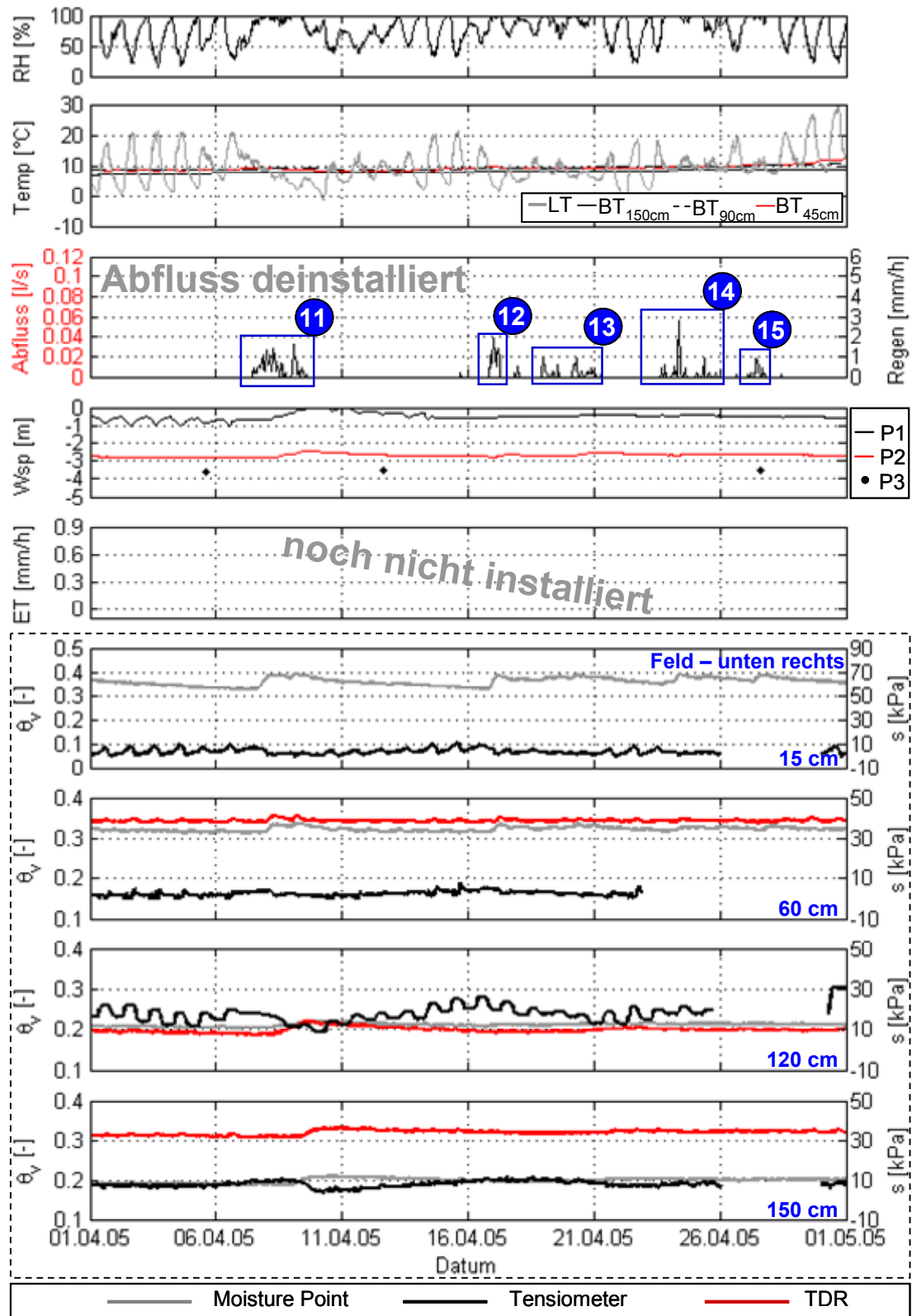


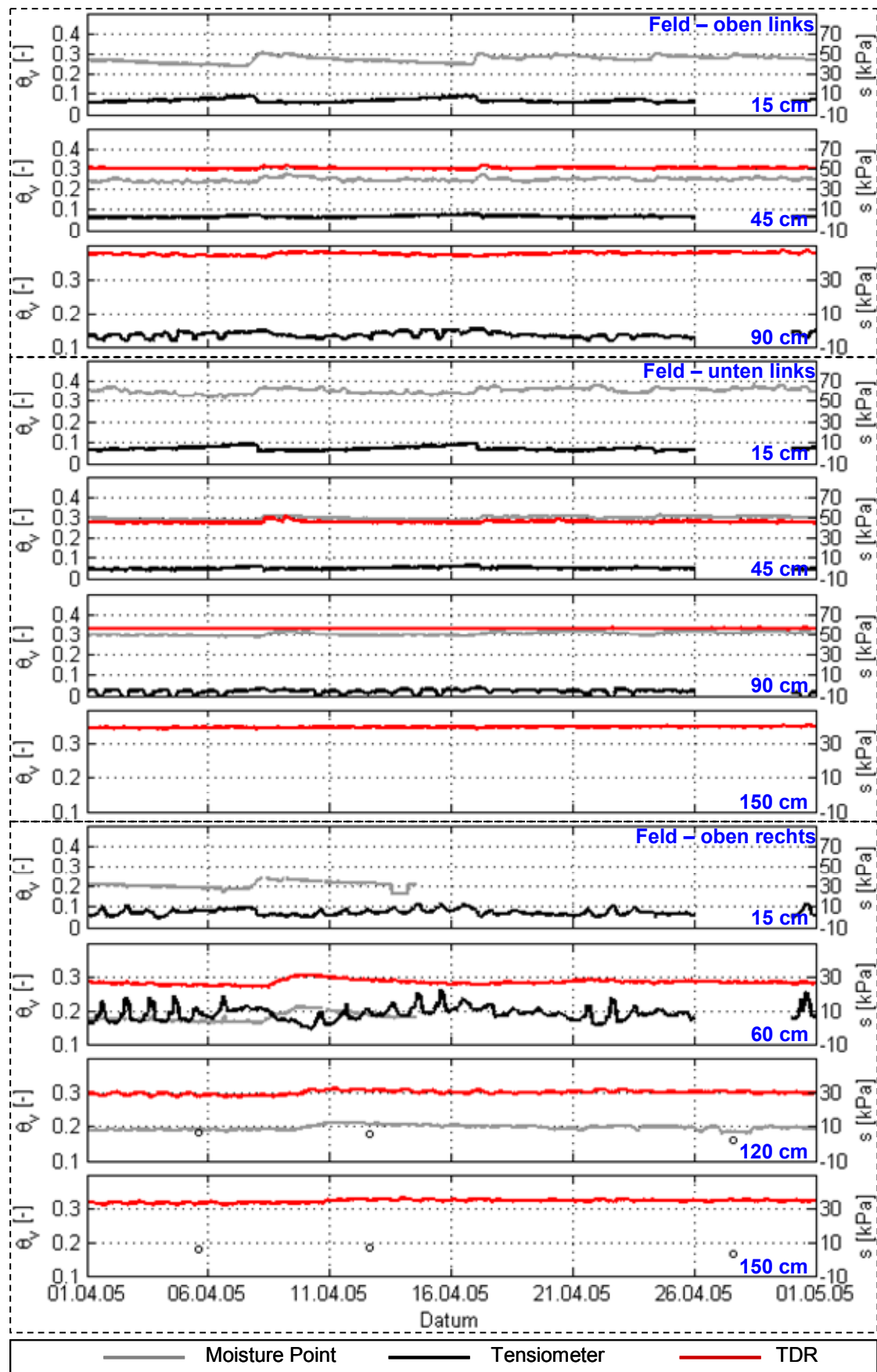




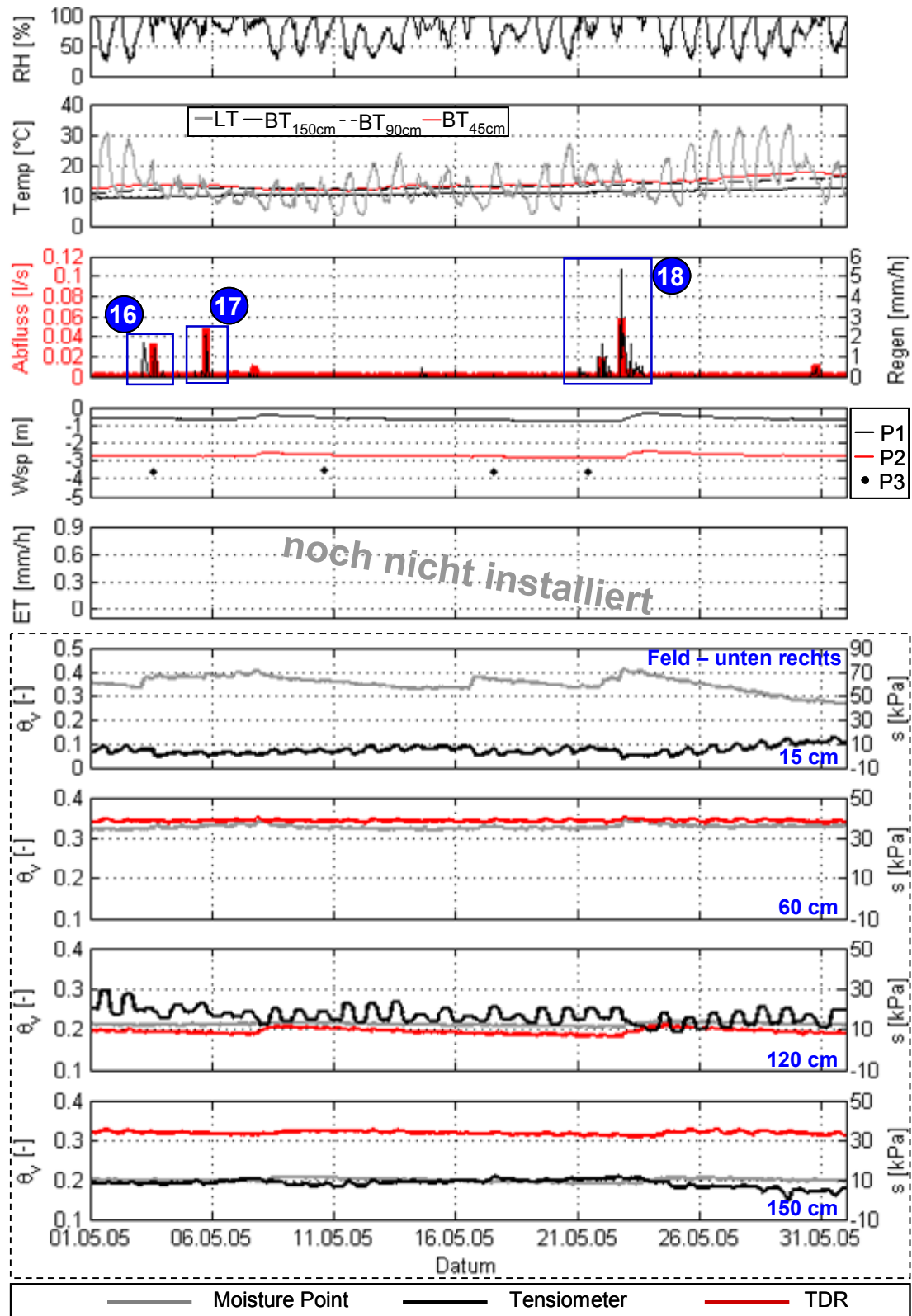


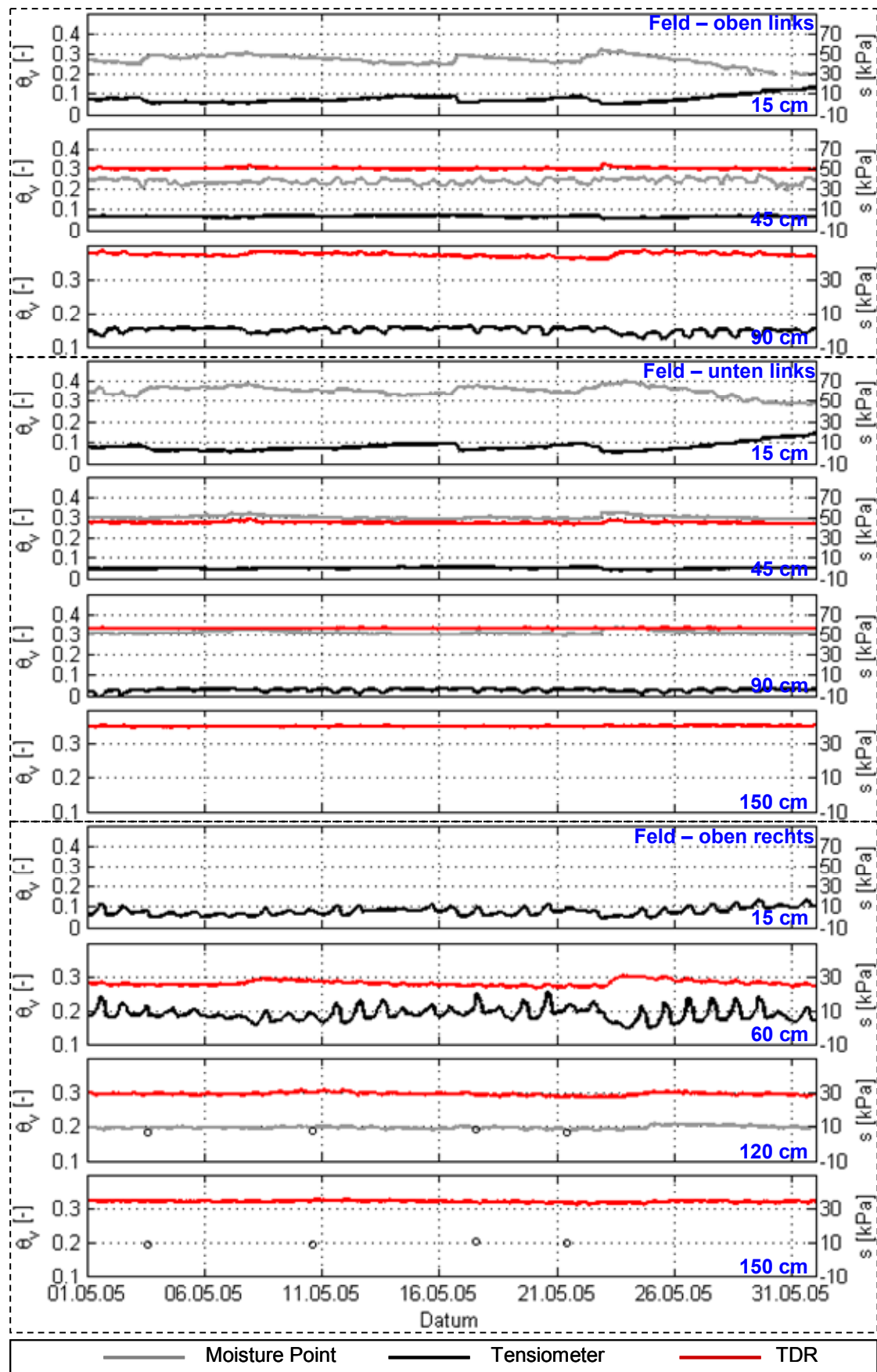


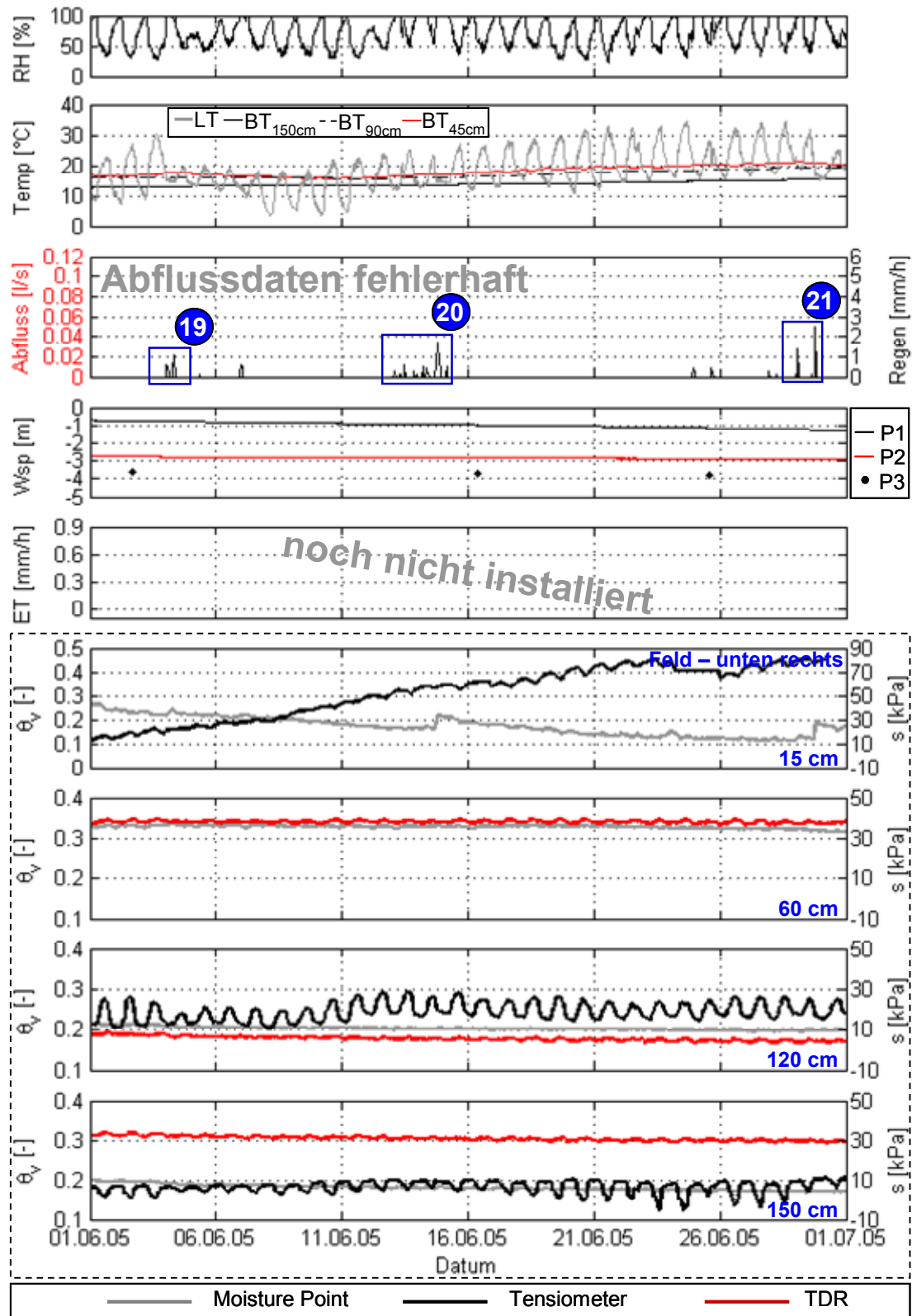




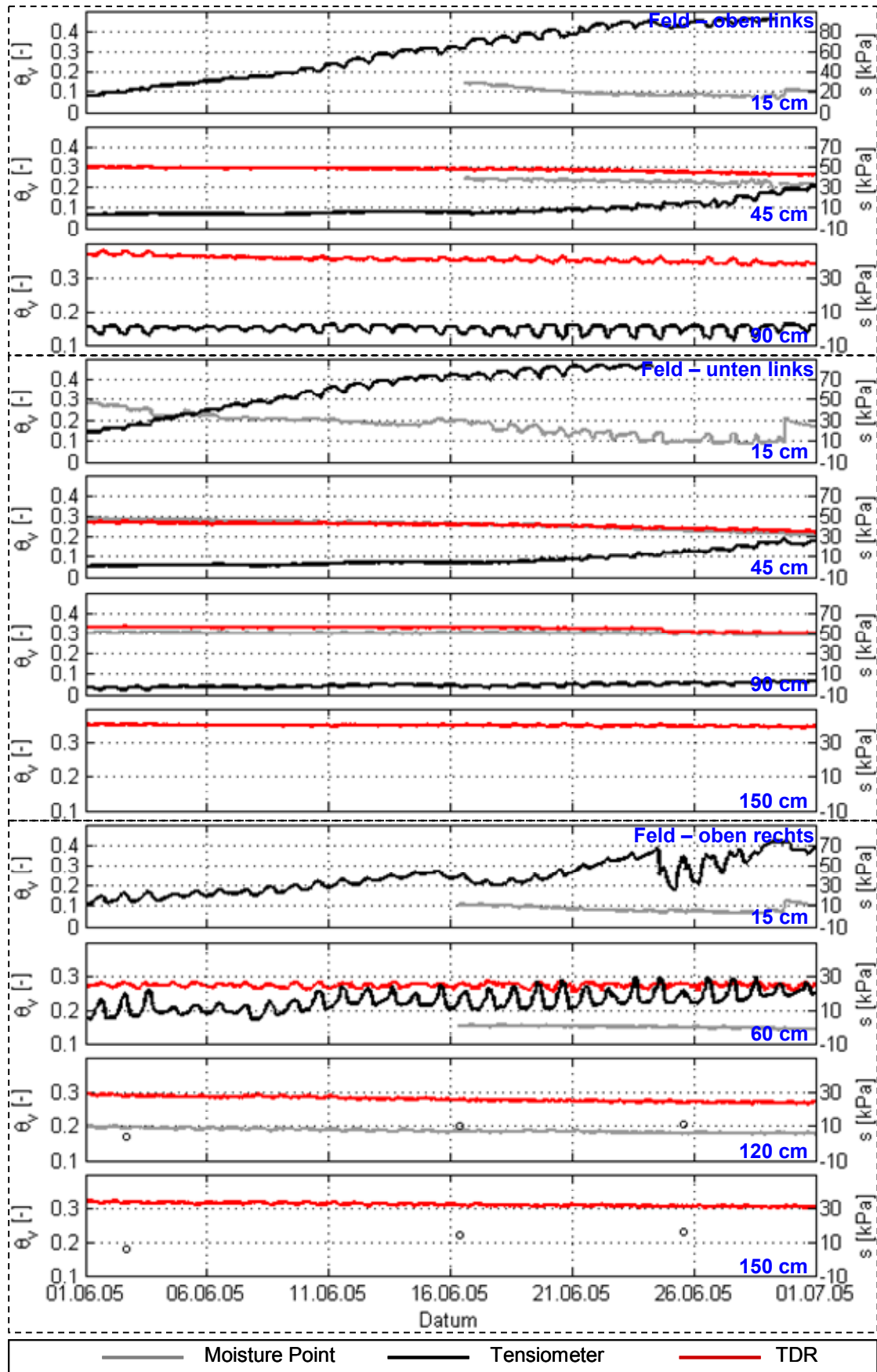


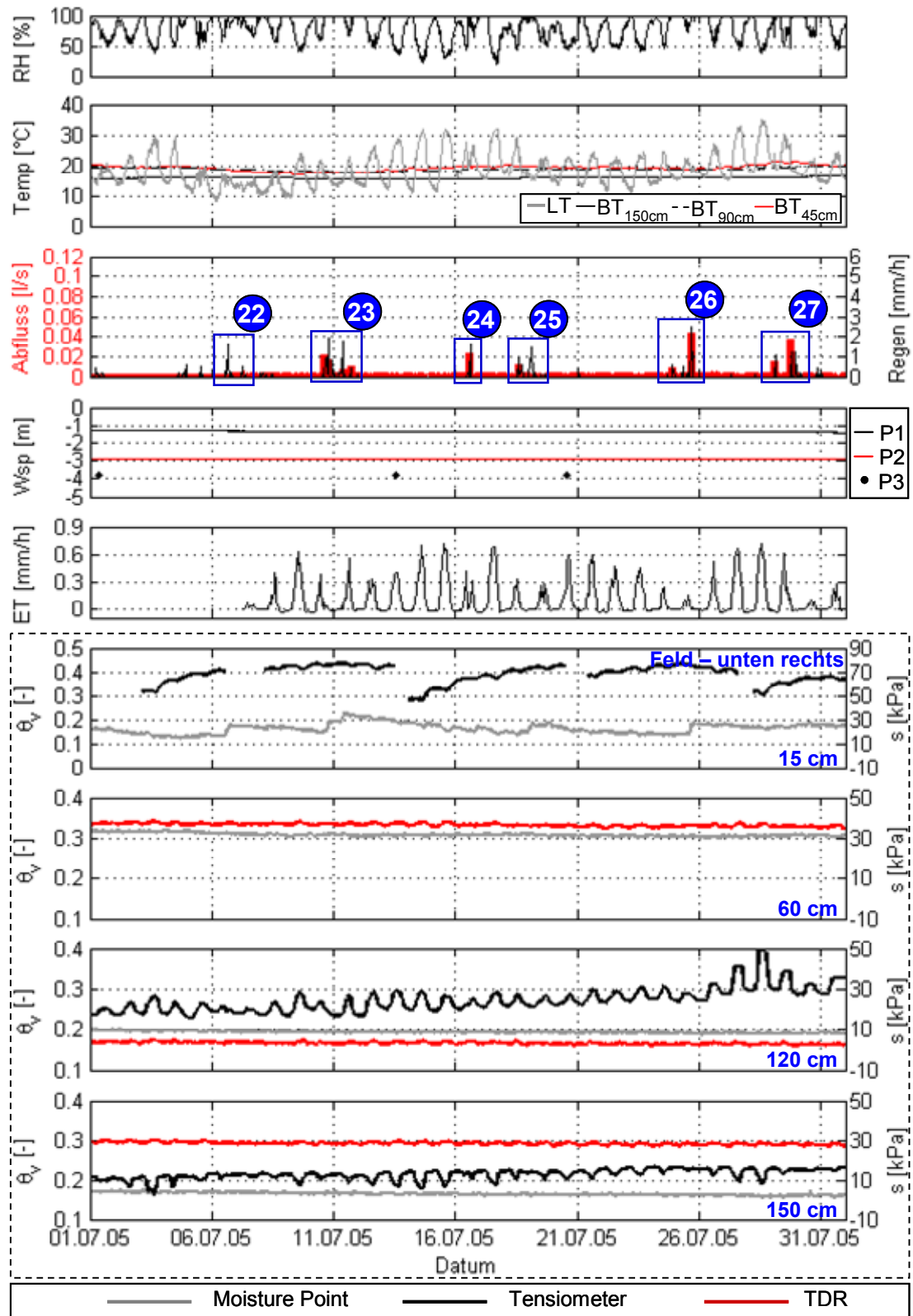


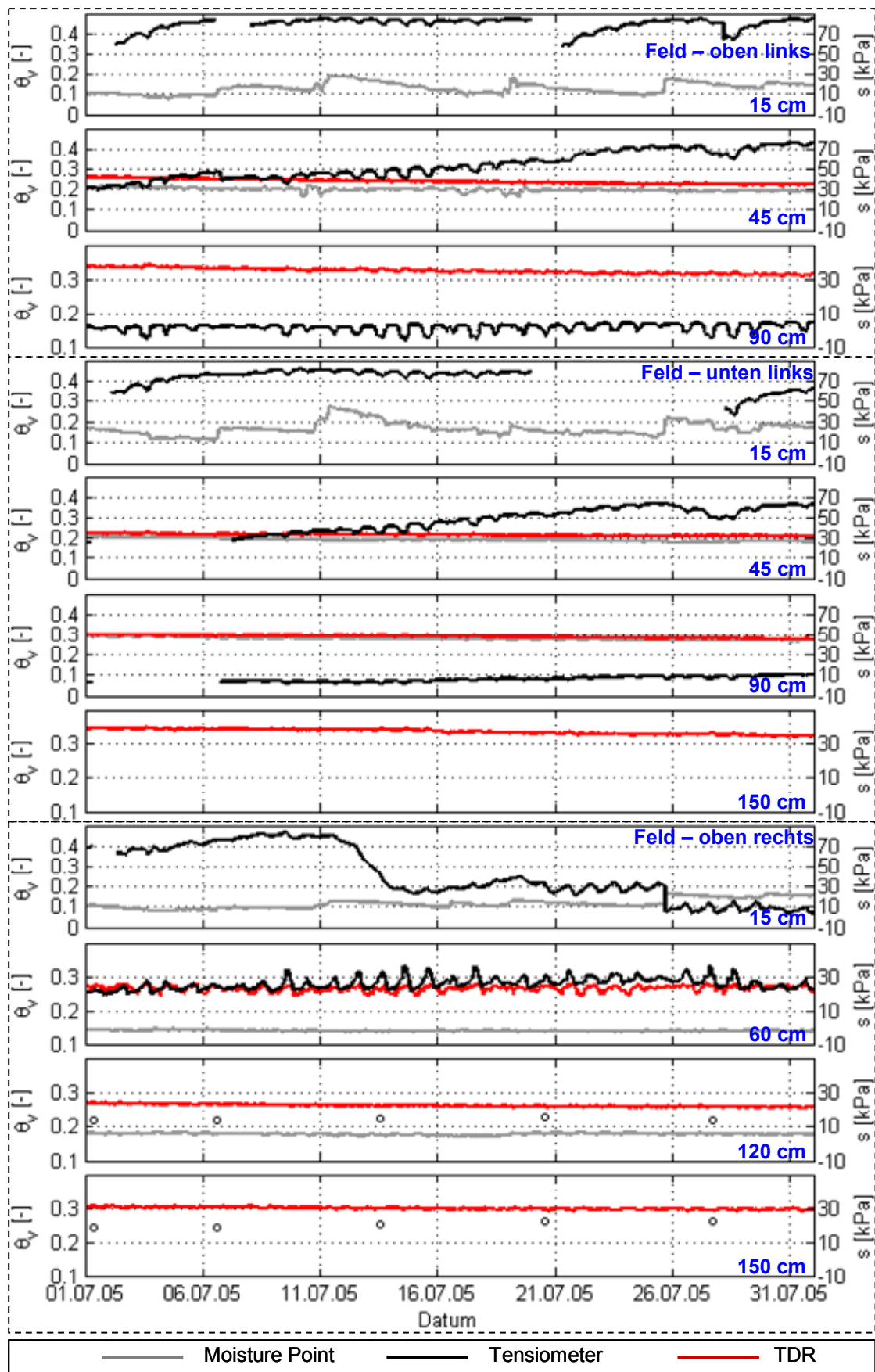


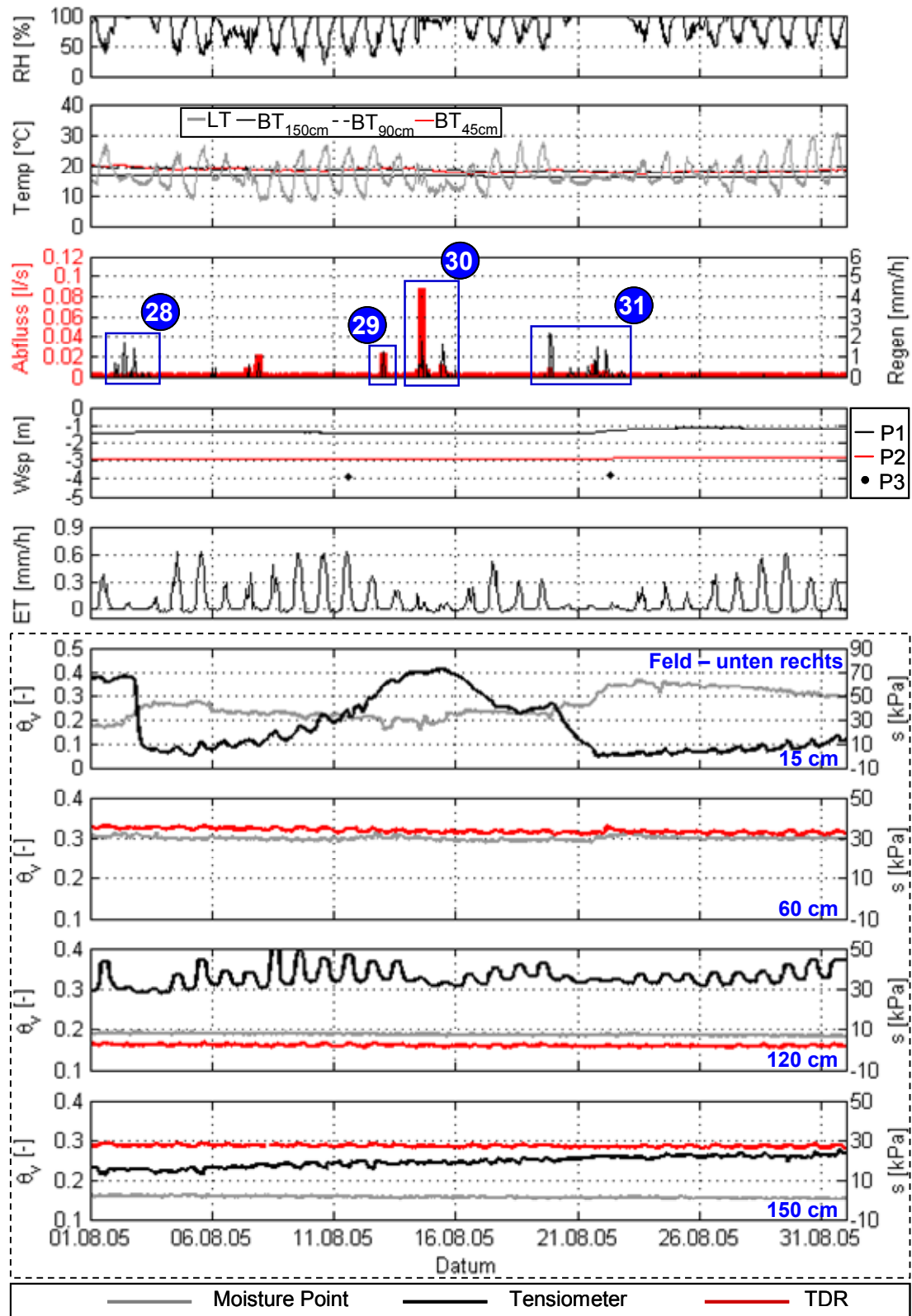


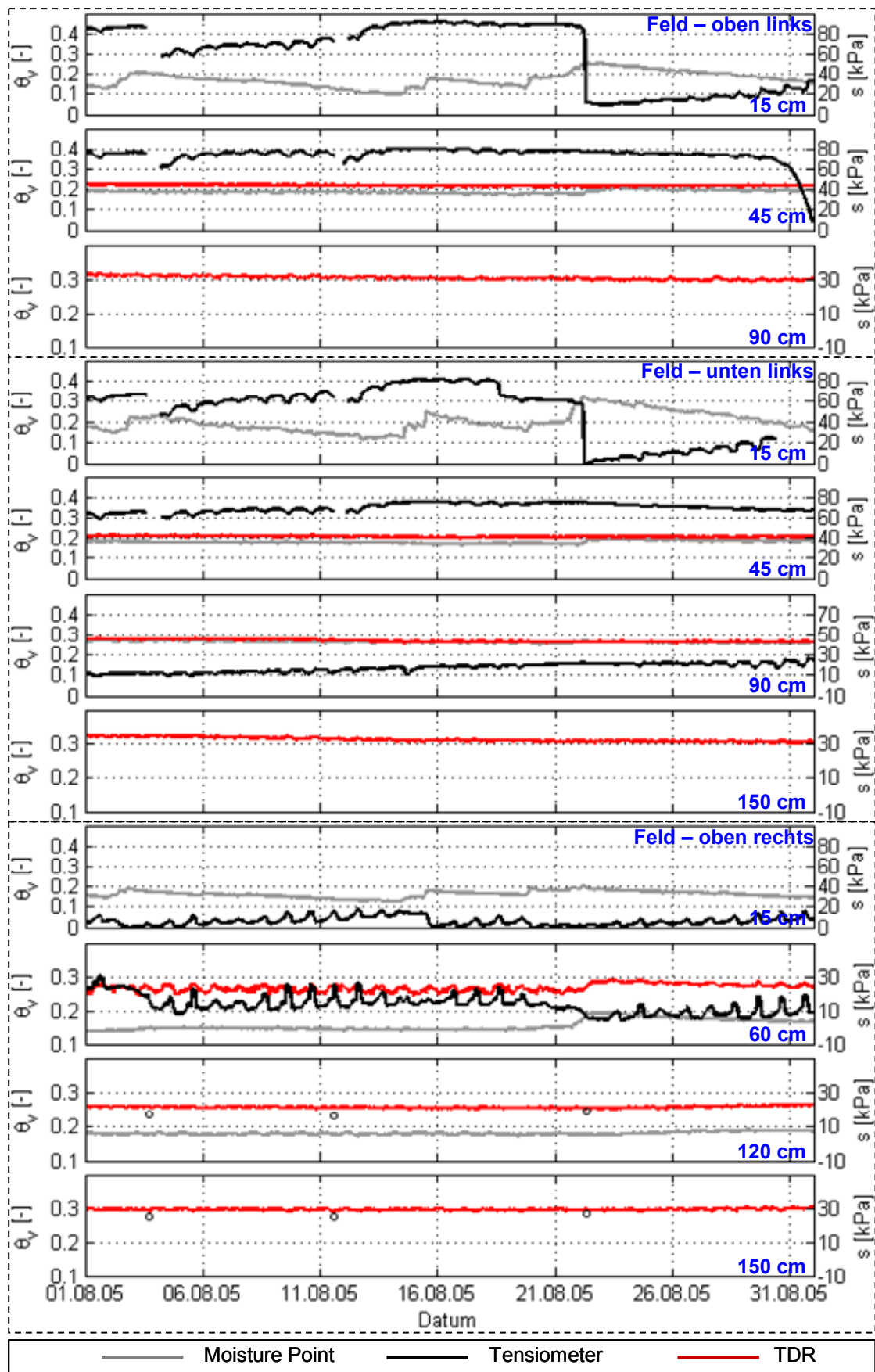






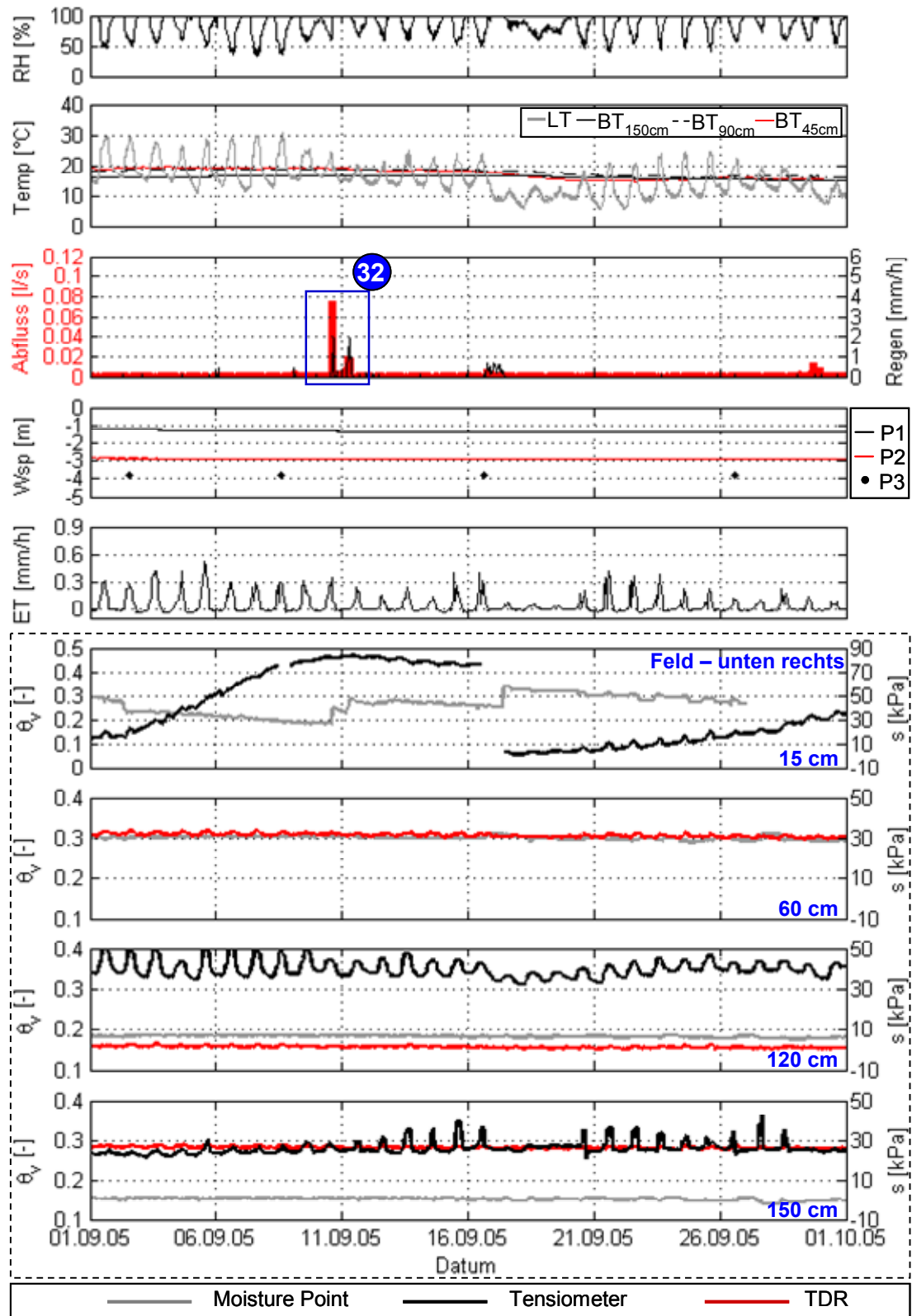


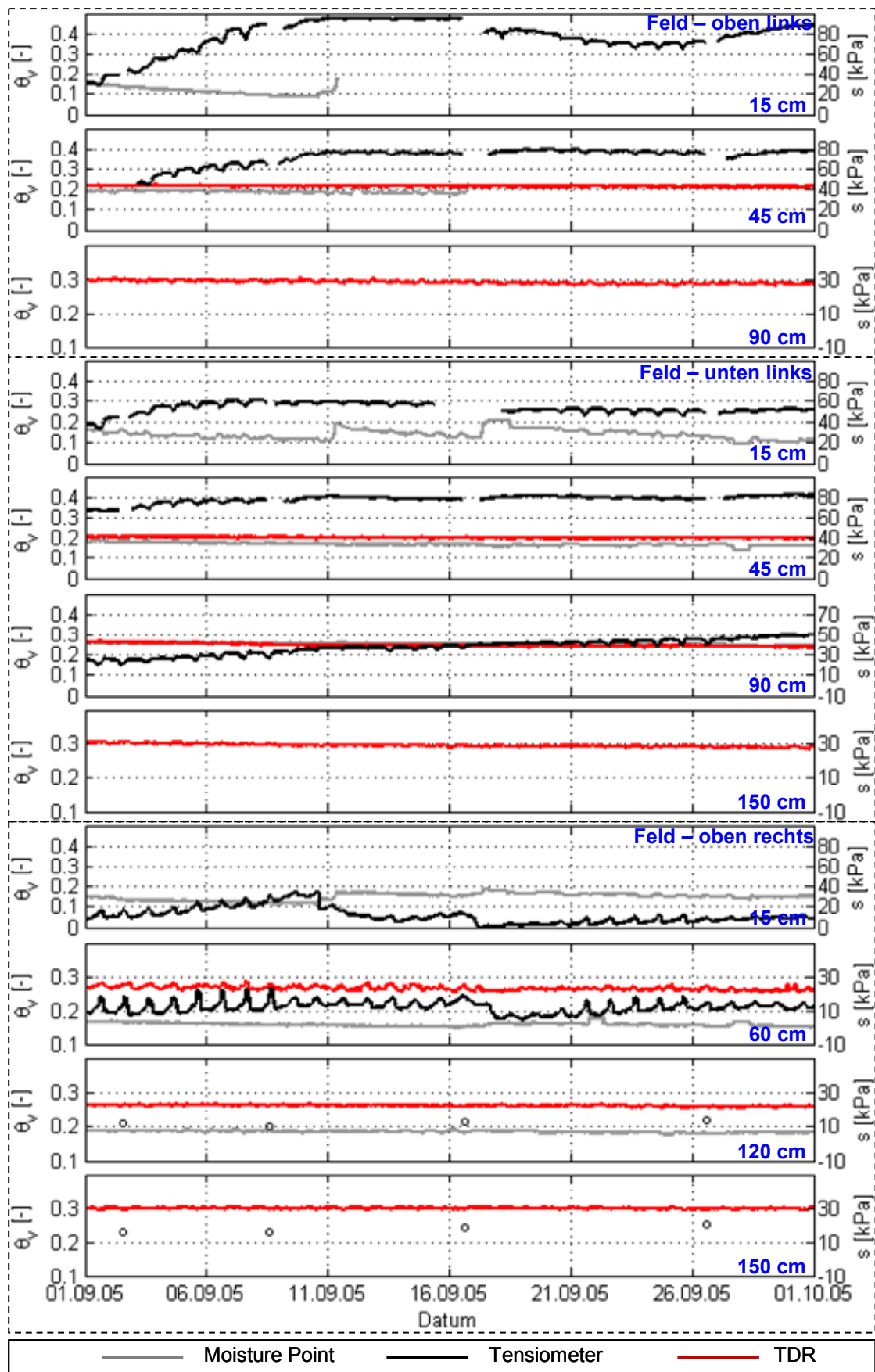


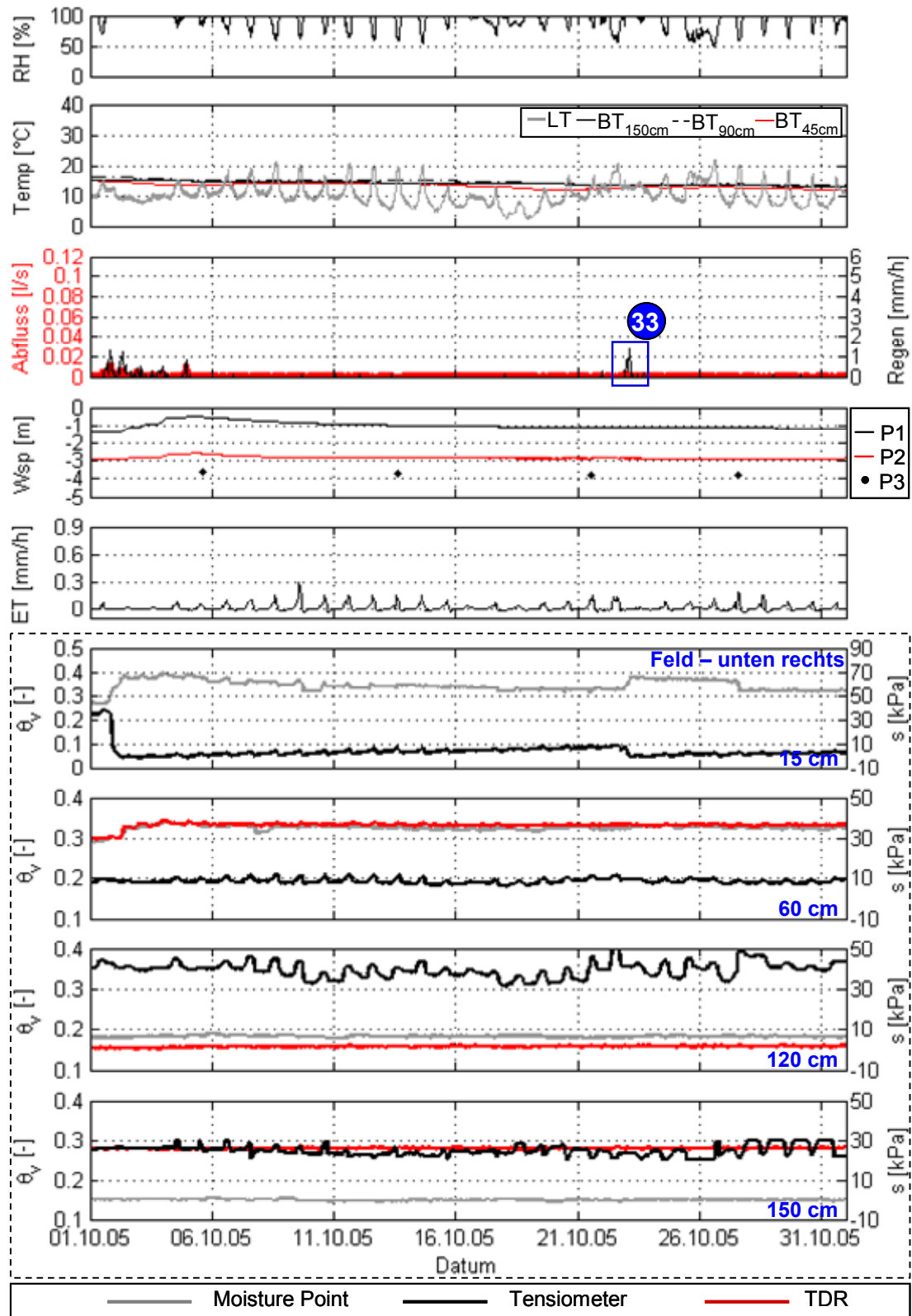


— Moisture Point    — Tensiometer    — TDR

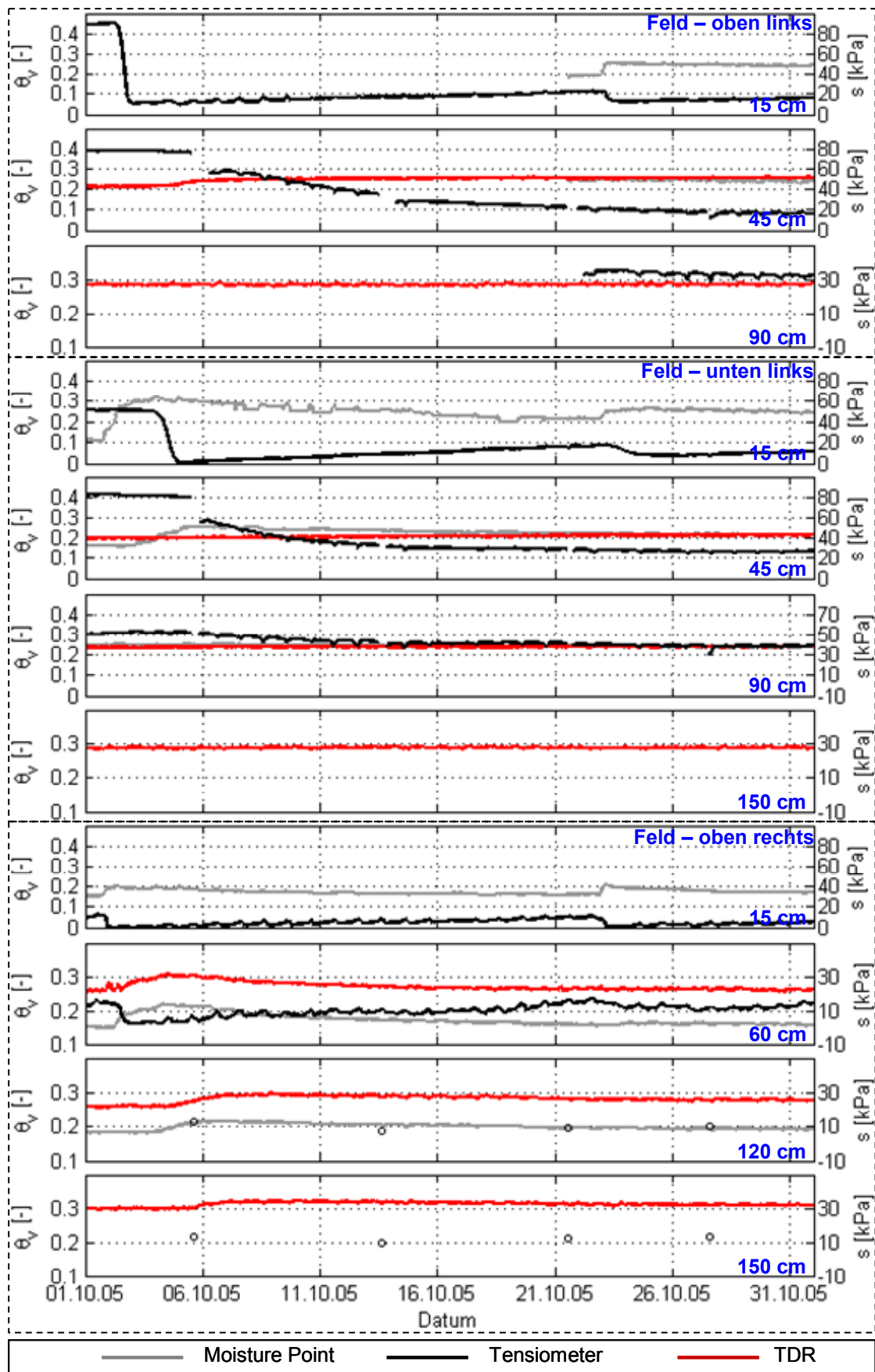


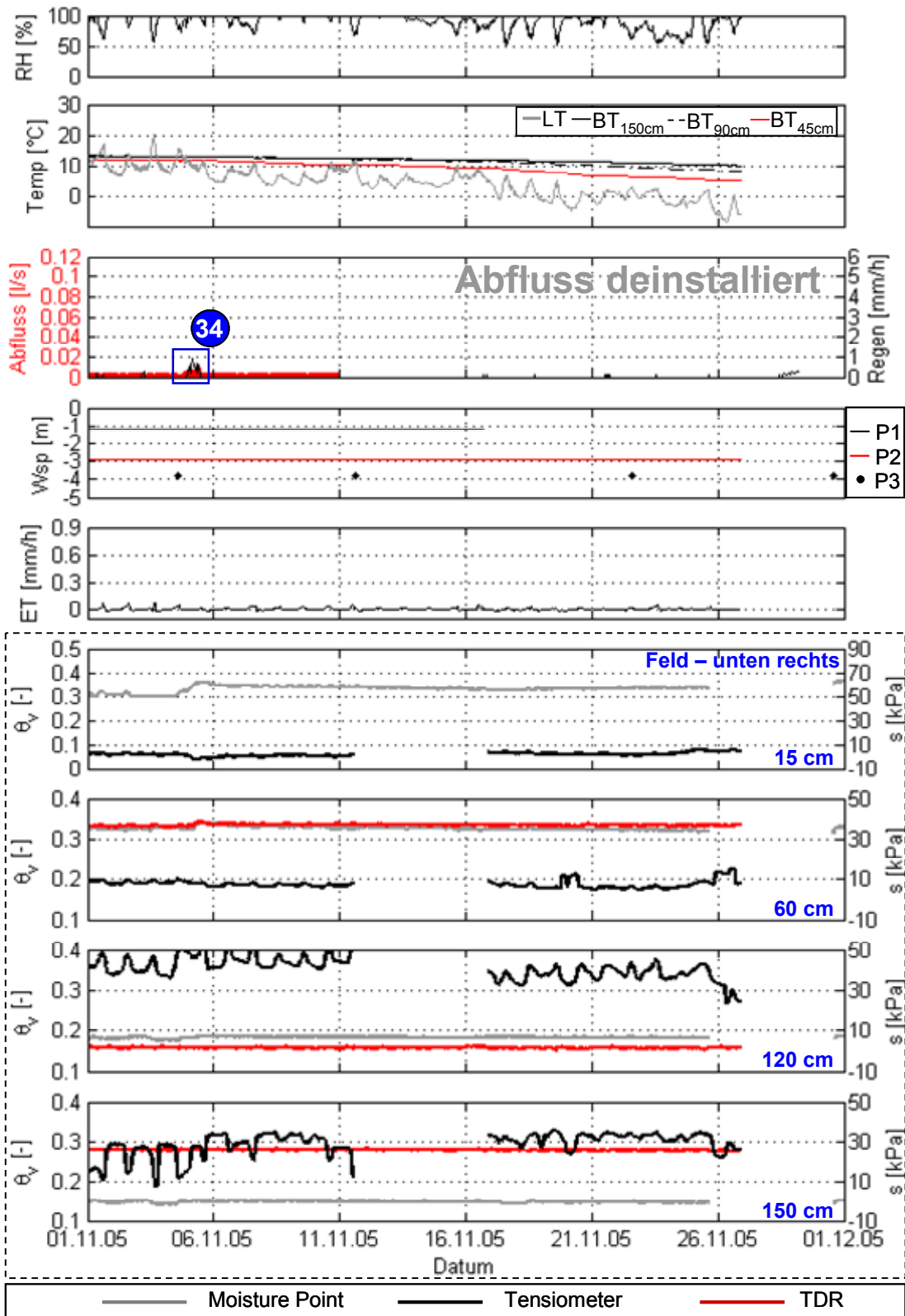


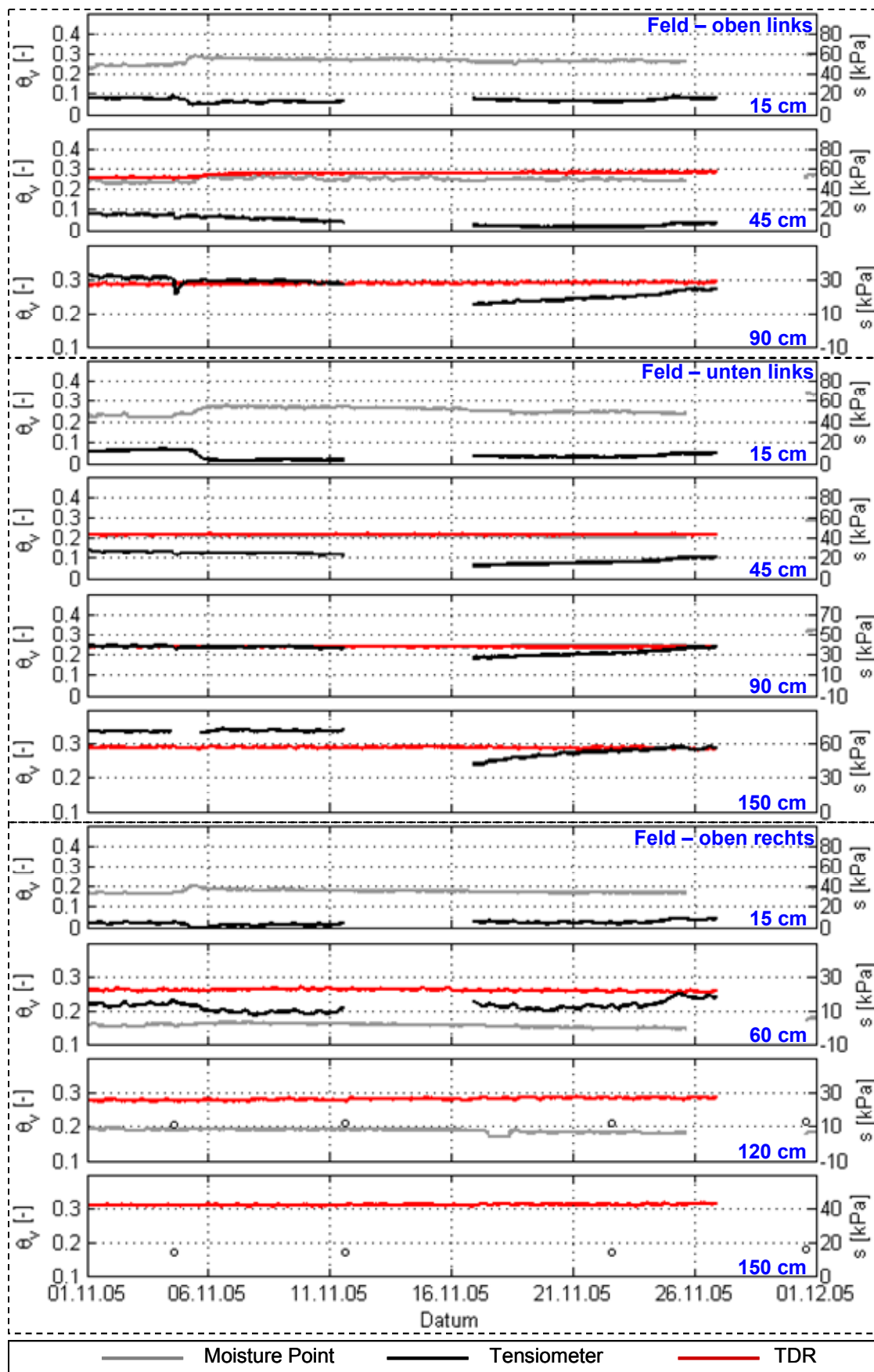


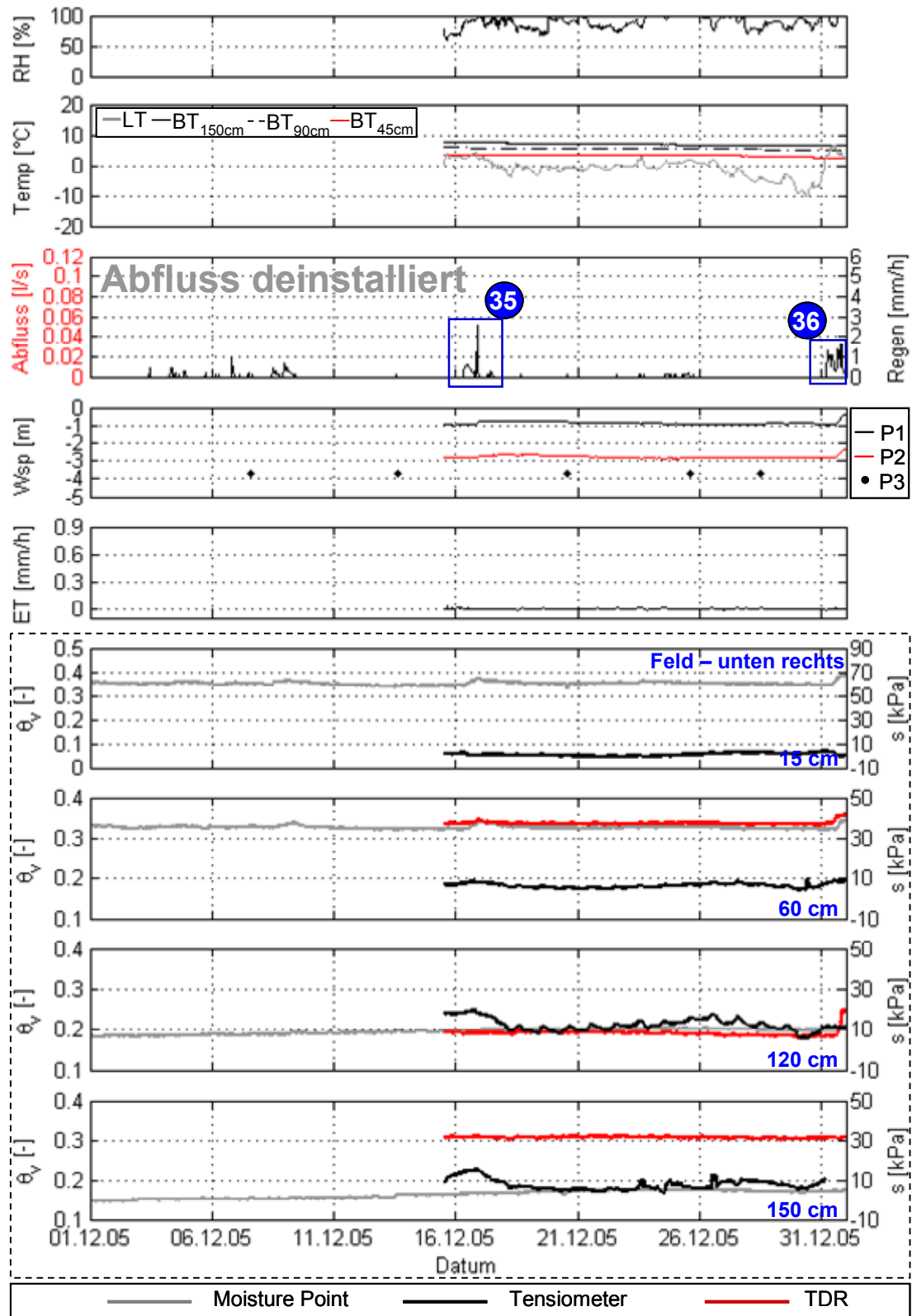


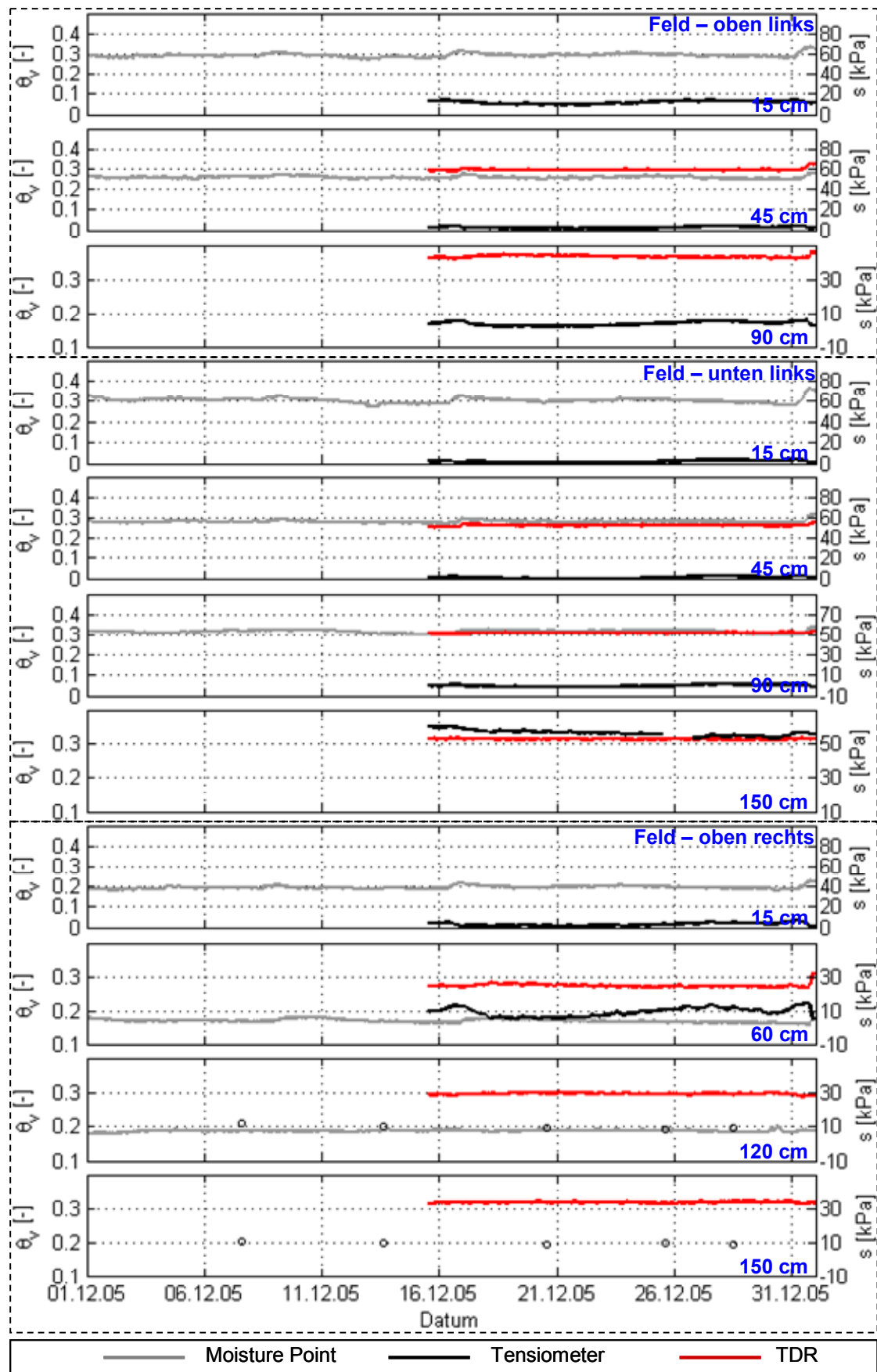


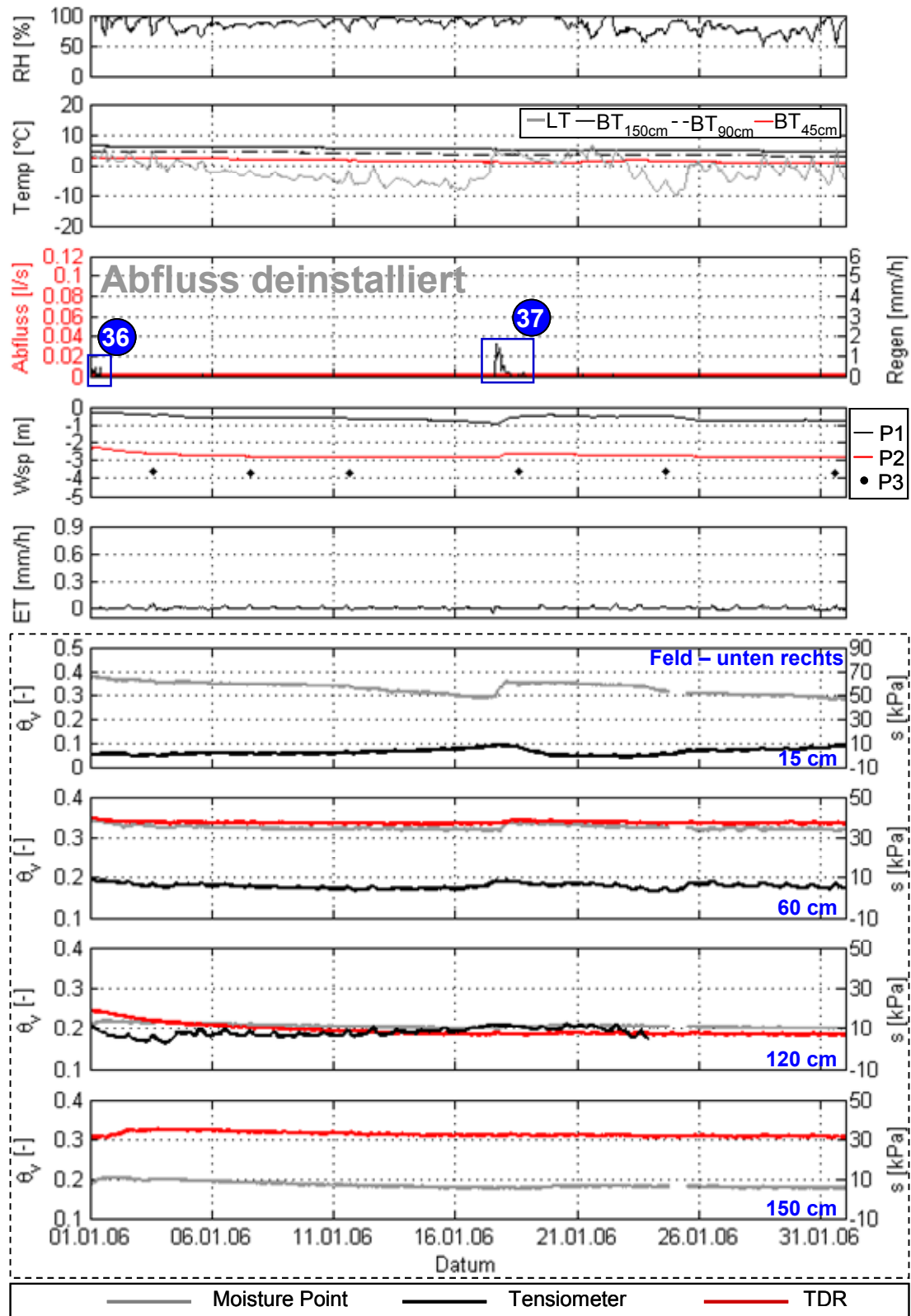




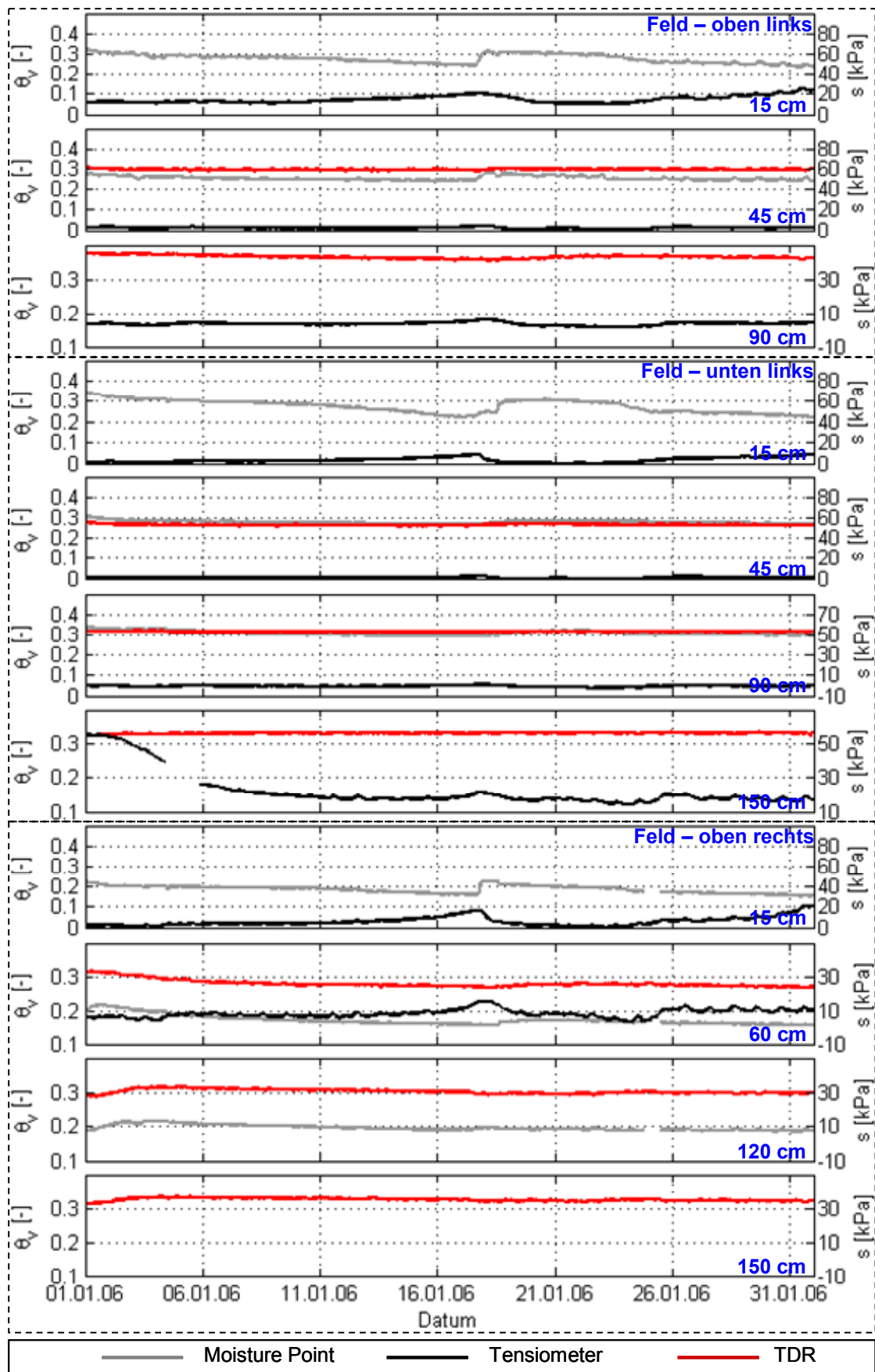


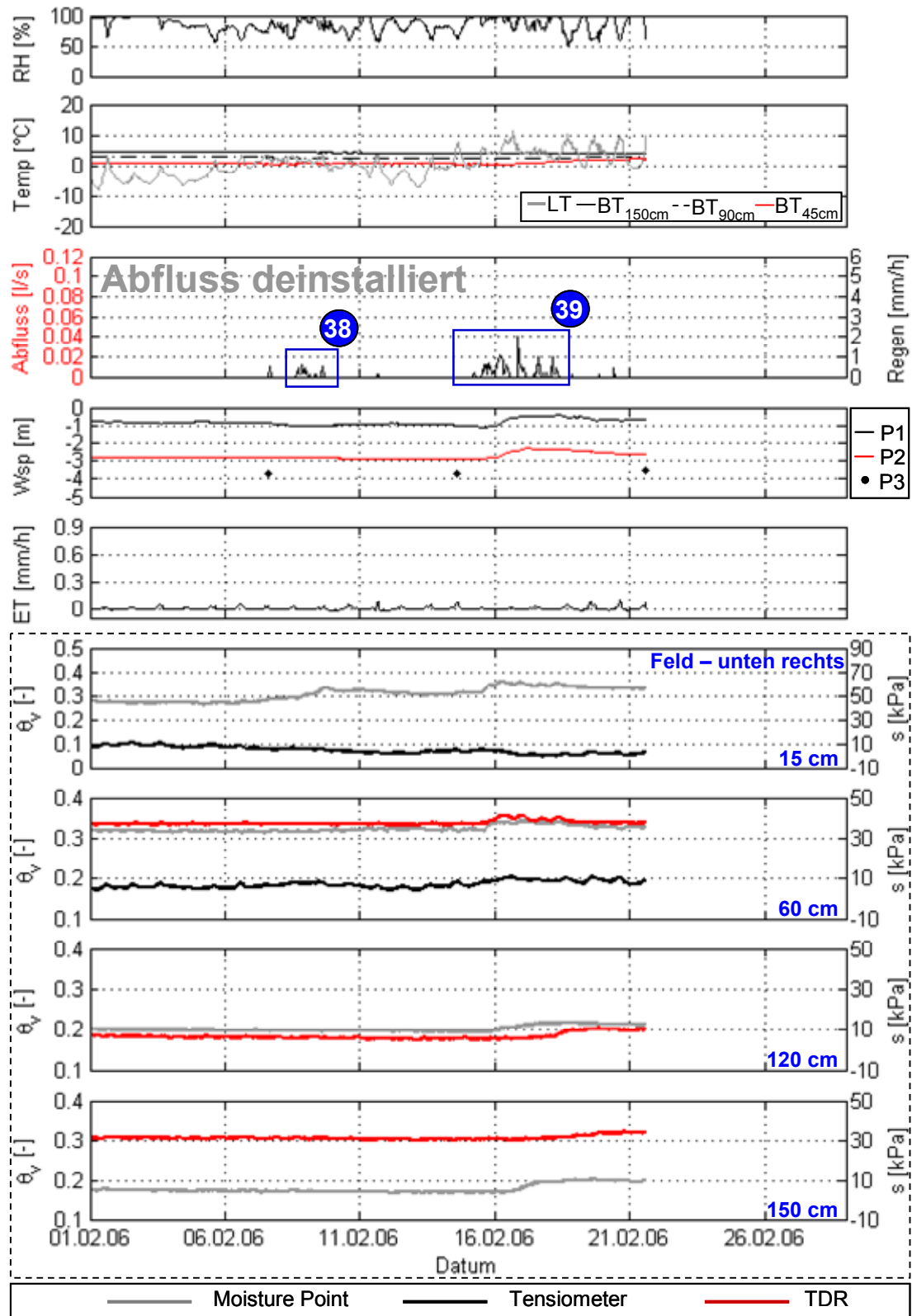




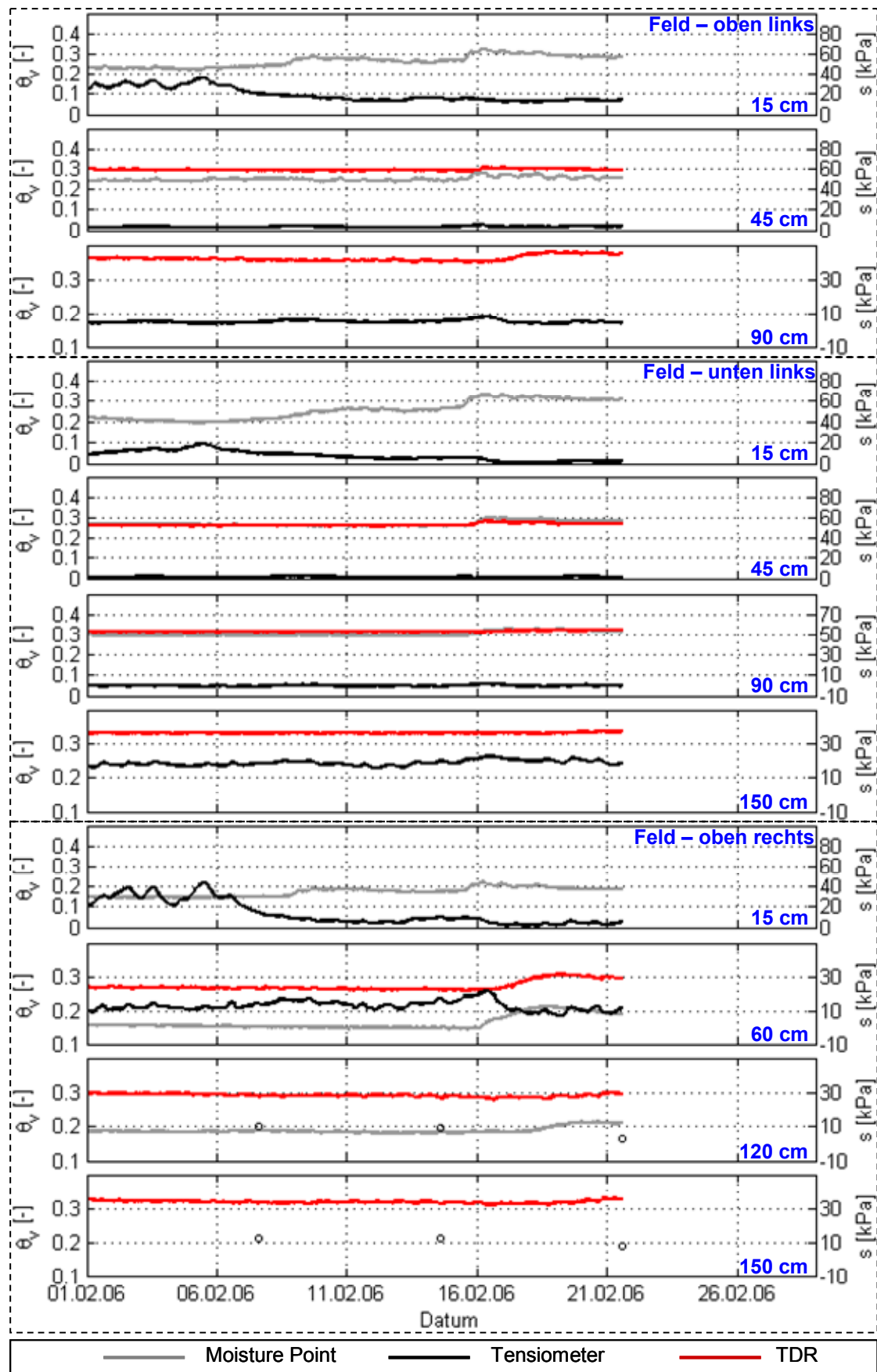


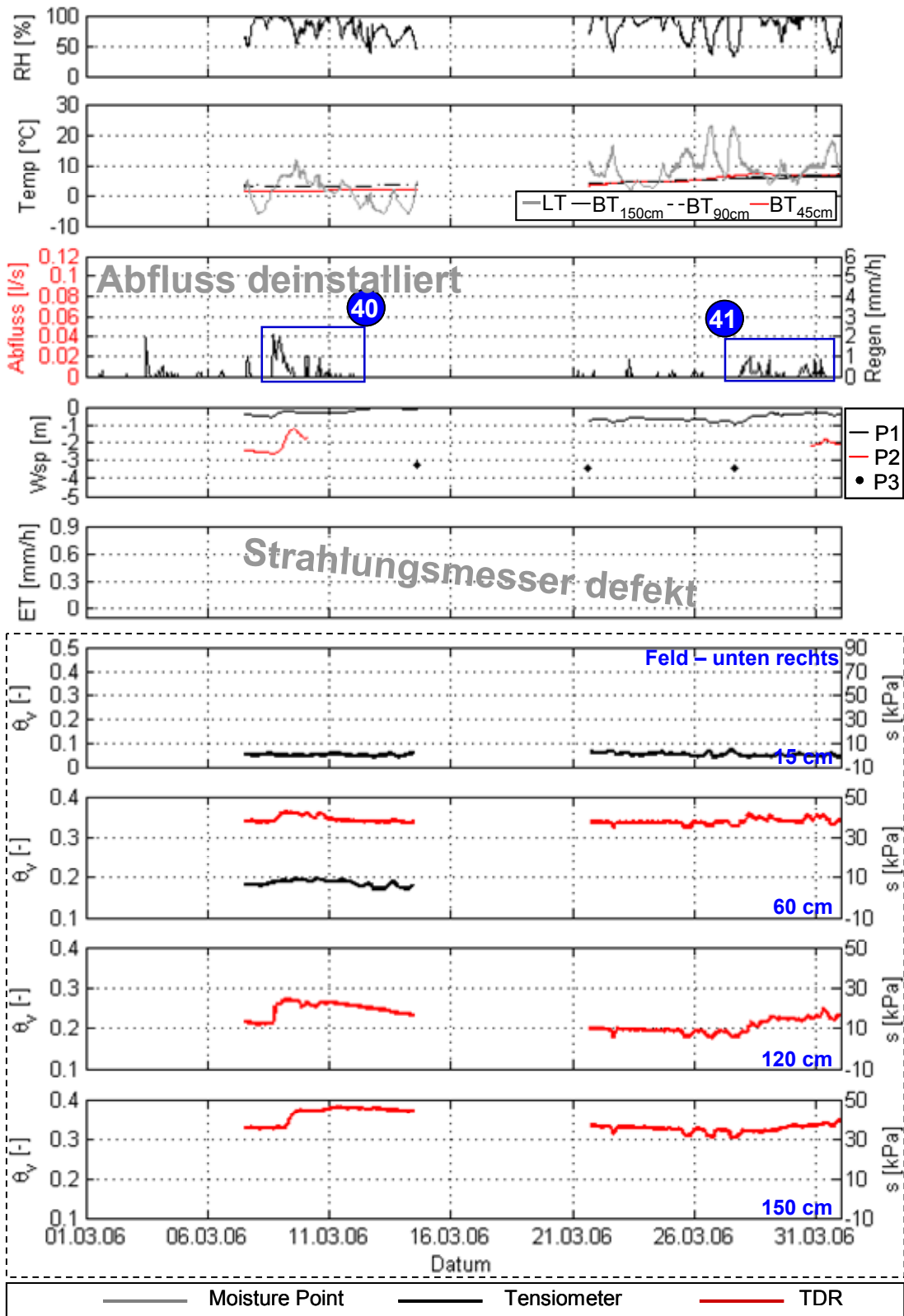


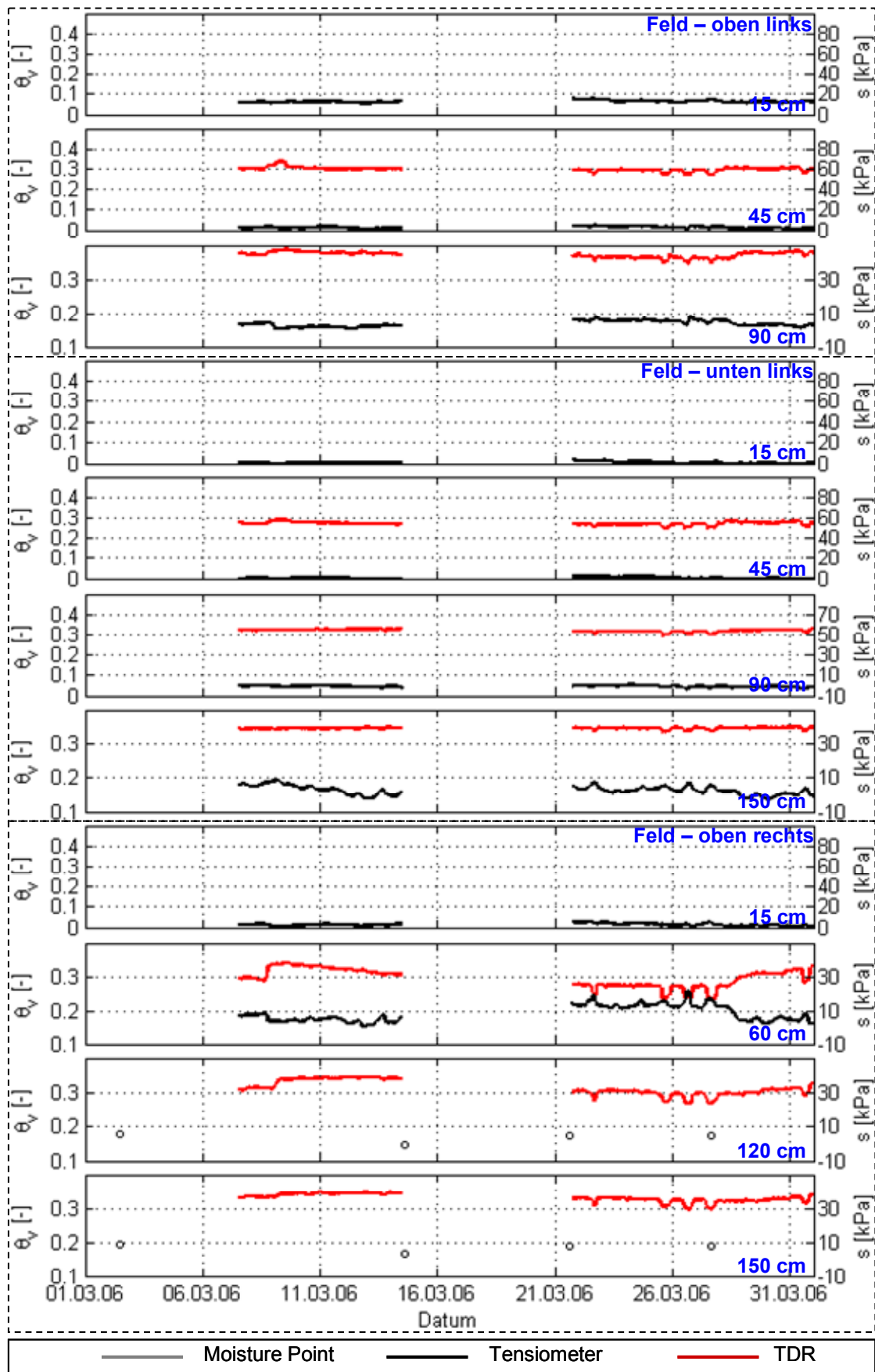


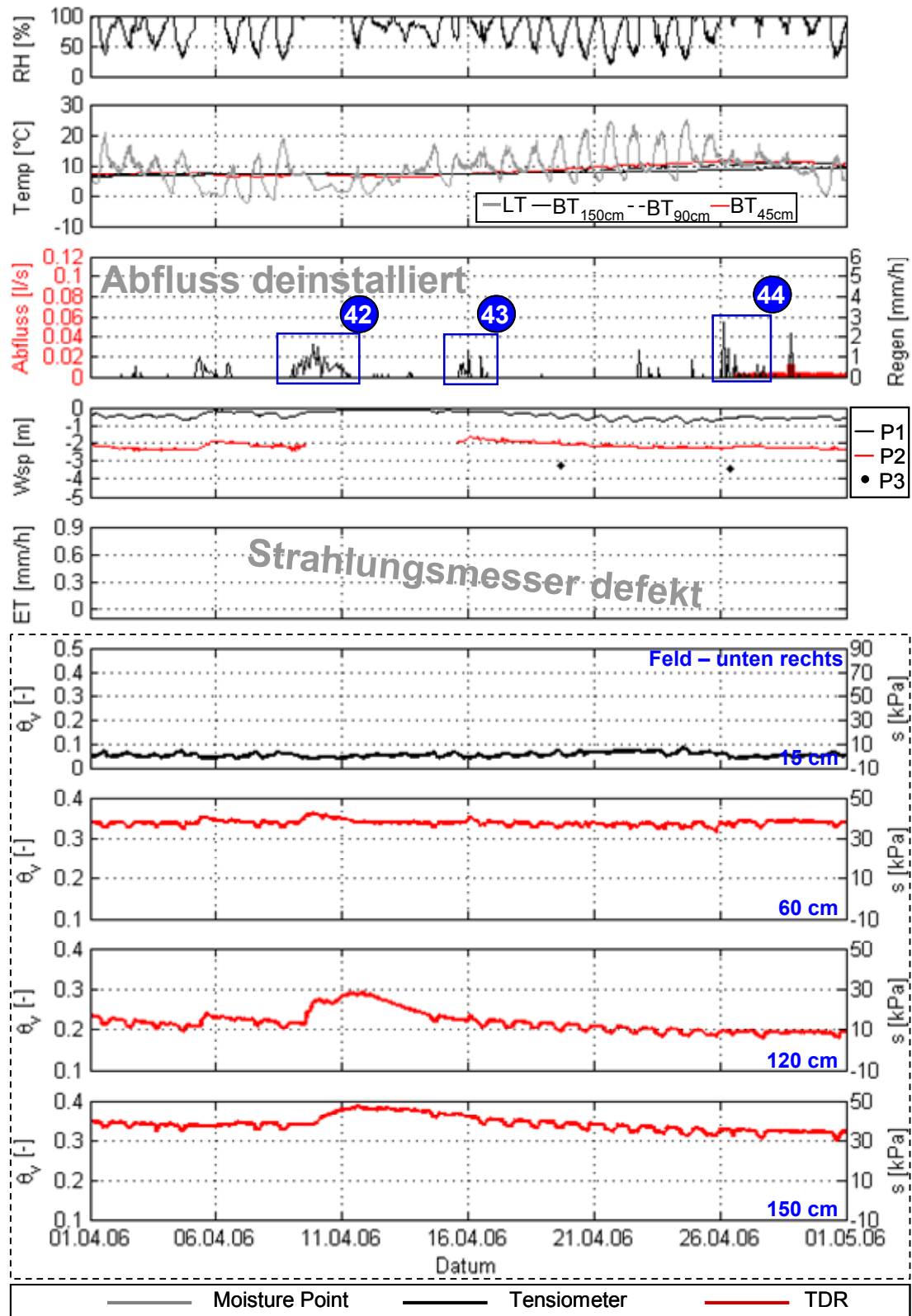


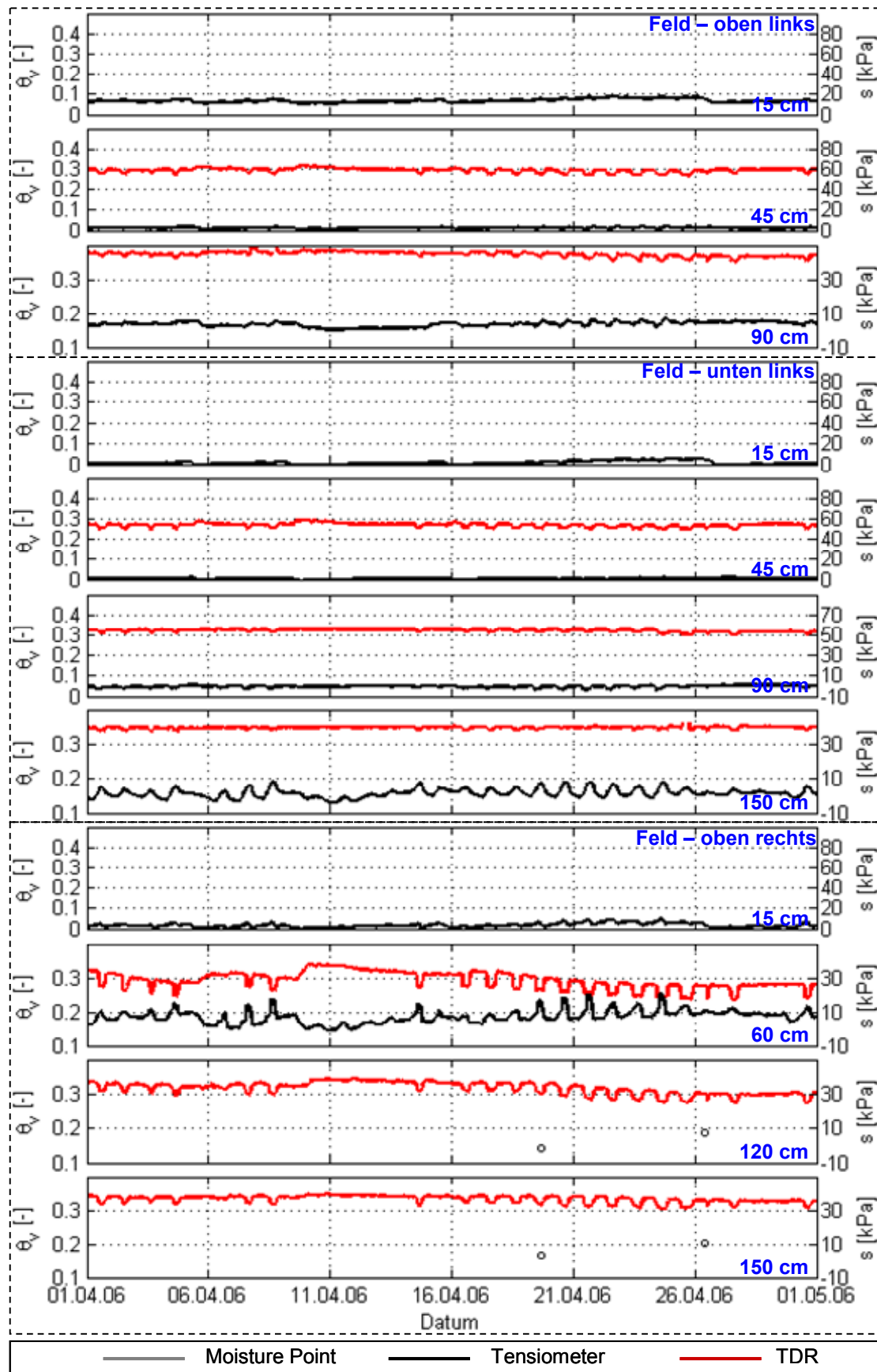


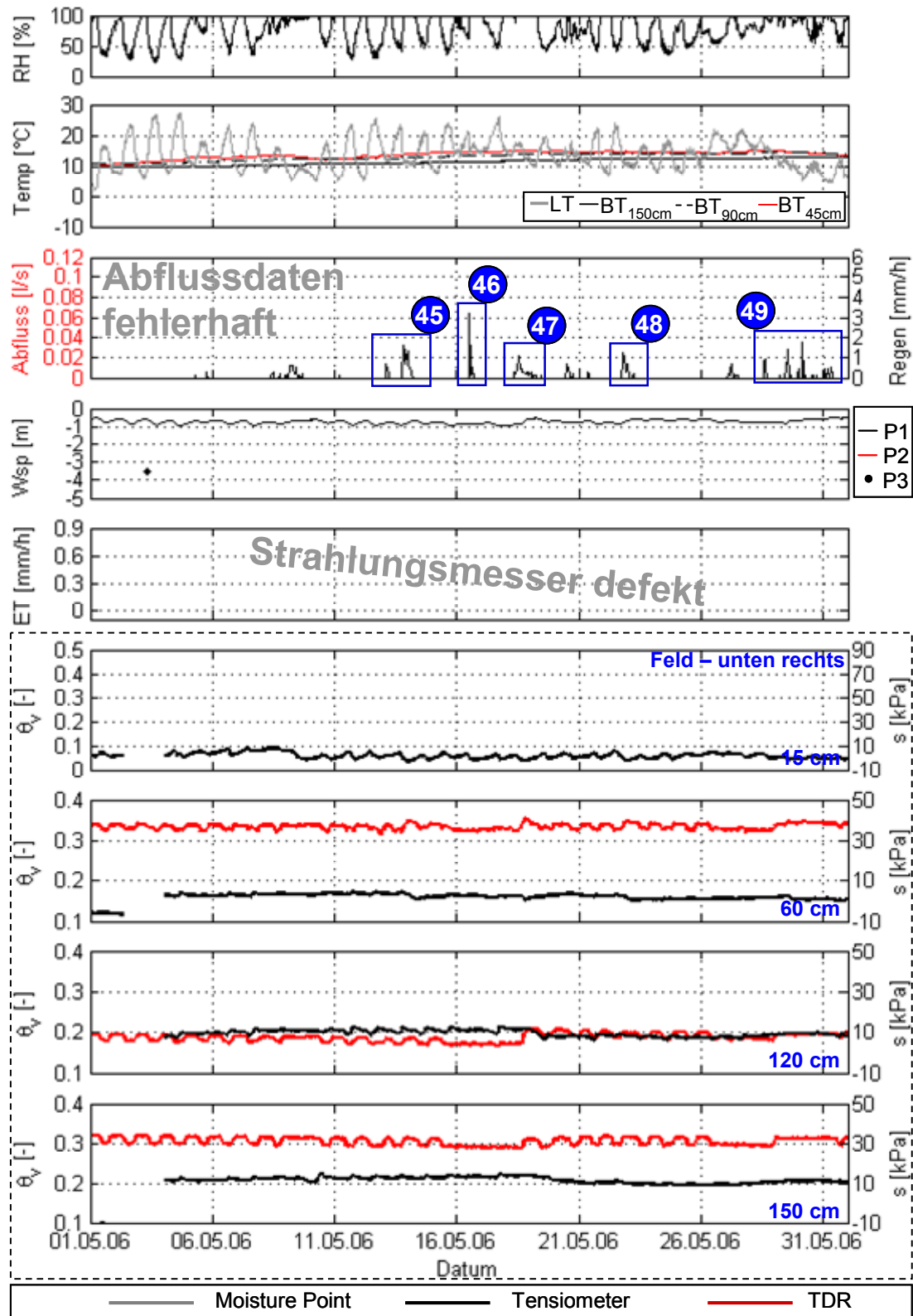




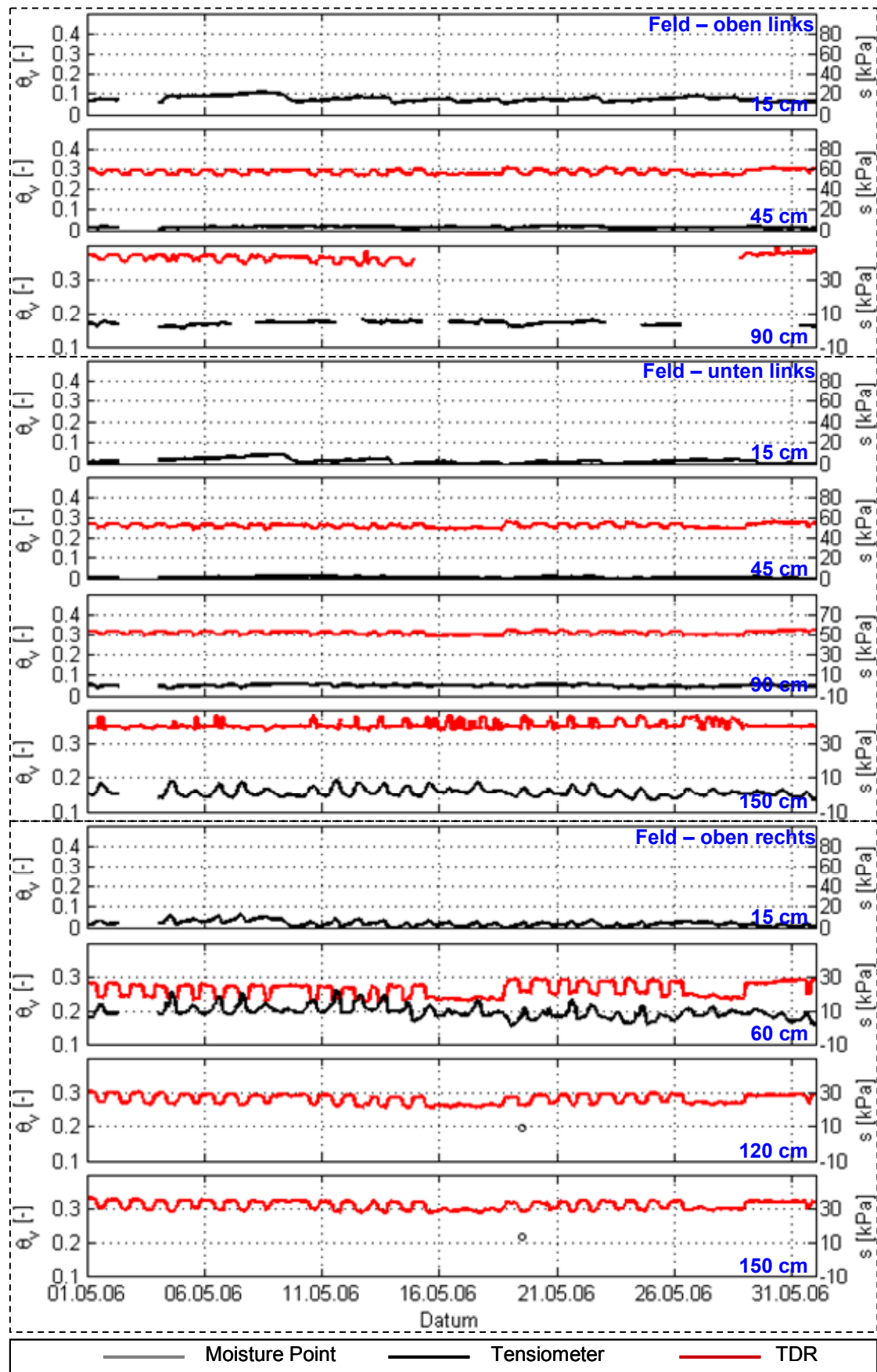


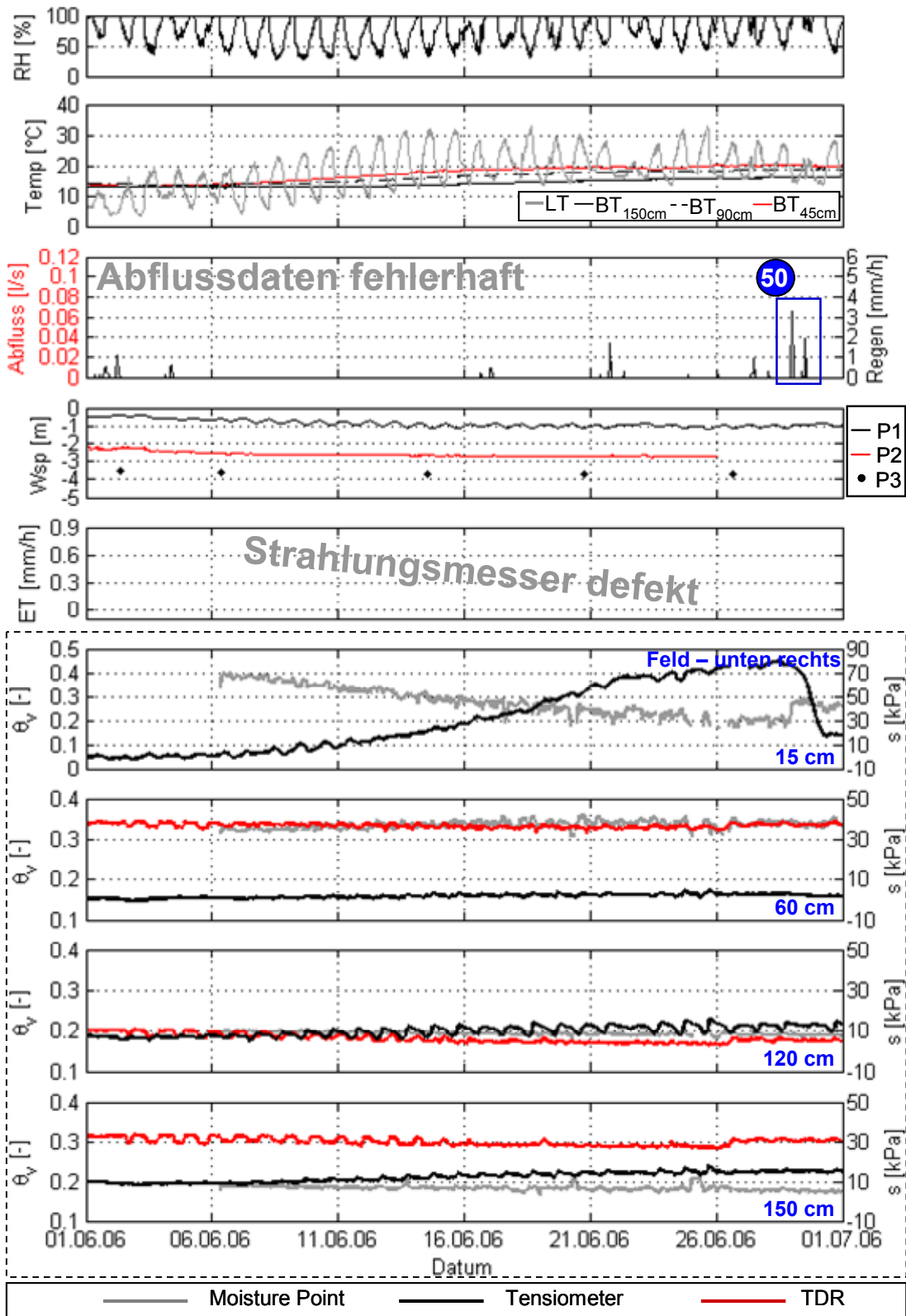




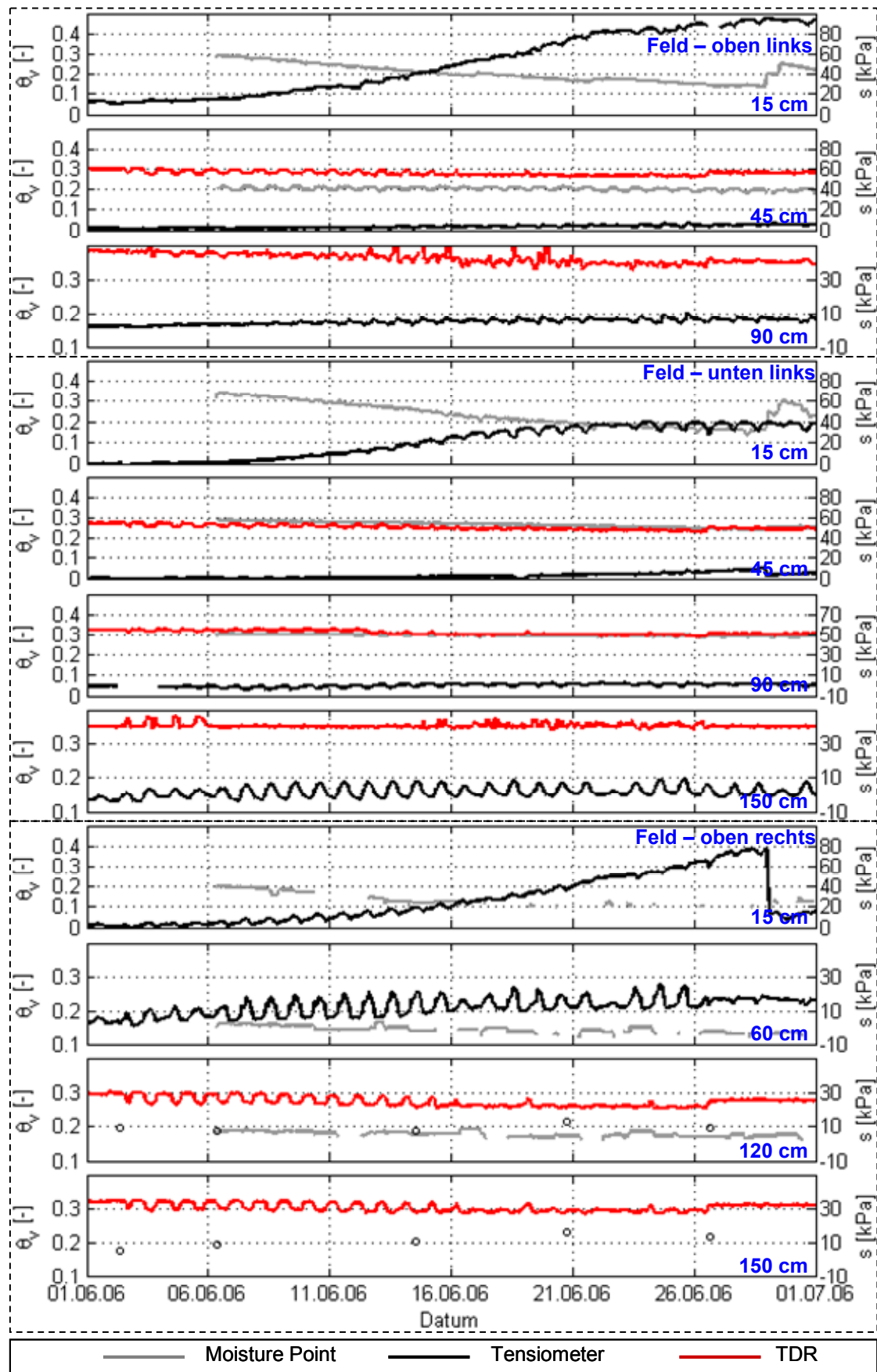


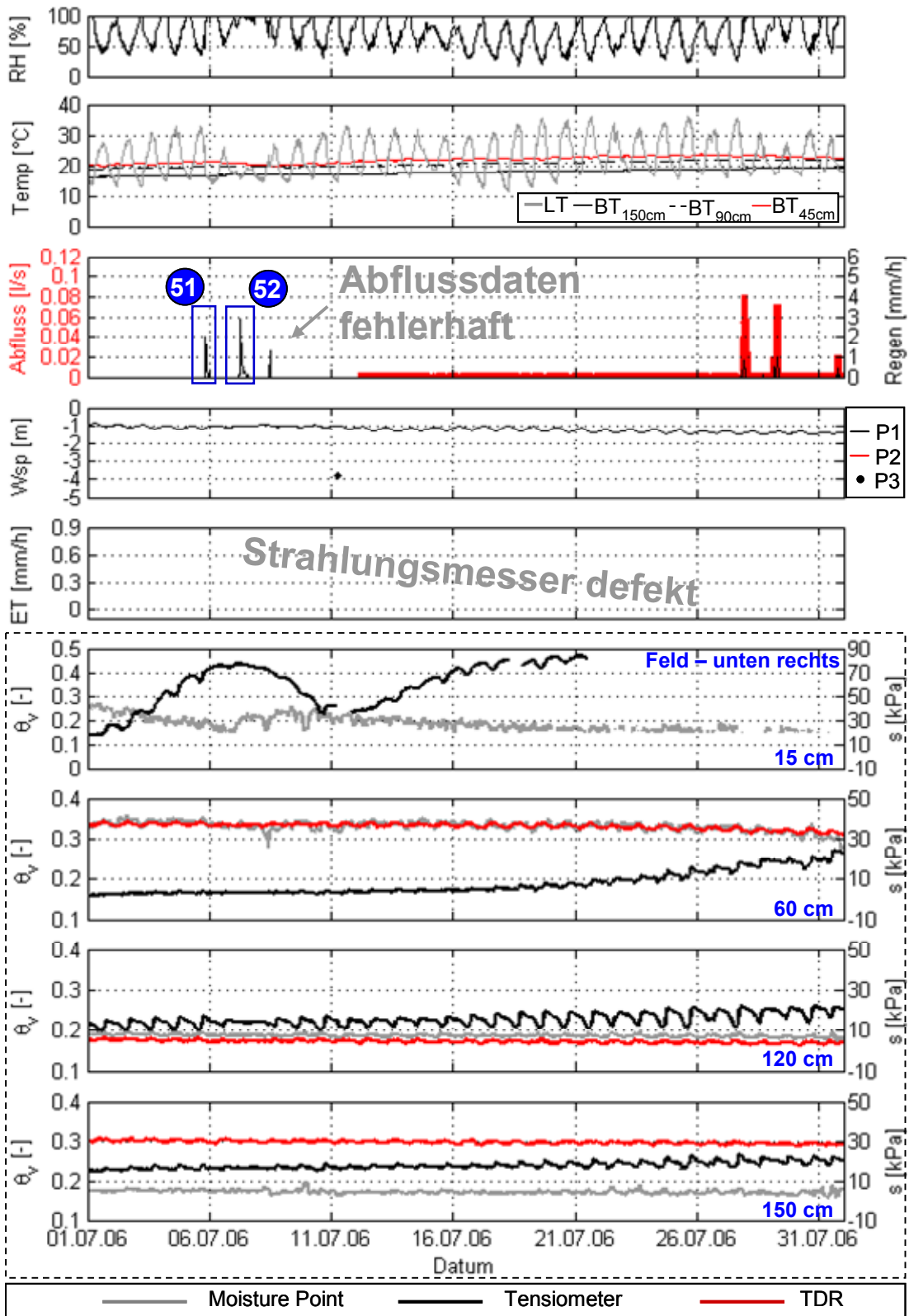


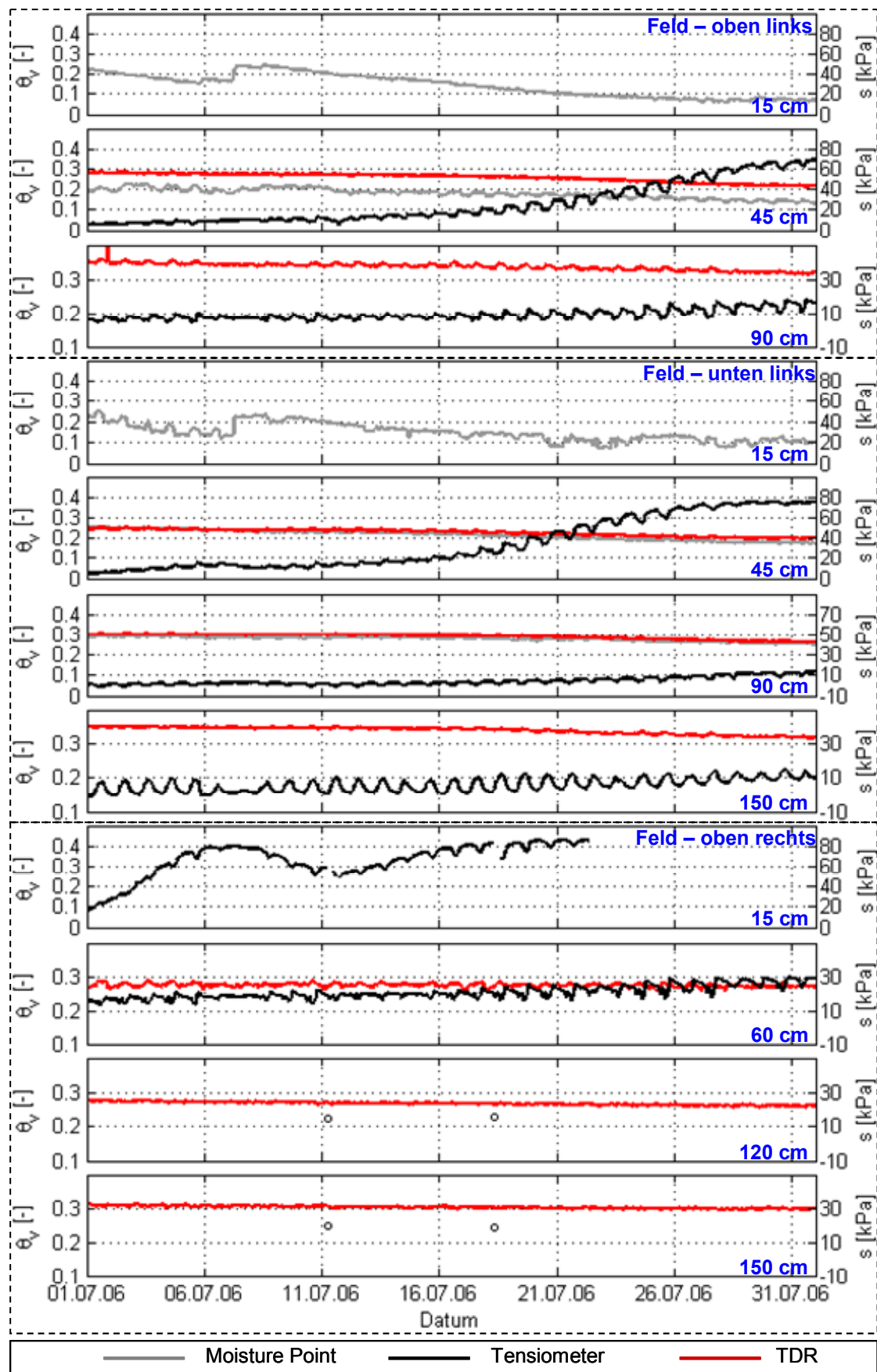










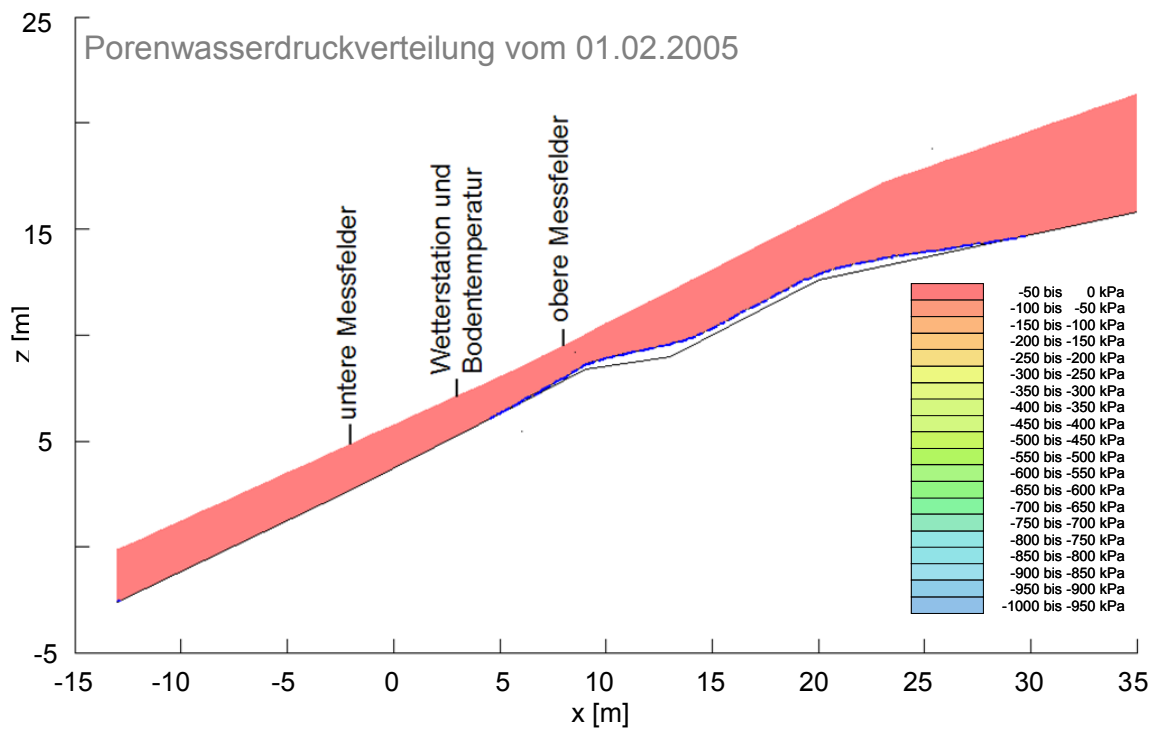
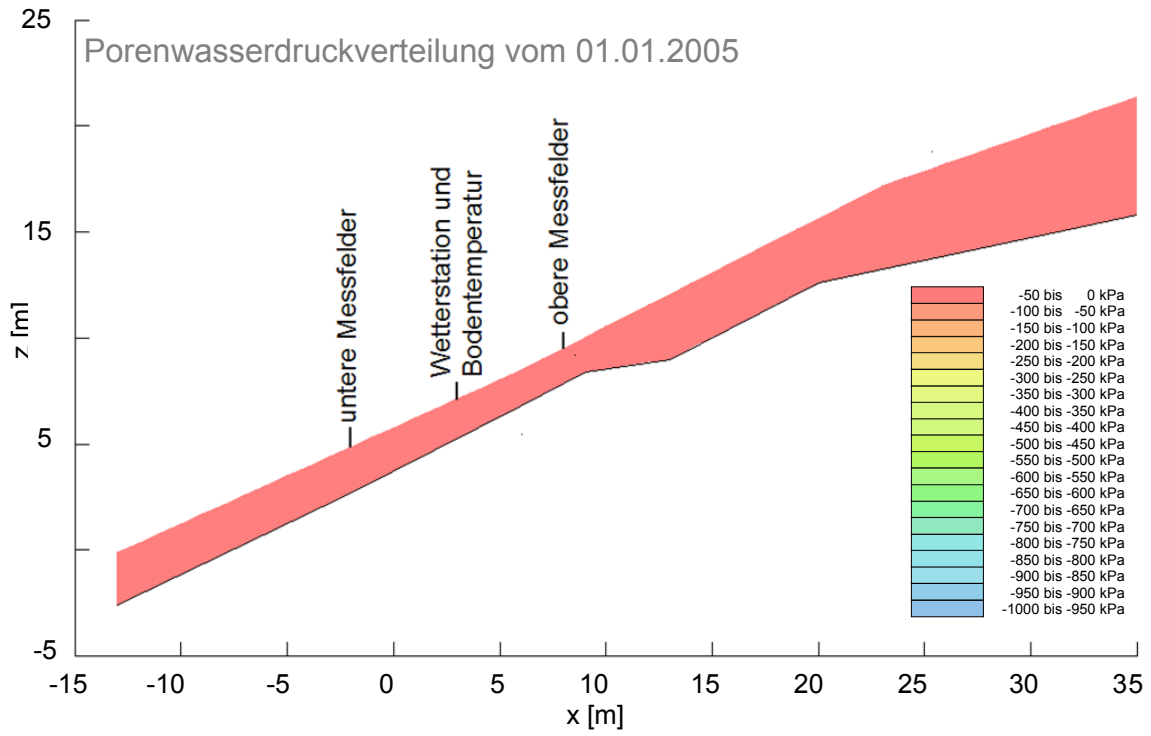


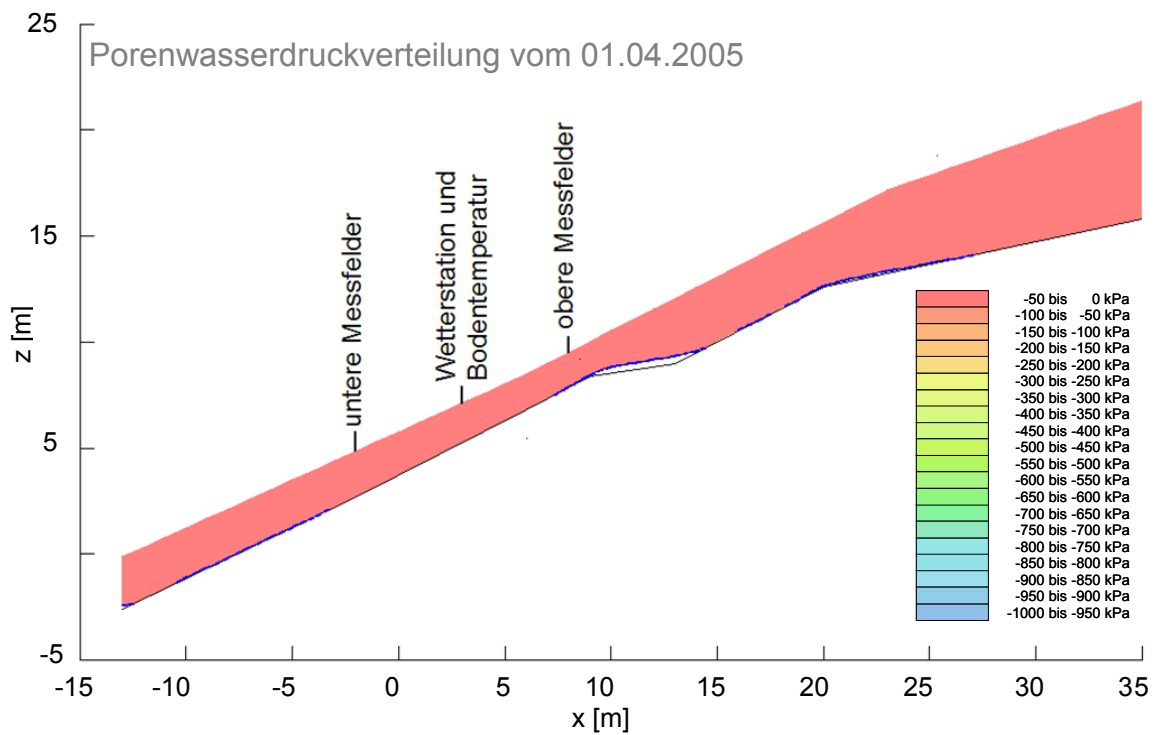
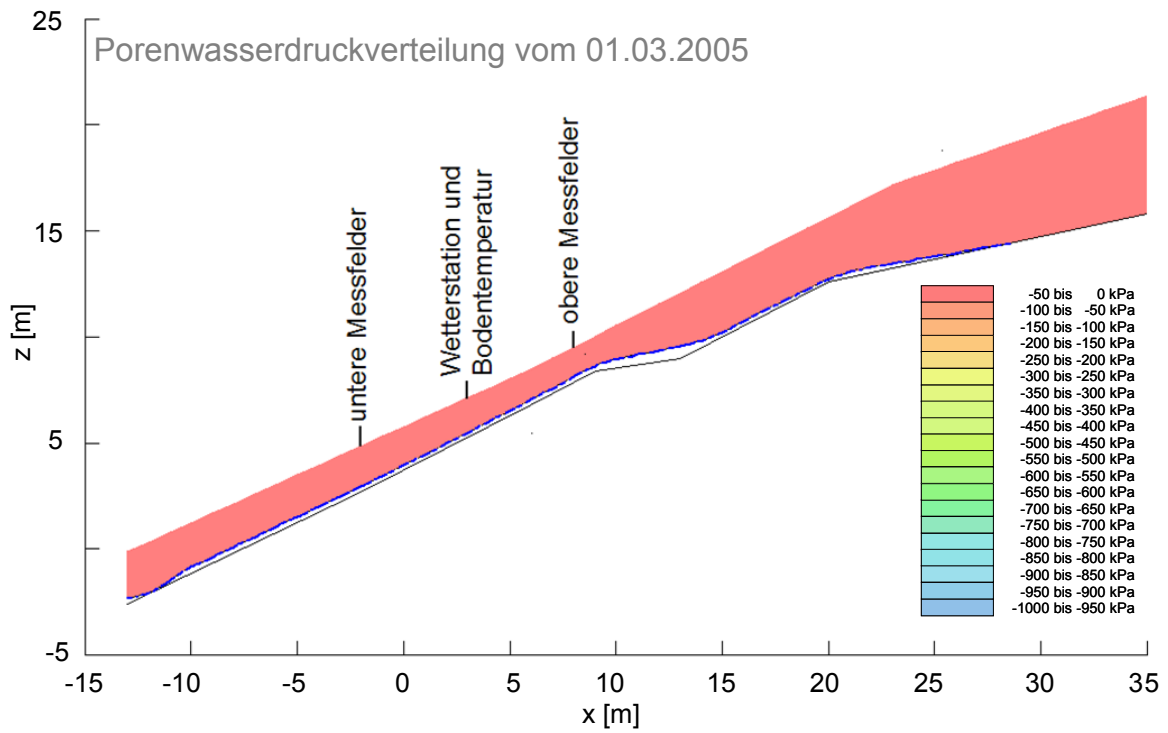


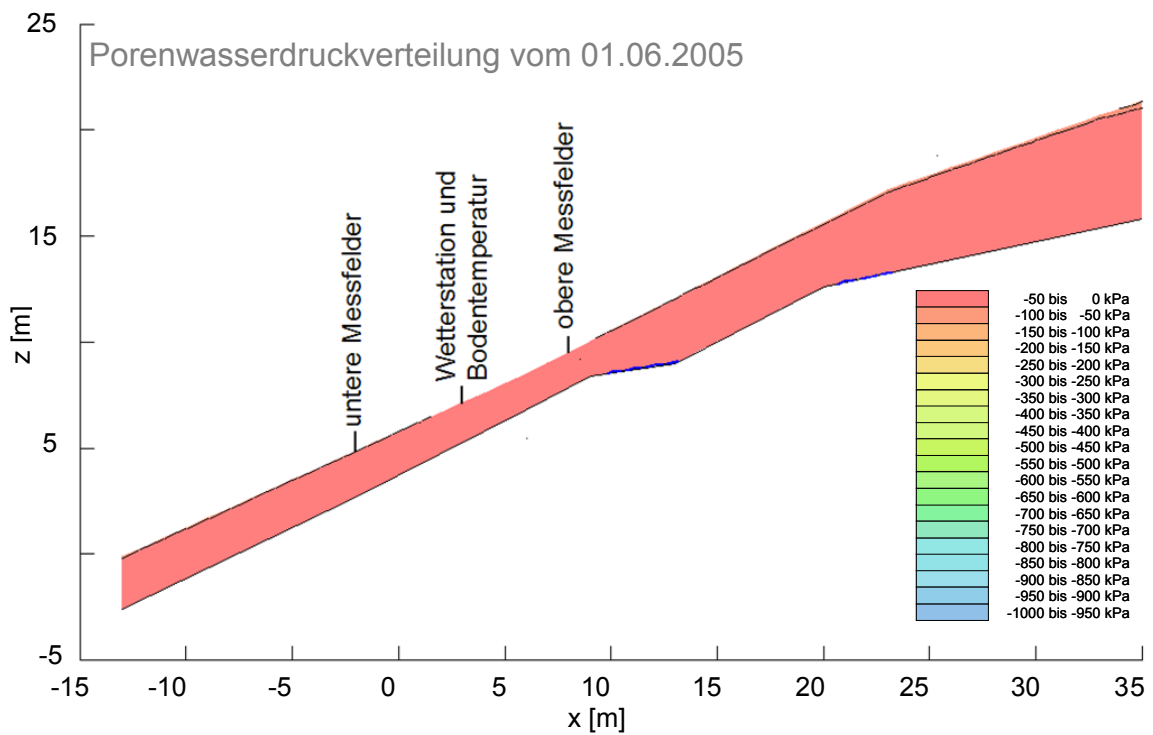
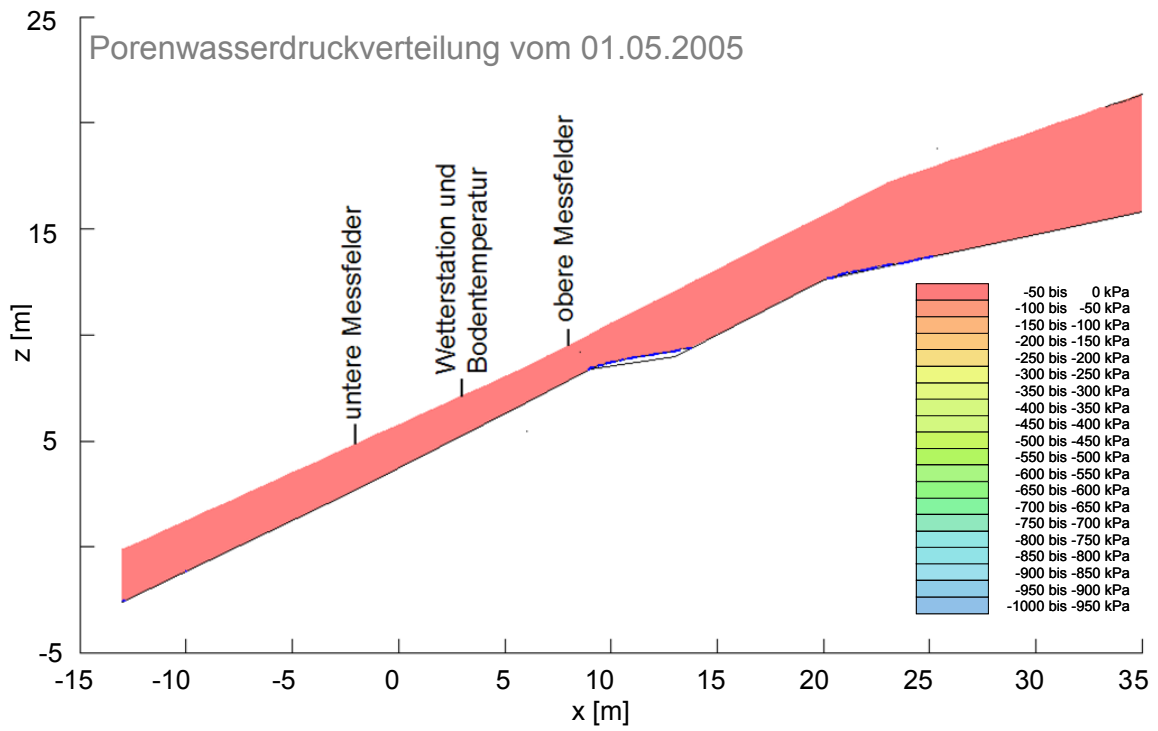
# Anhang 2

## **Kalibrierung des Vadose/W - Modells: Porenwasserdruckverteilungen**

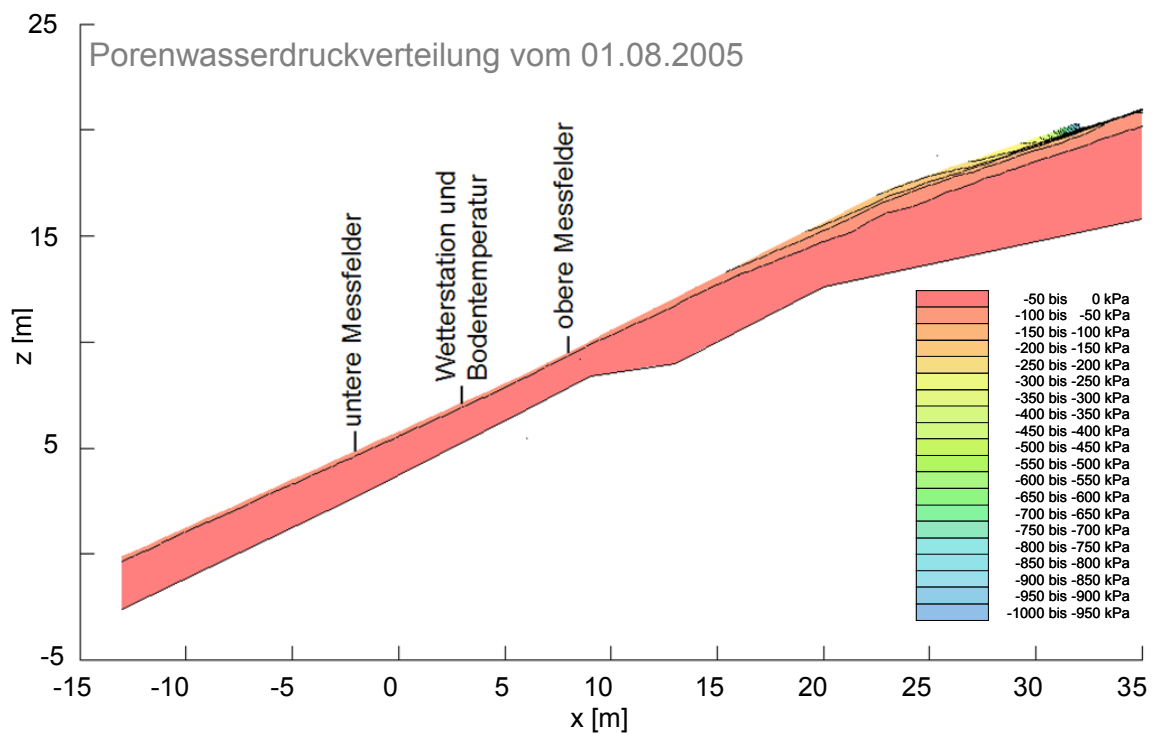
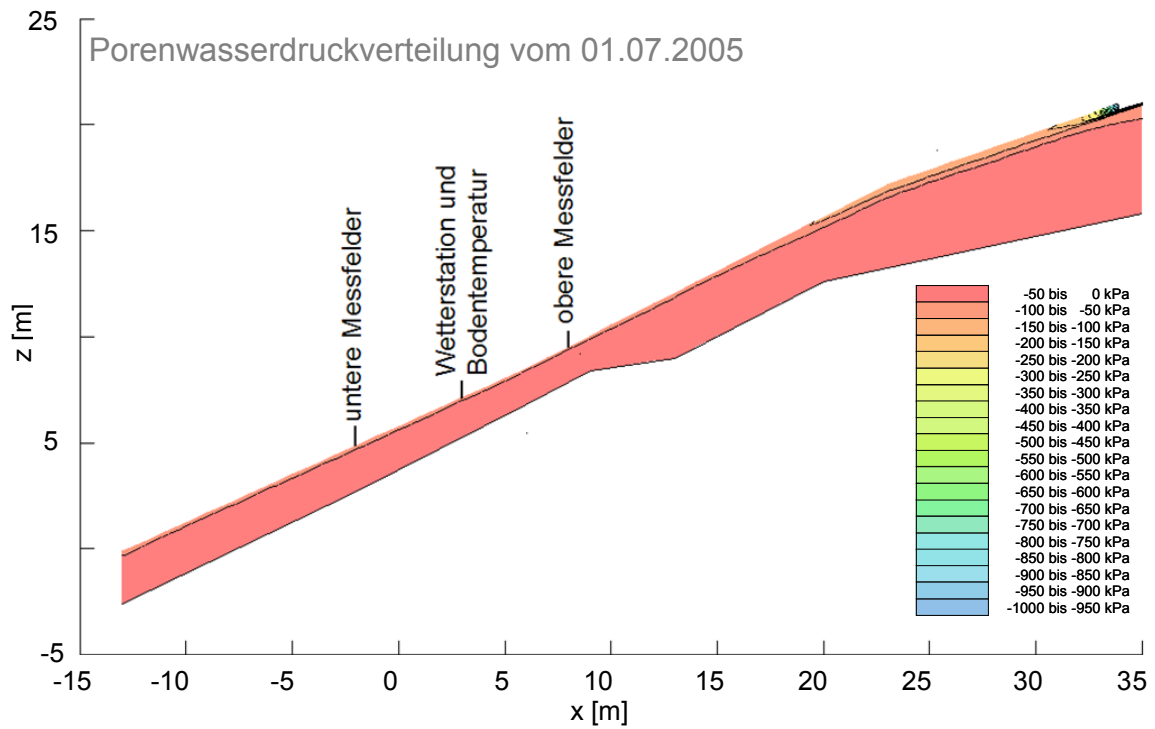
Anhang 2 beinhaltet für jeden im Rahmen der Kalibrierung des Vadose/W – Modells (Kapitel 6) betrachteten Monat (Januar 2005 bis Dezember 2005) ein Konturdiagramm bezüglich der Porenwasserdrücke. Diese stellen jeweils die Situation am ersten Tag des Monats dar, zusätzlich dazu die Situation am 31.12.2005.

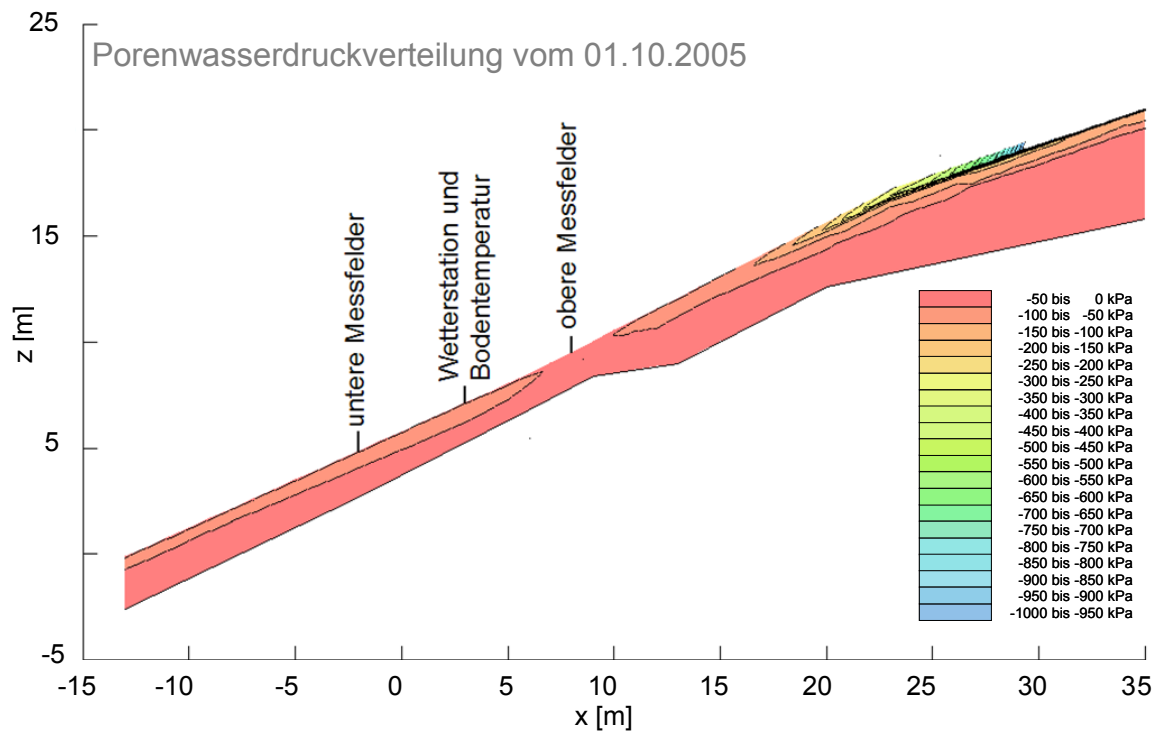
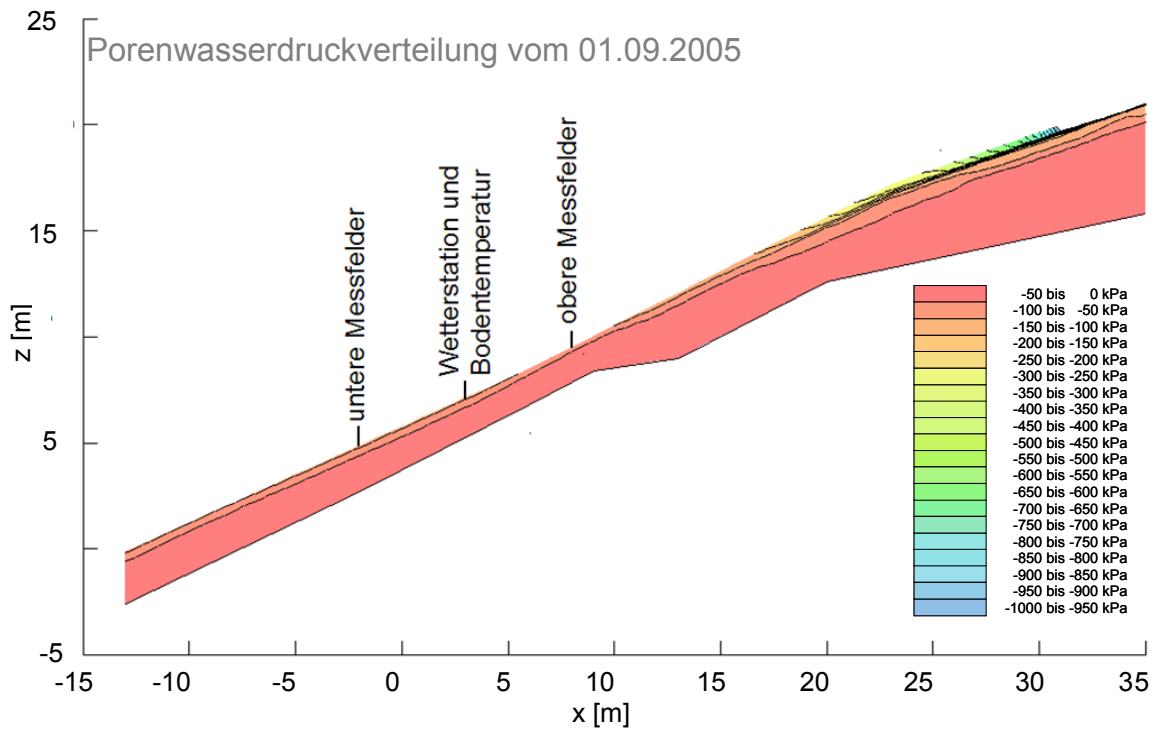


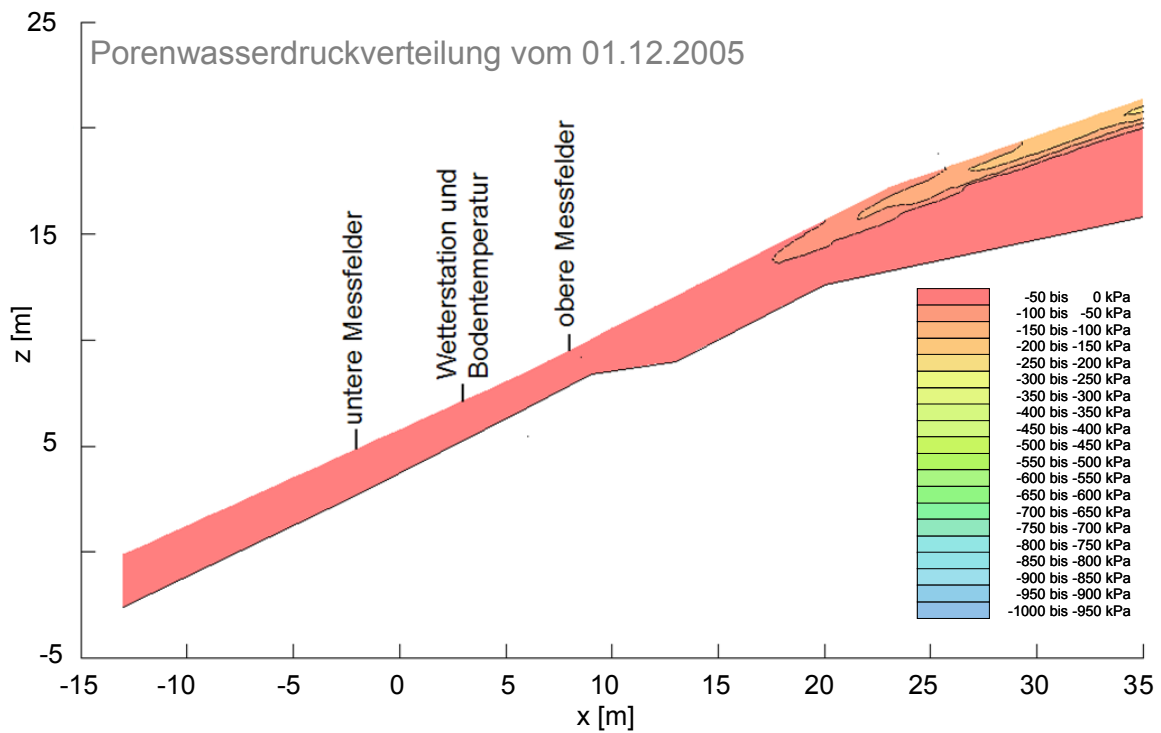
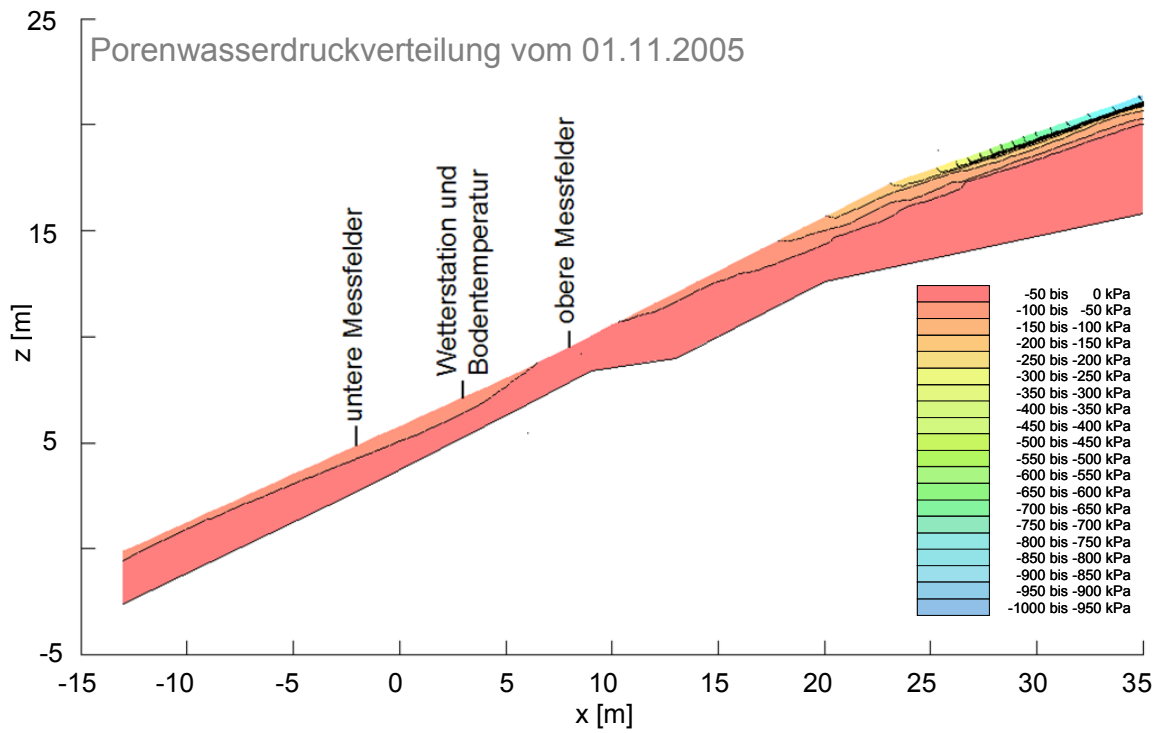


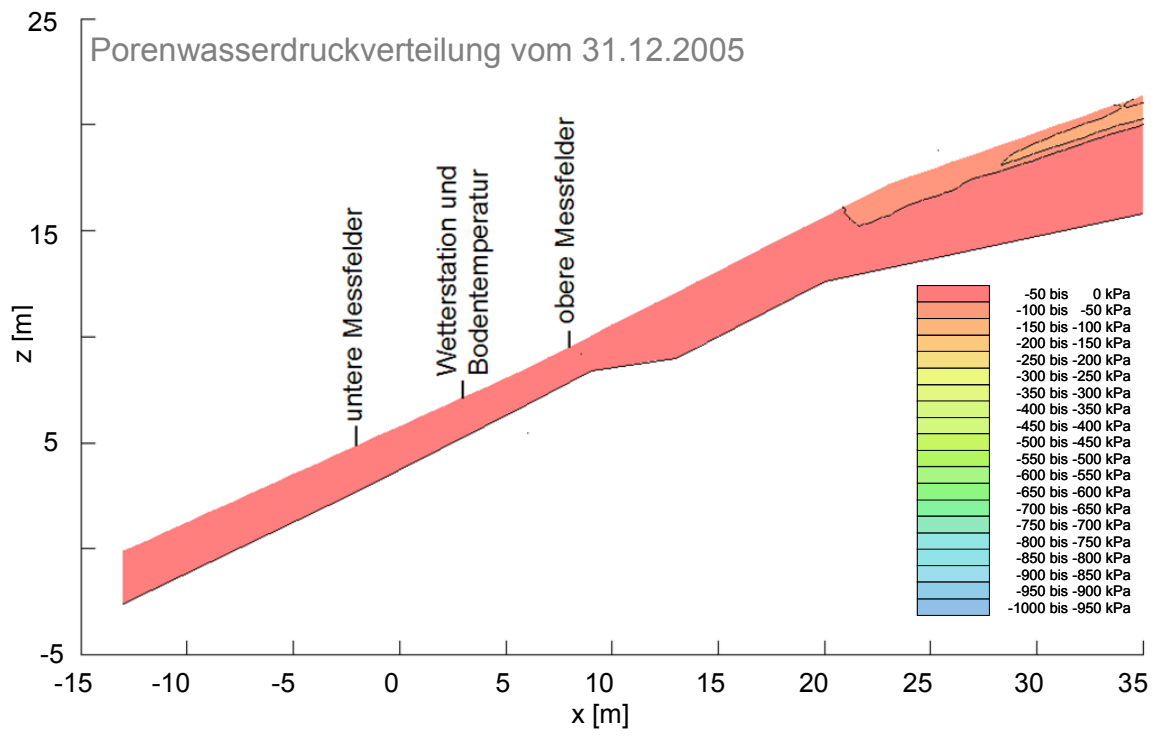








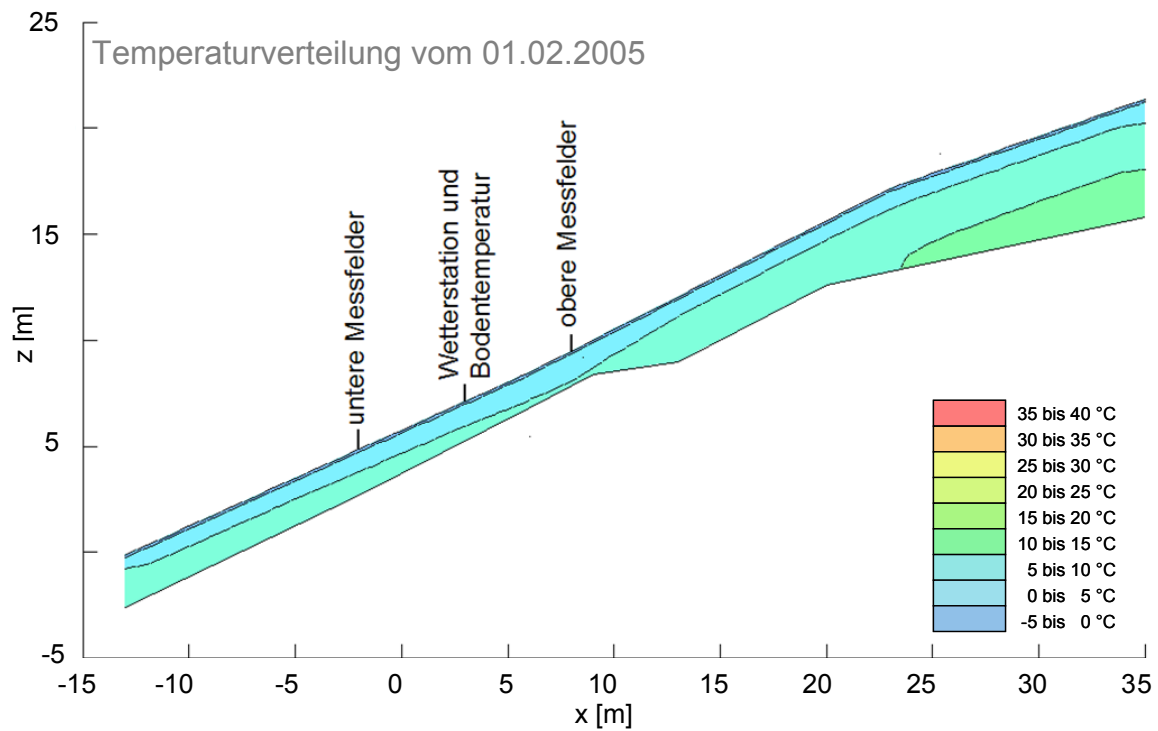
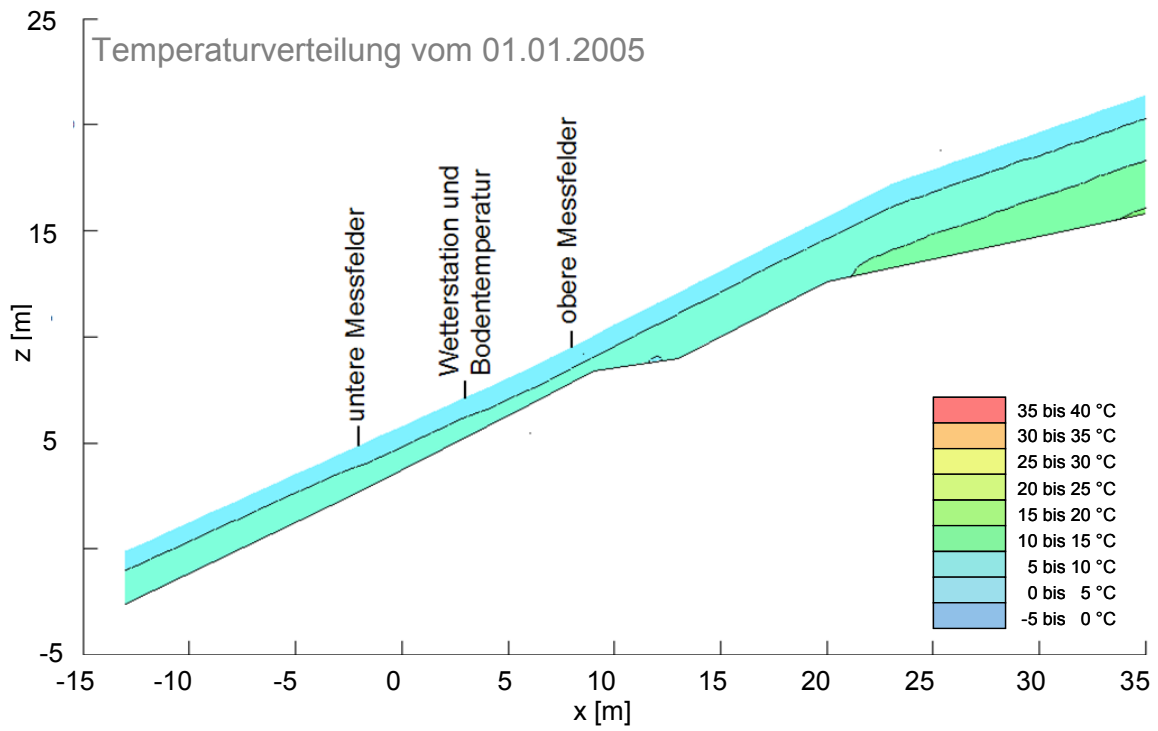


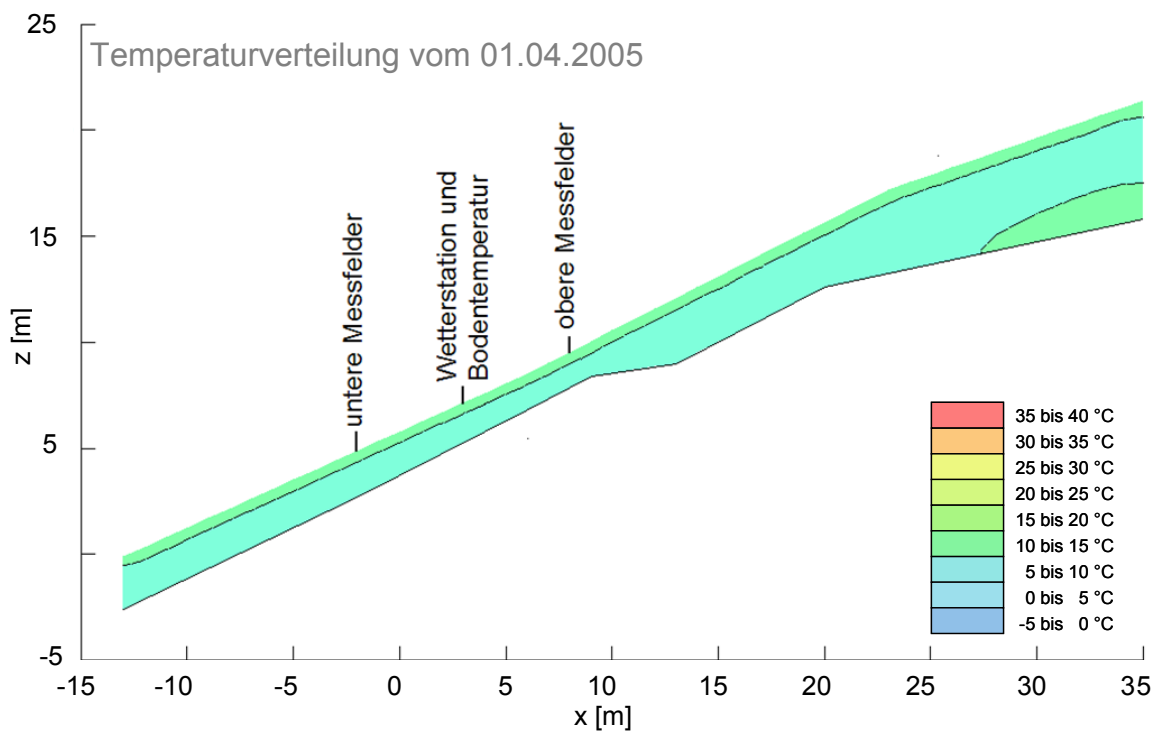
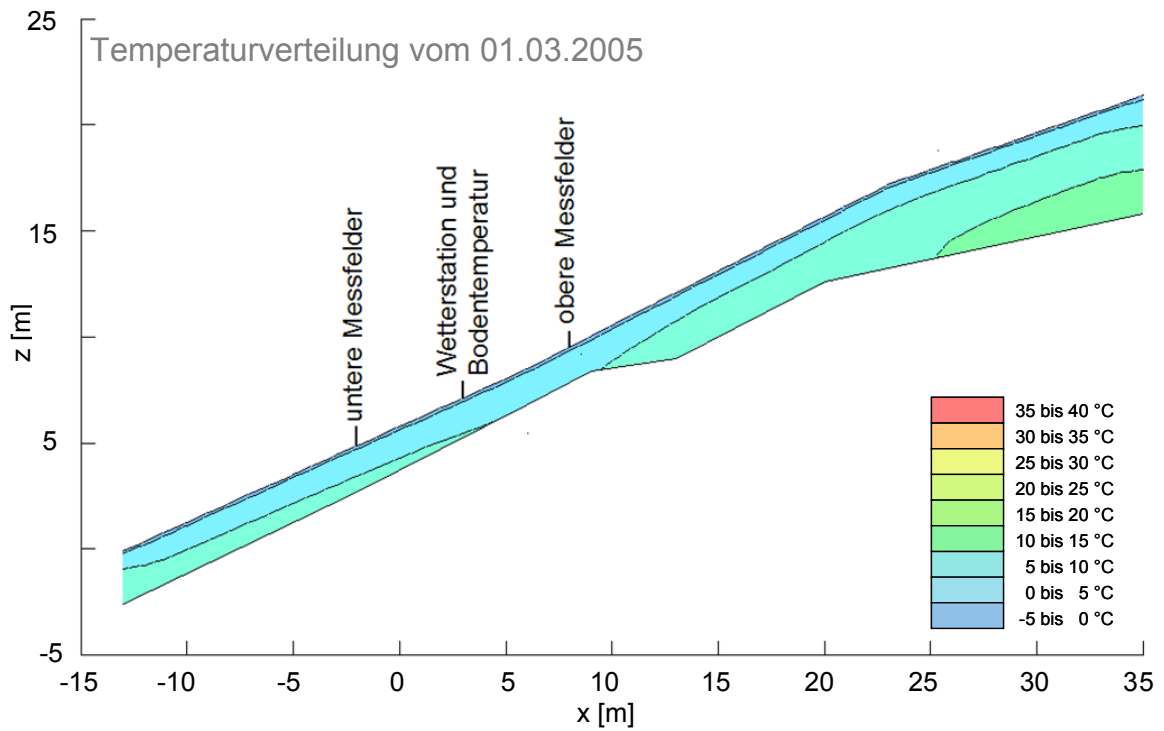


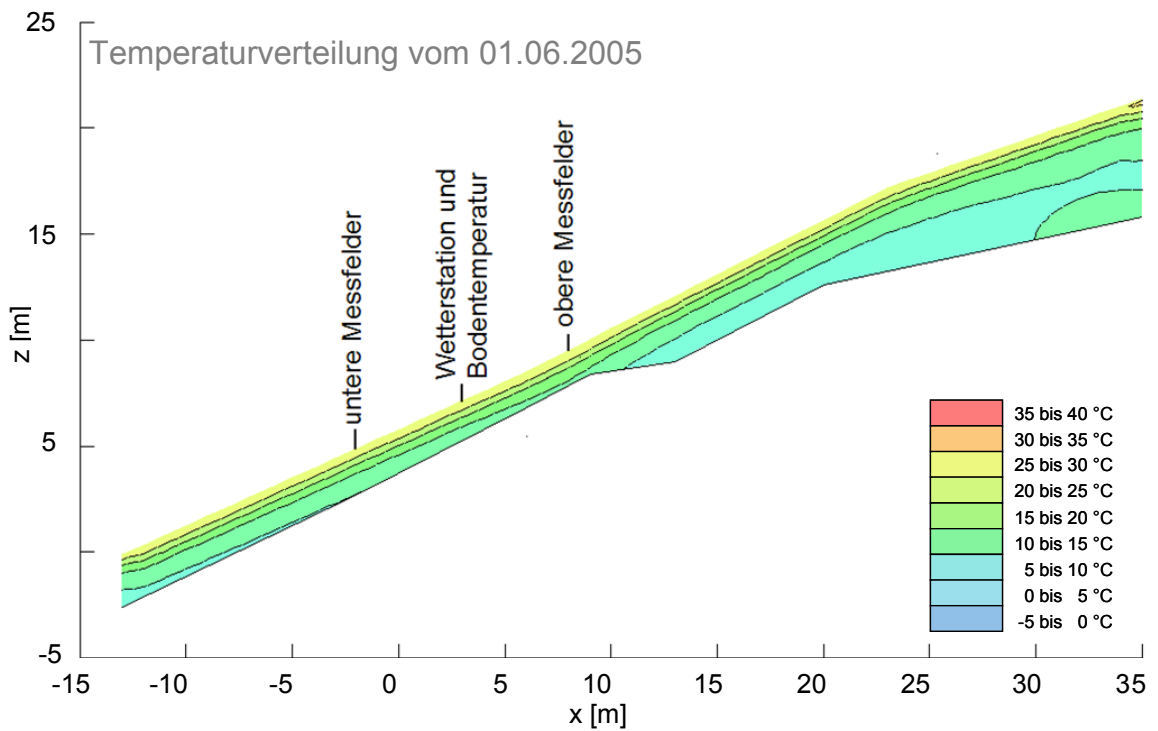
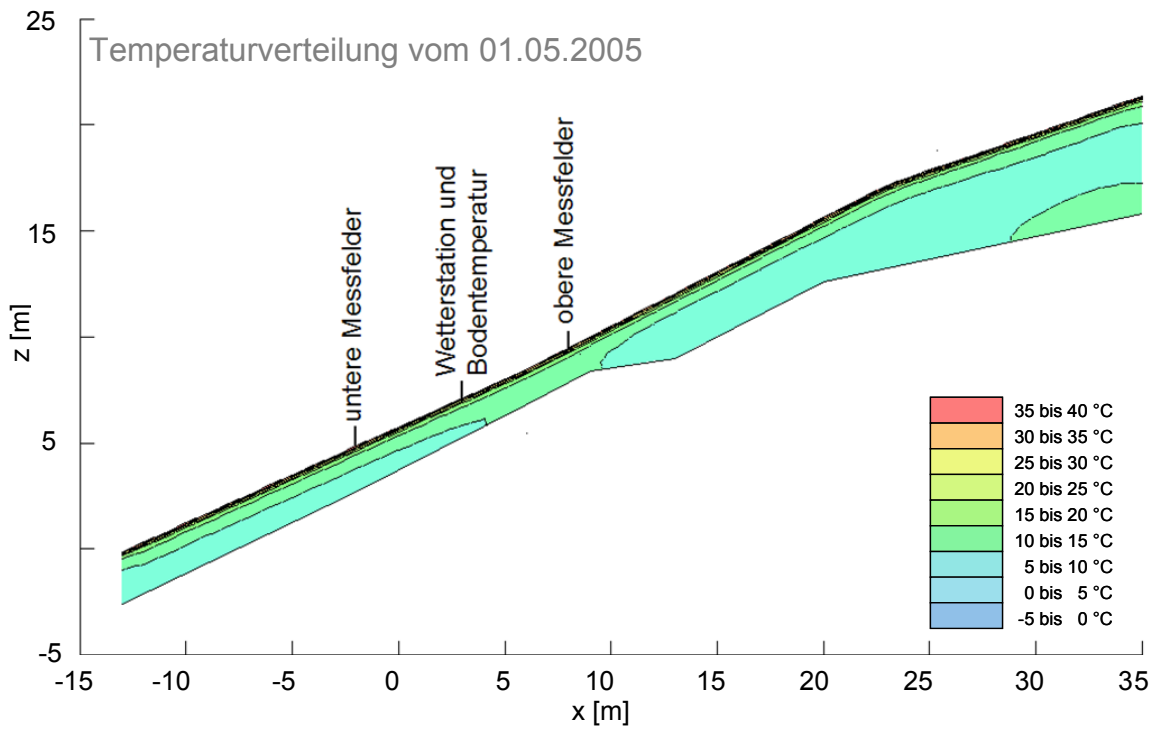
# Anhang 3

## **Kalibrierung des Vadose/W - Modells: Bodentemperaturverteilungen**

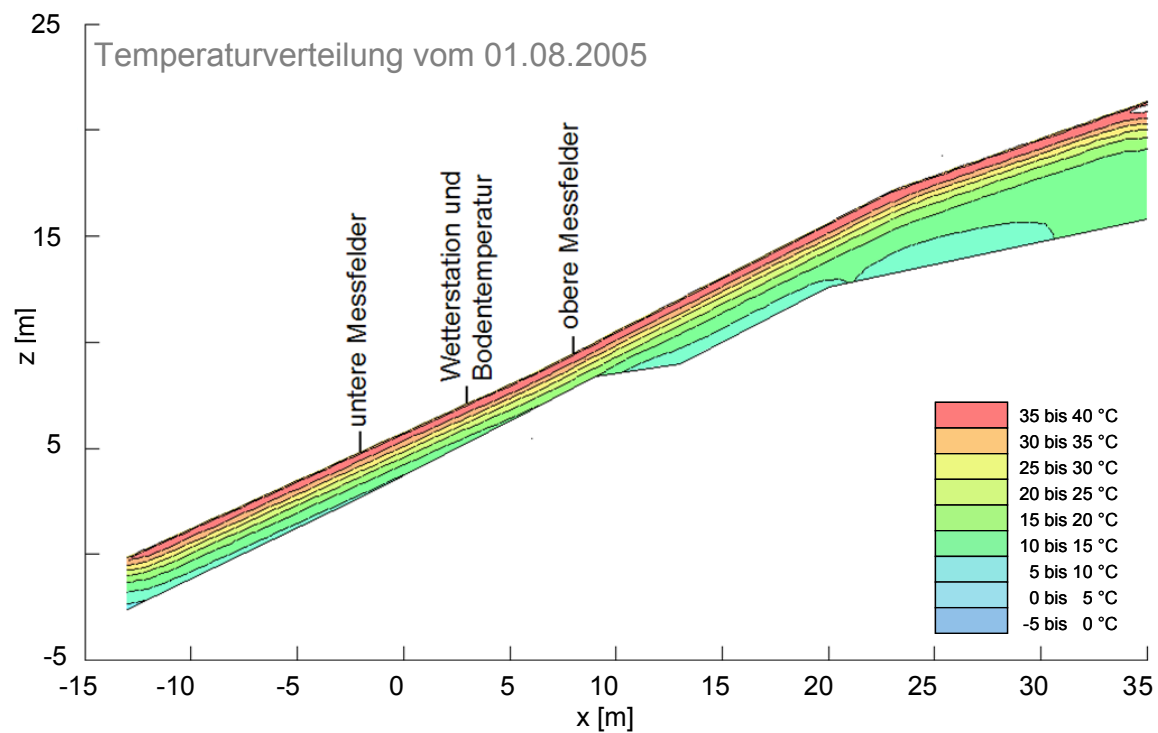
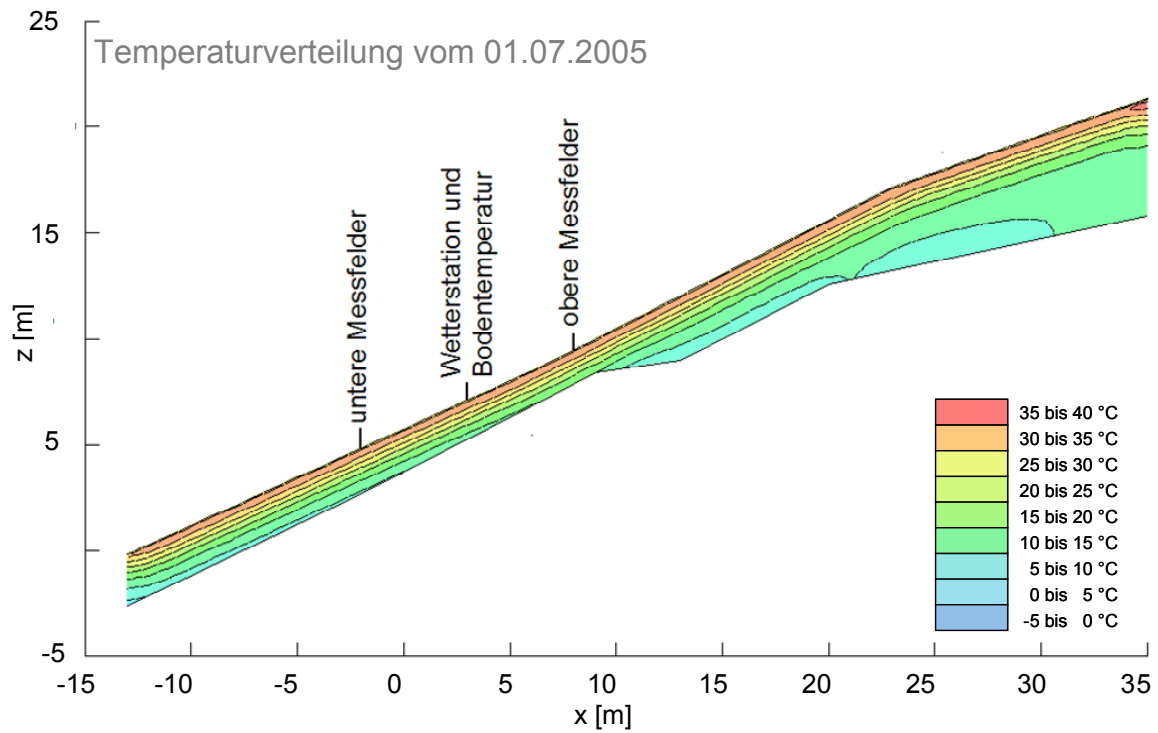
Anhang 3 beinhaltet für jeden im Rahmen der Kalibrierung des Vadose/W – Modells (Kapitel 6) betrachteten Monat (Januar 2005 bis Dezember 2005) ein Konturdiagramm bezüglich der Bodentemperaturen. Diese stellen jeweils die Situation am ersten Tag des Monats dar, zusätzlich dazu die Situation am 31.12.2005.

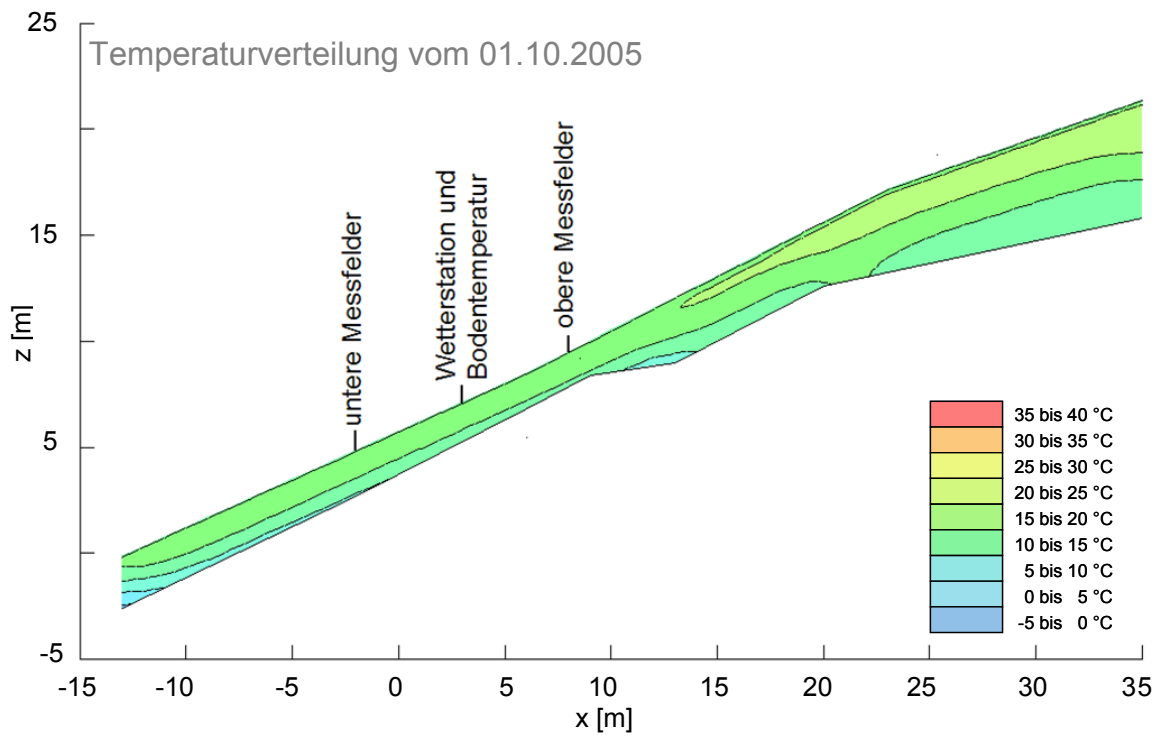
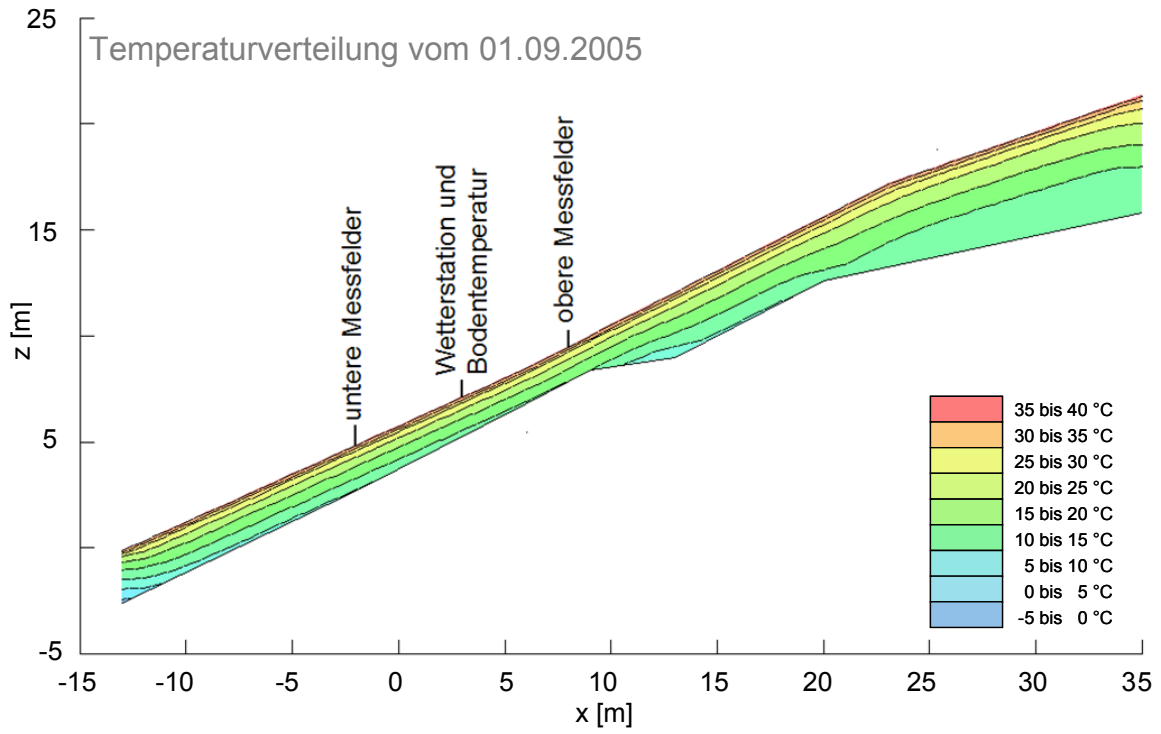


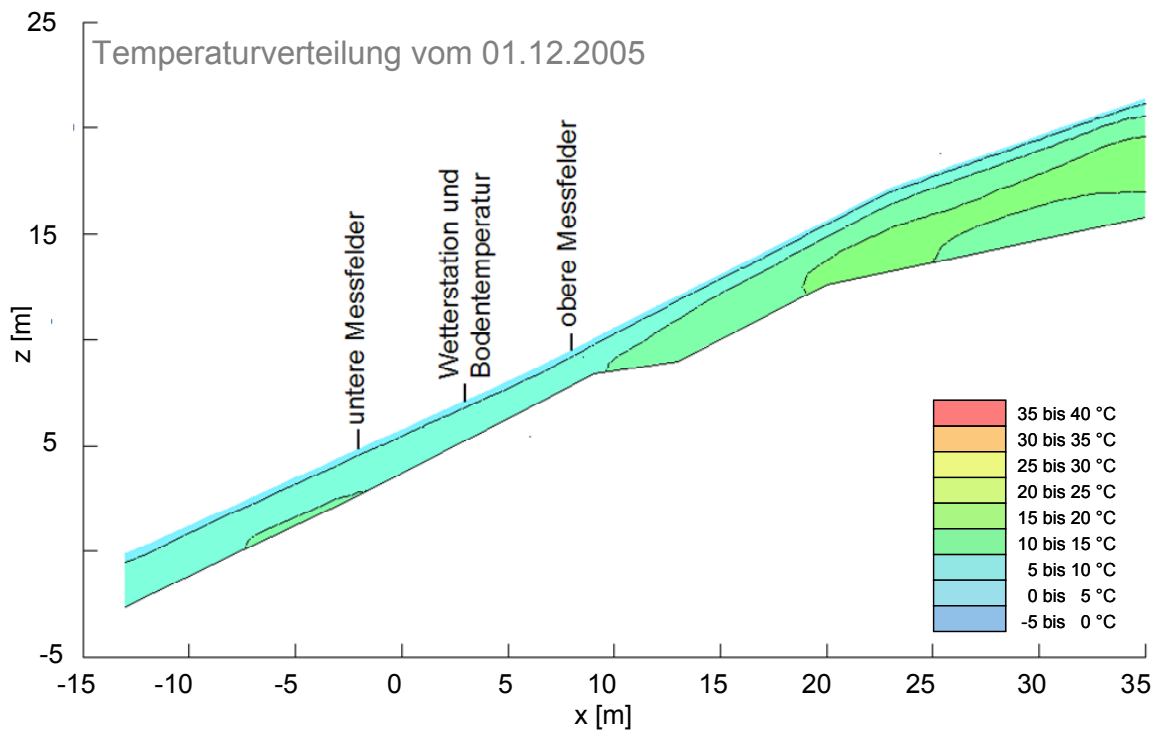
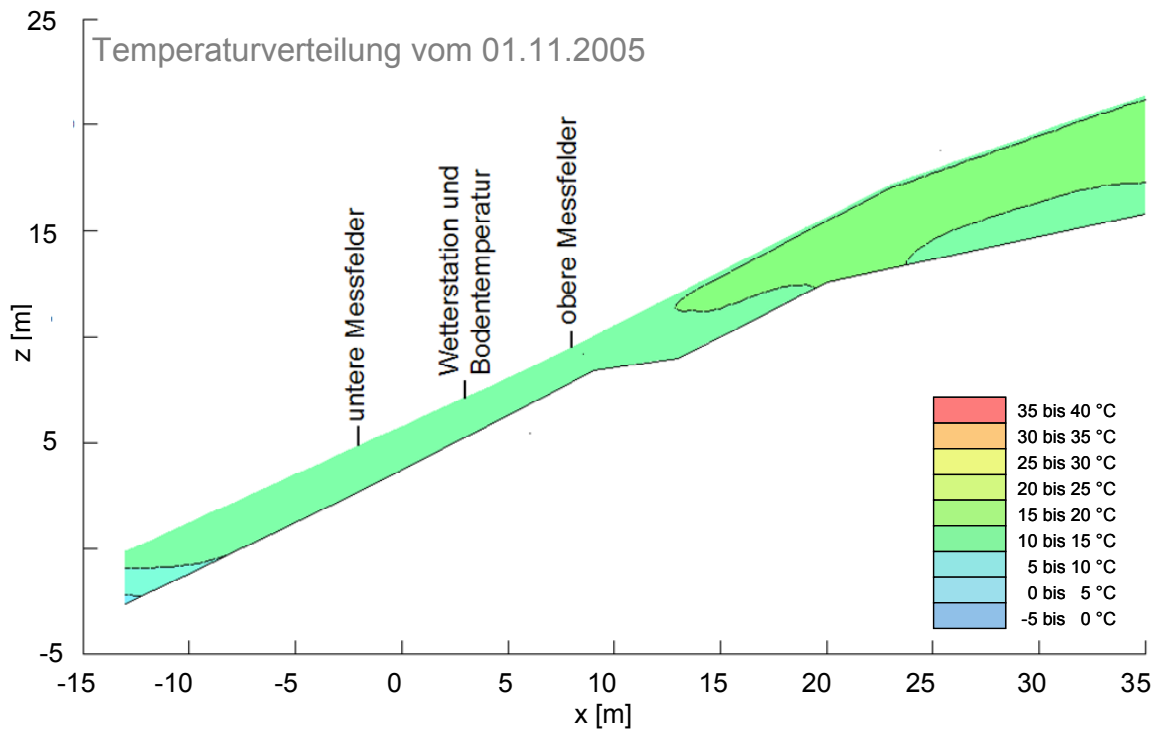


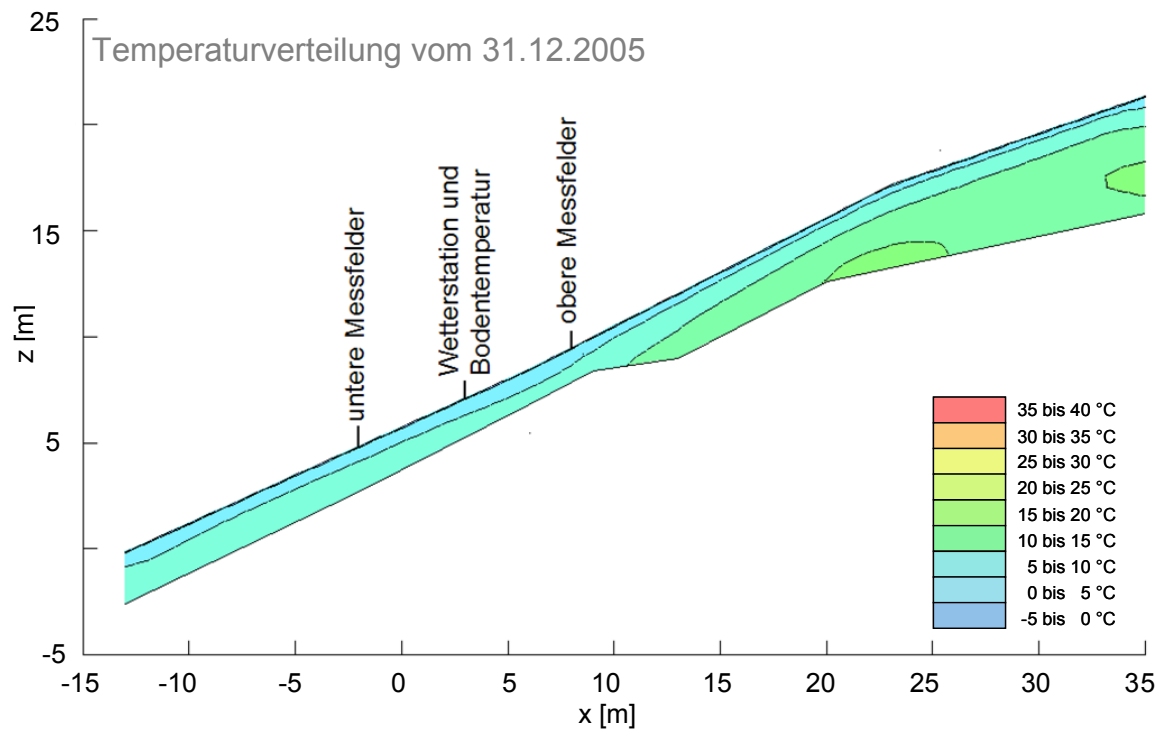








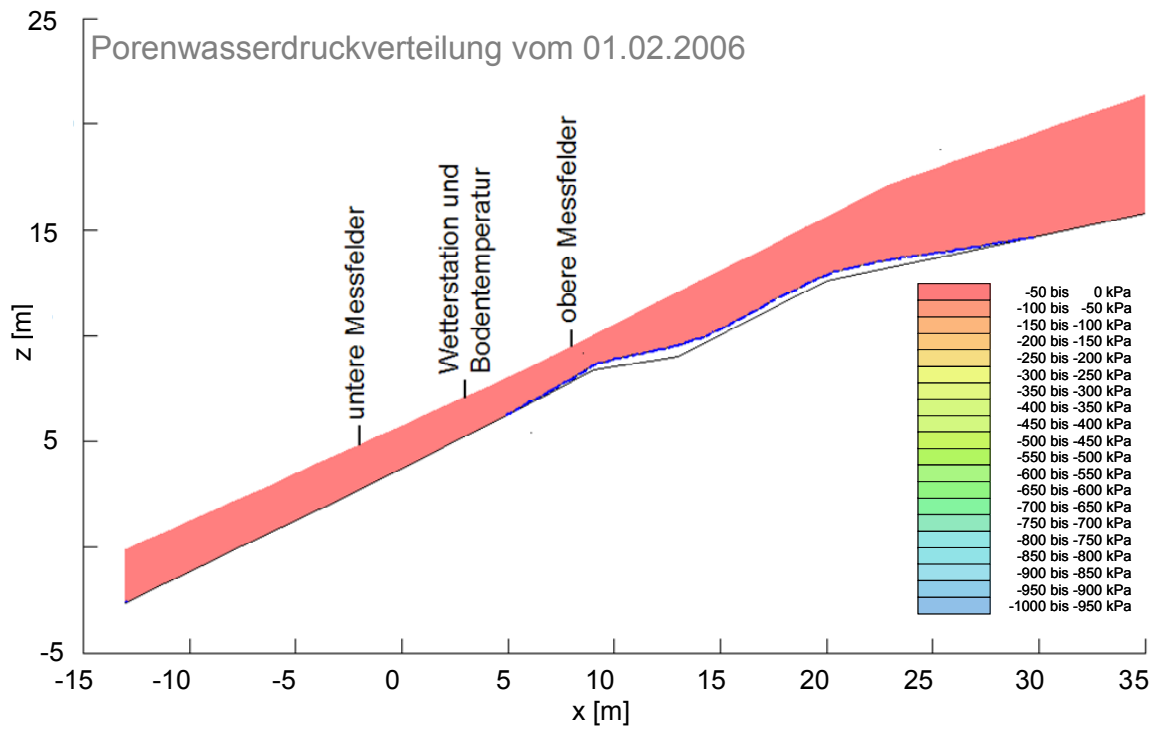
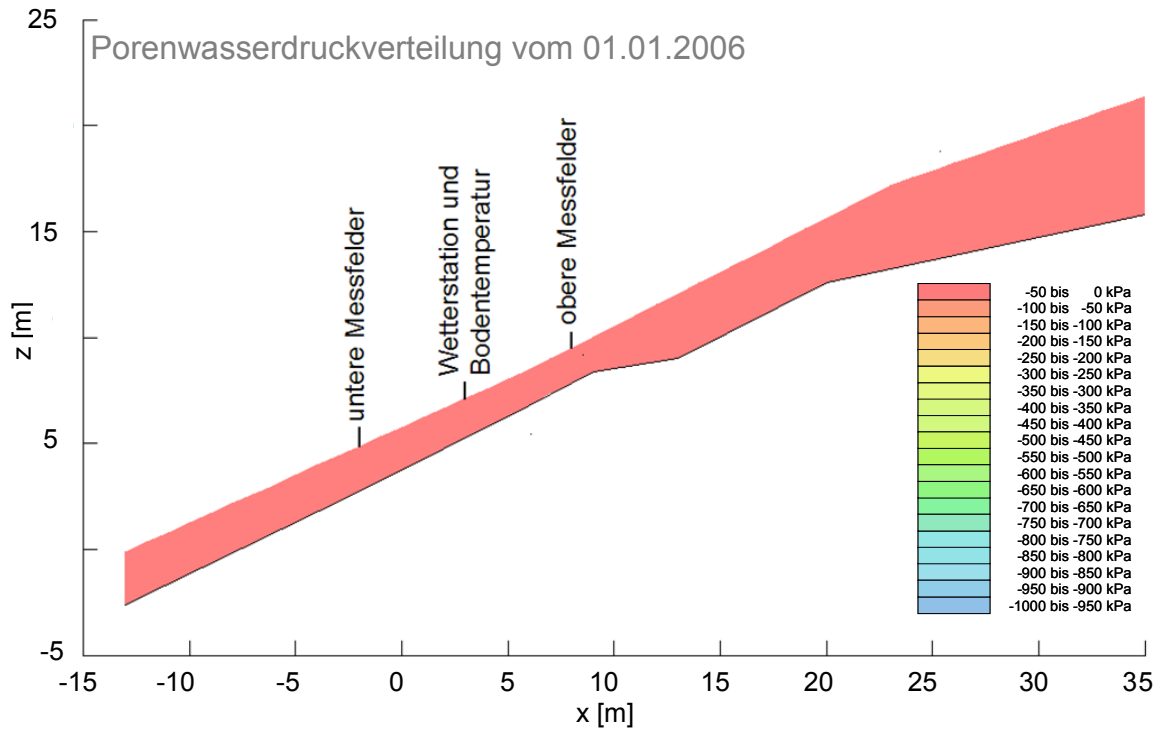


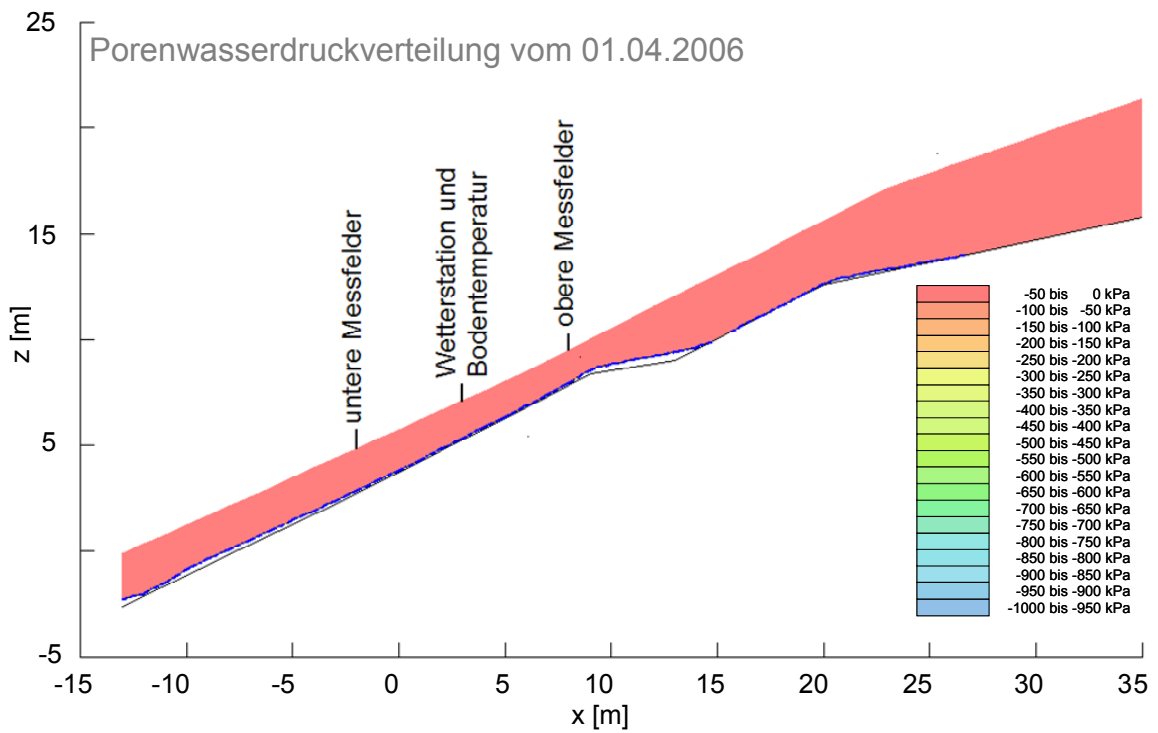
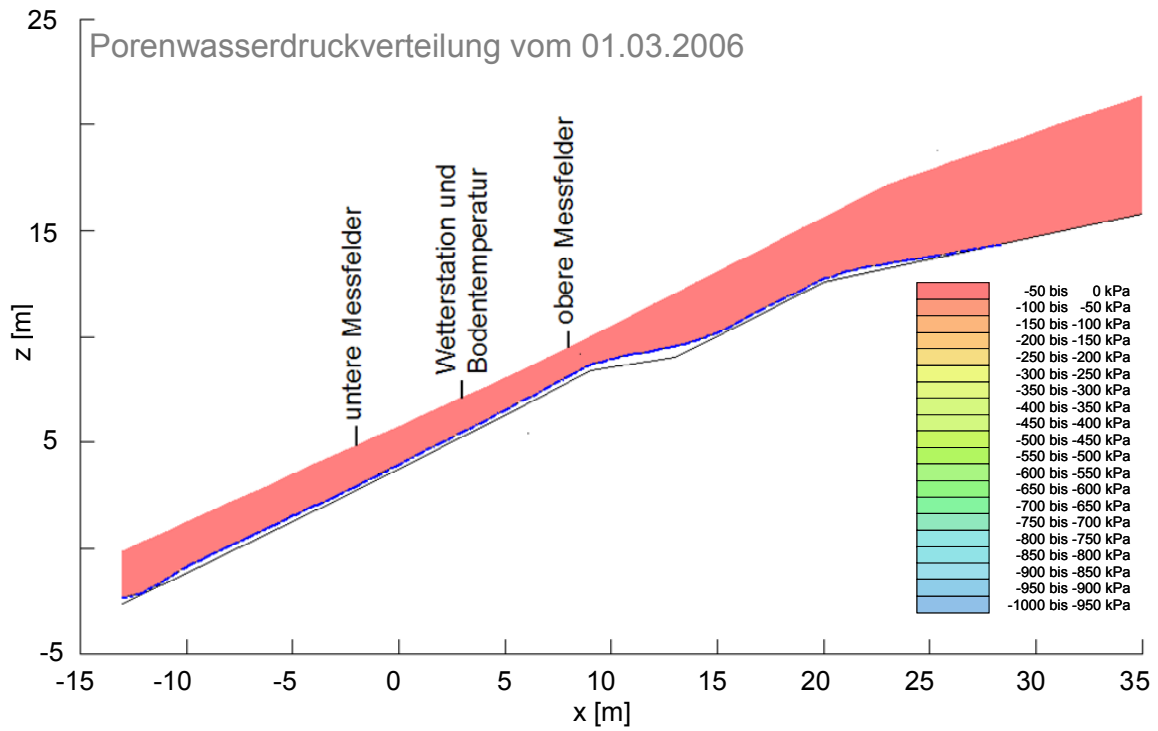


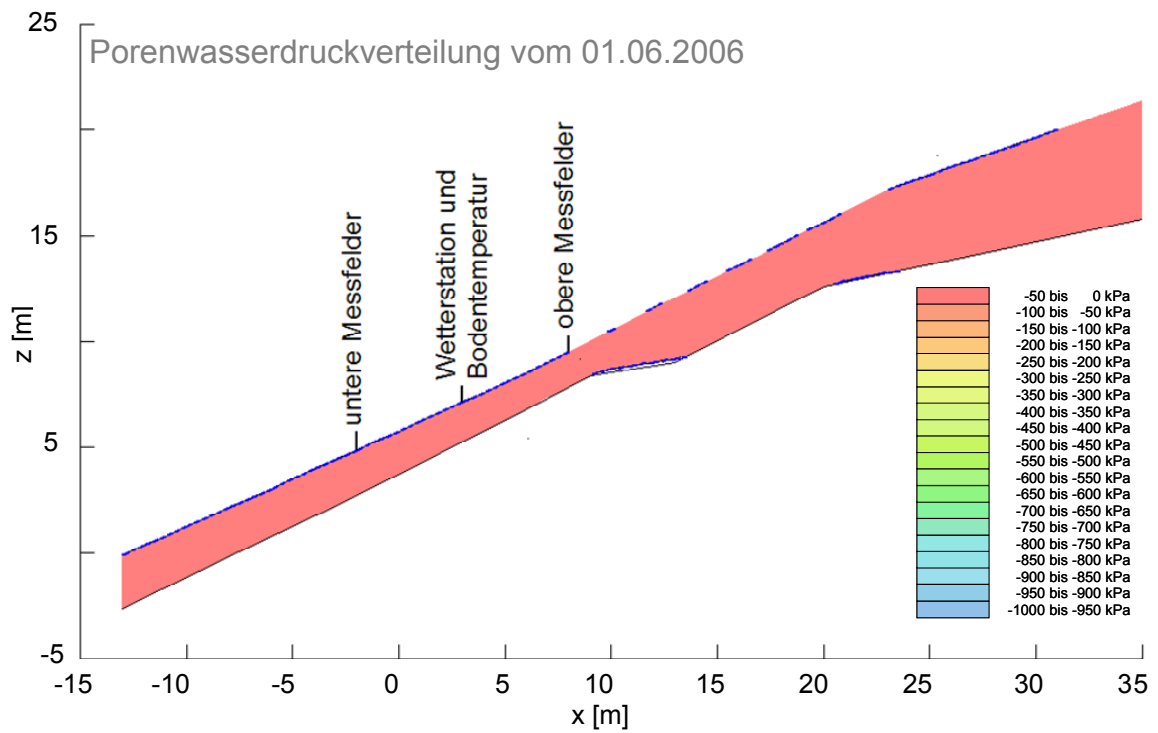
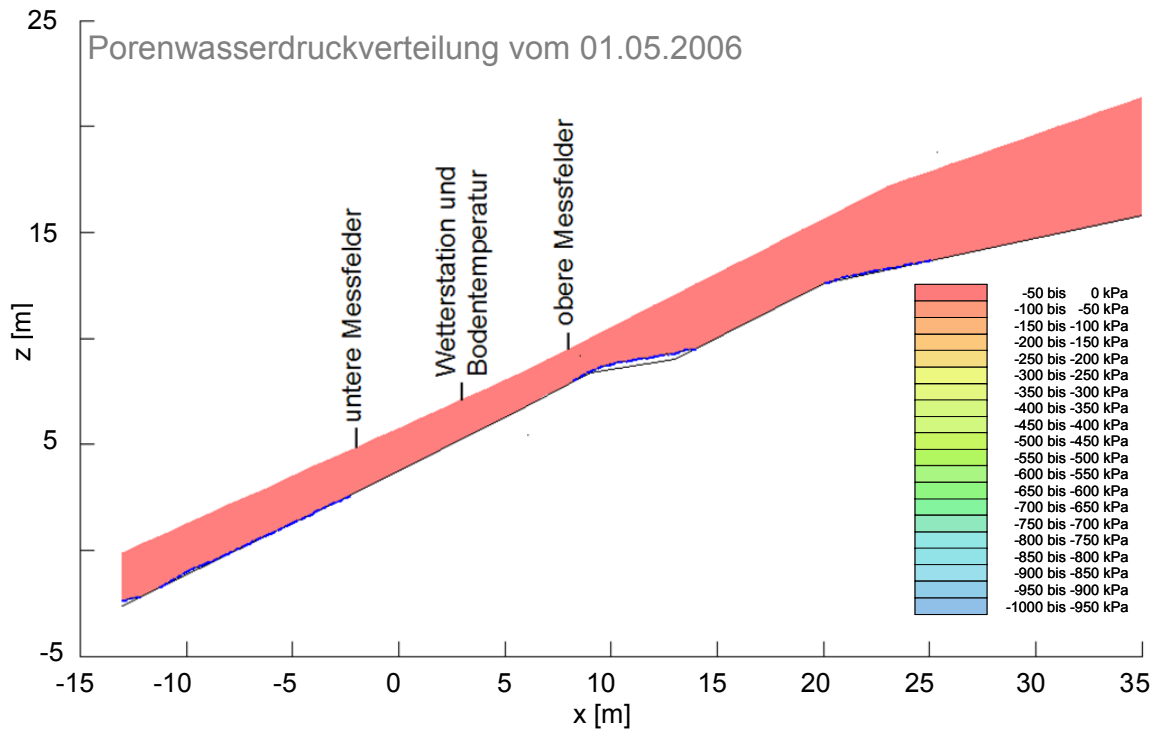
# Anhang 4

## **Validierung des Vadose/W - Modells: Porenwasserdruckverteilungen**

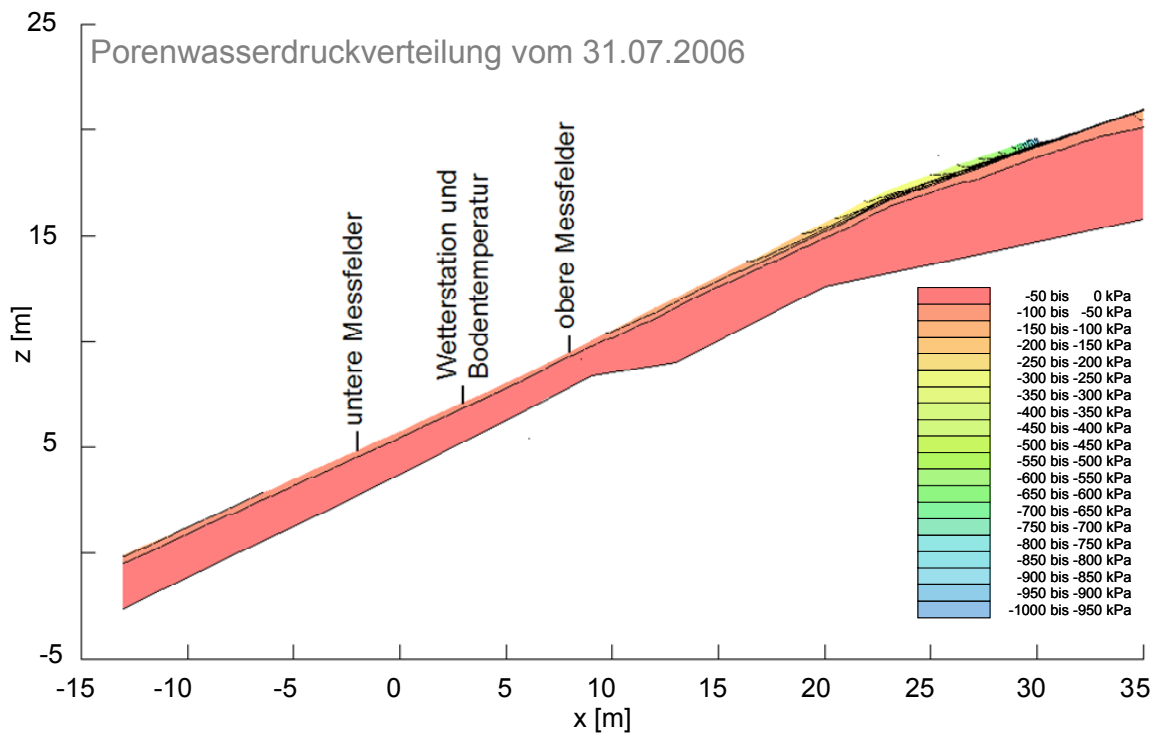
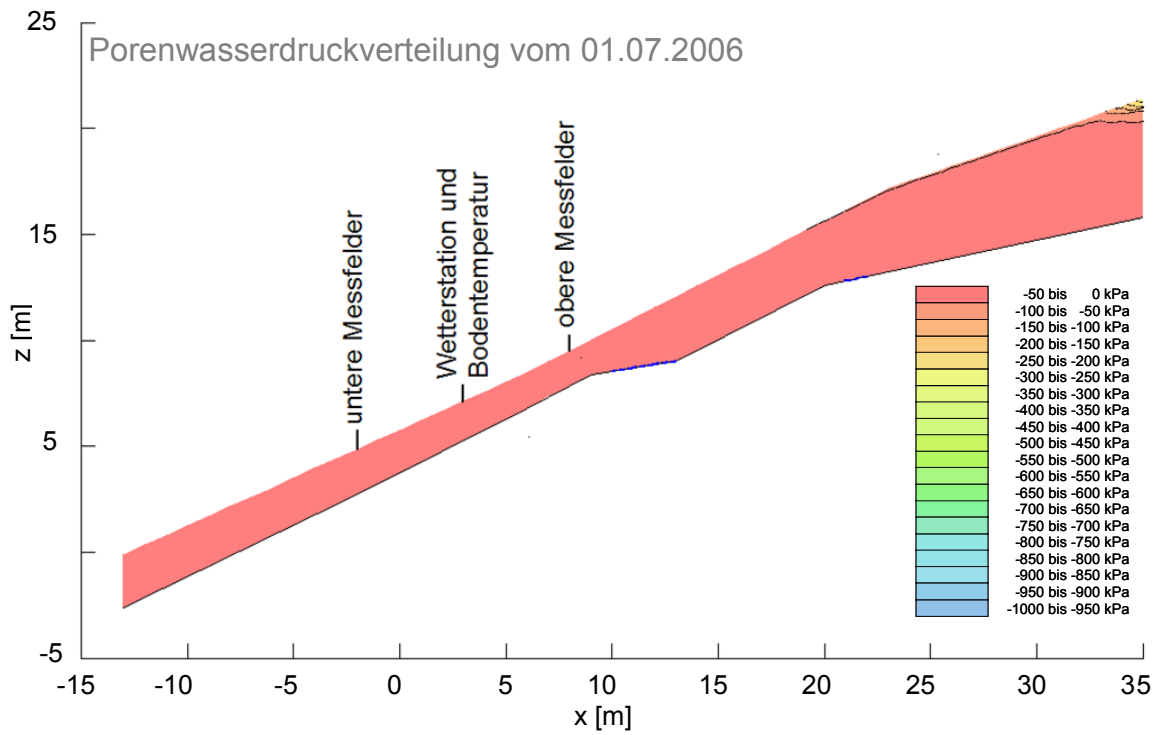
Anhang 4 beinhaltet für jeden im Rahmen der Validierung des Vadose/W – Modells (Kapitel 6) betrachteten Monat (Januar 2006 bis Juli 2006) ein Konturdiagramm bezüglich der Porenwasserdrücke. Diese stellen jeweils die Situation am ersten Tag des Monats dar, zusätzlich dazu die Situation am 31.7.2006.









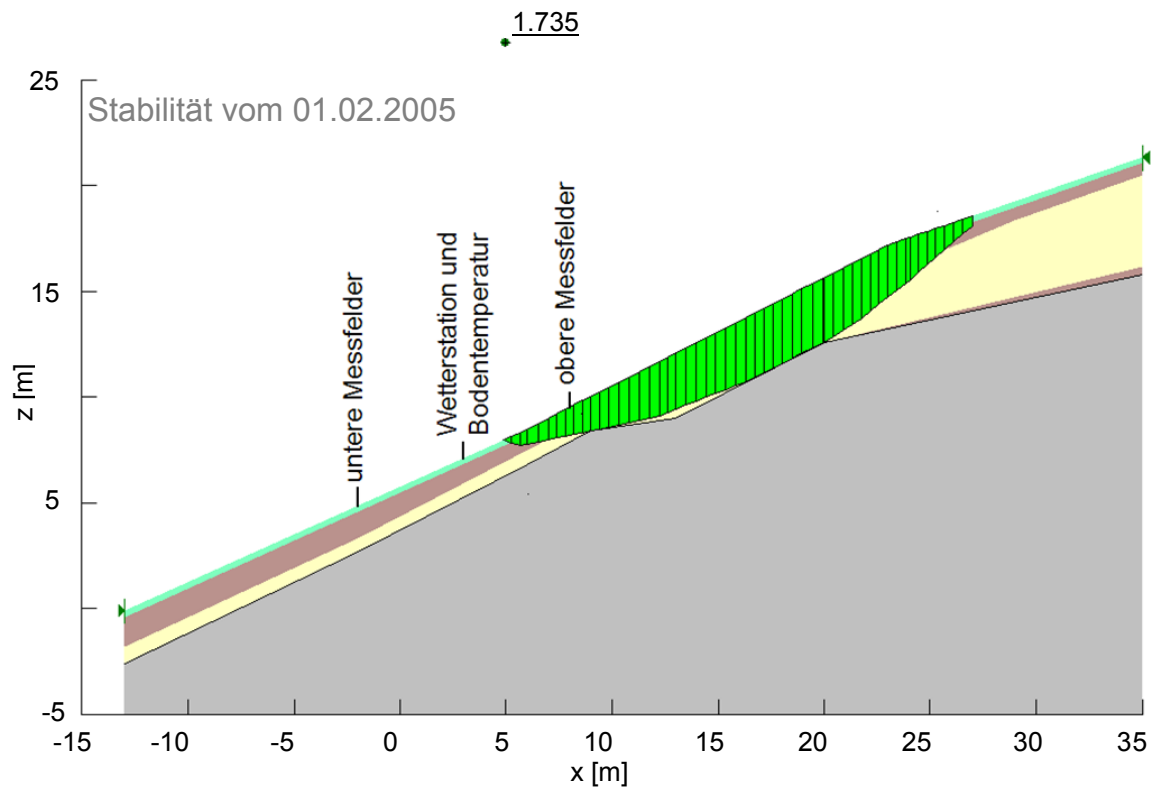
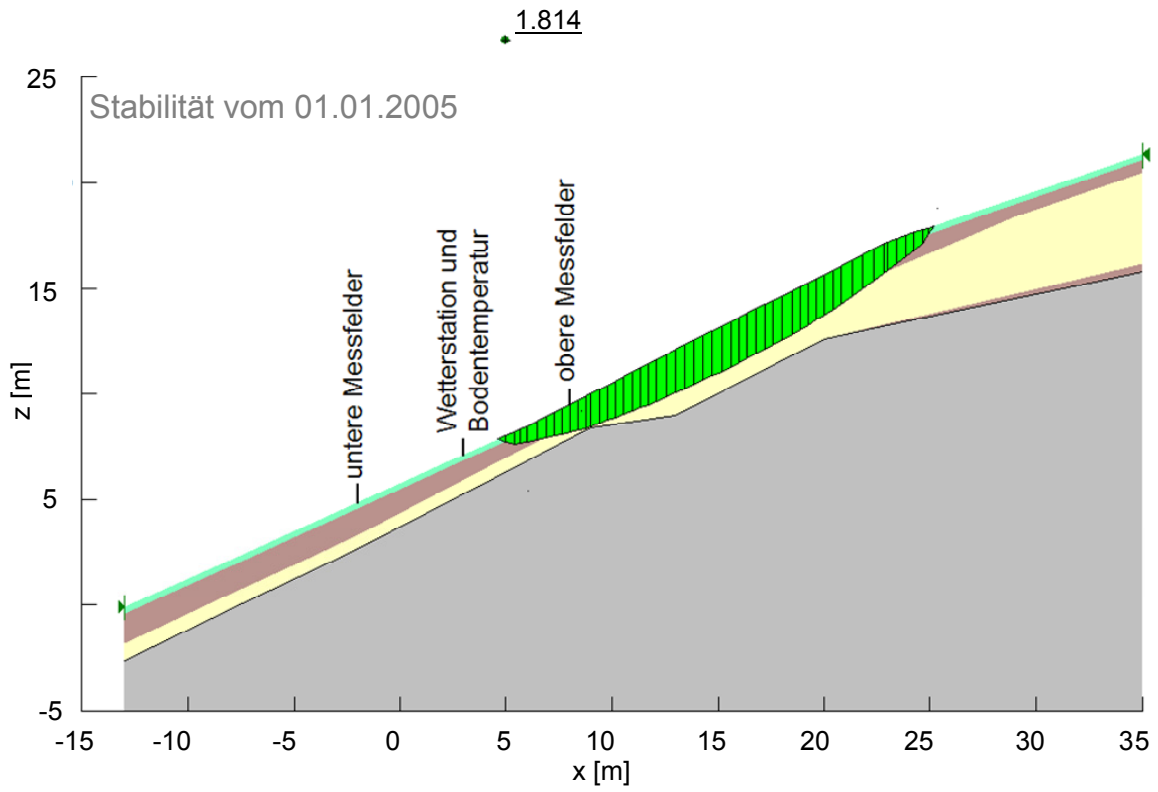


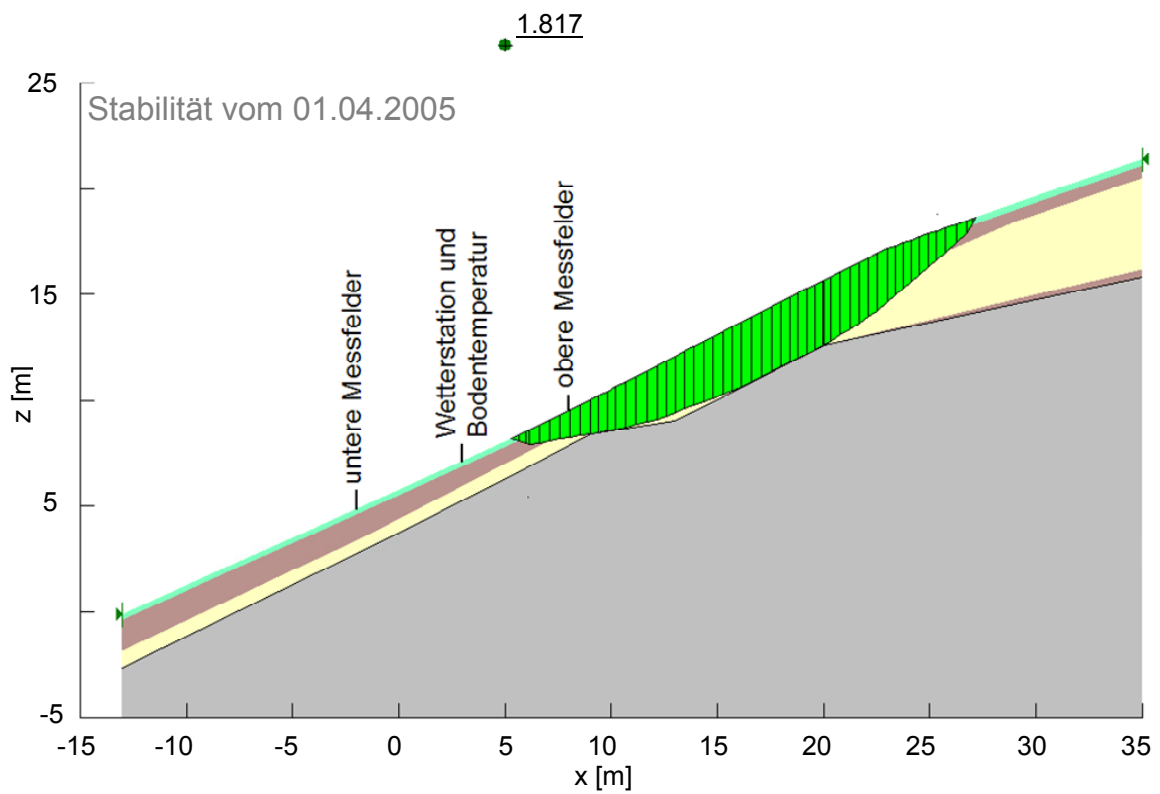
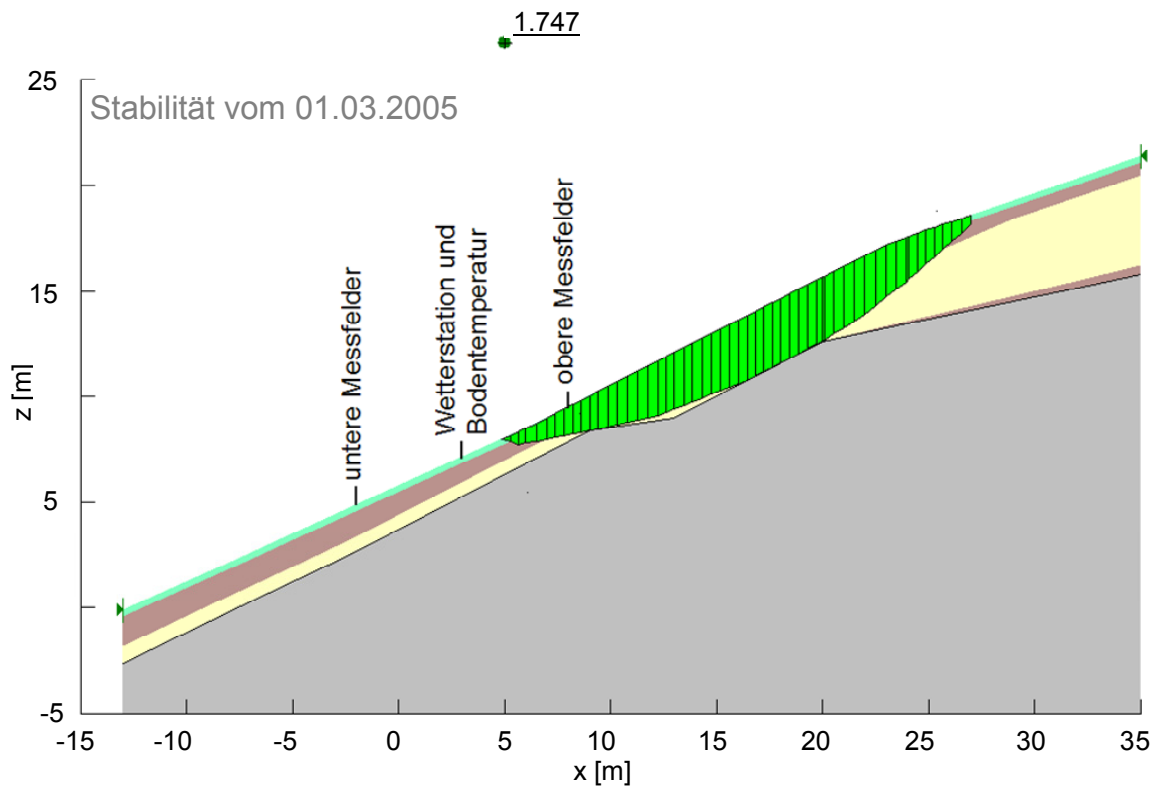


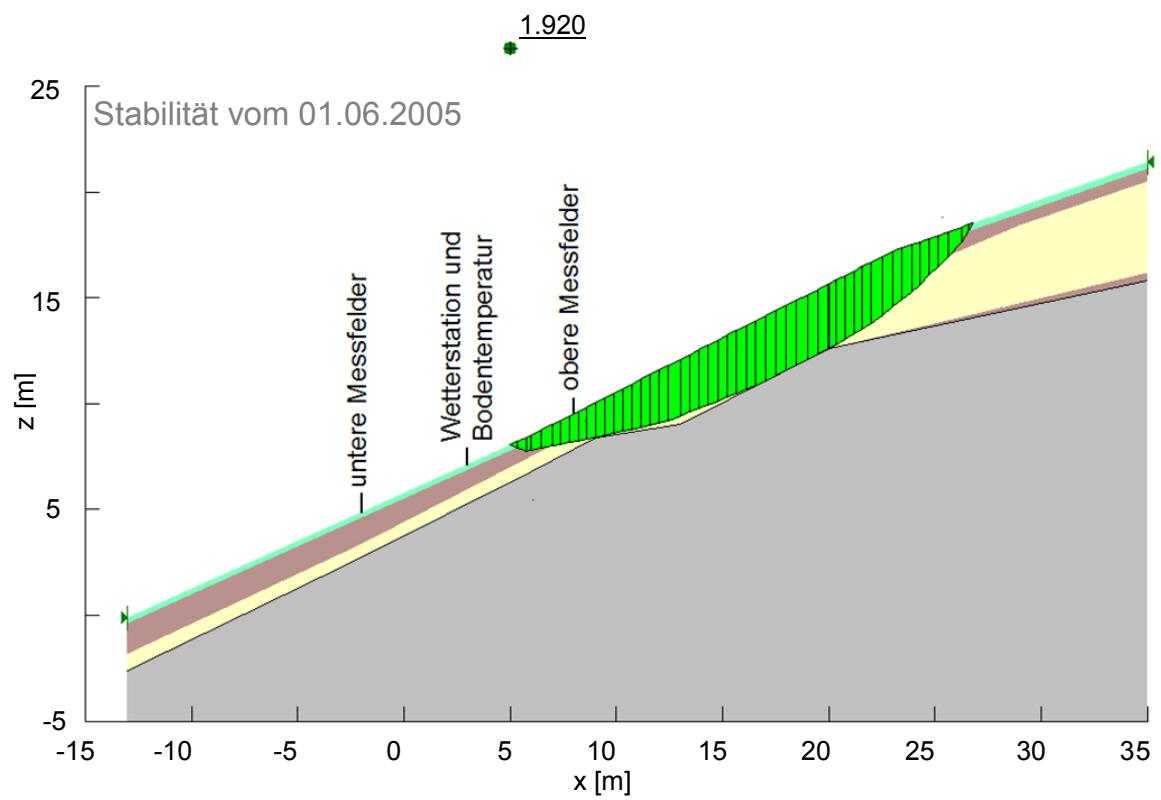
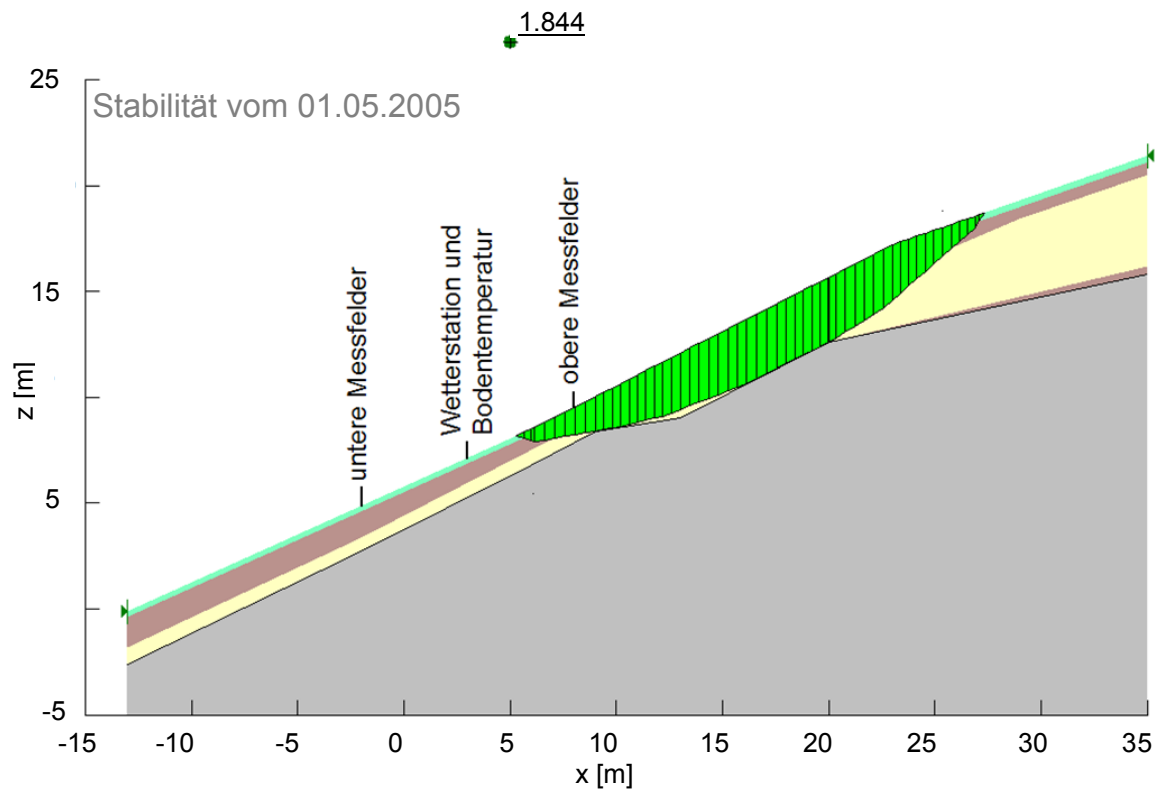
# Anhang 5

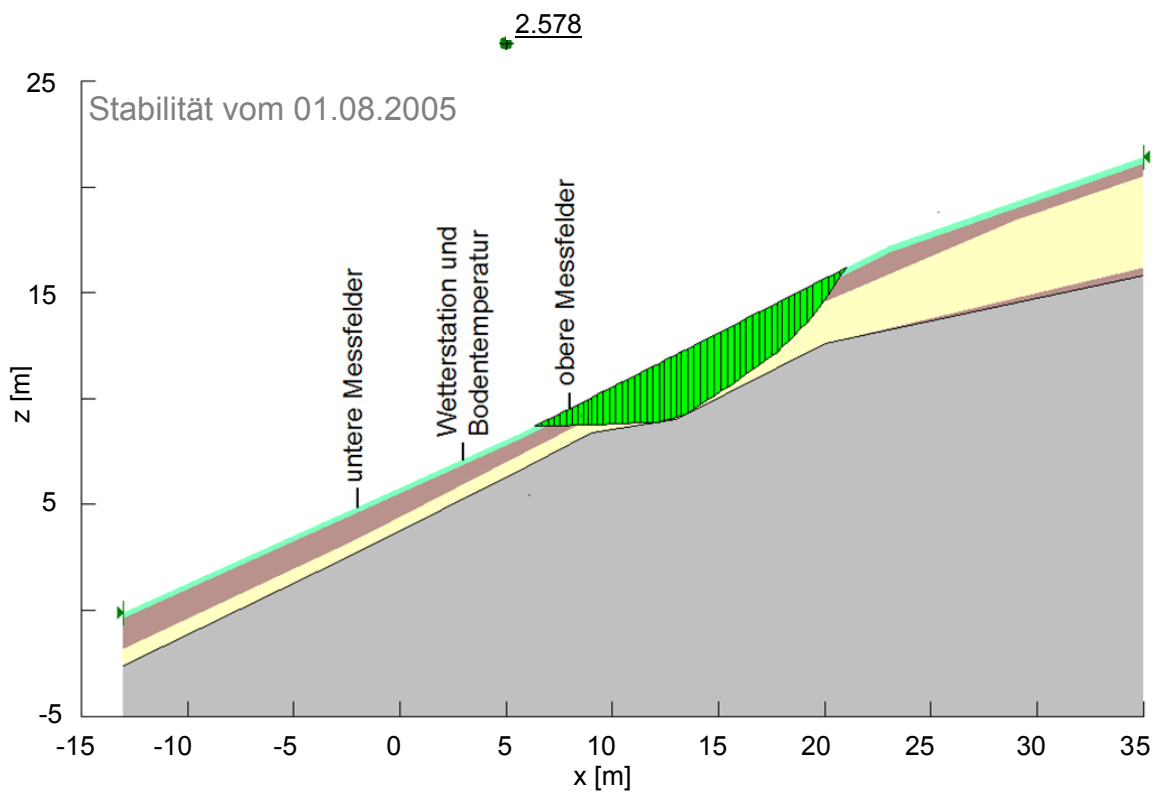
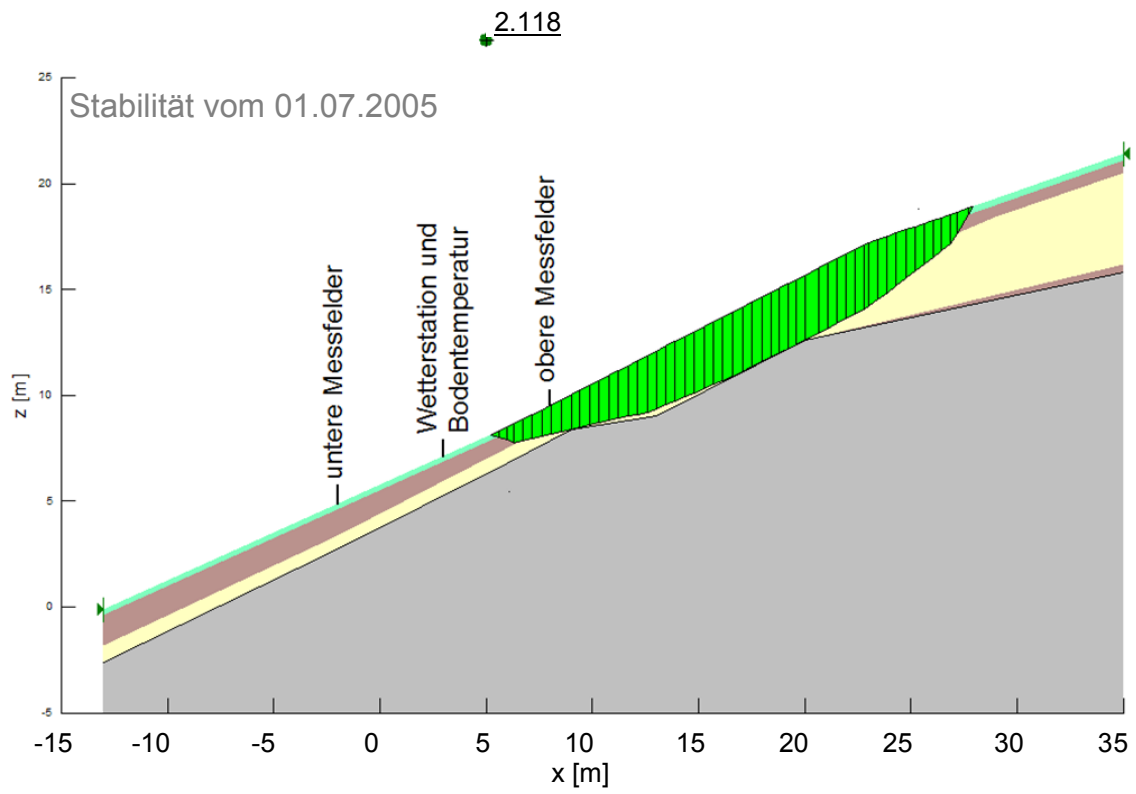
## **Ergebnisse der Stabilitätsberechnungen: Bruchkörper und Gleitkreismittelpunkte**

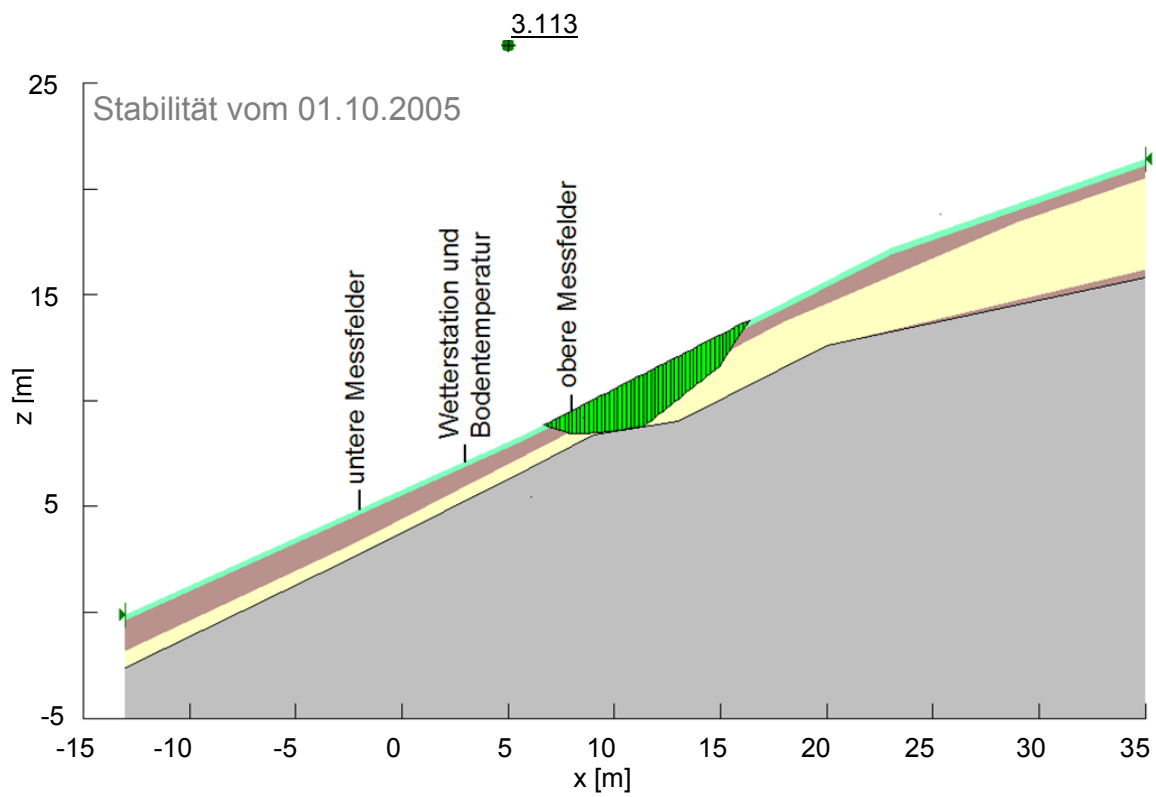
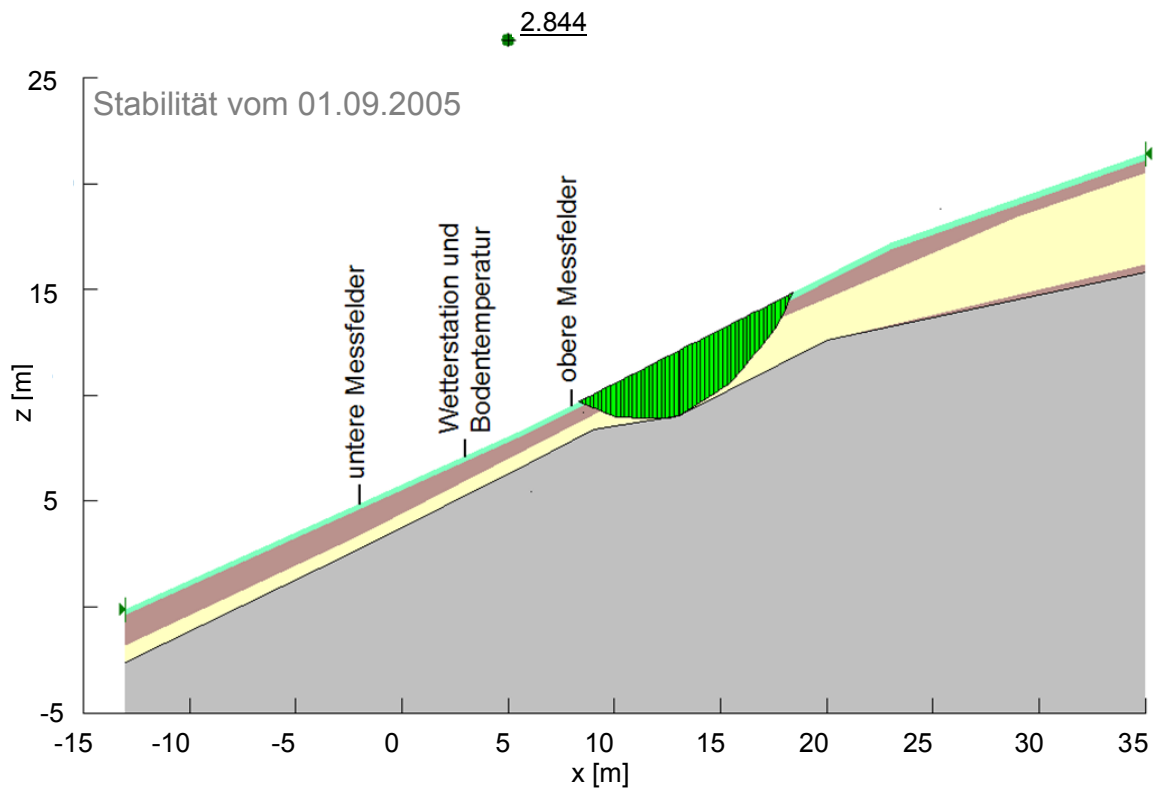
Anhang 5 beinhaltet für jeden im Rahmen der Stabilitätsberechnungen (Kapitel 6) betrachteten Zeitpunkt (Januar 2005 bis Dezember 2006) eine Darstellung des Geländequerschnitts mit Bruchkörper und Lage des Gleitkreismittelpunkts. Die ausgewählten Zeitpunkte sind jeweils der erste Tag des Monats und zusätzlich der 31.12.2005.



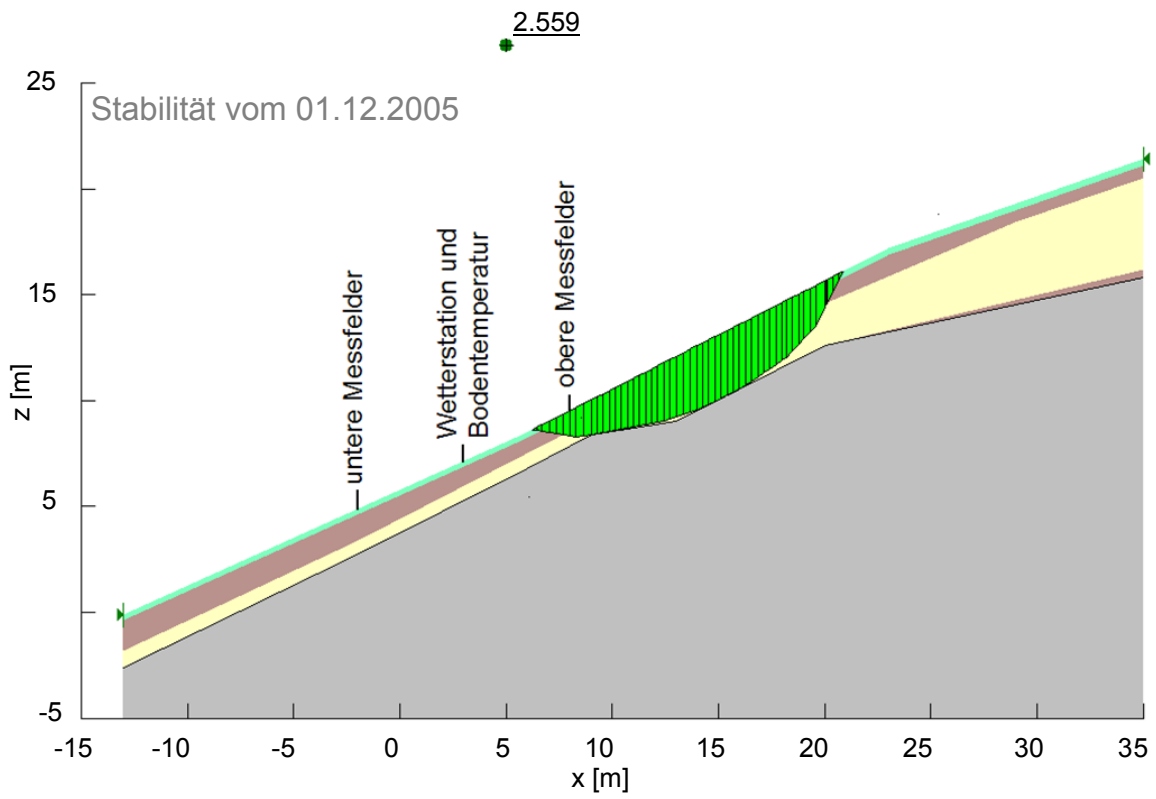
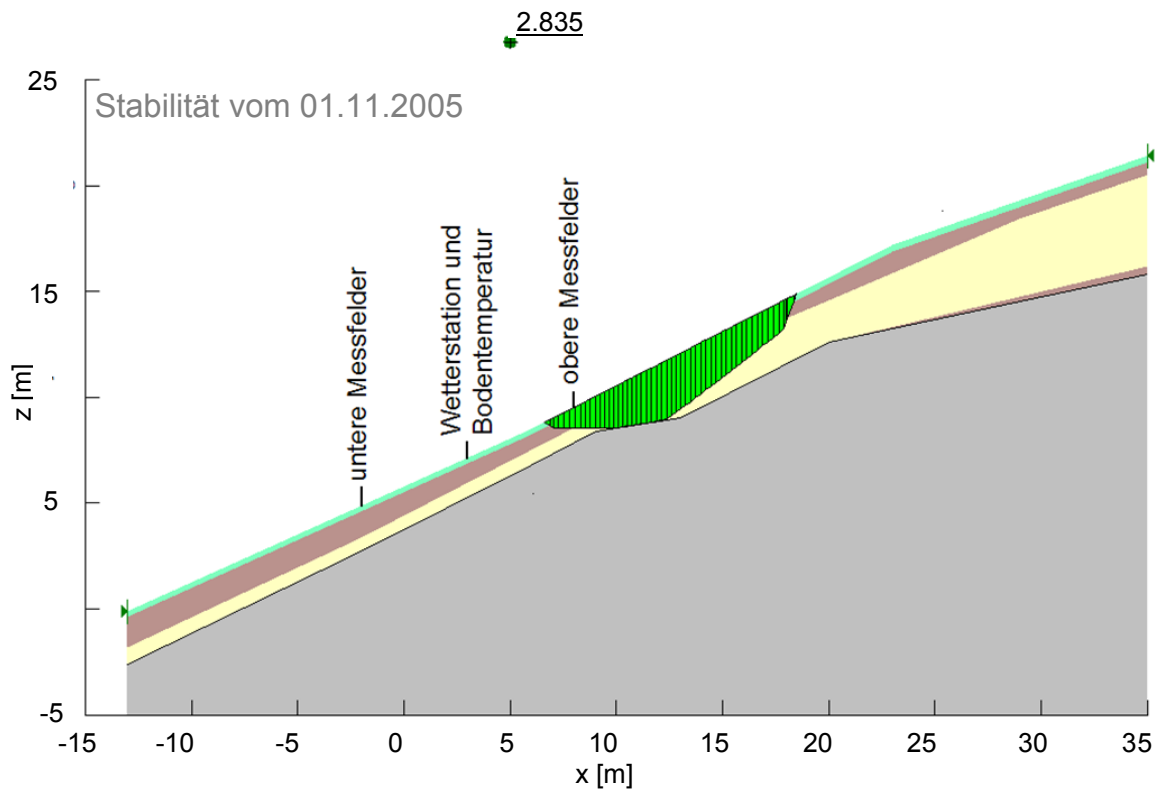


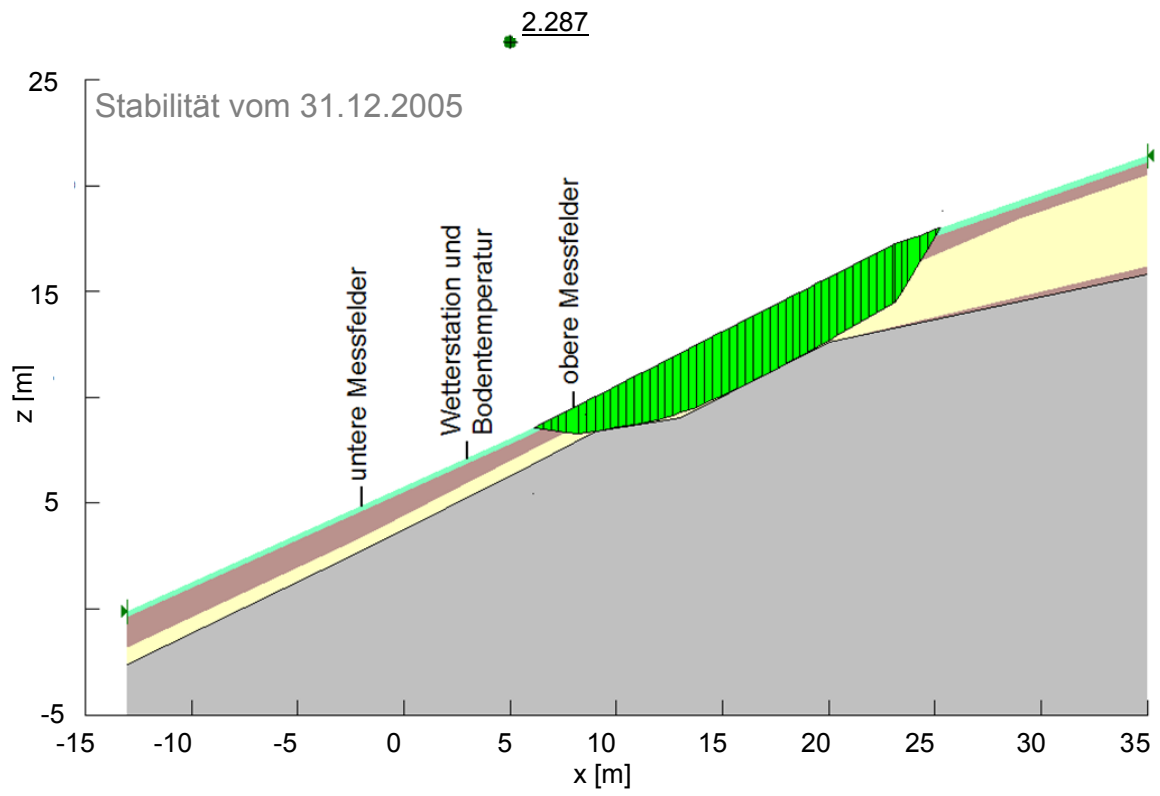












# Lebenslauf

Andrea Thielen  
Regensbergstrasse 216  
CH-8050 Zürich

Tel.: +41-43-344 95 94  
E-Mail: andrea.thielen@igt.baug.ethz.ch

## Personalien

---

Geburtsdatum und -ort	24. März 1977 in Würselen
Staatsangehörigkeit	deutsch
Zivilstand	ledig

## Schulbildung

---

08/83 – 06/96	Schulbildung mit Abschluss der allgemeinen Hochschulreife
---------------	---

## Akademische Ausbildung

---

10/96 – 09/97	<b>Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule</b> Aachen Wirtschaftswissenschaften und Mathematik
10/97 – 9/02	<b>Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule</b> Aachen Bauingenieurwesen
10/00 – 07/01	<b>Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne</b> Erasmus/Sokrates Universitätsaustauschprogramm

## Berufserfahrung/Praktika

---

03/97 - 04/97	<b>Architekturbüro Schmidt-Krayer/Salberg</b> , Engelskirchen Grundpraktikum
05/97 - 08/97	<b>Bauschreinerei Baginsky</b> , Bergneustadt Grundpraktikum
07/98 - 08/99	<b>Institut für Siedlungswasserwirtschaft</b> der RWTH Aachen Tätigkeit als studentische Hilfskraft
09/99 - 09/00 und 08/01 – 12/02	<b>Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft</b> der RWTH Aachen Tätigkeit als studentische Hilfskraft
01/03 - heute	<b>Institut für Geotechnik</b> der ETH Zürich Doktorat und Lehrtätigkeit im Bereich Geotechnik

## Qualifikationen

---

EDV-Kenntnisse	- <u>Betriebssysteme</u> : Windows, Unix, Linux - <u>Standard-Software</u> : MS-Office, Adobe - <u>sonstige Programme</u> : div. FE-Programme - <u>Programmiersprachen</u> : Fortran, awk, matlab
Sprachen	Französisch – fließend in Wort und Schrift Englisch – verhandlungssicher in Wort und Schrift Italienisch – Grundkenntnisse

## Stipendien

---

08/00 **Schübler-Preis**

Preis zur Anerkennung der Studienleistungen und zur finanziellen Unterstützung eines Auslandsaufenthaltes

07/03 **FC Trapp-Preis**

Preis zur Anerkennung von Studienzeit, Studienleistungen und Diplomarbeit

## Veröffentlichungen

---

- Thielen, A., Friedel, S., Plötze, M. & Springman, S.M. (2005). Combined approach for site investigation in terms of the analysis of rainfall induced landslides. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan.
- Thielen, A. & Springman, S.M. (2005). First results of a monitoring experiment for the analysis of rainfall induced landslides. Proceedings of the International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics - EXPERUS 2005, Trento, Italy.
- Thielen, A. & Springman, S.M. (2006). Monitoring field experiment in an unsaturated sandy soil slope in Switzerland. Proceedings of the The Fourth International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT06, Phoenix, Arizona.
- Friedel, S., Thielen, A. & Springman, S.M. (2006). Investigation of a slope endangered by rainfall-induced landslides using 3D resistivity tomography and geotechnical testing. Journal of Applied Geophysics, 60(2). pp. 100-114.
- Thielen, A. (2006). Analysis of the failure of sandy soil slopes due to rainfall events Proceedings of the XVII European Young Geotechnical Engineer's Conference, Zagreb, Croatia.
- Thielen, A. (2006). Bodensättigung und Stabilität von potentiellen Rutschhängen. Proceedings of the Herbsttagung der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Luzern.

Zürich, Juli 2007