

TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN

VIENNA
UNIVERSITY OF
TECHNOLOGY

DIPLOMARBEIT

Master's Thesis

DIE PROBLEMATIK DER UNDRAINIERTEN BELASTUNG VON ERD- UND SCHUTTSTRÖMEN AM BEISPIEL DES GSCHLIEFGRABENS

*The problem of undrained loading of earth- and mudflows by the example of the
Gschlifgraben*

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs
unter der Leitung von

a.o.Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Rainer Poisel

und als verantwortlich mitwirkender Assistent

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Dr. techn. Alexander Preh

E203

Institut für Ingenieurgeologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Maximilian Di Monte

Matr. Nr. 0100677

Biberngasse 33/2

A-5020 Salzburg

Wien, im November 2008

.....
(Maximilian Di Monte)

Danksagung

Diese Danksagung ist all jenen gewidmet, die mich bei der Verfassung und Fertigstellung dieser Diplomarbeit unterstützt und auf meinem Weg durch das Studium begleitet haben.

Meine Dankbarkeit geht in erster Linie an meine Betreuer Univ. Prof. Dipl. –Ing. Dr. techn. Rainer Poisel und Univ. Ass. Dipl. –Ing. Dr. techn. Alexander Preh, die mir bei der Erstellung dieser Arbeit jederzeit mit ihrem fachlichen Wissen zur Seite standen und für bürokratische Hürden immer eine unkomplizierte Lösung parat hatten. Ich bedanke mich für Ihre Geduld und ihre Hilfsbereitschaft während der ganzen Entstehungsphase dieser Diplomarbeit und vor allem für die Flexibilität in der Endphase.

Mein größter Dank gilt weiter meiner Mutter Gudrun und meinem Vater Rocco, die mir dieses Studium überhaupt erst ermöglicht und mir mit Ihrer Unterstützung eine sorgenfreie Ausbildung geschenkt haben. Sie waren auch in schwierigen Zeiten immer geduldige und aufmunternde Zuhörer und Ratgeber, wenn Sorgen und Probleme unüberwindbar schienen.

Meine große Dankbarkeit spreche ich auch meinen Großeltern Hans und Luitgard aus, die stets für mich da waren und alles Erdenkliche getan haben, um mir eine erfolgreiche und unvergessliche Studienzeit zu ermöglichen.

Mein Studium und diese Diplomarbeit hätten nicht so gelingen können ohne den Rückhalt von ehrlichen und guten Freundschaften. Mein Dank geht an meinen Bruder Alexander, an die „Schmiede“ und an all meine Freunde und Kollegen, die mich durch mein Studium begleitet und einmalige Momente mit mir geteilt haben.

Ein besonderer Dank geht an meine Lebensgefährtin, beste Freundin und Kollegin Barbara. Sie war stets stützend an meiner Seite, meine Kameradin in der Seilschaft auf dem Weg zum Gipfel unseres Studiums.

Abschließend will ich mich noch bei all jenen bedanken die zwar hier nicht namentlich genannt werden konnten, aber ebenso wichtig für meinen Werdegang waren.

Kurzfassung

Jüngste Ereignisse und das danach folgende Medienecho haben die Massenbewegung im Gschlifgraben ins Interesse der Öffentlichkeit und der Politik gerückt. Die Zerstörungskraft der Erdmassen im Gschlifgraben ist von über die Jahrhunderte verteilten, tragischen Ereignissen dokumentiert. Die Entstehung dieser Erd- und Schuttströme liegt vor allem in den besonderen geologischen Verhältnissen des Gschlifgrabens. Fortlaufende Bewässerung durch einsickerndes Regenwasser und zuströmendes Hangwasser bewirken eine breiartige Konsistenz des laufend aus den Erosionsherden nachkommenden feinkörnigen Materials, was talabwärts gerichtetes Fließen dieser Ströme ermöglicht.

Vor Ort beobachtete Aufgleitungen von hangaufwärts liegendem Material auf das hangabwärts befindliche, die sich zyklisch wiederholen, haben zur Vermutung geführt, dass das Versagen dieser Bereiche durch das von Hutchinson & Bhandari (1971) beschriebene „undrainend loading“ Phänomen hervorgerufen werden könnte. Numerische Untersuchungen mittels des Finiten Differenzen Programms FLAC 2D von 2 an die Gegebenheiten des Gschlifgrabens angepassten Modellen haben dies bestätigt. Mehrere undrainierte und drainierte Untersuchungen an einem jeweils langen und kurzen Modell haben gezeigt, dass eine aufgebrachte Last durch die Bildung von Porenwasserüberdruck in gering durchlässigem Material zu einem Versagen führen kann. Der Einfluss dieser undrainierten Belastung und somit die Beeinflussung des Porenwasserdruckverlaufs reichen über die Last hinaus. In diesen Bereichen erfolgt eine Abnahme der effektiven Spannungen, was ein Versagen durch Überschreitung der Scherfestigkeit zur Folge hat. Die dabei auftretenden Geschwindigkeiten sind aber äußerst gering.

Drainierte Versuchsreihen haben weiters gezeigt, dass zuströmendes Wasser den Zustand unmittelbar nach der Belastung nicht beeinflusst, in weiterer Folge aber Einfluss auf den Porenwasserdruckverlauf hat. Die Werte für Porenwasserdrücke sind dabei etwas höher als in den undrainierten Versuchen. Dies hat zur Folge, dass Schubverzerrungen und Geschwindigkeiten ebenfalls ansteigen.

Ein deutliches Versagen kann bei allen Versuchsreihen nur im Bereich unmittelbar unter der Last und davor beobachtet werden. Der mobilisierte Bereich kann zwischen 20 und bis zu 160 m unterhalb des unteren Endes der aufgebrachten Last reichen. In noch weiter unten liegenden Bereichen sind zwar ebenfalls Aufschiebungen zu beobachten, dort kann aber nur mehr eine geringe Beschleunigung beobachtet werden. Ein unmittelbares Versagen der gesamten Böschung durch undrainierte Belastung kann anhand der Ergebnisse dieser Arbeit ausgeschlossen werden.

Abstract

The catastrophic events of November 2007 and the following media response have let the mass movement of the Gschlifgraben become a sensitive issue for public interest and politics. Although the system of earth- and debris flows of the Gschlifgraben was already known by local inhabitants and experts groups. Over the centuries in fact, the destruction power of these earth and debris flows has been proved by innumerable tragic events

The causes for the development of this mass movement can be located on the one hand in the special geological conditions of this area, but also in its particular location. Continuous watering of the ongoing debris, transported from the erosion source, caused by infiltrating rain or mountain water produces a papescient consistency of the mass movement's material allowing the flow downwards.

On site observed cyclic overslips of upside lying debris or earth masses on downslope lying ones, have led to the assumption that the failure of these areas could have been produced by the phenomena of "undrainend loading" described by Hutchinson & Bhandari (1971).

Investigations made with the finite difference Program FLAC 2D on two simplified models of the Gschlifgraben confirmed this hypothesis. Several drained and undrained test series on respectively a short and a long model showed that a rapid loading of a slope made by a soil with a very low permeability generates pore water overpressure which could cause the failure. The influence of such an undrained load on the pore water pressure gradient reaches beyond the load itself. In these areas pore water overpressure generated by the loading causes a subsequent decrease of the effective stresses, which finally leads to collapse by exceeding shear strength. The velocities, however are very small.

The drained test series showed that water flowing to loaded regions doesn't influence the behavior of the slope failure immediately after loading, but has effects on the pore water pressure gradient with longer lasting calculation. The pore water pressures are then slightly higher than that of the undrained simulations. The consequence is that velocities and shear strains are higher.

A visible failure surface can be observed in all the test series only in the area under and directly beyond the loading. The mobilized area reaches between 20m and a maximum of 160m in front of the lower end of the applied load. In more downward lying areas only little accelerations can be observed. The collapse of the whole slope by the phenomena of undrained loading can hence be excluded by the achieved results.

Compendio

Eventi recenti e il conseguente eco mediatico hanno posto il movimento delle masse franose nello "Gschlifgraben", la fossa sulla riva est del Traunsee presso Gmunden (Austria), tra il massiccio calcareo del Traunstein a sud e le colline flyschoidi a nord, all'attenzione dell'interesse pubblico e politico. La forza distruttiva delle masse di terra nello "Gschlifgraben" è documentata nei secoli passati da ripetuti avvenimenti tragici. La formazione di questi colamenti di materiale terroso e detritico è causata soprattutto dalle particolari condizioni geologiche dello "Gschlifgraben" e dalle peculiarità della sua posizione. Continue impregnazioni da acque meteoriche e da quelle di infiltrazione nel sottosuolo determinano la consistenza melmosa del materiale a grana fina proveniente dai focolai di erosione e conseguentemente il suo lento rifluire a valle.

Le sovrapposizioni di materiale proveniente da aree superiori su quello già presente a valle, osservate sul luogo, che si ripetono ciclicamente hanno fatto supporre che il cedimento di quelle aree potesse essere provocato dal fenomeno di „undrained loading“ (carico non drenato) descritto da Hutchinson & Bhandari (1971). Analisi numeriche attraverso il programma agli elementi finiti FLAC 2D su due modelli che simulano lo stato dei luoghi dello „Gschlifgraben“ hanno confermato questa teoria. Diverse analisi in condizioni drenate e non drenate rispettivamente su un modello lungo e uno corto hanno dimostrato che un carico apportato su un materiale poco permeabile produce sovrappressioni interstiziali dell'acqua che portano al cedimento. L'influenza di questo carico in condizioni non drenate sull'andamento della pressione interstiziale dell'acqua, agisce anche su zone adiacenti a valle del carico. Infatti, in queste aree, si verifica una diminuzione delle tensioni effettive, che ha come conseguenza un cedimento a causa del superamento della resistenza alle sollecitazioni delle forze di taglio. Le velocità osservate sono minime.

Serie di prove hanno mostrato, che l'acqua affluente non influenza lo stato immediatamente dopo il carico, successivamente però interessa l'andamento della pressione interstiziale dell'acqua. I valori delle pressioni interstiziali dell'acqua nelle prove drenate sono relativamente più alti che in quelle non drenate e di conseguenza aumentano anche le deformazioni al taglio e le velocità.

Un cedimento evidente è rilevabile in tutte le serie di prove solo nell'area immediatamente sotto e davanti al carico. L'area mobilizzata può arrivare da 20 a 160 m al di sotto del limite inferiore del carico apportato. Nelle aree ancora più a valle si possono osservare sovrapposizioni, ma con accelerazioni molto ridotte. Un cedimento dell'intero pendio determinato da carico non drenato può essere escluso in base ai risultati di questa tesi.

1 Inhalt

2	Einleitung.....	8
2.1	Die Problematik der undrainierten Belastung.....	9
2.2	Die Aufgabenstellung	9
2.3	Der aktuelle Wissensstand.....	10
3	Allgemeines zum Gschlifgraben.....	14
3.1	Lage und Allgemeines.....	14
3.2	Geologie	14
3.3	Morphologie.....	17
4	Morphologische Grundlagen	19
4.1	Erd- und Schuttströme	19
4.2	Ursachen und natürliche auslösende Faktoren.....	20
5	Geotechnische Grundlagen.....	21
5.1	Der Boden als Drei- bzw. Zwei -Phasen System	21
5.2	Überblick der wichtigsten Bodenparameter.....	21
5.2.1	Korndichte ρ_s , Trockendichte ρ_d , Feuchtdichte ρ , Dichte unter Auftrieb ρ'	21
5.2.2	Wichten $\gamma_s, \gamma_d, \gamma, \gamma'$	22
5.2.3	Porenanteil n und Porenzahl e	22
5.2.4	Wasser, Wassergehalt w und Sättigungsgrad S_r	24
5.3	Spannungen im Boden.....	24
5.3.1	Zusammenhang zwischen totalen, effektiven Spannungen und Porenwasserdruck.....	26
5.3.2	Porenwasserüberdruck	29
5.3.3	Die Bodenparameter c und φ	31
5.3.4	Das Bruchkriterium von Mohr-Coulomb	32
6	FLAC und das Prinzip der finiten Differenzen Methode	34
6.1	Modellierung mittels FLAC	34
6.2	Verwendete Materialmodelle.....	35

6.2.1	Linear-elastisches Materialmodell.....	35
6.2.2	Plastisches Materialmodell nach Mohr.....	36
6.3	Beschreibung der FLAC- spezifischen Eingangsparameter.....	36
6.3.1	Mechanische Parameter	36
6.3.2	Hydraulische Parameter.....	37
6.4	Hydraulisch-mechanisch gekoppelte und entkoppelte Berechnung.....	37
6.4.1	Basis Rechenroutine	37
6.4.2	„Saturated fast flow“ Rechenroutine.....	38
6.5	Grundlagen der Bestimmung des Sicherheitsfaktors und des Grenzgleichgewichts	39
7	Modellierung des Erdstroms Gschlifgraben.....	40
7.1	Aufbau des Modells.....	40
7.1.1	Modell-Geometrie.....	40
7.1.2	Mechanische Randbedingungen.....	44
7.1.3	Hydraulische Randbedingungen	44
8	Bestimmung des in situ Zustands.....	47
8.1	Hydraulische Berechnung	47
8.2	Mechanische Berechnung.....	47
8.3	Messpunkte	49
8.3.1	Modell 100.....	49
8.3.2	Modell 300.....	50
8.4	Berechnungsschritte.....	51
8.4.1	Modell 100.....	51
8.4.2	Modell 300.....	51
9	Bestimmung des Grenzgleichgewichtszustands	52
9.1	Modell 100.....	52
9.2	Modell 300.....	62
10	Belastungsannahmen.....	66
10.1	Annahmen	66
10.2	Lastgeometrie und Lastanordnung.....	66

10.2.1	Belastung mit 18 m	66
10.2.2	Belastung mit 9 m	69
10.2.3	Belastung mit 4,5 m	70
10.3	Lastannahmen und Versuchsdurchführung	71
10.3.1	Undrainierte Berechnung	73
10.3.2	Drainierte Berechnung	73
11	Böschungsverhalten bei undrainierten Verhältnissen	74
11.1	Modell 100	74
11.1.1	Belastung mit 18m	74
11.1.2	Belastung mit 9m und 4,5m	96
11.2	Modell 300	102
11.2.1	Belastung mit 18m	102
11.2.2	Belastung mit 9m und 4,5m	110
12	Böschungsverhalten bei drainierten Verhältnissen	113
12.1	Modell 100	113
12.1.1	Belastung mit 18m	113
12.1.2	Belastung mit 9m und 4,5 m	135
12.2	Modell 300	140
12.2.1	Belastung mit 18m	140
12.2.2	Belastung mit 9m und 4,5m	145
13	Zusammenfassung der Ergebnisse und Schlussfolgerungen	150
13.1	Versagen und Versagensmechanismus	150
13.2	Unterschiede zwischen drainierter und undrainierter Belastung	151
14	Literaturverzeichnis	153
15	Abbildungsverzeichnis	154
16	Formelverzeichnis	160
17	Tabellenverzeichnis	162

2 Einleitung

Die Formel „Panta rei“ (Alles fließt) ist auf den griechischen Philosophen Heraklit zurückzuführen und stellt die Kernaussage seiner Flusstheorie dar. Ein weiterer griechischer Philosoph Namens Platon verdeutlichte diese Aussage mit der Formulierung „Pánta chorei kai oudèn ménei“, „Alles bewegt sich fort und nichts bleibt.“

Der Grundgedanke der Fließtheorie liegt also in einem fortwährendem Stoff- und Formwechsel der Welt, das Sein wird also nicht statisch erfasst, sondern als ewiger dynamischer Wandel (Wikipedia, 2008).

Diese Theorie, die unter anderem aus Naturbeobachtungen entstanden ist, spiegelt eigentlich sehr genau den Prozess des Wandels wieder, dem der Lebensraum des Menschen unterworfen ist.

Blickt man mit den Augen eines Laien in die Landschaft, so liegt es einem fern zu denken, dass der vermeintlich „feste Boden“ den man unter den Füßen zu spüren vermag, mehr oder weniger in Bewegung ist.

Die Erdoberfläche befindet sich in einem ständigen Gestaltwechsel. Wasser, Wind, Eis, Schnee und tektonische Aktivitäten sind die Bildhauer unserer Landschaften.

Allgemein laufen diese Prozesse sehr langsam und über sehr große Zeiträume ab, sodass sie in der Regel kaum wahrnehmbar sind. Manchmal jedoch kann dies sehr rasch geschehen und es wird deutlich, welche immense Kräfte hinter solchen Naturphänomenen stehen.

Vor allem dort, wo beengte Verhältnisse herrschen, wo der Lebensraum des Menschen von solchen rapiden Veränderungen der Landschaftsmorphologie betroffen ist, kommt es zu den größten Katastrophen. Dies ist im Allgemeinen der Fall in Tälern oder Hanglagen, wo für solche Gebiete eigentlich natürliche Ereignisse, verheerende Folgen für Menschen und Sachgüter haben. Oft sind jedoch auch anthropogene Eingriffe in die Natur, Ursache oder Beschleunigung solcher Tragödien. Zu diesen Phänomenen zählen Hangrutschungen aller Art, Muren und Schlammlawinen, im Winter auch Schneelawinen sowie Fels- und Bergstürze.

Im November 2007 machte der bis dahin nur Einheimischen und Fachleuten bekannte Gschlifgraben am Ufer des Traunsees in Oberösterreich Schlagzeilen. Wochenlang berichteten Medien über diese gewaltige Rutschung, die vor nichts haltzumachen schien. Das gesamte gefährdete Gebiet mit über 34 Liegenschaften musste evakuiert werden. Weiters betroffen war die einzige Verbindung zu Land zum Ostufer unterbrochen.

Behörden und Spezialisten entwickelten Gefahrenpläne, Sofortmaßnahmen und bis dato laufende Sanierungs- und Sicherungsmaßnahmen.

2.1 Die Problematik der undrainierten Belastung

Die Tatsache, dass Erdströme und Schlammlawinen die Fähigkeit besitzen, auf Böschungen abzuscheren, die deutlich flacher sind als etwa die Neigung, die durch den Restscherwinkel für das Grenzgleichgewicht ermittelt werden würde, lässt darauf schließen, dass neben Änderungen in der Rutschungsmorphologie oder der Hangwasserverhältnisse auch ein anderer, sehr wichtiger Mechanismus dahinter steckt.

Es ist bekannt, dass eine Steigerung des Porenwasserdrucks infolge einer Erhöhung des Hang- bzw. Grundwasserspiegels, beispielsweise durch starke Niederschläge nach einer langen Feuchtperiode, eine Rutschung aktivieren kann.

Beobachtungen haben gezeigt, dass eine Belastung des Kopfes einer Rutschung durch Material und Schutt aus steileren Bereichen, bei sehr dichtem und voll gesättigten Verhältnissen, zu einer sogenannten „undrainierten Belastung“ führen und diese Auslöser für das Versagen einer gesamten Böschung sein kann.

Der Porenwasserüberdruck, der durch die Last eines Felssturzes, bzw. einer Überlagerung durch eine Mure aus umliegendem Gelände erzeugt wird, kann aufgrund der hohen Dichte nur sehr langsam durch Diffusion abgebaut werden. Auch die Geometrie, also die Ausbildung einer Rutschung ist von großer Bedeutung. In den meisten Fällen, bei denen man auf die „undrainierte Belastung“ als auslösenden Mechanismus schließen kann, ist ein Flachstück einer Gleitfläche einer Rutschung meist von einem deutlich steileren Abschnitt angeführt (Hutchinson & Bhandari, 1971)

Es wurde nun die Vermutung aufgestellt, dass ähnliche Mechanismen auch im Gschlifgraben ablaufen und zum Versagen führen könnten. Bergstürze vom Traunstein auf den hinteren Bereich des Grabens, wie sie immer wieder vorkommen, oder die beobachteten Aufgleitungen von hangaufwärts liegendem Material, auf hangabwärts liegendes, könnten aufgrund der geringen Durchlässigkeit der Erdströme zu solchen undrainierten Belastungen führen.

2.2 Die Aufgabenstellung

Ziel dieser Diplomarbeit ist es ,anhand des Beispiels Gschlifgraben, die Auswirkungen von Porenwasserüberdruck auf die Stabilität vollgesättigter Erdströme im speziellen Fall einer undrainierten Belastung des Böschungskopfes durch eine Auflast mittels eines FLAC Modells zu untersuchen. Aufbauend auf dem Modell von Poisel & Preh (2008) soll geprüft

werden, ob ein solcher Mechanismus Auslöser für die Aktivierung der gesamten Rutschmasse des Gschlifgrabens sein kann.

2.3 Der aktuelle Wissensstand

Das Modell von Preh & Poisel (2008) sollte helfen, die komplexen Prozesse, die im Untergrund bei einem Anstieg des Grundwasserspiegels ablaufen, besser zu verstehen. Dafür entwickelten sie ein numerisches Modell, welches mittels einer mechanisch-hydraulisch gekoppelten Berechnung eine fortlaufende Grundwassererhöhung durch bergseitig zuströmendes Wasser simulieren sollte. Das Ergebnis bestätigt die Beobachtungen in der Natur. Durch die Erhöhung des Wasserspiegels kommt es zu einer Steigerung des Porenwasserdrucks, welcher wiederum eine Abnahme der effektiven Spannungen bewirkt. Dies verursacht dann ein Versagen und die Ausbildung einer Gleitfläche. Da das Wasser aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Bodens nur mit einer gewissen Geschwindigkeit die Böschung auffüllt, kommt es in den Bereichen wo dies bereits geschehen ist zur Bildung von Gleitflächen, die aber durch den passiven Widerstand der unteren stabileren Zonen begrenzt sind. Die Folge sind Ausbeißungen, die auch in Natura beobachtet wurden. Wenn es nun um die Problematik der „undrainierten Belastung“ geht, ist wohl das meistzitierte Schriftstück, welches sich mit dieser auseinandersetzt, der Artikel von Hutchinson & Bhandari, 1971 mit dem Titel „Undrained loading, fundamental mechanism of mudflows and other mass movements“.

Hutchinson berichtet von Feldversuchen auf einer Rutschung in stark tonigem Material an der Südküste von England nahe der Insel Wight und einer nahe der Insel Sheppey. Bei beiden Rutschungen beobachtete er, dass der untere Teil dieser Erdströme die Fähigkeit besaß, auf Böschungen abzufahren, die Winkel aufwiesen, die deutlich geringer waren als jene, die für das Grenzgleichgewicht erforderlich waren. Er beobachtete weiters, dass das Phänomen immer dann auftrat, wenn sich Material aus den steileren Bereichen der Böschung auf den Kopf des flacheren Bereiches legte. Durch den Einsatz von elektrischen Piezometern konnte er nachweisen, dass ein Zusammenhang zwischen der Belastung und dem nachfolgend auftretenden Porenwasserüberdruck bestand.

Dieser konnte sich nämlich aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Materials nicht schnell genug abbauen. Bei seiner Auswertung trifft Hutchinson zwei Annahmen: die erste, dass die Änderung des Porenwasserdrucks gleich der Änderung der totalen Spannungen sein sollte und die zweite, dass die Änderung der neutralen Spannungen (Porenwasserdruck) gleich der Änderung der Hauptnormalspannung sein sollte. Die Skemtonparameter (siehe Abschnitt 5.3.2) werden dabei mit $A=B=1$ definiert.

Weiters betrachtet er sowohl die theoretische hydrostatische Porenwasserdruckverteilung $\gamma_w z_0$, als auch die geostatische Verteilung γz_0 vor und nach der Belastung. Messungen vor der Lastaufbringung liegen in einem Bereich zwischen den beiden oben genannten Ansätzen.

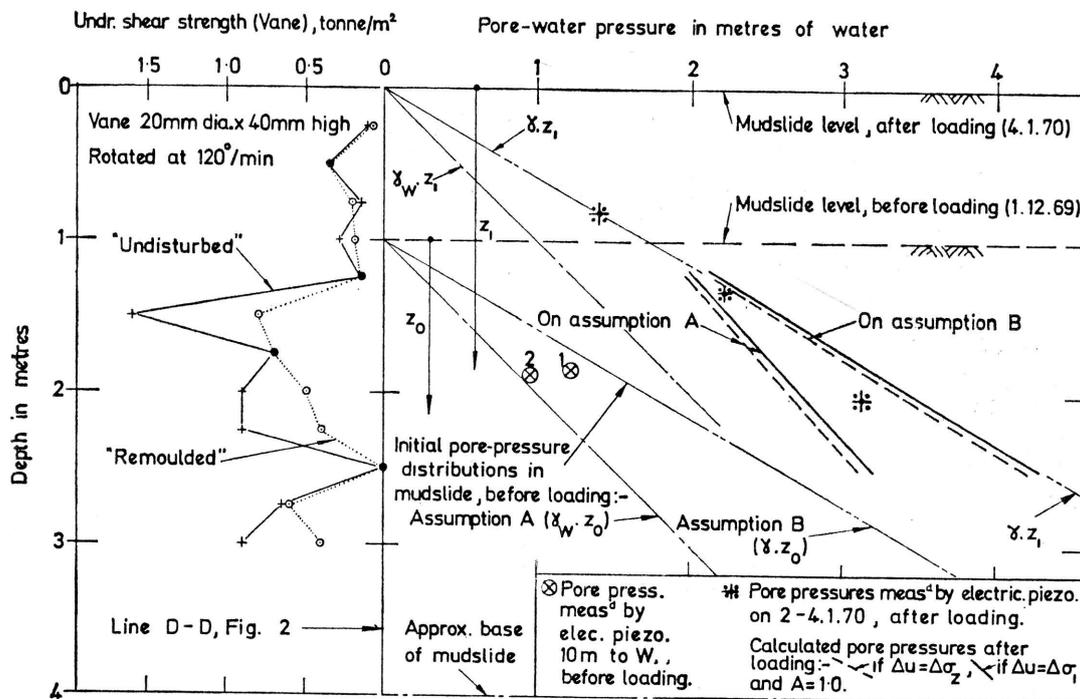


Abbildung 2-1: Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen und -berechnung im Erdstrom (Insel Sheppey, England) (Hutchinson & Bhandari, 1971)

Ergebnisse der Piezometermessungen nach der Belastung zeigen deutlich höhere Porenwasserdruckwerte, die sich stark an die theoretische geostatische Verteilung annähern (siehe Abbildung 2-1).

Daraus schließt Hutchinson, dass die undrainierte Belastung des hinteren Teils eines Erdstroms, wo die Gleitfläche deutlich steiler als im Rest der Rutschung ist, einen Vorwärtsschub erzeugt, der die Masse antreibt. Eine Bewegung kann dann auch auf Böschungen stattfinden, die deutlich flacher sind als jene des Grenzgleichgewichts.

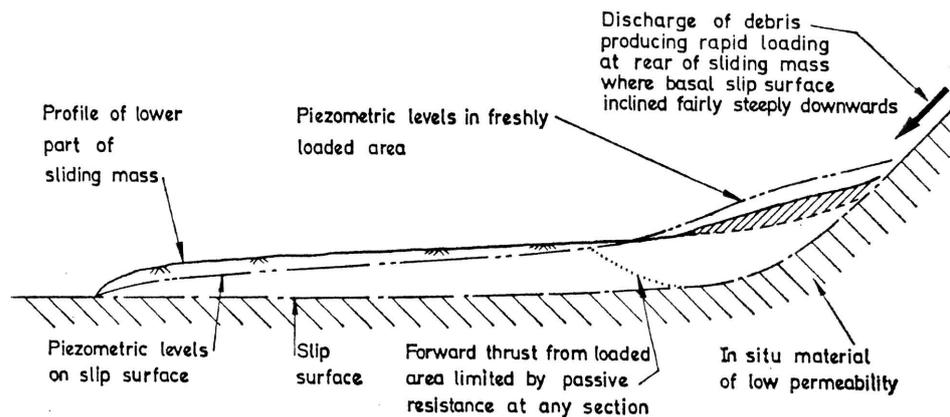


Abbildung 2-2: Systematik der undrainierten Belastung (Hutchinson & Bhandari, 1971)

Diese „Übertragung“ des Vorwärtsschubs vom belasteten zum unbelasteten Bereich ist, wie aus Abbildung 2-2 ersichtlich, durch den passiven Widerstand des Bodens begrenzt.

Comegna, Picarelli, und Urciuoli haben auf dem Gebiet der undrainierten Belastung, dank ihren Untersuchungen einer Rutschung im Tal des Basentos in Süditalien weitere interessante Erkenntnisse gewonnen. Sie kommen zum Schluss, dass in Rutschungen mit großem tonigen Anteil zyklisch undrainierte und drainierte Mechanismen ablaufen. Interne Spannungsumlagerungen kombiniert mit lokaler Mobilisierung der Rutschmasse können Porenwasserüberdrücke verursachen und in weiterer Folge zu Deformationen im Schutt- bzw. Erdrutsch führen.

Weitere Auslöser für Porenwasserüberdrücke, so die Untersuchungen, können quasi-statische Belastungen durch Stoßwellen, die durch den Rutschkörper laufen, Erdbeben und zu guter Letzt die von Hutchinson & Bhandari (1971) untersuchte statische Belastung des Böschungskopfes sein (Comegna, Picarelli, & Urciuoli, 2007).

Um die Annahme zu untermauern, dass nicht einheitliche Bewegungsraten in einer stark tonigen Rutschung zu Porenwasserüberdrücken führen können, wird ebenfalls eine Untersuchung mittels eines numerischen Modells durchgeführt.

Die Gleitfläche in diesem Modell weist abschnittsweise unterschiedliche Neigungswinkel auf. Das Modell ist weiters nicht vollständig gesättigt und der Grundwasserpegel befindet sich ca. 2,5 m unter GOK. Was nun simuliert wird, ist eine Anhebung des Grundwasserspiegels durch anhaltende Regenfälle und die damit verbundene Reaktion der Böschung. Im steileren Bereich beträgt der lokale Sicherheitsfaktor 1,00, während der globale für das gesamte Modell 1,31 ausmacht.

Das Ansteigen des Wassers bedingt durch den Regen bewirkt einerseits eine Änderung in den Spannungsverhältnissen des Rutschungskörpers und andererseits ein Anschwellen des

Bodens. Der steilere Bereich wird als erster mobilisiert und fängt an, sich abwärts zu bewegen. Dabei entsteht im oberen Bereich eine aktive plastifizierende Zone. Um eine Abrisskante zu simulieren, wird ein künstlicher Schnitt durch die Schicht hinzugefügt.

In der Annahme, dass die Bewegung nach dem „Bruch“ so schnell abläuft, dass ein dabei entstehender Porenwasserüberdruck aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Materials nicht diffundieren kann, wird dieser Teil der Berechnung undrainiert durchgeführt. Der Bruch erzeugt sinngemäß eine weitere Ausbreitung der rutschenden Zone. Es kommt dabei zu einer ausgeprägten Stauchung im unteren Bereich der Böschung, was eine Zunahme der Verschiebungen im oberen Teil bewirkt. Dadurch nimmt der entstehende Porenwasserüberdruck entlang der Böschung zu.

Als nächster Schritt der Berechnung wird die Diffusion des Porenwasserüberdrucks wieder zugelassen und die Rechnung somit gekoppelt geführt. Parallel läuft nun einerseits der Abbau des Porenwasserüberdrucks, andererseits die Speisung durch infiltrierendes Wasser ab.

In dieser Phase kann es aufgrund der nicht einheitlichen Verteilung des Porenwasserdrucks zu plötzlichen Abfällen desselben in der Rutschmasse, verbunden mit einem Anstieg in der Scherfläche kommen. Aufgrund des ständigen Ansteigens des Hangwasserspiegels, nehmen weiters die effektiven Spannungen ab, während die mobilisierte Zone weiter zunimmt.

3 Allgemeines zum Gschlifgraben

3.1 Lage und Allgemeines

Der Gschlifgraben befindet sich etwa 6km Luftlinie südöstlich von Gmunden (Oberösterreich) am Ufer des Traunsees. Er wird nördlich durch die Flyscherhebung des Grünbergs und südlich vom mächtigen Kalkstock des Traunsteins begrenzt. Das beeindruckende Grabensystem entwickelt sich von Ost nach West und mündet schließlich in den Traunsee.

Die aufgrund der jüngsten Ereignisse im November 2007 erlangte traurige Bekanntheit hat seine Wurzeln bereits vor Jahrhunderten. Schon 1664 wurde das sogenannte „Harschergut“ von einer Mure in den Traunsee geschoben. Fast 40 Jahre später, im Jahre 1700 versinkt ein Teil des Erd- und Schuttstromkegels im See und es entsteht eine weite Bucht an dessen Stelle. Chroniken berichten von immer wiederkehrenden Murenabgängen, die vor allem die landwirtschaftlichen Betriebe in diesem Bereich schädigten. Erst 1910 kommt es wieder zu einer scheinbaren Beruhigung des Grabens mit einem letzten Vorstoß der Rutschmassen bis in Ufernähe. Bis 1955 endeten alle kleineren und größeren Murenabgänge etwa 700m oberhalb des Seeufers.

Daraus lässt sich schließen, dass das Gefahrenpotential des Gschlifgrabens bereits seit Jahrhunderten bekannt ist, jedoch leider erst jetzt, nach den Ereignissen im November 2007, durch die starke Präsenz der Medien, die Aufmerksamkeit der Öffentlichkeit und der Politik geweckt hat.

3.2 Geologie

Geologisch gesehen liegt der Gschlifgraben an der Grenze zwischen der Flyschzone und den Kalkalpen. Die Besonderheit dieses Gebietes ist jedoch, dass hier das sogenannte Helvetikum zu Tage kommt und ein so genanntes geologisches Fenster bildet (Geologische Bundesanstalt). Dieses bildet sich als Ost-West streichende und steil südfallende enggepresste Faltung aus. Hier trifft man besonders bunte Tonschiefer, Mergel, Sandsteine und Kalke an. Tektonisch gesehen liegt das Helvetikum unter den Nördlichen Kalkalpen und ist durch Gebirgsbildungsvorgänge stark beansprucht (Baumgartner, 1981). Geologisch gesehen wird der Anfang der jetzigen Erosionsentwicklung auf den Zeitpunkt des Abschmelzens der letzten lokalen Gletscher und der Ausräumung der Moränen angesetzt.

Die fortlaufende Speisung der Erdströme wird aus zwei Gründen begünstigt. Einerseits bieten die extrem zerlegten tonigen Gesteine des Helvetischen Fensters eine ideale Matrix, andererseits schaffen die Vegetation und vor allem das Klima (Nordstaulage, Föhngasse)

ideale Bedingungen für die kontinuierliche Verwitterung der anstehenden Gesteine bis in größere Tiefen.

Die Erd- und Schuttströme des Gschlifgrabens weisen neben der oben erwähnten tonigen Matrix auch teils mittransportierte Blöcke beträchtlichen Ausmaßes auf. Diese resultieren einerseits aus Bergsturzmaterial vom Traunstein, andererseits aus stark verkitteten Blöcken der Hangbreccie im Osten des Grabensystems.

Niederschlagswasser spielt im Gschlifgraben eine wesentliche Rolle. Da wirklich große Einzugsgebiete fehlen, wird das gesamte anfallende Wasser im Graben abgeführt. Wichtig ist, an dieser Stelle zu erwähnen, dass hier vor allem das lange, nach Niederschlagsende noch den Erosionsherden zufließende Hangwasser ausschlaggebend ist.

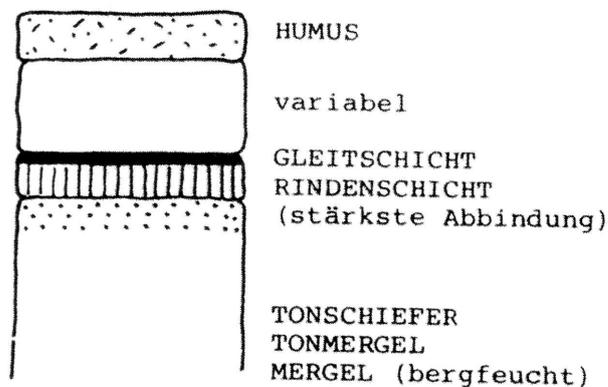


Abbildung 3-1: Grundschematische Schichtfolge Gschlifgraben (Mostler & Baumgartner, 1978)

Durch Aufschlüsse, Beobachtungen und Untersuchungen vor Ort wurden insgesamt 5 Schichtfolgen ermittelt, die sich alle auf ein Grundschemata (Abbildung 3-1) beziehen. Die unterste Schicht, wie aus Abbildung 3-1 ersichtlich, besteht aus Tonschiefer bis Tonmergel oder Mergel, die bei Sättigung ein Zufließen von Wasser in tiefere Bereiche verhindern. Diese vollgesättigte Schicht wird auch als Rindenschicht definiert und dichtet

sozusagen die unteren bergfeuchten Gesteine ab. Über der Rindenschicht ist Wasser im Feingefüge allgegenwärtig, was einerseits zu einem Verlust der Bodenstruktur führt und andererseits die Beweglichkeit fördert. Diese Schicht wird als Gleitschicht bezeichnet und später im Modell als „Mittelschicht“ definiert.

Diese bis jetzt angeführten Schichten sind im Graben gleich stark ausgeprägt. Da jedoch oberhalb der Gleitschicht teils recht unterschiedliche Konfigurationen im Gebiet des Grabens anzutreffen sind, wurden durch Mostler & Baumgartner (1978) 5 verschiedene Schichtaufbautypen definiert (Abbildung 3-2).

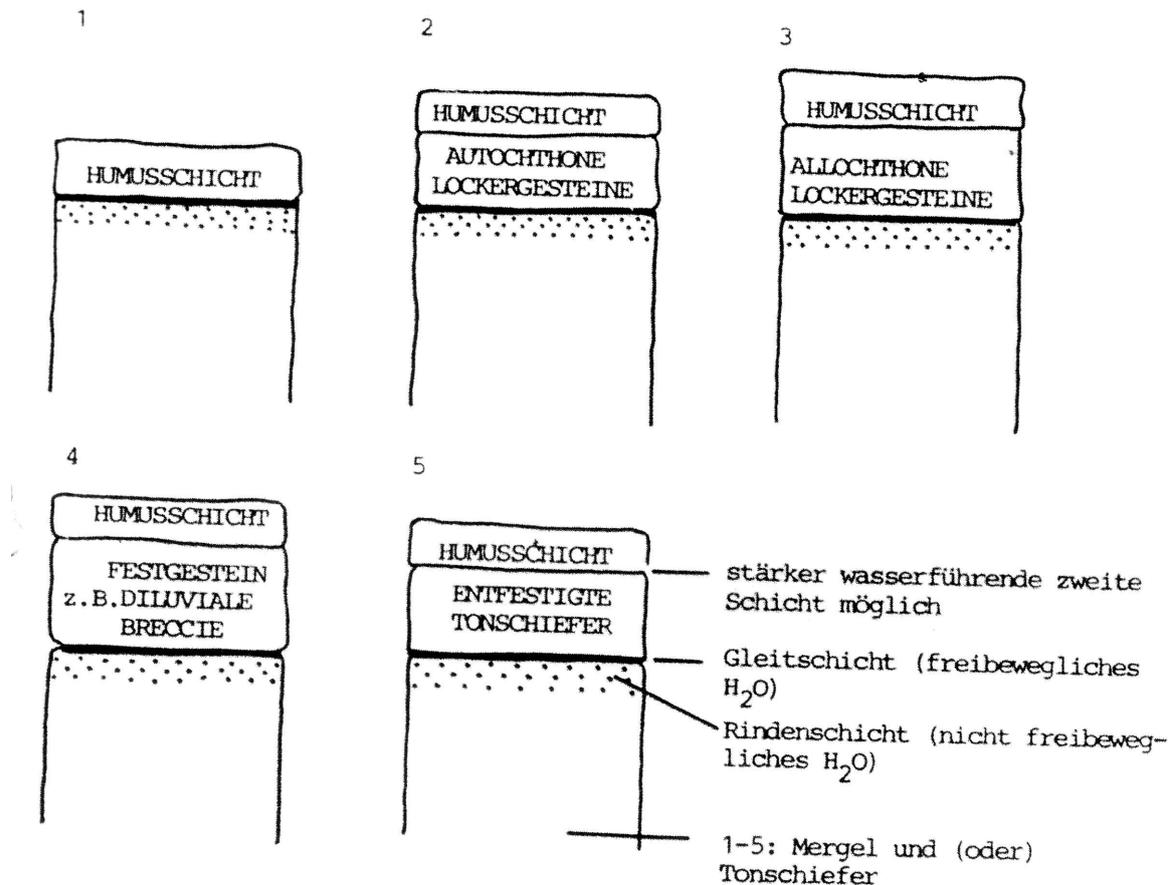


Abbildung 3-2: Schichtaufbautypen Gschlifegraben (Mostler & Baumgartner, 1978)

Typ 1 ist charakteristisch für die eher steileren Hangbereiche. Die Humusschicht liegt dabei direkt auf der Gleitschicht auf. Tritt infolge von tiefgründiger Verwitterung eine Schicht aus autoktonen Lockergesteinen zwischen Gleitschicht und Humus auf, spricht man von Typ 2. In den Bereichen, wo sich diese Schicht aus Verwitterungsmaterialien durch Bodenfließen oder Schuttströme über die Gleitschicht gelegt hat, das heißt nicht dort entstanden ist, trifft man den Typ 3 an. Letztere zwei Typen können prinzipiell aufgrund ihrer Ähnlichkeit nicht deutlich von einander getrennt werden, stellen aber den am weitest verbreiteten Schichtaufbau im Gschlifegraben dar.

Werden Tonschiefer bzw. andere ähnliche Gesteine von einer Zerschneidung geprägt, können sich mehrere Scherbahnen entwickeln, die unter Zutritt von Wasser eine Gleitschicht ausbilden. Dieser ist dann Typ 4. Entsteht die Gleitschicht direkt zwischen Humusschicht und entfestigtem Grundgestein, spricht man von Typ 5.

Bei Typ 2 und 3 verhält sich die Humusschicht passiv, das heißt sie gleitet mit den darunter liegenden Schichten mit. Bei Typ 4 und 5 hingegen, kann sie aktiv werden, da sich unter ihr eine Gleitschicht befindet.

3.3 Morphologie

Der Gschlifgraben besitzt eine sich ständig und zumindest oberflächlich ändernde Morphologie. Grund dafür sind acht bis zehn gletscherähnlich zu Tal fließende Erd- bzw. Schuttströme, wobei acht davon die Hauptströme darstellen. Diese bestehen, wie bereits in Abschnitt 3.2 beschrieben, aus einer tonig-mergeligen Grundmatrix, in der einerseits Blöcke aus dem Kalkstock des Traunsteins oder der im Osten liegenden Hangbreccien mitschwimmen und eingebettet sind, andererseits Altholz aus der Zerstörung der Vegetationsschicht mittransportiert wird.

Die acht Hauptströme vereinigen sich auf den letzten 450m zum See zu einem Hauptgraben. Sie haben einzeln jeweils eine Länge von 1000 bis 1500 m. Im Schnitt weisen diese Ströme eine Breite zwischen 3 und 70m auf.

Diese Ströme werden aus verschiedenen Erosionsherden gespeist. Die größten befinden sich im oberen hinteren Bereich des Grabens. Da der Graben kein wirkliches Bachsystem besitzt, sickert das Wasser in die Rutschmasse ein. Wenn jetzt zusätzlich die Vegetationsdecke wegfällt, wird dieser Einfluss verstärkt. Beobachtungen haben gezeigt, dass Bereiche, in denen Rodungen vorgenommen wurden, kurz darauf in Bewegung gerieten (Baumgartner, 1981).

Ist die Masse dann in Bewegung, kommt es unweigerlich zum stellenweisen Aufreißen der Vegetationsschicht. Dies bietet weiterem Wasser die Möglichkeit, einzusickern und das darunter liegende Material aufzubereiten, bis es die breiige Konsistenz erreicht, die das Fließen auslöst. Dadurch werden untere Schichten freigelegt, die dann den atmosphärischen Einwirkungen ausgesetzt sind, was neue Verwitterungsprozesse verursacht.

Im südlichen Teil des Grabens, dort wo vermehrt Breccien anzutreffen sind, speist ein weiterer Erosionsherd Material in den Strom. Das einfließende Hangwasser unter den Breccientürmen bewirkt eine Verseifung der schiefen Aufstandsflächen derselben. Diese Riesenblöcke beginnen somit unter Einwirkung der Schwerkraft zu kippen und bewirken Klüfte, die mit der Zeit immer größer werden. Nachbrüche sind die Folge. Der Prozess wird aufgrund des Abtransports durch den Erdstrom von Material am Fuße dieser Blöcke zunehmend beschleunigt. Weiters wird das wesentlich weichere tonige Gestein durch das Gewicht der Blöcke herausgepresst.

Grundsätzlich erfolgt also die Erosion im Graben mehr über die Erd- bzw. Schuttströme als durch oberflächlich abfließendes Wasser.

Die Geschwindigkeit der Ströme liegt im Schnitt im Hauptgraben zwischen 6 und 12m pro Jahr. Die jüngsten Ereignisse im November 2007 haben jedoch gezeigt, dass sogar bis zu 4,7m pro Tag möglich sind und erreicht wurden.

Die Geschwindigkeiten werden von den Niederschlägen beeinflusst. Es hat sich jedoch gezeigt, dass sich kurzzeitiger Regen nur zum Teil und dann nur mit Verzögerung auf die Bewegungsraten auswirkt. Viel gefährlicher sind lang anhaltende Feuchtperioden vor allem im Herbst, bei Temperaturen um 3°bis 10°. Eine Verlangsamung tritt nur durch Austrocknung bei hohen Lufttemperaturen ein (Baumgartner, 1981).

4 Morphologische Grundlagen

4.1 Erd- und Schuttströme

Als Erd- und Schuttströme werden hangabwärts kriechende oder auch fließende plastische Erd- und Schuttmassen bezeichnet, die sich gletscherähnlich dem Untergrund angepasst, ins Tal bewegen (Bunza, Karl, & Mangelsdorf, 1982).

Überwiegt in den Massen der feinkörnige Anteil (Schluff und Ton) spricht man von einem Erdstrom. Sind hingegen gröbere Komponenten in der Mehrzahl (Sand, Kies und Steine bis Felsblöcke), wird der Strom als Schuttstrom definiert. Im Allgemeinen beginnen Erd- und Schuttströme, meistens mehr erstere, mit zum Teil flachen Rotationsbrüchen.

Der Wassergehalt der Massen ist ausschlaggebend für die Konsistenz der Ströme, die wiederum den Bewegungstyp definiert. Von Kriechen spricht man, wenn die Bewegung unmerklich langsam vor sich geht und der Erd- oder Schuttstrom in den von ihm benutzten Depressionen innerhalb von Hangeinschnitten oder -mulden abwärts gleitet. Steigt der Wassergehalt des Stroms soweit an, dass die Masse weichplastisch bis breiig wird, erhöht sich damit die Fortbewegungsgeschwindigkeit und es kommt zum Fließen.

Der Aufbau eines solchen Stroms kann wie bei einem Gletscher in zwei grobe Bereiche unterteilt werden: einem oberen Bereich, der als Nährgebiet dient und einem unteren, der das Zehrgebiet darstellt (Bunza, Karl, & Mangelsdorf, 1982). Die Ströme selbst folgen dann meistens älteren Hohlformen und passen sich somit an das Relief der darunterliegenden Grundfläche (Gleitfläche) an. Anhand von bestimmten Geländeformen können Erd- und Schuttströme erkannt werden. Charakteristisch dafür sind konkave Einmündungen, Aufbuckelungen, Naßgallen, sowie bogenförmige, der Stromrichtung angepasste Querwülste, krummwachsende Bäume, schwimmende Rasenpolster und Wiesen oder Spalten mit gespannten Wurzeln. Typische Randausbildungen dieser Ströme sind Aufwerfungen und Aufpressungen randmoränenähnlicher Wälle. Das Ende solcher kriechenden Massen bildet meistens ein Stirnwulst, der im schlimmsten Fall den Rückstau eines Talbaches verursachen kann.

Beim Erd- und Schuttstromfließen handelt es sich im Allgemeinen um eine Weiterentwicklung des Kriechens aufgrund einer Zunahme des Wassergehalts durch starken Wasserzutritt und damit verbundener Konsistenzänderung. Morphologisch gesehen gibt es nur wenige Unterschiede zum Kriechen. Markant ist die hohe Dichte solcher Ströme, wodurch große Felsblöcke und Bäume in der Masse mitschwimmen und ausgetrocknete Krustenteile auf dem Brei aufschwimmen (Bunza, Karl, & Mangelsdorf, 1982).

Entlang ihres Verlaufes graben Erd- und Schuttfließströme V-förmige Täler mit seitlichen Dämmen in Böschungen oder Hangmulden und breiten sich dann an deren Ende weit oder brotlaibmäßig aus, bzw. bilden bei Vorhandensein eines Wasserlaufs einen Feststoffherd und geben Material in diesen ab.

4.2 Ursachen und natürliche auslösende Faktoren

Die grundsätzliche Ursache für Erd- und Schuttstromkriechen liegt in den geologischen Verhältnissen und den Eigenschaften der Gesteine in einem betroffenen Gebiet.

Verwitterungsvorgänge, Austrocknung und Absorption, sowie ständige Temperaturwechsel und Frosthub sind die vier bedeutsamsten Auslöser des Kriechens (Bunza, Karl, & Mangelsdorf, 1982).

Starke Durchnässung und Wasserzutritt bewirken den breiartigen Zustand und in weiterer Folge das Fließen solcher Erd- und Schuttströme. Ausschlaggebend hierbei ist nicht so sehr das tägliche Wasserangebot, sondern viel mehr der jahreszeitliche Niederschlag.

Anthropogene Eingriffe können ebenfalls Grund für eine Aktivierung solcher Phänomene sein, beispielsweise durch Störung des Wasserhaushaltes eines Hangs infolge von Eingriffen in die Vegetation (Rodungen, Kahlschläge, usw.) oder durch Änderungen in der Morphologie mit dem daraus resultierenden möglichen Gleichgewichtsverlust.

5 Geotechnische Grundlagen

5.1 Der Boden als Drei- bzw. Zwei -Phasen System

Boden wie auch Fels werden im Allgemeinen als ein Drei-Phasen System betrachtet. Man unterscheidet zwischen einer festen Phase, also dem Korngerüst, einer flüssigen Phase, dem Porenwasser und zuletzt einer gasförmigen Phase, der Luft. Ist der Boden jedoch vollkommen gesättigt, d.h. das gesamte Porenvolumen ist mit Wasser gefüllt, entfällt die gasförmige Phase und man spricht von einem zwei Phasen System

5.2 Überblick der wichtigsten Bodenparameter

5.2.1 Korndichte ρ_s , Trockendichte ρ_d , Feuchtdichte ρ , Dichte unter Auftrieb ρ'

Mit den drei Dichten lassen sich jeweils der Massengehalt der Körner, also der Festsubstanz, und der des Bodens als Korngerüst ohne und mit Porenwasser beschreiben.

Ersteres ist definiert durch das Verhältnis zwischen der Masse der Festsubstanz m_s und dessen Volumen V_s und variiert bei den meisten Böden nur geringfügig.

Formel 5-1: Korndichte

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} \quad [\text{kg/m}^3]$$

Durch Erhitzen der Bodenprobe auf 105°C bis zur Gewichtskonstanz, d.h. bis das gesamte Porenwasser verdampft ist und sich das Gewicht der Probe nicht mehr ändert, erhält man die Trockendichte. Diese ist definiert durch den Porenanteil n (siehe unten) und die Korndichte ρ_s .

Formel 5-2: Trockendichte

$$\rho_d = (1-n) \cdot \rho_s \quad [\text{kg/m}^3]$$

Die Feuchtdichte hingegen hängt vom Wassergehalt ab und errechnet sich folgendermaßen:

Formel 5-3: Feuchtdichte

$$\rho = (1+w) \cdot \rho_d = (1-n) \cdot (1+w) \cdot \rho_s \quad [\text{kg/m}^3]$$

Steht der Boden unter Wasser, so wirken Auftriebskräfte auf das Korngerüst.

Formel 5-4: Dichte unter Auftrieb

$$\rho' = (1-n) \cdot (\rho_s - \rho_w) \quad [\text{kg/m}^3]$$

5.2.2 Wichten $\gamma_s, \gamma_d, \gamma, \gamma'$

Aus den oben beschriebenen Dichten lassen sich die jeweiligen Wichten nach folgendem Schema ableiten:

Formel 5-5: Wichte

$$\gamma = \rho \cdot g \quad [\text{kN/m}^3] \quad \text{mit} \quad g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

5.2.3 Porenanteil n und Porenzahl e

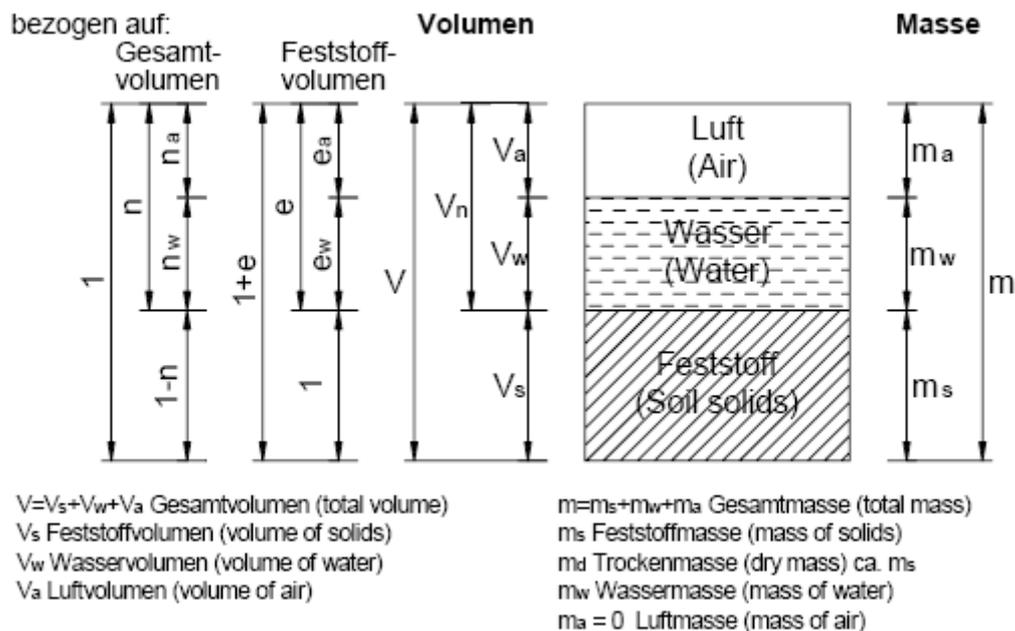


Abbildung 5-1 Einheitswürfel (TU Wien, Institut für Grundbau und Bodenmechanik)

Wie oben bereits erwähnt, ist der Boden ein Korngerüst, welches aus Feststoffen und Hohlräumen, den Poren, besteht (Abbildung 5-1). Der Anteil am Porenraum, den ein bestimmter Boden oder Lockergestein aufweist, kann durch den *Porenanteil* oder *Porosität* n beschrieben werden.

Formel 5-6: Porosität

$$n = \frac{V_n}{V}$$

Dabei stellt V_n das Porenvolumen und V das Gesamtvolumen dar. Bezieht man jedoch das Porenvolumen V_n auf das Volumen des porenfreien Feststoffs, so erhält man die *Porenzahl* e

Formel 5-7: Porenzahl

$$e = \frac{V_n}{V_s}$$

Beide Kennzahlen geben Auskunft über die Lagerungsdichte des Bodens oder des Lockergesteins und haben deshalb auch Auswirkungen auf das Setzungsverhalten, beispielweise (Prinz & Strauß, 2006). Folgende Beziehung verbindet die beiden Zahlen:

Formel 5-8: Porenzahl definiert durch Porosität

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

bzw.

Formel 5-9: Porosität definiert durch Porenzahl

$$n = \frac{e}{1+e}$$

Porenanteil und *Porenzahl* können auch über die Trockenwichte γ_d und die Kornwichte γ_s bestimmt werden, da diese Größen am ehesten vorliegen.

Dann lauten die Formeln für n und e wie folgt:

Formel 5-10: Porosität definiert durch Trocken- und Feuchtwichte

$$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$$

bzw.

Formel 5-11: Porenzahl definiert durch Trocken- und Feuchtwichte

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

5.2.4 Wasser, Wassergehalt w und Sättigungsgrad S_r

Wasser im Boden kann grundsätzlich in unterschiedlichen Formen vorkommen. Grob wird zunächst zwischen frei und nicht frei beweglichem Wasser unterschieden.

Im Detail kann man Wasser im Boden (Abbildung 5-2) folgendermaßen einteilen:

- Hydratationswasser (chemisch gebunden)
- Adsorptionwasser (gebundene Wasserhülle um Bodenkörner)
- Kapillarwasser
- Mobiles Porenwasser (der Schwerkraft folgendes Wasser).

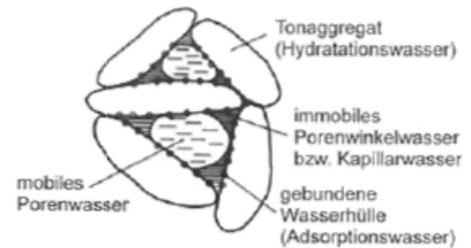


Abbildung 5-2: Aggregatzustände des Wassers im Boden (Prinz & Strauß, 2006)

Im Allgemeinen, aber vor allem bei feinkörnigen Böden, hat Wasser einen entscheidenden Einfluss auf Festigkeit, Verformungsverhalten und Durchlässigkeit. Die Größe, die Auskunft über die sich tatsächlich im Boden befindliche Wassermenge gibt, ist der Wassergehalt w . Dieser ist definiert durch das Verhältnis zwischen der Masse m_w des im Boden befindlichen Wassers und der Masse m_d des bei 105°C getrockneten Bodens.

Formel 5-12: Wassergehalt

$$w = \frac{m_w}{m_d}$$

Die Sättigungszahl S_r hingegen bezieht sich auf den Füllungsgrad der Poren mit Wasser und nimmt Werte $S_r \leq 1$ an, wobei $S_r = 1$ Vollsättigung bedeutet.

Formel 5-13: Sättigungszahl

$$S_r = \frac{n_w}{n} = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}$$

5.3 Spannungen im Boden

Idealisiert man den Boden als elastisch isotropen Halbraum mit einer unendlichen horizontalen Oberfläche (die Bodenoberfläche) und einem konstanten Raumgewicht, so kann man die vertikale Spannung $\sigma_z = \sigma_1$ gleich dem Überlagerungsdruck setzen.

Es folgt:

Formel 5-14: Vertikal Spannung im Boden

$$\sigma_z = \sigma_1 = \gamma z$$

Aus der Annahme eines ebenen Verformungszustands $\varepsilon_2=0$ folgt, dass die Hauptspannung σ_2 deformationsfrei, also gerade hoch genug sei, um Verformungen in dieser Richtung zu verhindern (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006). Diesen Druck nennt man „Ruhedruck“ σ_0 .

Weiters ergibt sich aus der Symmetriebedingung

Formel 5-15: Symmetriebedingung Ruhedruck 1

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_2 = \sigma_3$$

Formel 5-16: Symmetriebedingung Ruhedruck 2

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_0$$

Es seien weiters aufgrund der Ruhedruck - Bedingung die Verformungen in x- und y-Richtung null.

Formel 5-17: Symmetriebedingung Verzerrungen

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$$

Die Formel für die Deformation eines elastischen Körpers lautet weiters,

Formel 5-18: Elastische Deformation eines Körpers

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \left[\sigma_x - \frac{1}{m} (\sigma_y + \sigma_z) \right]$$

E und m sind hier jeweils der E-Modul und die Querdehnungszahl.

Es seien weiters aufgrund der Ruhedruck-Bedingung die Verformungen in x- und y-Richtung null.

Setzt man Formel 5-17 in Formel 5-18 erhält man die Beziehung,

Formel 5-19: Ruhedruck

$$\sigma_0 - \frac{1}{m} (\sigma_z + \sigma_0) = 0 \rightarrow \sigma_0 = \frac{1}{m-1} \sigma_z$$

Formt man die Gleichung weiter um und ersetzt man das Verhältnis σ_0/σ_z mit K_0

Formel 5-20: Ruhedruckkoeffizient

$$K_0 = \frac{1}{m-1}$$

erhält man den Ausdruck für den Ruhedruckkoeffizienten. Mit diesem lässt sich dann die Horizontalspannung σ_x in Funktion von σ_z ausdrücken.

Formel 5-21: Horizontalspannung im Boden

$$\sigma_x = K_0 \cdot \sigma_z$$

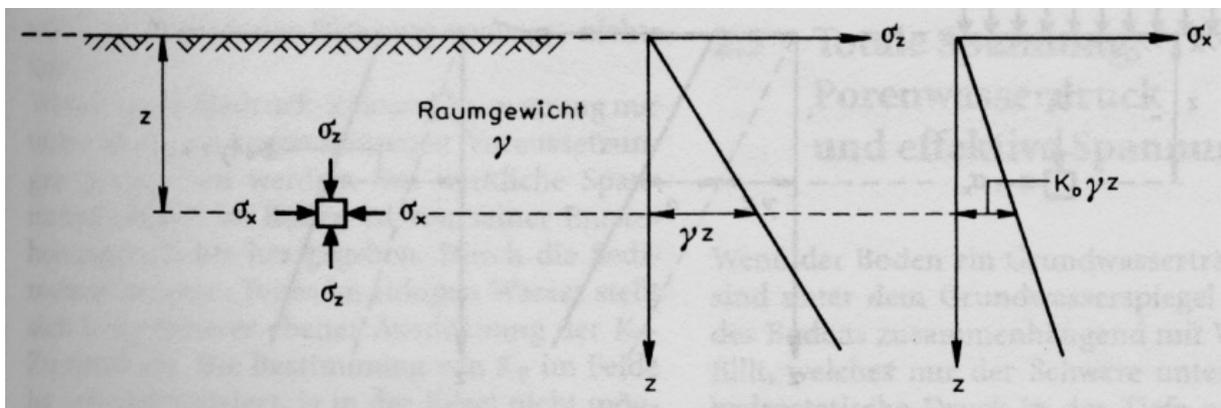


Abbildung 5-3: Hauptspannungszustand im elastisch-isotropen Halbraum (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006)

Die nun oben angeführte Definition des Spannungszustandes in einem Boden (Abbildung 5-3) gilt jedoch nur unter Vernachlässigung des Wassers.

Wie bereits in Abschnitt 5.1 erwähnt, weist der Boden einen Drei-Phasen-Aufbau auf. Die Definition eines Spannungszustandes muss folglich weiteren Vorgaben genügen. Dies erfolgt durch das Prinzip der effektiven Spannungen.

5.3.1 Zusammenhang zwischen totalen, effektiven Spannungen und Porenwasserdruck

Das Prinzip der effektiven Spannungen sieht eine Aufteilung der gesamten oder totalen Spannungen in effektive und neutrale Spannungen vor. Erstere werden direkt vom Korngerüst getragen und können als Korn zu Korn Druck verstanden werden. Unter neutralen Spannungen hingegen, versteht man den Porenwasserdruck.

Betrachtet man ein Bodenteilchen in der Tiefe z eines vollgesättigten Bodens so wirkt auf dieses eine totale Spannung, welche durch eine Bodensäule der Höhe z mit dem Raumgewicht γ_g hervorgerufen wird.

Formel 5-22: Vertikaldruck im vollgesättigten Boden

$$\sigma_z = z\gamma_g$$

Der hydrostatische Druck in derselben Tiefe z beträgt

Formel 5-23: Porenwasserdruck

$$u = z\gamma_w$$

mit γ_w als die Wichte des Wassers. Dieser wirkt den totalen Spannungen entgegen.

Die effektiven Spannungen sind nun definiert als Differenz zwischen σ_z und u .

Formel 5-24: Definition effektive Spannungen

$$\sigma'_z = \sigma_z - u$$

Bei der gängigen Schreibweise wird die Beziehung folgendermaßen ausgedrückt:

Formel 5-25: Allgemeine Definition effektive Spannungen

$$\sigma' = \sigma - u$$

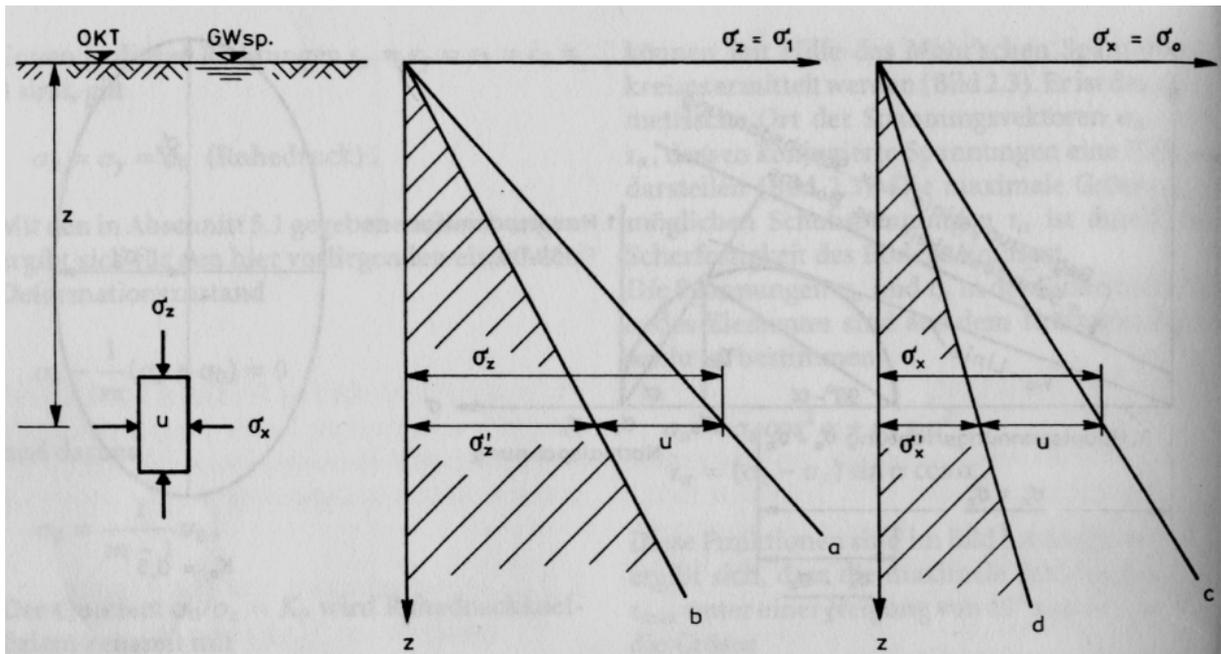


Abbildung 5-4: Spannungszustand im Boden unter Berücksichtigung des Porenwasserdrucks u (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006)

σ'_x ist die dazugehörige horizontale effektive Spannung im elastisch isotropen Halbraum

Formel 5-26: Horizontale effektive Spannung

$$\sigma'_x = \sigma'_z K_0$$

Abbildung 5-4 veranschaulicht die Aufteilung der totalen Spannungen im Boden

Wichtig ist auch zu erwähnen, dass Schubspannungen τ zur Gänze vom Korngerüst übertragen werden, da Wasser grundsätzlich vernachlässigbar kleine Schubspannungen aufnehmen kann.

Folglich gilt:

Formel 5-27: Schubspannung

$$\tau_\alpha = \tau'_\alpha$$

Wendet man nun die bis jetzt gewonnen Erkenntnisse an und trägt totale und effektive Spannungen im Bruchzustand als Mohrsche Spannungskreise auf, kann man Folgendes sehr deutlich beobachten.

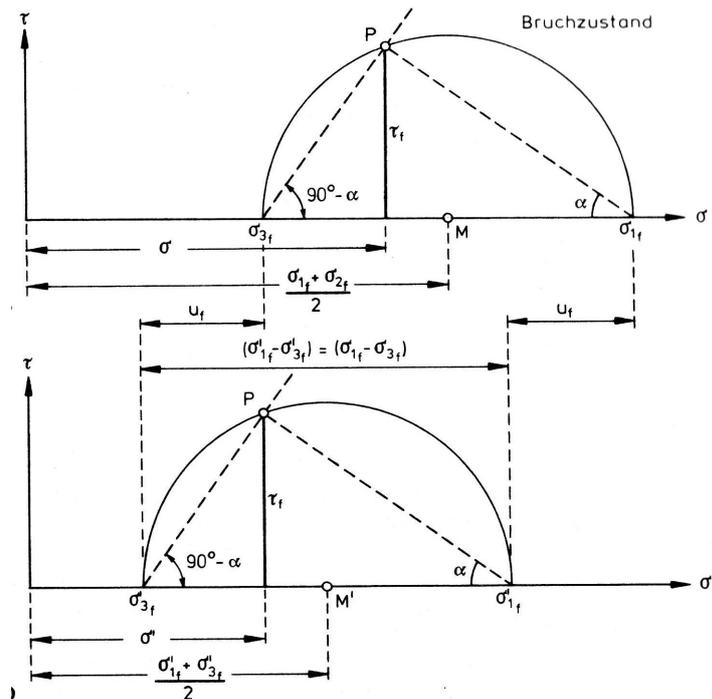


Abbildung 5-5: Mohrscher Spannungskreis im Bruchzustand (effektive und totale Spannungen) (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006)

Wie in Abbildung 5-5 dargestellt, rutscht der Mohrsche Spannungskreis der effektiven Spannungen im Bruchzustand um genau das Maß des Porenwasserdrucks nach links. Berührt er dann die Bruchgerade kommt es zum Versagen. Das erklärt, warum eine Erhöhung des Wasserspiegels in einer Böschung, also eine Steigerung des Porenwasserdrucks, das Versagen dieser bewirken kann. Der Kreis der effektiven Spannungen wandert solange nach links, bis er die Bruchgerade berührt.

5.3.2 Porenwasserüberdruck

Bringt man eine plötzliche Belastung q auf einen normal konsolidierten Boden auf, kommt es einerseits zu einem Zuwachs $\Delta\sigma$ der totalen Spannungen und andererseits zu einem sogenannten Porenwasserüberdruck Δu .

Das Ausmaß von Δu ist direkt mit der Variation $\Delta\sigma_z$ der totalen Spannungen über den Porenwasserdruckkoeffizienten B verbunden (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006).

Formel 5-28: Änderung des Porenwasserdrucks

$$\Delta u = B\Delta\sigma$$

Wobei B einer der beiden Skemptonparameter ist und wie folgt definiert ist:

Formel 5-29: Definition des Skemptonparameter B

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{1}{1 + \frac{nK}{K_w}}$$

Wie aus Formel 5-29 ersichtlich, hängt der Parameter B ausschließlich vom Kompressionsmodul des Bodens K , dem des Wassers K_w und dem Porenanteil n ab.

Der Parameter B ist weiters weitgehend von der Sättigung des Materials beeinflusst. Bei undrainierten Verhältnissen im Boden tendiert der Quotient im Nenner durch den hohen Wert K_w des Wassers zu Null und somit B zu 1.

Daraus folgt (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006), dass unter undrainierten Verhältnissen, eine Änderung der totalen Spannungen zufolge einer Belastung eine gleich große Änderung im Porenwasserdruck erzeugt. Das bedeutet, dass unmittelbar nach der Aufbringung der Last, die effektiven Spannungen unverändert bleiben und keine Deformationen auftreten. Je nach Durchlässigkeit des Bodens beginnt der Abbau des Porenwasserüberdrucks mehr oder weniger schnell (Minuten bis Jahre). Die Diffusion bewirkt dann die Änderung der effektiven Spannungen, da die totalen konstant bleiben, während der Porenwasserdruck fällt.

Um die Anisotropie des Bodens bei undrainierter Belastung zu berücksichtigen (Abbildung 5-6), führte Skempton einen zweiten Parameter A ein. Ein Spannungszuwachs lässt sich bekanntlich in eine allseitige und eine axiale Komponente aufteilen

Formel 5-30: Allseitige Zunahme des Porenwasserdrucks

$$\Delta u_a = \Delta \sigma_3$$

Formel 5-31: Axiale Zunahme des Porenwasserdrucks

$$\Delta u_d = A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

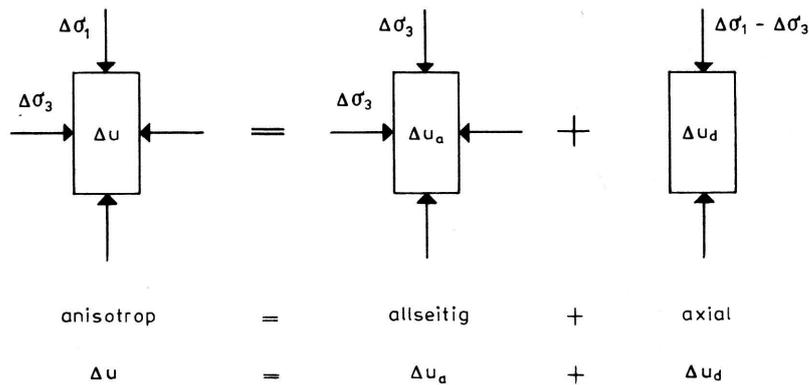


Abbildung 5-6: Durch anisotropen Spannungszuwachs induzierte Porenwasserüberdrücke (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006)

A ist somit definiert als:

Formel 5-32: Definition des Skemptonparameters A

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

und ist Merkmal für das Volumenverhalten des Bodens. Es sagt aus, in welchem Maß, deviatorische Spannungen vom Porenwasser aufgenommen werden. $A=0$ bedeutet, dass $u=0$ ist, während wenn $A=1$ gilt, die Spannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ zur Gänze vom Porenwasserdruck übernommen wird. Bei Werten von $A < 1$ hat man negative Porenwasserspannungen, hingegen bedeuten Werte $A > 1$ Böden mit Strukturzusammenbruch.

5.3.3 Die Bodenparameter c und φ

φ ist ein Maß für die „innere Reibung“ eines Bodens und wird als Reibungswinkel definiert. Dieser ist normalspannungsunabhängig und steht bei fehlender Kohäsion hauptverantwortlich für die Scherfestigkeit. Die Kohäsion ist ein Maß für die Haftkräfte, die zwischen den Körnern wirken. Sie ist charakterisierend für bindige Böden und nimmt mit steigendem Wassergehalt und Sättigungsgrad ab. Weiters ist der Anteil an Tonmineralen, sowie der Belastungszustand und die Belastungsgeschichte von ausschlaggebender Bedeutung.

Bei nicht bindigen Böden existiert eine sogenannte „scheinbare Kohäsion“, die durch das unter Unterdruck stehende Kapillarwasser hervorgerufen wird.

Je nach Aufgabenstellung und Versuchsbedingungen kann man unterschiedliche Parameter unterscheiden.

Die effektiven Scherparameter φ' und c' des entwässerten Bodens resultieren aus den effektiven Spannungen im Bruchzustand und dienen Endstandsicherheitsberechnungen. Sie werden über drainierte Versuche erhalten.

Die scheinbaren oder undrainierten Scherparameter c_u und φ_u beziehen sich auf die totalen Spannungen und werden aus unkonsolidierten undrainierten Versuchen ermittelt. Sie dienen hingegen zur Bestimmung der Anfangsfestigkeit.

Die Parameter der Restscherfestigkeit φ_R und c_R werden schließlich aus den effektiven Spannungen nach großen Scherwegen ermittelt. Diese Werte können erheblich geringer sein als die bis jetzt erwähnten. Dies ist einerseits bedingt durch die Auflockerung in der Scherfuge, die Dilatanz, andererseits, vor allem bei tonigen Materialien durch Einordnung der plättchenförmigen Aggregate (Prinz & Strauß, 2006).

5.3.4 Das Bruchkriterium von Mohr-Coulomb

Das Bruchkriterium von Mohr-Coulomb (Abbildung 5-7), ist das meist angewandte Kriterium zur Beschreibung der Scherfestigkeit von Böden. Spannungszustände können über Mohr'sche Spannungskreise dargestellt werden. Über die größte und kleinste Hauptnormalspannung σ_1 und σ_3 lassen sich die Durchmesser ermitteln.

Die Scherfestigkeit eines Körpers ist erreicht, wenn der Mohr'sche Kreis die sogenannte Mohr'sche Bruchgerade berührt. Diese Gerade wird über die Bodenparameter c und φ definiert. Dabei bestimmt φ die Neigung und c den Versatz auf der Abszisse. Weist ein Boden keine Kohäsion auf, geht die Gerade durch den Koordinatenursprung.

Das Mohr'sche Bruchkriterium lautet somit allgemein:

Formel 5-33: Allgemeines Mohr'sches Bruchkriterium

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$$

wobei τ_f die Scherfestigkeit die maximal erreichbare Schubspannung in Schnittebenen ist. Schnittebenen, in denen τ_f erreicht wird, werden auch Gleitebenen genannt und die Kreise der Spannungszustände, die die Bruchgerade berühren, stellen die Grenzspannungszustände dar.

Wird das Mohr'sche Bruchkriterium in effektiven Spannungen ausgedrückt, so ergibt es sich als:

Formel 5-34: Mohr'sches Bruchkriterium bezogen auf eff. Spannungen

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

und bei fehlender Kohäsion

Formel 5-35: Mohr'sches Bruchkriterium bei kohäsionslosen Böden

$$\tau_f = \sigma' \tan \varphi \quad \text{mit} \quad \sigma' = \sigma - u$$

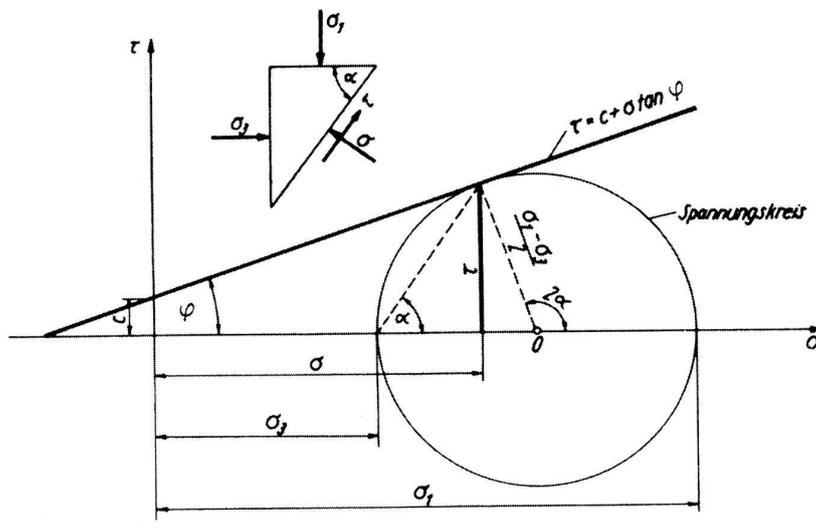


Abbildung 5-7: Mohr'sches Bruchkriterium (Prinz & Strauß, 2006)

6 FLAC und das Prinzip der finiten Differenzen Methode

Differenzialgleichungen und in weiterer Folge Differenzialgleichungssysteme sind die idealen Werkzeuge, um viele physikalische Probleme mathematisch darstellen zu können und zu lösen. Komplexe Differenzialgleichungssysteme lassen sich jedoch nicht ohne weiteres lösen. Hierzu werden Verfahren benötigt, wie die Methode der Finiten Elemente oder der Finiten Differenzen. Diese unterscheiden sich anhand der angewendeten Lösungsansätze.

Die Finiten Elemente lösen die Differenzialgleichungssysteme mittels Matrizen. Die Finiten Differenzen hingegen schlagen einen spezielleren Lösungsweg ein. Prinzipiell werden die Gleichungssysteme schrittweise angenähert. Die Ableitungen der zu lösenden Differenzialgleichungen werden durch die Differenzquotienten der Gleichungen ersetzt, die aus der Definition der Ableitung oder der Formel von Taylor folgen. Die ursprüngliche DG geht somit in eine neue über, die dann numerisch gelöst wird (Panholzer, 2006). Zur näheren Erläuterung der Methode der Finiten Differenzen wird auf (Roth, 1999) verwiesen.

FLAC („Fast Lagrangian Analysis of Continua) ist ein Programm, welches die numerische Berechnung von zweidimensionalen Kontinuumsmodellen ermöglicht. Es ist dabei möglich, je nach Untersuchungsgegenstand, verschiedene elastische und plastische Materialmodelle zu wählen, um möglichst realitätsgetreu die mechanischen Eigenschaften des Modells an das zu simulierende Objekt in der Wirklichkeit anzupassen. Weiters besteht die Möglichkeit, sowohl kleine, als auch große Formänderungen zu berücksichtigen. Plastische Verformungen können ebenfalls erfasst werden, wie thermische oder dynamische Vorgänge.

Es besteht auch die Möglichkeit, strukturelle Elemente in ein Modell einzubauen, wie beispielsweise Anker, Balken oder Schalenelemente und diese auch dann in der Rechnung zu berücksichtigen. Stabile Grundwasserverhältnisse können ebenso simuliert werden, wie fließendes Wasser im Boden.

6.1 Modellierung mittels FLAC

Die Berechnung eines Finiten-Differenzen-Modells in FLAC erfolgt ebenfalls über die Lösung von Differenzialgleichungen nach in Abschnitt 6 erläuteter Methode. Diese Gleichungen werden an jedem Netzknoten angeschrieben und diskret gelöst. Sie sind somit nur punktwise erfüllt. Das dabei entstehende lineare Gleichungssystem wird inkrementell über Zeitschritte gelöst, bis Schritt für Schritt, durch kontinuierliche Verbesserungen, das Endergebnis erreicht wird.

Jede Grundgleichung an jedem Knoten durchläuft bei jedem Zeitschritt einen Berechnungszyklus.

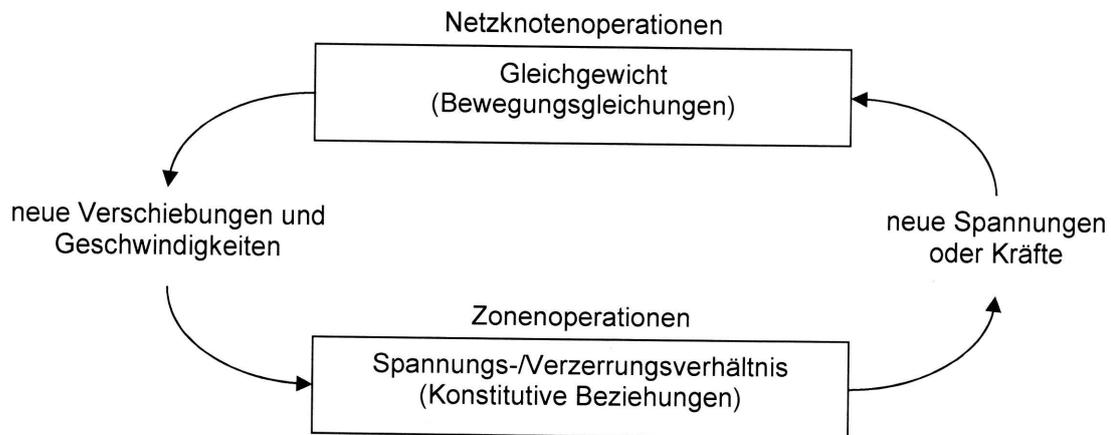


Abbildung 6-1: Grundsätzlicher Berechnungskreislauf in FLAC (Panholzer, 2006)

Die Grundgleichungen sind Ausgangspunkt für die Berechnung der Verschiebungen und Geschwindigkeiten durch die in den Knotenpunkten herrschenden Kräfte und Spannungen.

Mit Hilfe dieser werden Dehnungsgeschwindigkeiten innerhalb einer Zone ermittelt, die dann dank konstitutiver Gleichungen neue Spannungen ergeben.

6.2 Verwendete Materialmodelle

6.2.1 Linear-elastisches Materialmodell

Dieses Materialmodell kann als die einfachste Darstellung von Materialverhalten, mit linearem Spannungs-Dehnungsverhältnis, angesehen werden. Alle Verformungen gehen somit nach Abnahme der Belastung wieder zurück.

Das Hook'sche Gesetz beschreibt hier das Verhältnis von Spannung und Dehnung mittels dem Elastizitätsmodul E :

Formel 6-1: Hook'sches Gesetz

$$\sigma = E \varepsilon$$

Dieses Materialmodell wird anfänglich zur Bestimmung des In situ Zustandes verwendet.

6.2.2 Plastisches Materialmodell nach Mohr

Das plastische Materialmodell nach Mohr ist das am weitest verbreitete Materialmodell zur Darstellung des mechanischen Verhaltens von Fels und Böden im Allgemeinen.

Dieses Modell berücksichtigt sowohl elastisches Verhalten, als auch plastisches mit den damit verbundenen bleibenden Verformungen, die durch Überschreitung des Mohr'schen Bruchkriteriums hervorgerufen werden.

Definiert wird dieses Kriterium durch die Parameter c die Kohäsion und φ den Reibungswinkel einerseits und durch die Normalspannung σ andererseits (Siehe auch Abschnitt 5.3.4).

Formel 6-2: Mohr'sches Bruchkriterium

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$$

Dieses Materialmodell wird nach Bestimmung des in situ Zustandes während der gesamten Versuchsreihe angewendet.

Für weitere Erläuterungen wird auf das FLAC User Manual hingewiesen unter dem Unterkapitel „Konstitutive Materialmodelle“.

6.3 Beschreibung der FLAC- spezifischen Eingangsparameter

6.3.1 Mechanische Parameter

6.3.1.1 K-Modul und Poissonsche Zahl

Der Kompressionsmodul K und die Poissonsche Zahl ν werden von FLAC benötigt, um die Steifigkeit der Materialien zu definieren, die entweder mittels dem elastischen oder dem plastischen Materialmodell simuliert werden. Diese Parameter können entweder direkt oder auch durch Umrechnung, mit den Werten des Elastizitätsmodul E und des Schubmoduls G eingegeben werden. Sie werden, wie bereits angedeutet, bei beiden konstitutiven Modellen benötigt. Die bei der Berechnung verwendeten Werte können aus Abschnitt 8.2 entnommen werden.

6.3.1.2 Reibungswinkel φ , Kohäsion c und Dilatanz

Reibungswinkel und Kohäsion (Abschnitt 9) sowie die Dilatanz, werden von FLAC hingegen nur bei dem plastischen Materialmodell nach Mohr benötigt. Die ersten zwei, wie bereits erwähnt, sind Grundvoraussetzung für die Erstellung der Mohr'schen Bruchbedingung, während letztere den Auflockerungsgrad bestimmt.

6.3.2 Hydraulische Parameter

6.3.2.1 K_w -Modul des Wassers

Der Kompressionsmodul K_w ist der Schlüsselwert bei Berechnungen mit Berücksichtigung von Wasser. Er beeinflusst bei rein hydraulischen Berechnungen die Ausbreitung von Wasser in einem Boden, ist ausschlaggebend für die Bildung von Porenwasserdrucküberdruck bei rein mechanischen Berechnungen und ist generell maßgebend für den Verlauf von mechanisch-hydraulisch gekoppelten Berechnungen.

6.3.2.2 Dichte des Wassers ρ_w

Um das Wasser im Boden als zusätzliche Gewichtskraft zu berücksichtigen, muss es mit einer Dichte versehen werden. Diese wird standardmäßig mit 1000 kg/m^3 definiert.

6.3.2.3 Porosität

Die Porosität n , wie in Abschnitt 5.2.3 beschrieben, ist das Verhältnis zwischen dem Volumen der Hohlräume und dem des gesamten Körpers. Die Porosität wird bei dieser Berechnung mit 0,4 angenommen.

6.3.2.4 Durchlässigkeit k

Der k -Wert, der im Allgemeinen die Durchlässigkeit von Böden definiert und als Geschwindigkeit angegeben wird, wird in FLAC durch einen sogenannte „Mobilitätskoeffizienten“ ersetzt.

Dieser wird mit folgender Beziehung aus der Durchlässigkeit umgerechnet:

Formel 6-3: Umrechnung Mobilitätskoeffizient

$$k \left[\frac{\text{m}^2}{\text{Pa} \cdot \text{sec}} \right] = \kappa_H \left[\frac{\text{cm}}{\text{sec}} \right] \times 1,02 \times 10^{-6} \quad \text{wobei } \kappa_H \text{ in dem Fall der richtige } k\text{-Wert ist.}$$

Die Durchlässigkeit wird in FLAC standardmäßig als isotrop gehandhabt.

6.4 Hydraulisch-mechanisch gekoppelte und entkoppelte Berechnung

6.4.1 Basis Rechenroutine

FLAC besitzt die Fähigkeit den Fluss von Flüssigkeiten, wie eben das Wasser, durch einen permeablen Festkörper, wie der Boden, zu modellieren. Dabei kann die Berechnung rein hydraulisch, rein mechanisch oder gekoppelt durchgeführt werden.

Weiters kann die Rechenroutine sowohl auf voll-, wie auch auf teilgesättigte Modelle angewendet werden.

Im Allgemeinen wird bei der gekoppelten Berechnung in der Basis-Rechenroutine von einem im mechanischen Gleichgewicht befindlichen System ausgegangen. Jeder Berechnungsschritt besteht aus einem oder mehreren „flow steps“ (die flow Berechnungsschleife), gefolgt von genügend mechanischen steps (der mechanischen Berechnungsschleife) zur Wiederherstellung des quasi-statischen Gleichgewichts. Die Zu- oder Abnahme des Porenwasserdrucks durch das fließende Wasser wird in der hydraulischen Berechnungsschleife berücksichtigt und den Knoten zugeordnet. Jene hingegen, die durch volumetrische Verzerrungen hervorgerufen werden, sind in der mechanischen Schleife registriert, erstmals in der Zone abgespeichert und anschließend auf die umliegenden Knoten aufgeteilt. Die totalen Spannungen werden dabei laufend korrigiert, einerseits durch die Änderungen des Porenwasserdrucks durch Verzerrungen in den mechanischen Rechenschritten und andererseits durch die Veränderung des Porenwasserdrucks durch Fließen in den hydraulischen Rechenschritten. Die Gesamthöhe des Porenwasserdrucks wird dann herangezogen, um die effektiven Spannungen zu errechnen und damit Versagen in plastischen Materialmodellen zu ermitteln.

Für weitere vertiefende Informationen wird auf das FLAC User Manual verwiesen.

6.4.2 „Saturated fast flow“ Rechenroutine

Die „Saturated fast flow“ Routine wurde entwickelt, um sehr lange gekoppelte Berechnungen in der Basis-Routine zu beschleunigen. Vor allem in Fällen, wo mit einer inkompressiblen Flüssigkeit gerechnet wird, sind oft unzählige mechanische Rechenschritte notwendig, um einen hydraulischen auszugleichen. Ist nun nicht die Zeit zur Erreichung von stabilen Fließbedingungen ausschlaggebend, sondern nur der Endzustand, kann die fast flow Routine verwendet werden. Diese verwendet im Gegensatz zur Basisroutine einen anderen Ansatz, um die Porenwasserdruckänderungen zu berechnen. An jedem Knoten ist ein bildlicher flexibler Behälter, der eine variable Wassermenge enthält, definiert als „unbalanced Volume“ V_{unb} .

Der Porenwasserdruck wird damit um V_{unb} mal einem Relaxationskoeffizienten erhöht. Die Menge an Wasser wird während der mechanischen Rechenschritte angesammelt und durch weiteres während der hydraulischen Schritte erhöht. Gleichzeitig wird während eines flow steps das unbalanced volume in eine Änderung des Porenwasserdrucks umgewandelt und der Behälter somit langsam entleert. Was nach dem Zeitschritt im Behälter noch vorhanden ist, wird in die nächste Schleife mitgenommen.

Diese Rechenroutine erspart somit die vielen mechanischen Zwischenschritte die, wie gesagt, nötig sind, um die hydraulischen auszugleichen. Voraussetzung für die Anwendung ist jedoch ein vollgesättigtes Modell.

6.5 Grundlagen der Bestimmung des Sicherheitsfaktors und des Grenzgleichgewichts

FLAC hat die Möglichkeit, einen globalen Sicherheitsfaktor für ein Modell zu errechnen. Diese Rechenroutine nennt sich „die Factor of Safety“ Routine. Diese sieht zur Bestimmung des Sicherheitsfaktors „FoS“, eine progressive Abminderung der Festigkeiten vor. FLAC ermittelt zunächst einen stabilen Zustand, in dem eine fiktive hohe Kohäsion angenommen wird. Nach einer Änderung des internen Spannungszustands wird die Anzahl an Schritten errechnet, die nötig ist, um das System wieder ins Gleichgewicht zu bringen.

Danach wird für einen gegebenen FoS die ermittelte Anzahl an Schritten aufs Neue durchgeführt. Fällt das unbalanced force-Verhältnis im System auf unter 10^{-3} , so ist das Modell im Gleichgewicht. Tut es dies nicht, wird eine neue Berechnung mit der gleichen Anzahl an Berechnungsschritten, allerdings mit einem neuen Fos gestartet. Gleichzeitig wird der Durchschnittswert des unbalanced force Verhältnisses über die Rechenschritte der aktuellen Rechnung mit dem der vorigen verglichen. Ist die Differenz geringer als 10%, wird die Rechnung abgebrochen und ein neuer Durchlauf beginnt. Ist sie hingegen größer, wird sie weitergeführt. Dieser Vorgang wird solange wiederholt, bis ein stabiler Zustand gefunden ist, der dann als Vergleichswert dient. Ist der Sicherheitsfaktor berechnet, kann durch Abminderung der Parameter c und φ jene des Grenzgleichgewichts ermittelt werden (vgl. Abschnitt 9.1).

7 Modellierung des Erdstroms Gschlifgraben

7.1 Aufbau des Modells

7.1.1 Modell-Geometrie

Ein Modell sollte so gut wie möglich die Gegebenheiten, sowie die Randbedingungen und in weiterer Folge die Mechanismen abbilden, die in der Realität charakterisierend für den zu untersuchenden Vorgang sind.

Die Geometrie des Modells wird in Anlehnung an die Arbeit von Preh & Poisel (2008) gewählt. Der aus Bodenuntersuchungen resultierende Schichtaufbau des Untergrundes (Abbildung 7-1) wird ebenso berücksichtigt, wie die mittlere Böschungsneigung von $6,84^\circ$.

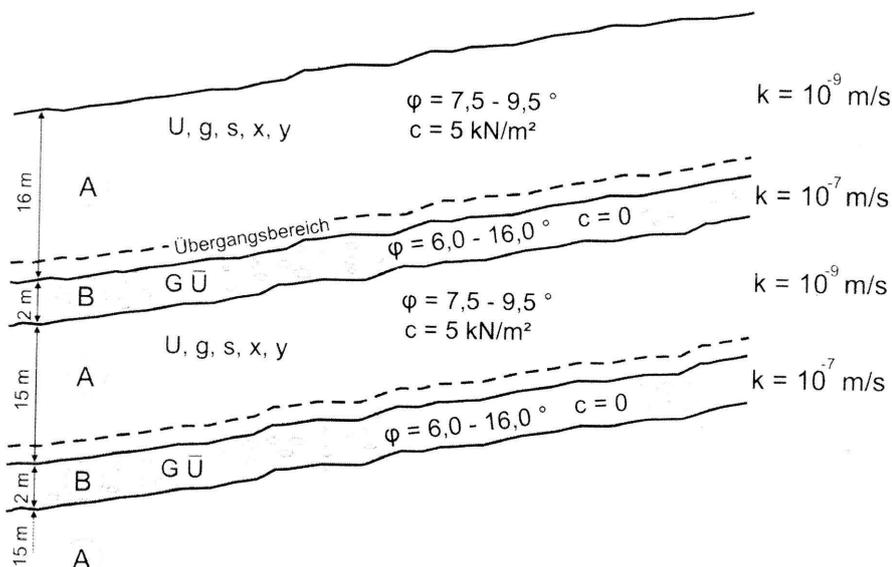


Abbildung 7-1: Schichtaufbau und Bodenparameter (Poisel & Preh, 2008)

Aus vor Ort erfolgten Beobachtungen und Messungen (Inklinometer, Refraktionsseismik), wurde weiters festgestellt, dass der Großteil der Bewegung in den obersten beiden Schichten, also in den ersten 18m erfolgt. Deshalb wird nur dieser Bereich im Modell realitätskonform nachgebildet, während der Sockel linear elastisch modelliert wird.

7.1.1.1 Modell mit 100m Länge

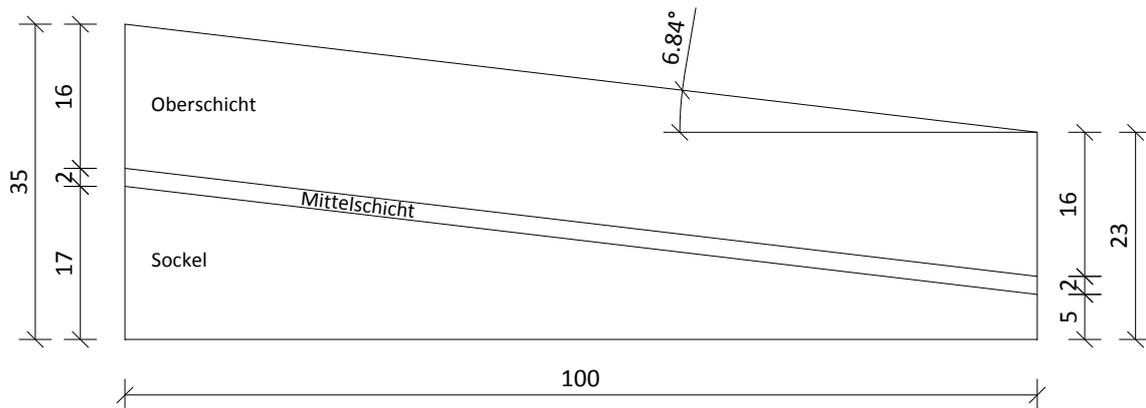


Abbildung 7-2: Skizze Aufbau Modell 100 (Maße in m)

Primäres Anliegen bei der Wahl der Abmessungen dieses ersten Modells war es den Einfluss der Randbedingungen auf die modellierte Bewegung so gering wie möglich zu halten. Gleichzeitig jedoch sollte die Größe des Modells so gehalten werden, dass die Rechenzeiten ein für den Anfang annehmbares Maß nicht überschreiten. Das Ergebnis ist ein Ausschnitt der Böschung mit 100m Länge (Abbildung 7-2).

Beim Aufbau des Netzes wird weiters darauf geachtet, dass Bereiche, in denen die größten Bewegungen stattfinden, eine höhere Dichte an Zonen aufweisen, im Gegensatz zu jenen, wie beispielsweise der des oben erwähnte Sockels, wo die Dichte geringer ist. Dies bewirkt eine nochmalig deutlich verkürzte Rechenzeit, ohne dass die Genauigkeit der Ergebnisse negativ beeinflusst wird.

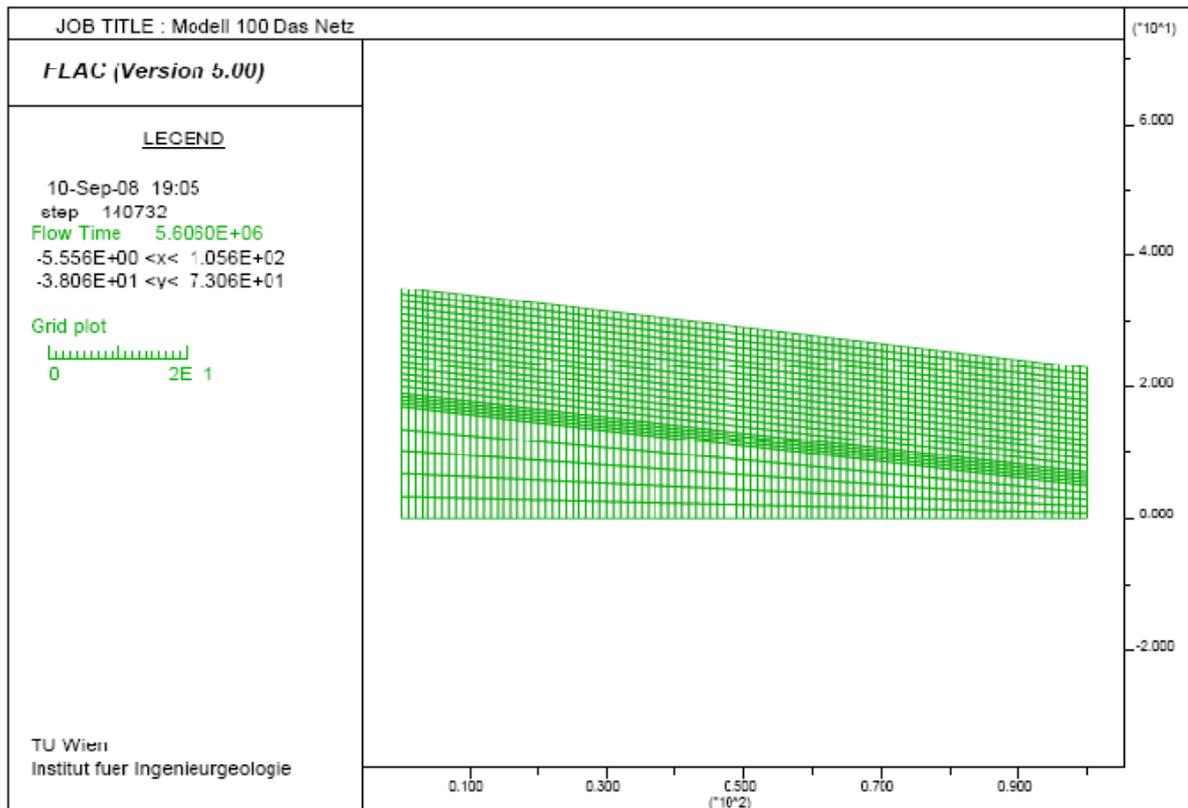


Abbildung 7-3: Das Netz Modell 100

So sind für den Sockel 5x100, für die Mittelschicht 4x100 und für die Oberschicht sogar 16x100 Zonen vorgesehen (Abbildung 7-3).

7.1.1.2 Modell mit 300m Länge

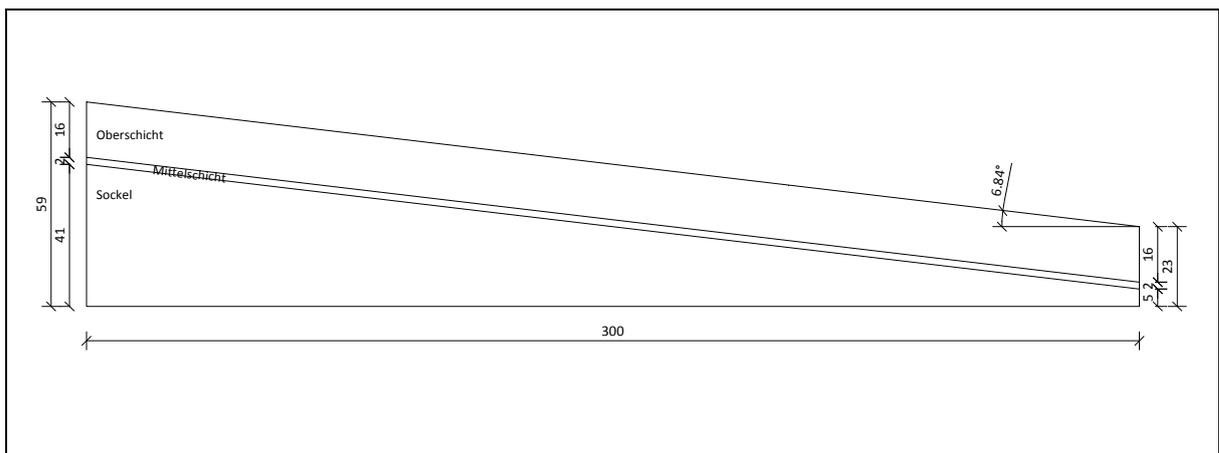


Abbildung 7-4: Skizze Aufbau Modell 300 (Maße in m)

Um die Auswirkungen einer lokal begrenzten Belastung am Kopf der Böschung auf die Gesamtstabilität zu prüfen, wird ein weiteres Modell mit einer Länge von 300m untersucht (Abbildung 7-4). Durch die Länge des simulierten Bereichs wird auch der im vorigen Modell vorhandene Einfluss des rechten Randes praktisch eliminiert. Der eventuell vorhandene

Einfluss einer Belastung am Böschungskopf auf die Stabilität der Böschung kann dadurch wesentlich besser veranschaulicht werden.

Die Aufteilung der Netzzonen auf den Ausschnitt der Böschung erfolgt ähnlich wie im ersten Modell. Für den Sockel wird ebenfalls eine lichtere Verteilung gewählt mit 5x300 Zonen. Die Mittelschicht wird mit 4x300 Zonen abgedeckt, während die Oberschicht, in der die entscheidenden Ergebnisse der Auswirkungen einer Auflast erwartet werden, mit 16x300 Zonen eine verhältnismäßig hohe Auflösung aufweist (Abbildung 7-5).

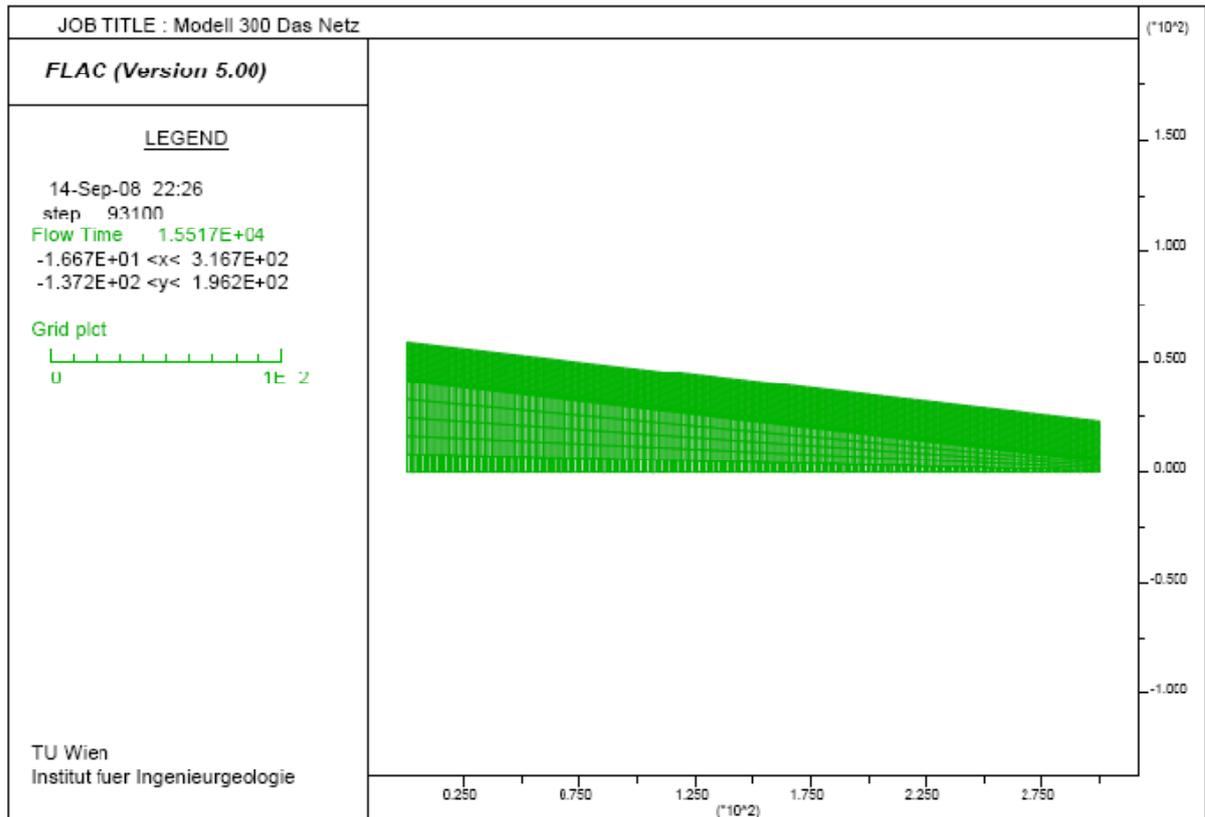


Abbildung 7-5: Das Netz Modell 300

7.1.2 Mechanische Randbedingungen

Die mechanischen Randbedingungen (Abbildung 7-6) sind für beide Modelle gleich gewählt. Am linken und rechten Rand werden nur Bewegungen in y-Richtung zugelassen, während die Unterseite in x- und y-Richtung fixiert ist.

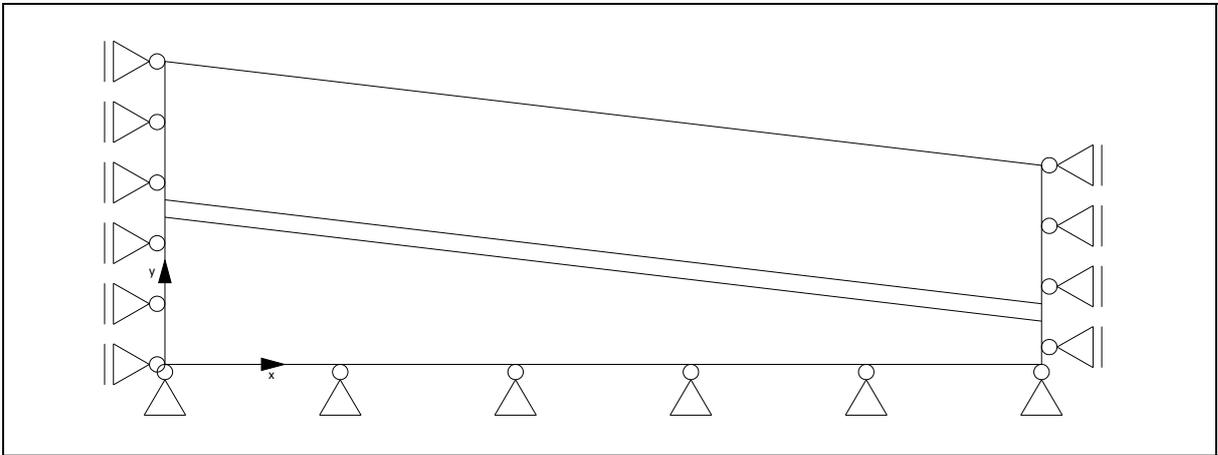


Abbildung 7-6: Mechanische Randbedingungen

7.1.3 Hydraulische Randbedingungen

Sowohl für das Modell 100 als auch für das Modell 300 werden dieselben hydraulischen Randbedingungen gewählt.

Die Modelle werden als vollgesättigt angenommen. Um ein realistisches, talwärts gerichtetes Fließen zu erzeugen, um also ein oberflächenparallel strömendes Hangwasser zu simulieren, wird ein hydrostatischer Druck jeweils am linken und rechten Rand angeordnet (Abbildung 7-7). Durch die unterschiedlichen Höhen h_{Links} und h_{Rechts} der Modellränder ergibt sich eine Druckdifferenz, die den gewünschten Fluss erzeugt.

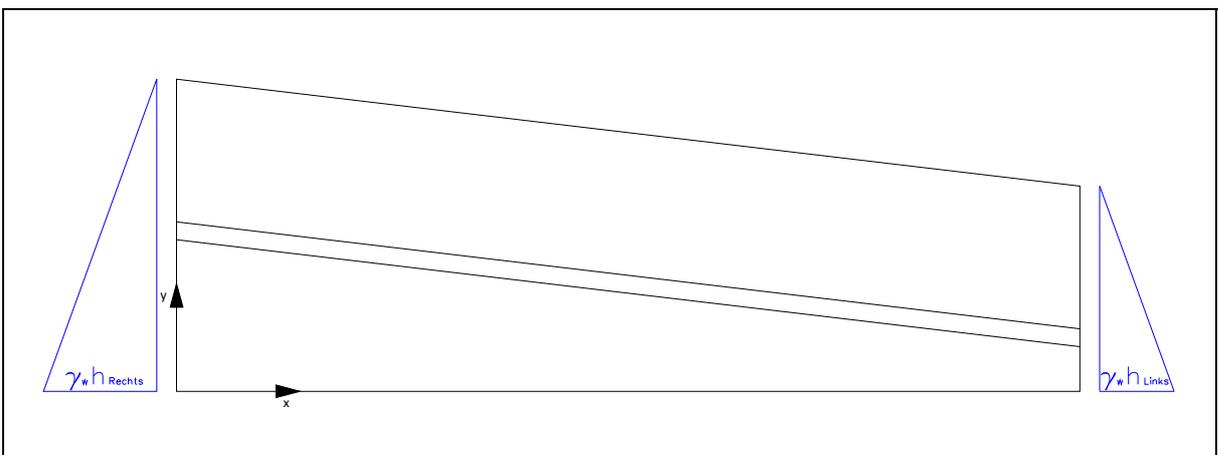


Abbildung 7-7: Hydraulische Randbedingungen

Da für das Modell eine lineare Verteilung des Porenwasserdrucks erwünscht ist, wird ein Grundwasserspiegel bis unter GOK als Initialzustand angenommen (Abbildung 7-8),

wodurch die Berechnung des hydraulischen Initialzustands deutlich beschleunigt wird. Hierbei wird die Rechnung rein hydraulisch geführt und ein stationärer Flusszustand ermittelt.

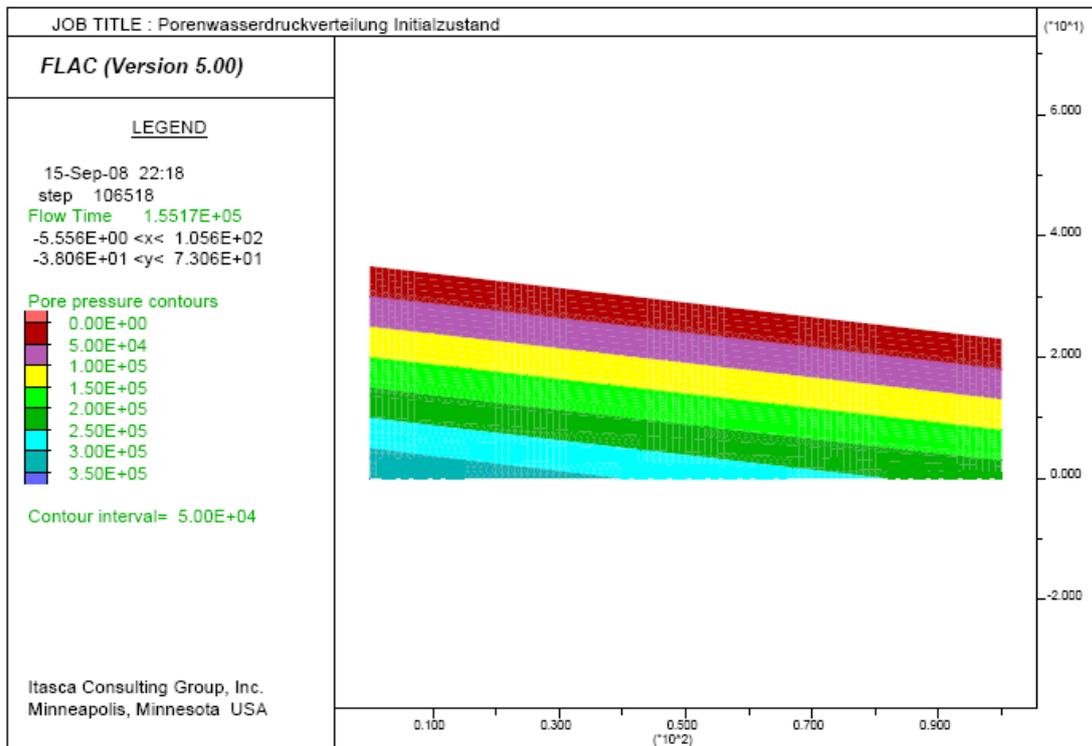


Abbildung 7-8: Porenwasserdruckverlauf Initialzustand

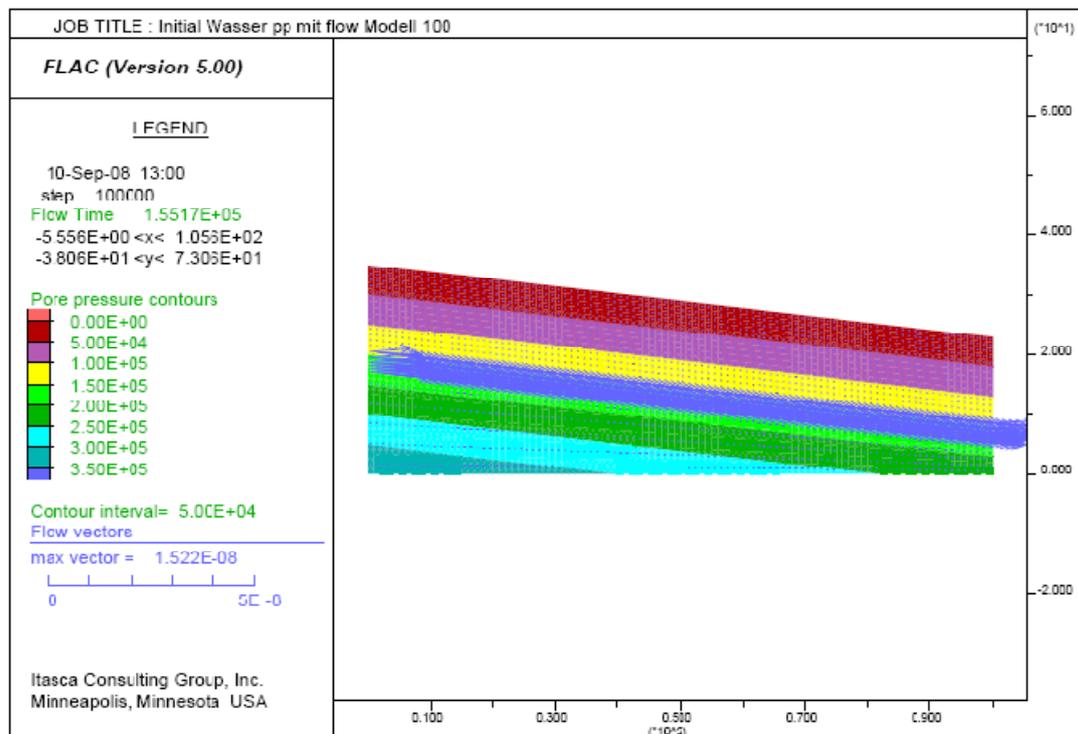


Abbildung 7-9: Fließgeschwindigkeiten Hangwasser

Das Modell kann weiters in zwei, von der Durchlässigkeit her deutlich unterschiedliche Zonen aufgeteilt werden. Wie aus dem in Abbildung 7-1 angeführten Untergrundmodell hervorgeht, besitzt die Mittelschicht, sowie eine darüber gelegene Übergangsschicht eine wesentlich höhere Durchlässigkeit als die Oberschicht und der Sockel. Dort beträgt der k-Wert 10^{-7} m/s, während die beiden anderen Werte um 10^{-9} m/s aufweisen. Dies ist auch aus den Fließgeschwindigkeitsvektoren in Abbildung 7-9 zu erkennen, die in der Mittelschicht die größten Beträge aufweisen.

Wie bereits in Abschnitt 6.3.2.4 erwähnt, erfolgt die Eingabe der k-Werte bei FLAC nicht als Geschwindigkeiten, sondern in den Einheiten $[m^2/Pa\text{-sec}]$. Es ergeben sich folgende Durchlässigkeiten:

Oberschicht und Sockel:

$$k_o = k_s = 1,0194 \cdot 10^{-13} [m^2 / Pa - sec]$$

Mittelschicht und Übergangsschicht:

$$k_m = k_{ii} = 1,0194 \cdot 10^{-11} [m^2 / Pa - sec]$$

Die Unterseite des Modells wird als wasserundurchlässig angenommen und auch dementsprechend konfiguriert. Porenwasserdruck und Sättigung werden hier als frei vom Programm zu ermittelnde Werte bestimmt.

Die Oberseite hingegen, also die Geländeoberkante, weist einen fixierten Porenwasserdruck auf, was ein Variieren der Sättigung ermöglicht. Im restlichen Modell ist die Sättigung auf 1 fixiert, somit fließt nur so viel Wasser hinein wie hinaus.

8 Bestimmung des in situ Zustands

8.1 Hydraulische Berechnung

Wie oben bereits erwähnt, ist der Verlauf des Porenwasserdrucks aufgrund der Annahme einer vollgesättigten Böschung bekannt. Hangwasser sollte weiters parallel zur Geländeoberfläche talwärts fließen. Deshalb ist es möglich, die Ermittlung des hydraulischen in situ Zustandes entkoppelt vom mechanischen zu führen.

Dabei wird ein linearer Porenwasserdruckverlauf als Initialzustand gesetzt (siehe oben) und mittels einer rein hydraulischen Berechnung der stationäre Fließzustand erreicht.

Da die Zeit bis zum Erreichen dieses Zustands nicht relevant ist, sondern nur die herrschenden Fließbedingungen bei Einstellung eines solchen von Interesse sind, wird der Kompressionsmodul des Wassers auf $K_W=0$ gesetzt, um die Rechengeschwindigkeit zu erhöhen.

8.2 Mechanische Berechnung

Der „mechanische in situ Zustand“ wird vor der Eingabe und Zuordnung der Festigkeitsparameter für die jeweiligen Schichten durch eine elastische Berechnung des Modells ermittelt.

Beim Aufbau des Modells wird ein unverformtes Netz über dieses gelegt. Nachdem das Modell durch die Schwerkraft belastet wird, kommt es zu Verschiebungen der Netzknoten und zu Spannungen in den Netzfeldern, den Zonen.

Die Spannungen, die dabei in jeder Zone bei Erreichen eines stabilen Zustandes entstehen, stellen in ihrer Gesamtheit den in situ Spannungszustand dar. Um zu vermeiden, dass es bei diesem Vorgang zu unrealistischen plastischen Verformungen kommt, wird das Modell als elastischer Körper angenommen.

Folgende Parameter für ρ_d , sowie für E und ν werden angesetzt:

$$\rho_d = 1900 [\text{kg} / \text{m}^3]$$

$$E = 0,5 \cdot 10^8 [\text{Pa}]$$

$$\nu = 0,2$$

Daraus ergeben sich folgende Werte für den Kompressionsmodul K und den Schubmodul G :

Formel 8-1: Definition Kompressionsmodul

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} = 2,78 \cdot 10^8 [Pa]$$

Formel 8-2: Definition Schubmodul

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 2,08 \cdot 10^8 [Pa]$$

Bei der Berechnung darf jedoch nicht auf die Auswirkungen des Wassers auf den Spannungszustand der Böschung vergessen werden. Wasser hat einen entscheidenden Einfluss auf die totalen Spannungen. Diese sind ja wie bekannt, als die Summe des Porenwasserdrucks und der effektiven Spannungen definiert.

Da es sich hierbei um ein entkoppeltes Verfahren handelt, muss der von FLAC integrierte „ats Modus“ aktiviert und benutzt werden.

Der „ats Modus“ ermöglicht es, die totalen Spannungen automatisch an den vom Benutzer angegebenen Porenwasserdruck anzupassen nach dem Schema:

Formel 8-3: Schema ats-Modus

$$\Delta\sigma_{11} = \Delta\sigma_{22} = \Delta\sigma_{33} = -\alpha\Delta P$$

ΔP ist dabei die Änderung des Porenwasserdrucks, während α der bereits beschriebene Biot Koeffizient ist.

Für das Modell wird also mit einer rein mechanischen Berechnung ein stabiler Zustand ermittelt. Dieser stellt dann den in situ Zustand dar und ist somit Ausgangspunkt für jegliche weitere Untersuchung

Die eben geschilderte Vorgehensweise gilt für beide Modelle, sowohl für das mit 100m, als auch für jenes mit 300m Länge.

Die Ermittlung des Grenzgleichgewichtszustands wird hingegen für beide Modelle getrennt beschrieben.

8.3 Messpunkte

8.3.1 Modell 100

Um den Verlauf der Spannungen, Porenwasserdrücke, Verschiebungen oder Geschwindigkeiten besser zu verfolgen, werden innerhalb des Modells Messpunkte gesetzt. Die Lage dieser wurde anhand der ersten Berechnungen so gewählt, dass möglichst aussagekräftige Ergebnisse daraus resultieren (Abbildung 8-1).

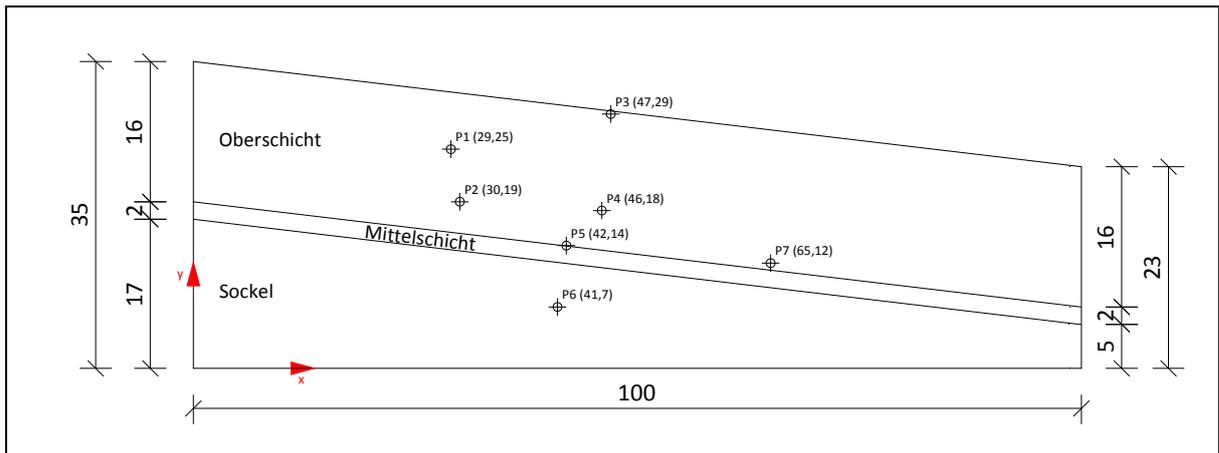


Abbildung 8-1: Skizze der Anordnung der Messpunkte in Modell 100

Die Punkte sind von 1 bis 7 nummeriert und werden durch x-, y-Koordinaten identifiziert (Tabelle 8-1). Koordinatenursprung ist die linke untere Ecke des Modells.

Tabelle 8-1: x, y Koordinaten der Messpunkte in Modell 100

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
x	29	30	47	46	42	41	65
y	25	19	29	18	14	7	12

8.3.2 Modell 300

Beim Modell 300 werden dieselben Annahmen, was die Wahl der Lage und die Anzahl der Punkte betrifft, getroffen wie beim Modell 100. Von größter Bedeutung in diesem Modell ist es zu erkunden, ob eine Belastung am Kopf der Böschung Einfluss auf die gesamt Stabilität derselben, d.h. auch Auswirkungen auf, von der Belastung selbst, weiter entfernte Bereiche haben kann. Aus diesem Grund wird ein dichteres und weitläufigeres Netz an Punkten gewählt (Abbildung 8-2).

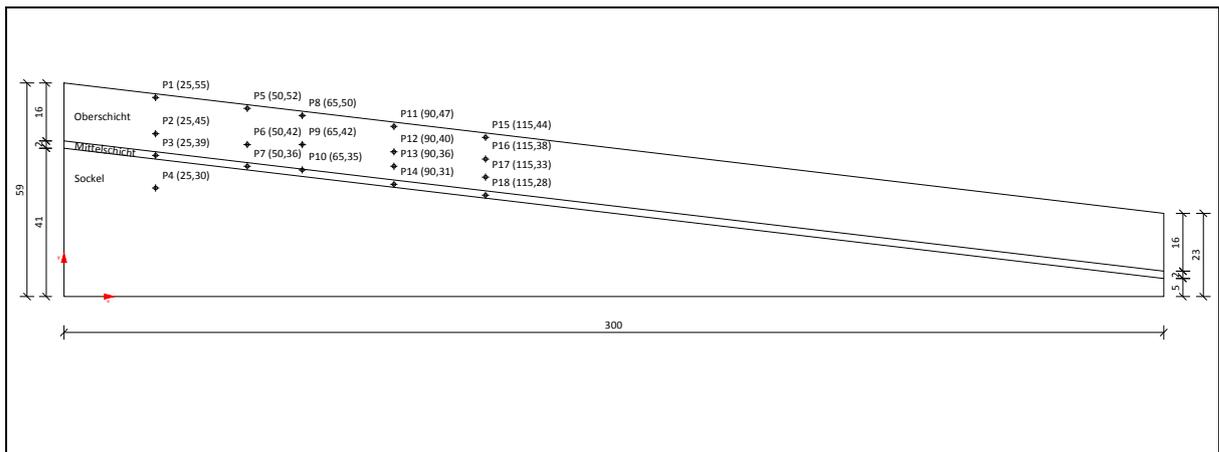


Abbildung 8-2: Skizze der Anordnung der Messpunkte in Modell 300

Tabelle 8-2: x, y Koordinaten der Messpunkte in Modell 300

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
x	25	25	25	25	50	50	50
y	55	45	39	30	52	42	36
	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
x	65	65	65	90	90	90	90
y	50	42	35	47	40	36	31
	P15	P16	P17	P18			
x	115	115	115	115			
y	44	38	33	28			

Die Punkte sind wie beim oben beschriebenen Modell fortlaufend von 1 bis 18 nummeriert und die x-, y-Koordinaten beziehen sich auf den Koordinatenursprung im linken unteren Eck des Modells (Tabelle 8-2).

8.4 Berechnungsschritte

Um eine leichtere Interpretation und damit ein klareres Verständnis der folgenden Berechnungsergebnisse zu ermöglichen, werden die für die Untersuchung benötigten Berechnungsschritte einzeln für jedes Modell im Detail aufgelistet.

8.4.1 Modell 100

Die in Tabelle 8-3 angeführten Werte entsprechen der benötigten Anzahl an Schritten zur Erreichung des jeweiligen Zustands.

Tabelle 8-3: FLAC Rechenschritte zur Ermittlung des Grenzgleichgewichts Modell 100

Zustand	Rechenschrittzahl
Netzaufbau	0
In situ Zustand (hydraulisch)	100000
In situ Zustand (elastisch)	102784
In situ Zustand (plastisch)	106518
Grenzgleichgewicht	111518

8.4.2 Modell 300

Die in Tabelle 8-4 angeführten Werte entsprechen der benötigten Anzahl an Schritten zur Erreichung des jeweiligen Zustands.

Tabelle 8-4: FLAC Rechenschritte zur Ermittlung des Grenzgleichgewichts Modell 300

Zustand	Rechenschrittzahl
Netzaufbau	0
In situ Zustand (hydraulisch)	25
In situ Zustand (elastisch)	5795
In situ Zustand (plastisch)	9365
Grenzgleichgewicht	14365

9 Bestimmung des Grenzgleichgewichtszustands

9.1 Modell 100

Ausgangspunkt für die Ermittlung des Grenzgleichgewichtszustands ist der bereits errechnete in situ Zustand. Nach Setzen der tatsächlichen Festigkeitsparameter wird der Grenzgleichgewichtszustand mit Hilfe der Methode der Festigkeitsreduktion unter Benützung der FoS-Routine bestimmt. Diese Rechenroutine ermittelt einen generellen „Factor of Safety“ für die gesamte Böschung. Anhand dieses Wertes werden dann die Scherparameter nach folgendem Schema abgemindert:

Formel 9-1: Kohäsion des Grenzgleichgewichts

$$c_{Grenz} = \frac{c}{a_{FOS}} \quad \text{und}$$

Formel 9-2: Reibungswinkel des Grenzgleichgewichts

$$\varphi_{Grenz} = \arctan\left(\frac{\tan(\varphi)}{a_{FOS}}\right)$$

a_{FOS} ist dabei der von der FLAC Routine errechnete „Factor of Safety“ und c_{Grenz} und φ_{Grenz} die Parameter des Grenzgleichgewichts der Böschung.

Beim Modell 100 werden als erste Eingangsgrößen für c und φ zur Bestimmung der Sicherheit, jene Werte herangezogen, die in der Arbeit von Preh & Poisel (2008) angeführt sind (Tabelle 9-1).

Tabelle 9-1: Erste Annahme für die Bodenparameter Modell 100

	E	ν	ρ_d	c	φ	dil
	[N/m ²]	[/]	[kg/m ³]	[N/m ²]	[°]	[°]
Oberschicht C	5e8	0,2	1900	1000	6,5	1
Mittelschicht B	5e8	0,2	1900	0	9,6	1
Sockel A	5e8	0,2	1900	2e9	60	0

Aus der oben angeführten Tabelle ist deutlich zu erkennen, dass dem Sockel A sehr hohe Werte für Kohäsion und Reibungswinkel zugeordnet sind. Dies folgt aus der Vorgabe, dass Bewegungen nur in den oberen beiden Schichten stattfinden sollen und der Sockel möglichst frei von plastischen Verformungen sein soll. Da eine Zuordnung eines elastischen

Materialmodells mit der FLAC FoS-Routine nicht kompatibel ist, muss das elastische Verhalten über die hohe Festigkeit erreicht werden.

Das Modell von Poisel & Preh (2008) ist im Gegensatz zum Modell 100 ein teilgesättigtes. Es erscheint also naheliegend, dass bei Annahme einer Vollsättigung, die Böschung bei gleichen Werten für c und φ instabil werden wird.

Dies hat auch die Berechnung des globalen „FoS“ ergeben. Mit einer Sicherheit von 0,61 befindet sich die Böschung, wie erwartet, in einem Zustand deutlich unterhalb des Grenzgleichgewichts.

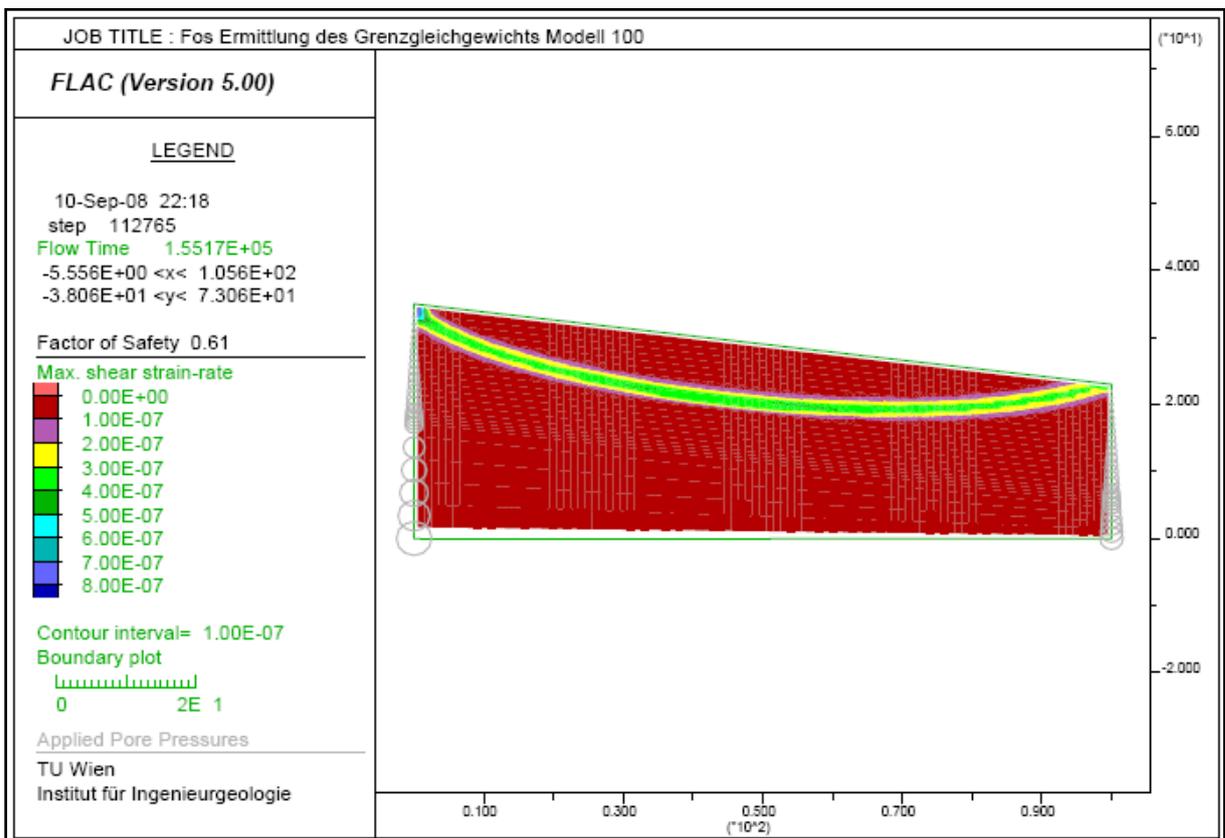


Abbildung 9-1: Maximale Verzerrungsrate bei Böschung mit FoS 0,61 Modell 100

In Abbildung 9-1 lässt sich klar der Gleitkreis erkennen, der zum Versagen führt. Auch anhand der History für die „unbalanced force“ (Abbildung 9-2), die sogenannte „freie Kraft“ im System, die ein Indikator für die Stabilität eines Modells ist, sieht man, dass die Böschung versagt. Ein System wird als stabil bezeichnet, wenn die unbalanced force unter 1 kN fällt. In diesem Fall pendelt sich der Wert zwischen 6 und 10 kN ein.

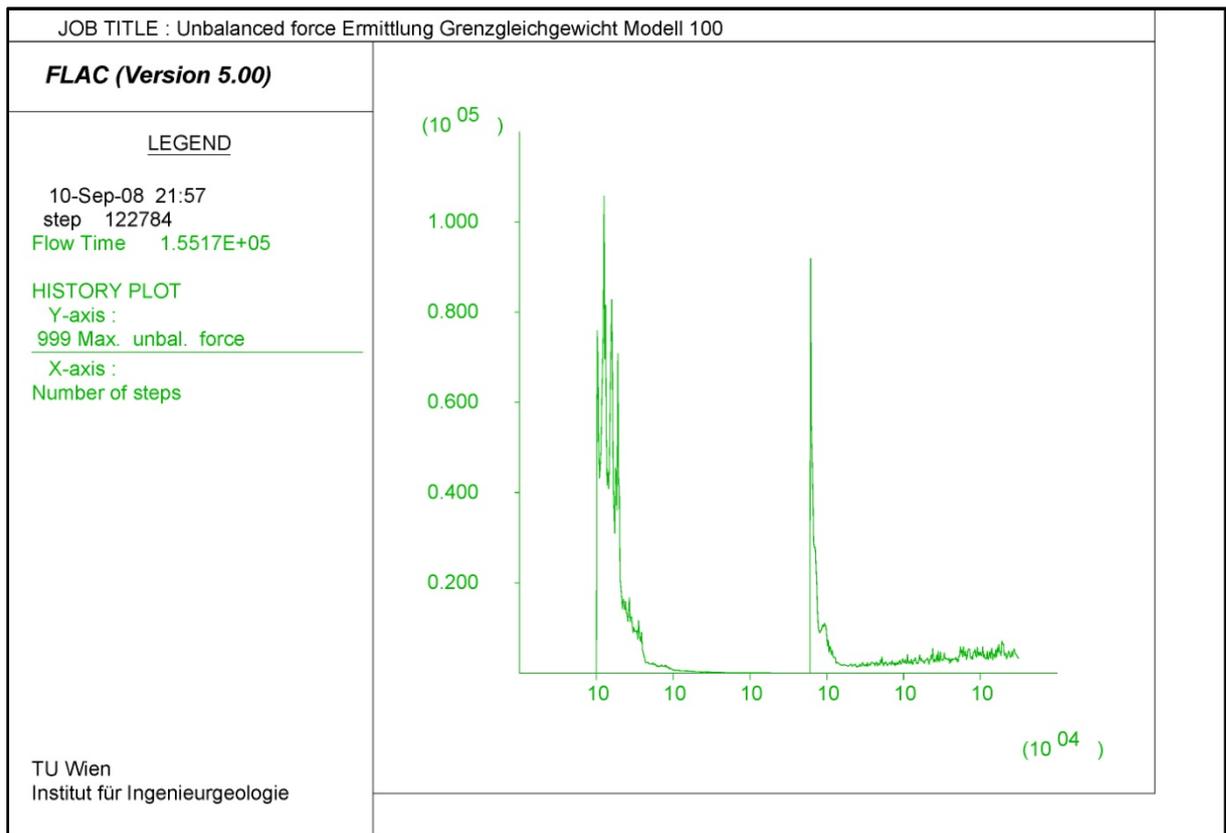


Abbildung 9-2: Unbalanced force Ermittlung Grenzgleichgewicht Modell 100

Als nächster Schritt erfolgt die Abminderung der Bodenparameter mit dem errechnetem a_{FOS} , nach Formel 9-1 und Formel 9-2.

Es ergeben sich folgende neue Werte:

Tabelle 9-2: Bodenparameter des Grenzgleichgewichts Modell 100

	E	ν	ρ_d	c	φ	dil
	[N/m ²]	[/]	[kg/m ³]	[N/m ²]	[°]	[°]
Oberschicht C	5e8	0,2	1900	1639,34	10,5798	1
Mittelschicht B	5e8	0,2	1900	0	15,4973	1
Sockel A	5e8	0,2	1900	2e9	60	0

Ob nun diese Parameter tatsächlich denen des Grenzgleichgewichts entsprechen, wird mittels einer zweiten FoS-Berechnung geprüft.

Diese ergibt eine globale Sicherheit von 1,00, was bedeutet, dass sich die Böschung genau im Grenzgleichgewicht befindet.

Der Zustand des Modells im Grenzgleichgewicht kann jetzt mittels einer rein mechanischen Berechnung mit aktiviertem ats-Modus ermittelt werden.

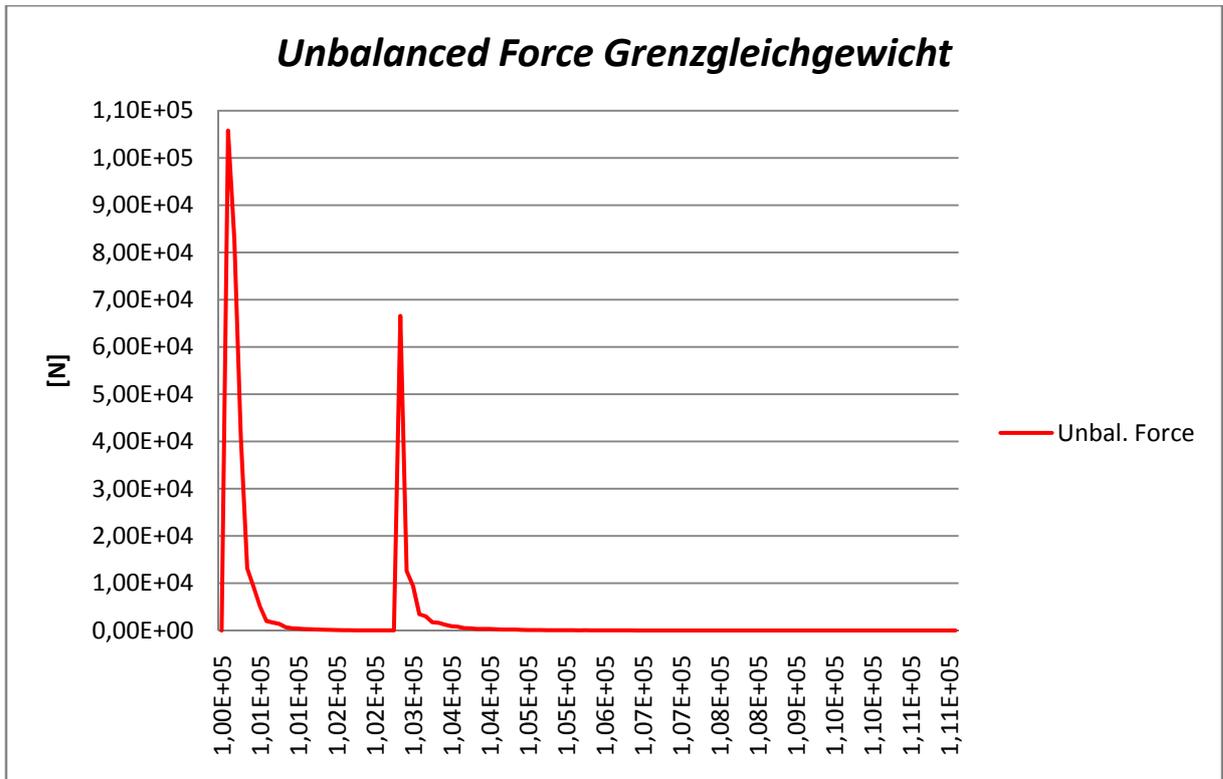


Abbildung 9-3: Modell 100 unbalanced force Grenzgleichgewicht

Die zwei Spitzen im Verlauf der unbalanced force (Abbildung 9-3) zeigen jeweils den Beginn der elastisch-mechanischen und der plastisch mechanischen Berechnung. Deutlich zu sehen ist, dass die Böschung, im Gegensatz zur vorherigen Berechnung, einen stabilen Zustand erreicht und die unbalanced force unter den Grenzwert von 1 kN fällt.

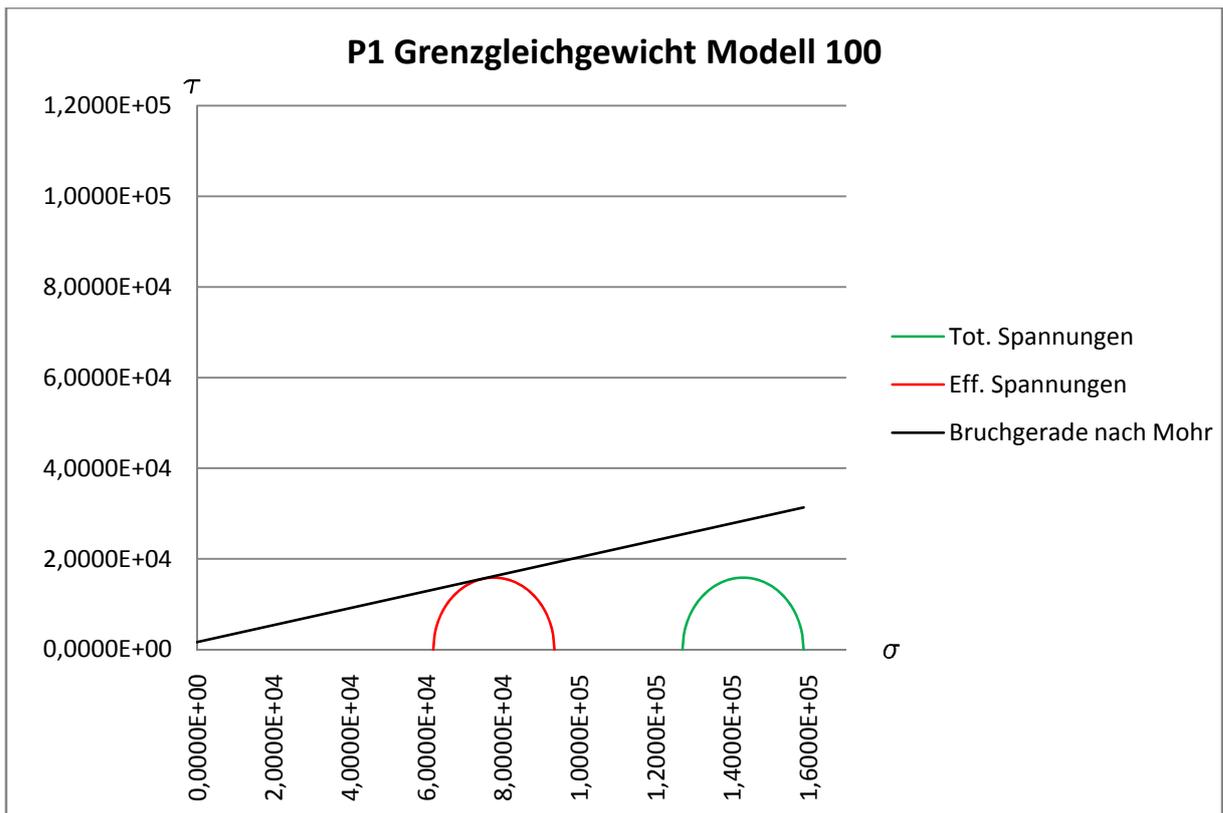
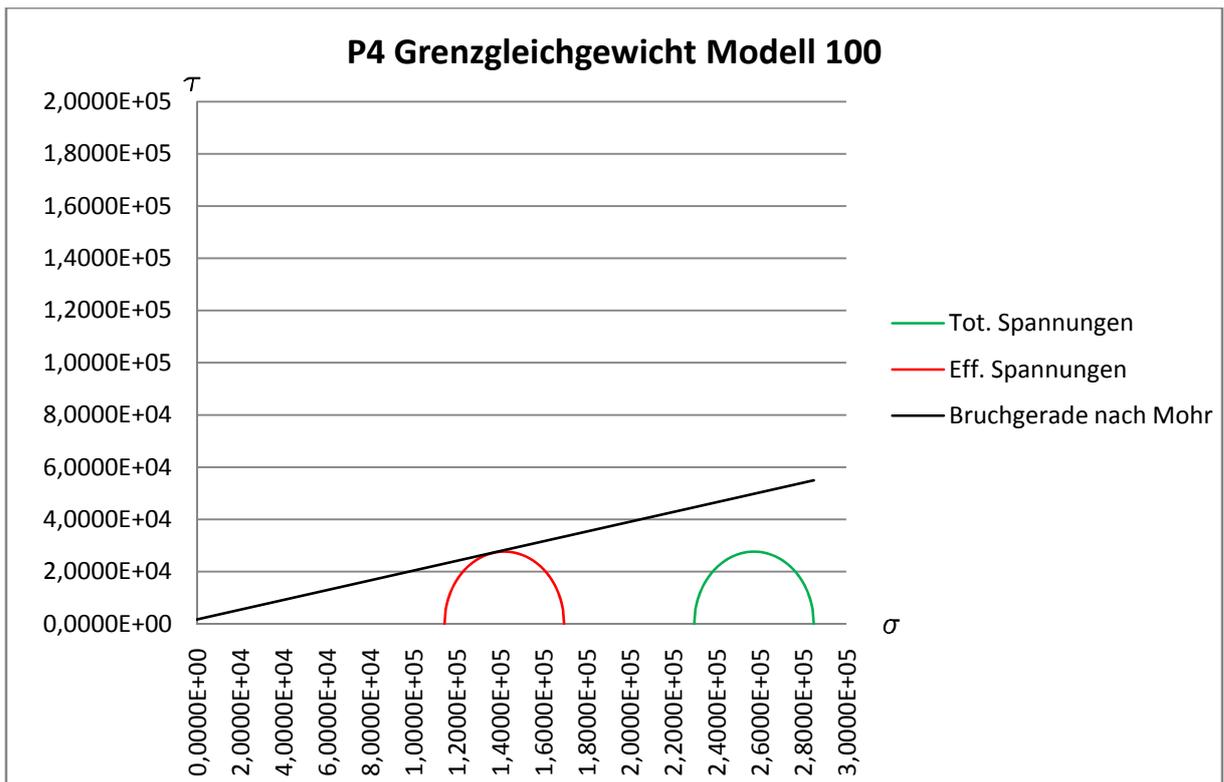
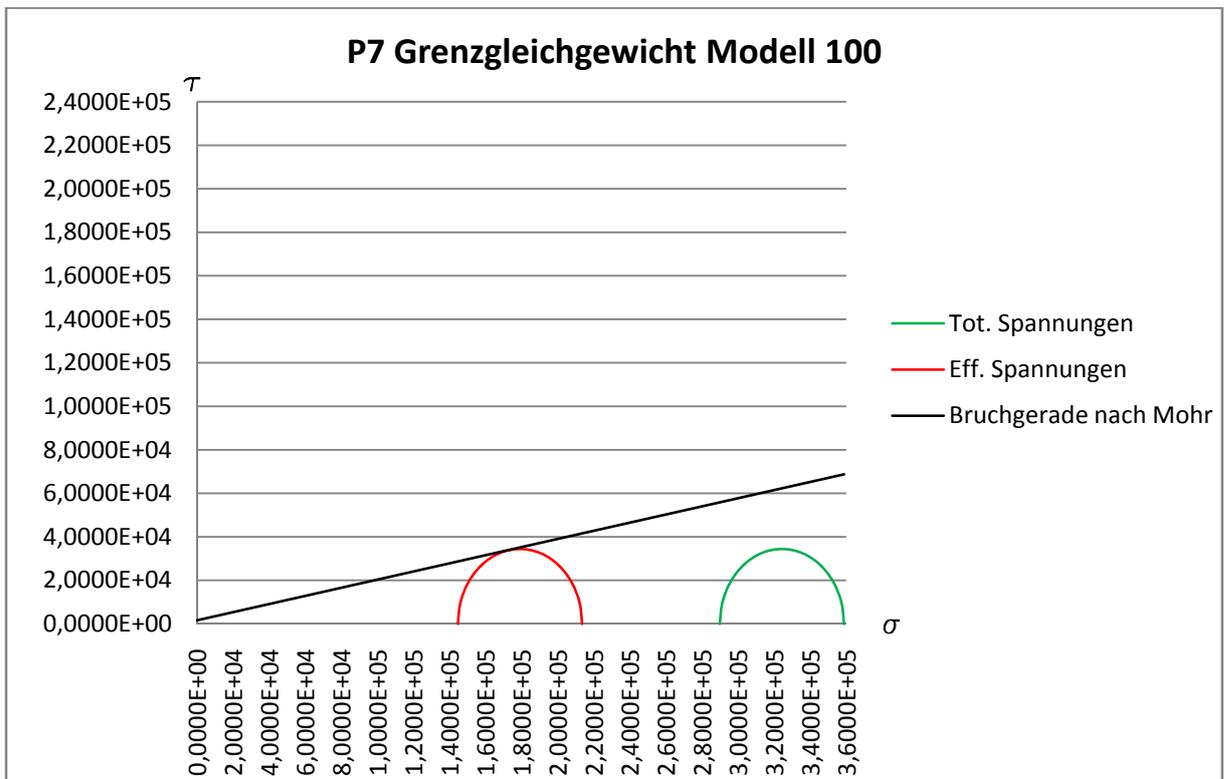


Abbildung 9-4: Mohr'scher Spannungskreis im Grenzgleichgewicht P1 Modell 100 Einheit [N/m²]

Abbildung 9-4, Abbildung 9-5 und Abbildung 9-6 stellen die jeweiligen Spannungszustände in den Punkten *P1*, *P4* und *P7* im Zustand des Grenzgleichgewichts als Mohr'sche Kreise dar.

In allen drei Fällen berührt der Kreis die Bruchgerade ganz knapp. Dies bedeutet, dass die Böschung genau im Grenzgleichgewicht ist und bestätigt die Factor of Safety Berechnung mit dem Ergebnis 1,00.

Abbildung 9-5: Mohr'scher Spannungskreis im Grenzgleichgewicht P4 Modell 100 Einheit [N/m²]Abbildung 9-6: Mohr'scher Spannungskreis im Grenzgleichgewicht P7 Modell 100 Einheit [N/m²]

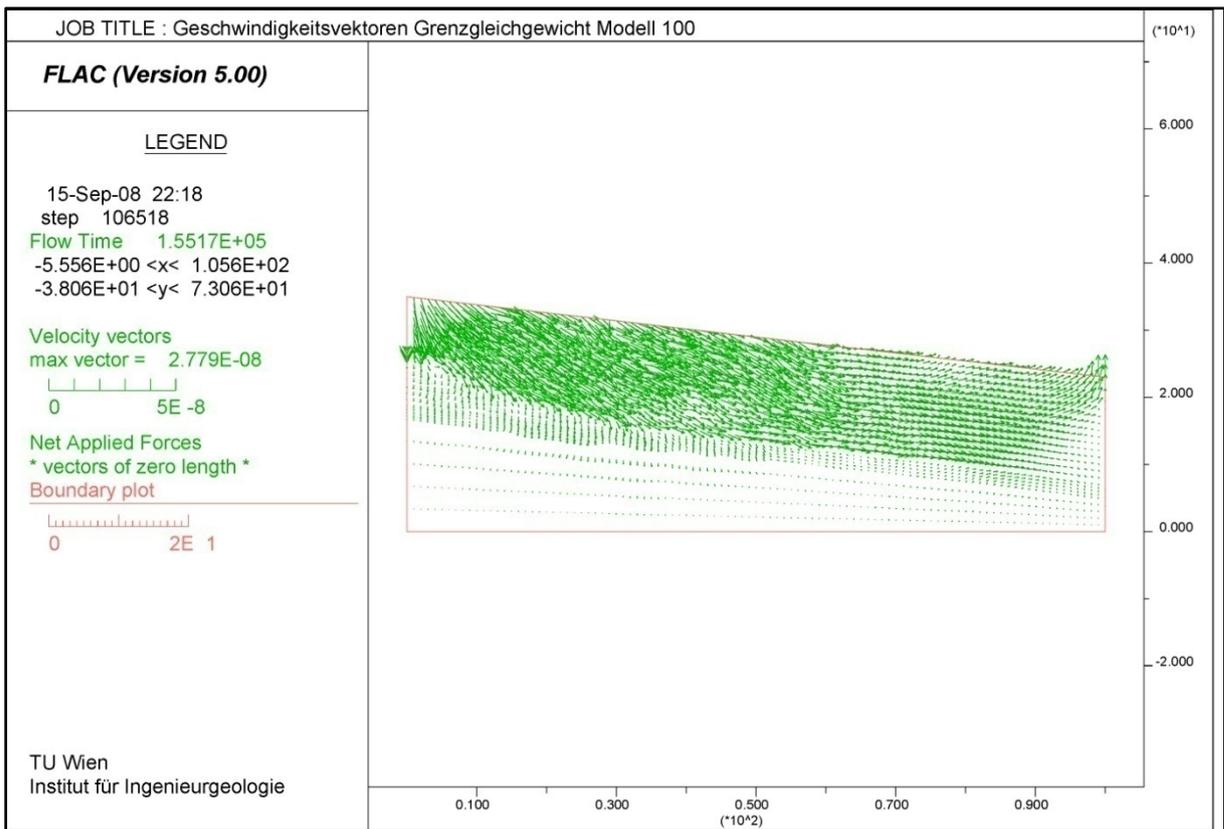


Abbildung 9-7: Geschwindigkeitsvektoren Grenzgleichgewicht Modell 100

Auch anhand der Geschwindigkeitsvektoren (Abbildung 9-7), die einen Maximalwert von $2,8 \times 10^{-8}$ m/s aufweisen, lässt sich erkennen, dass der Hang stabil ist.

Dank des Einsatzes des Ats-Modus kann einerseits die Beeinflussung der totalen Spannungen (Abbildung 9-9) durch das Wasser berücksichtigt werden, andererseits erhält man auch nach abgeschlossener mechanischer Berechnung einen linear verteilten Porenwasserdruck (Abbildung 9-8).

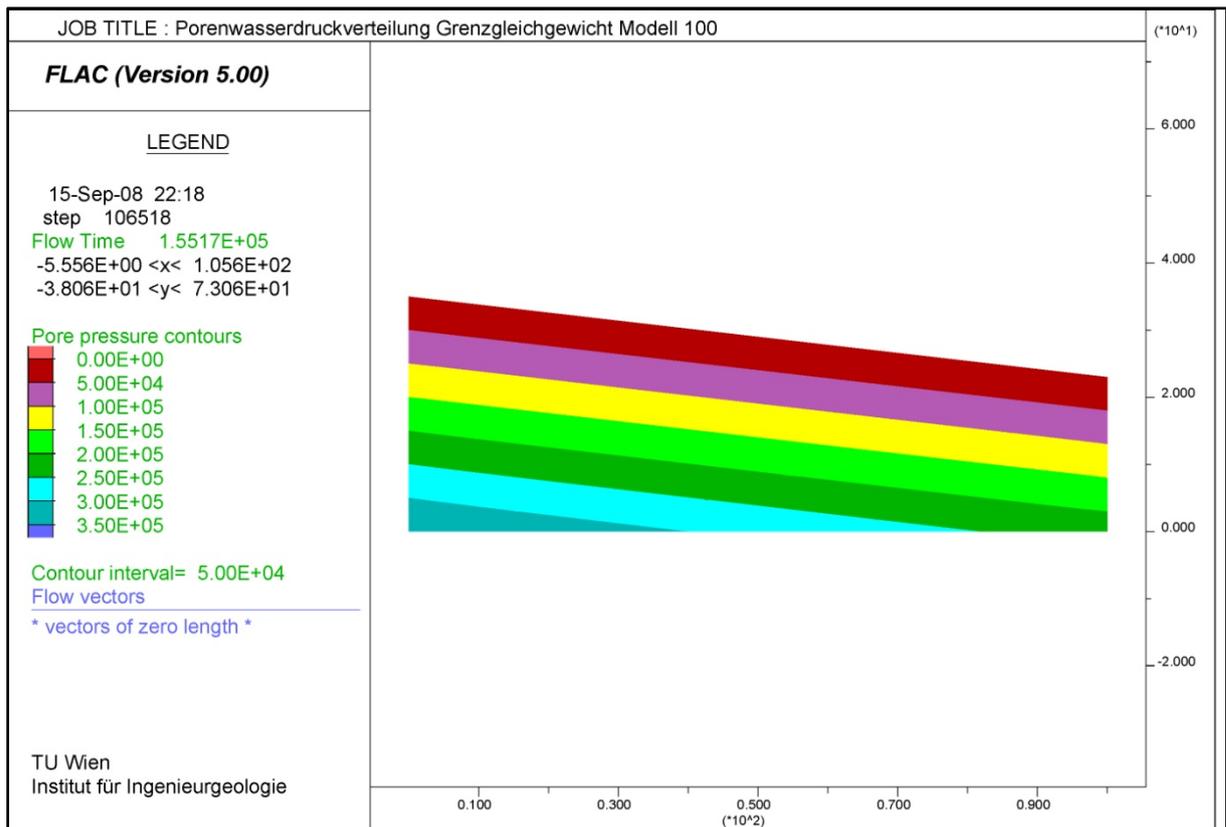


Abbildung 9-8: Porenwasserdruckverteilung Grenzgleichgewicht Modell 100

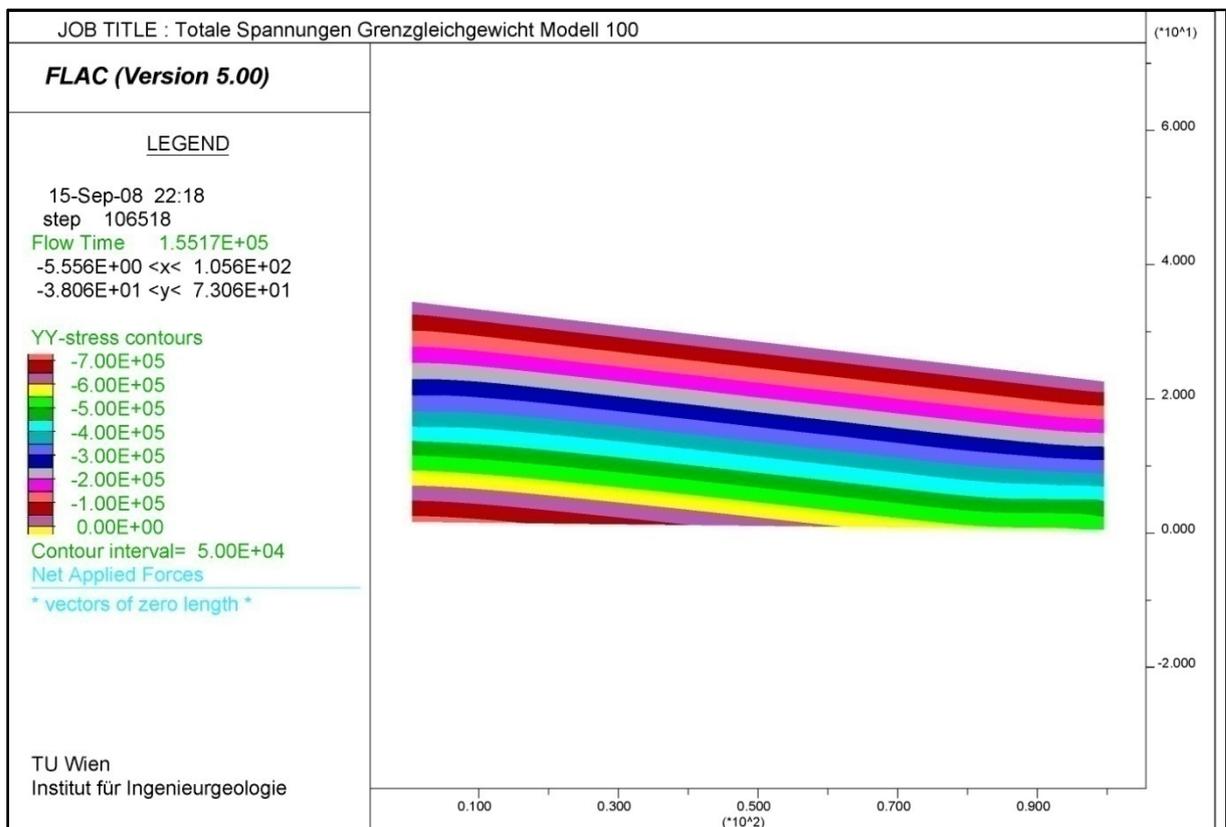


Abbildung 9-9: Totale Spannungen Grenzgleichgewicht Modell 100

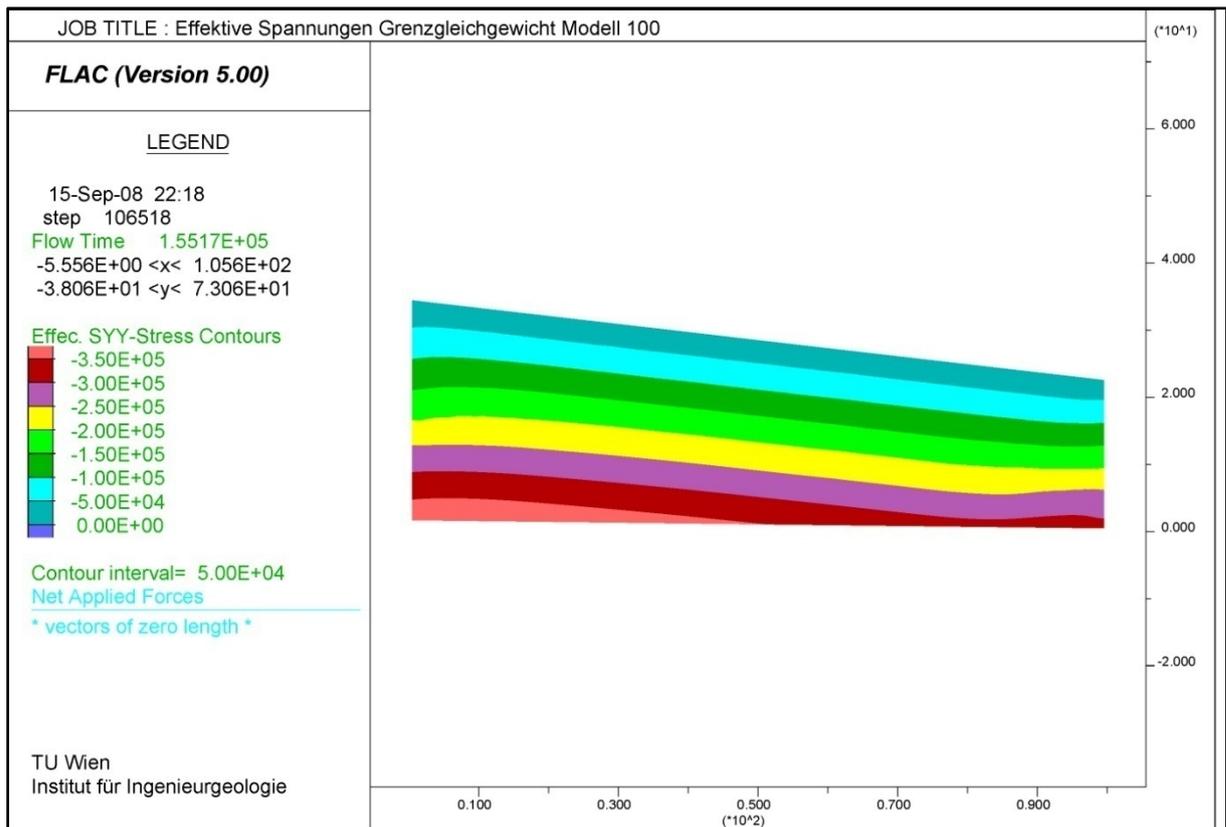


Abbildung 9-10: Effektive Spannungen Grenzgleichgewicht Modell 100

Als ein Beweis für eine vollständige Konsolidierung des Modells kann die Verteilung der effektiven Spannungen (Abbildung 9-10) herangezogen werden. Zieht man diese von den totalen ab, erhält man genau den hydrostatischen Wert des Porenwasserdrucks im jeweiligen Punkt. Das bedeutet, dass kein Porenwasserüberdruck vorhanden ist.

Der letzte Schritt stellt die Überprüfung des Ergebnisses unter Fließen dar. Der ermittelte Zustand soll sich auch bei parallel zur Oberfläche fließendem Wasser nicht verändern. Dies geschieht mittels einer hydraulisch-mechanisch gekoppelten Berechnung über 5000 Rechenschritte unter der Annahme eines K_w Moduls des Wassers von $2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$.

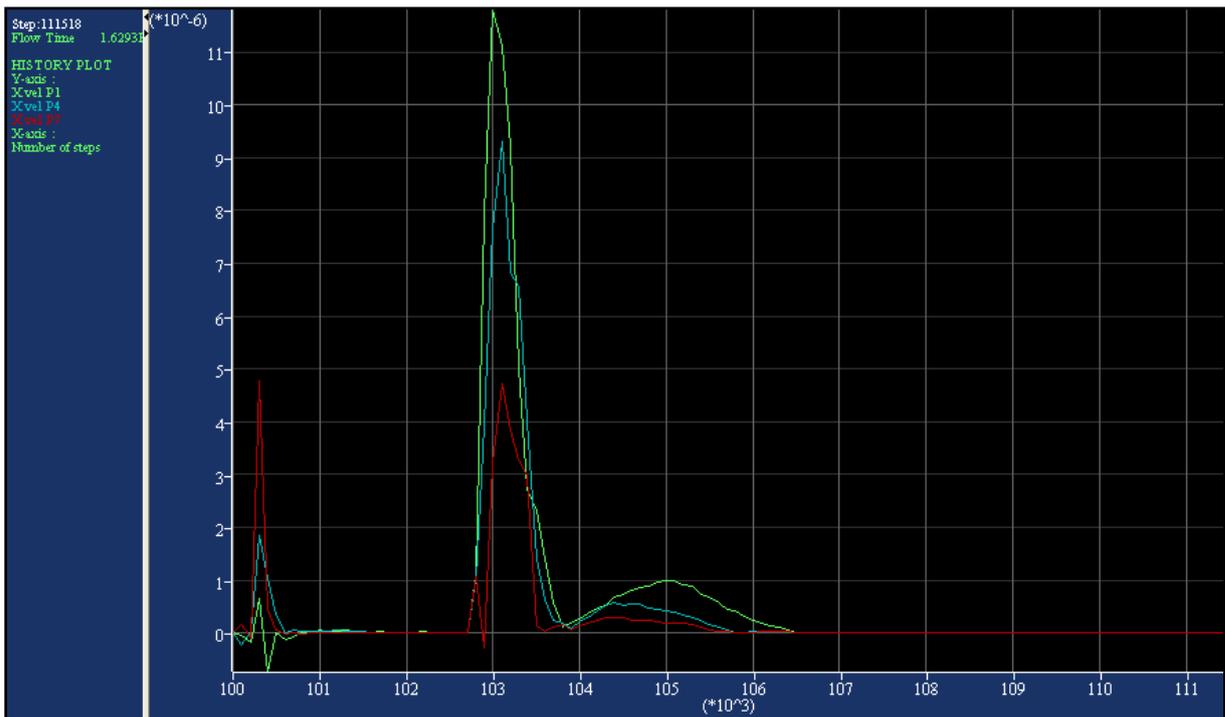


Abbildung 9-11: x-Geschwindigkeit Punkte P1, P4 und P7 Grenzgleichgewicht Modell 100

Abbildung 9-11 zeigt, dass nach erfolgter Beendigung der plastischen Berechnung des In situ Zustandes bei Rechenschritt 106518 die anschließende gekoppelte Berechnung zur Überprüfung des Modells keinen Einfluss auf die Geschwindigkeiten der Punkte mehr hat. Das System ist somit stabil und die Korrektheit des Modells dadurch gegeben.

Dieser Zustand ist der Ausgangspunkt für jede weitere Berechnung.

9.2 Modell 300

Die Bestimmung des Zustands im Grenzgleichgewicht unterscheidet sich kaum von dem des voran beschriebenen Modells. Ausgangspunkt der Ermittlung ist der vorher errechnete und beschriebene in situ Zustand.

Es erfolgt die Zuordnung der Festigkeitsparameter zu den jeweiligen Schichten. Da die Werte der Bodenparameter für das Grenzgleichgewicht des Modells 100 bereits bekannt sind, werden diese auch als Startparameter für die Ermittlung des Grenzgleichgewichts im Modell 300 verwendet (Tabelle 9-3).

Tabelle 9-3: Erste Annahme für die Werte der Bodenparameter Modell 300

	E	ν	ρ_d	c	φ	dil
	[N/m ²]	[/]	[kg/m ³]	[N/m ²]	[°]	[°]
Oberschicht C	5e8	0,2	1900	1639,34	10,5798	1
Mittelschicht B	5e8	0,2	1900	0	15,4973	1
Sockel A	5e8	0,2	1900	2e9	60	0

Es gelten weiters selbige Anmerkungen für die eingesetzten Festigkeitsparameter, wie für das Modell 100.

Um den Zustand des Grenzgleichgewichts zu ermitteln, wird hier ebenfalls ein a_{FoS} -Faktor mittels der FLAC FoS-Routine bestimmt.

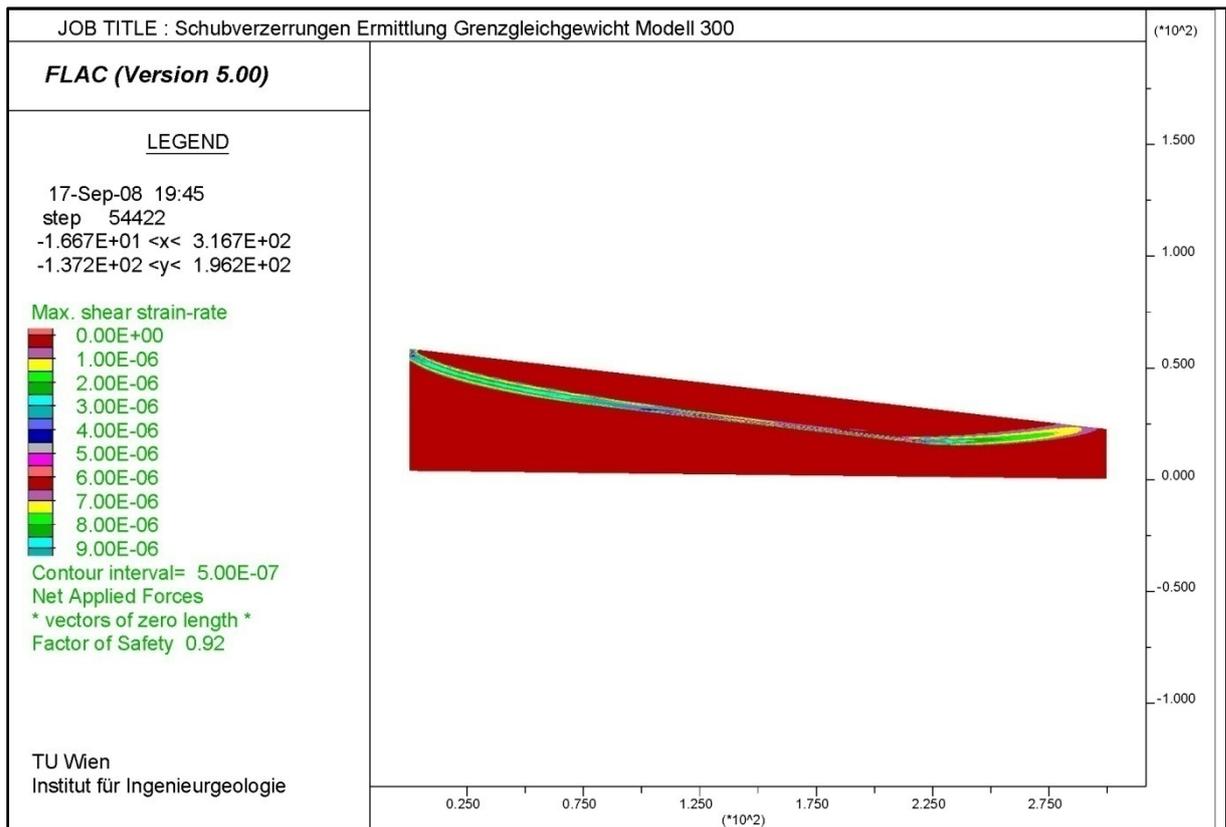


Abbildung 9-12: Maximale Verzerrungsrate bei Böschung mit f_{os} 0,92 Modell 300

Anhand der oben angeführten Abbildung 9-12 lässt sich erkennen, dass die Werte für die Materialparameter leicht geringer als jene des Grenzggleichgewichts sind, da es zur Ausbildung einer deutlich sichtbaren Gleitfläche kommt. Der errechnete factor of safety a_{Fos} beträgt 0,92.

Mit diesem Wert werden nun die Festigkeitsparameter nach bereits bekanntem Schema abgemindert, um jene des Grenzggleichgewichts zu erhalten Tabelle 9-4.

Tabelle 9-4: Bodenparameter des Grenzggleichgewichts Modell 300

	E	ν	ρ_d	c	φ	dil
	[N/m ²]	[/]	[kg/m ³]	[N/m ²]	[°]	[°]
Oberschicht C	5e8	0,2	1900	1781,89	11,4763	1
Mittelschicht B	5e8	0,2	1900	0	16,7720	1
Sockel A	5e8	0,2	1900	2e9	60	0

Eine zweite Fos-Berechnung wird angewendet, um die tatsächliche Richtigkeit dieser Werte zu Prüfen. Diese ergibt einen globalen a_{Fos} Wert von 1,00. Die Böschung befindet sich somit im Grenzggleichgewicht.

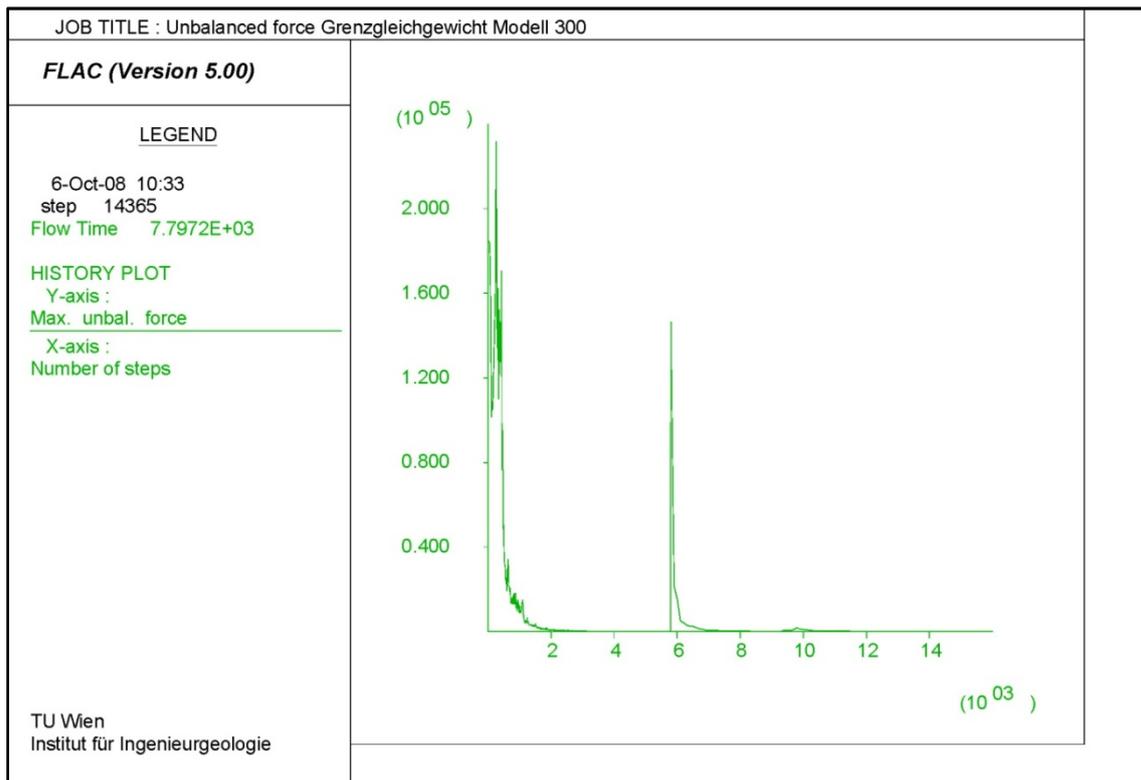


Abbildung 9-13: Unbalanced force Grenzgleichgewicht Modell 300

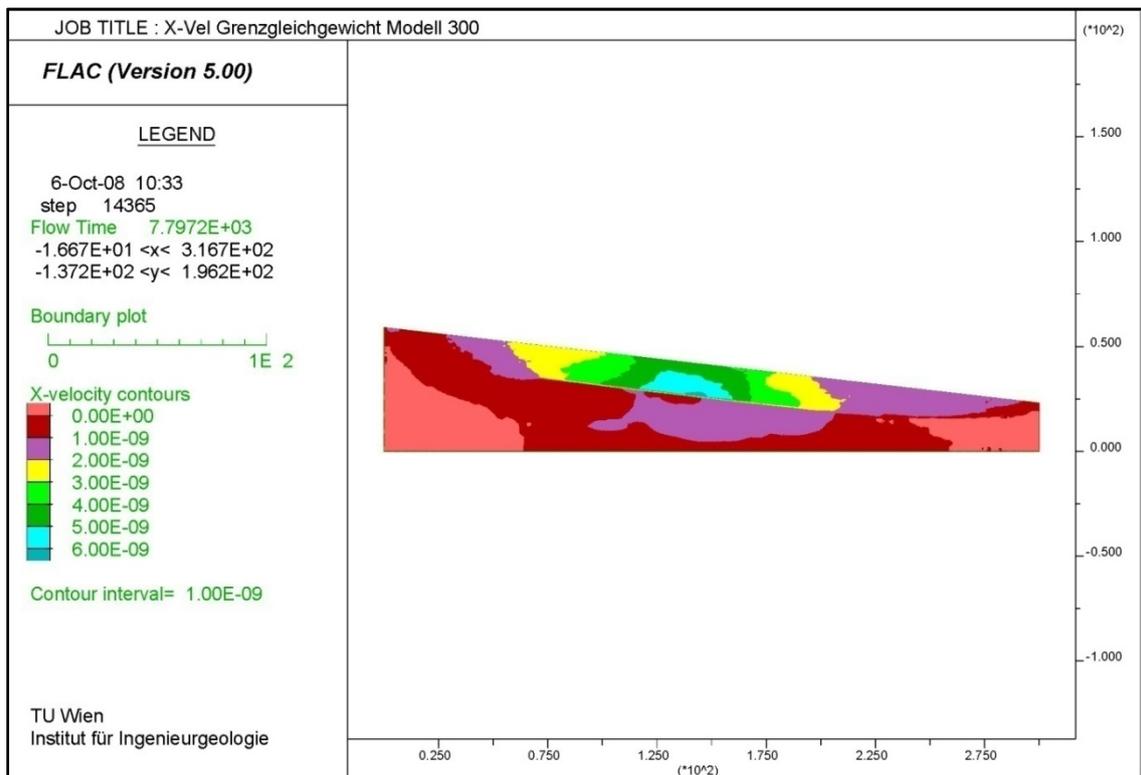


Abbildung 9-14: x-Geschwindigkeiten Grenzgleichgewicht Modell 300

Sowohl anhand der unbalanced force (Abbildung 9-13), als auch anhand der Geschwindigkeitsverteilung in x-Richtung (Abbildung 9-14) bestätigt sich die Aussage der Fos-Routine mit dem Faktor 1,00. Erstere fällt nach der zweiten Spitze deutlich ab und klar

unter 1 kN. Die Geschwindigkeiten zeigen mit maximal Werten von 6×10^{-9} ebenfalls, dass sich die Böschung im Grenzgleichgewicht befindet.

Wie im Modell 100, stellt die Überprüfung des gewonnenen Zustands unter fließendem Hangwasser den Abschluss der Ermittlung des Grenzgleichgewichts dar.

Unter Annahme eines Standard - K_w Moduls für das Wasser werden 5000 Rechenschritte einer vollkommen gekoppelten Rechnung durchlaufen.

Das Ergebnis bestätigt die Stabilität des Zustandes, der nun für jede weitere Berechnung als Ausgangszustand dienen soll.

10 Belastungsannahmen

10.1 Annahmen

Ziel dieser Diplomarbeit ist es, wie bereits im einführenden Teil erwähnt, zu prüfen, ob eine plötzliche Belastung des Böschungskopfs eine Reaktivierung der gesamten Rutschung erzeugen kann. Diese Belastung kann in Form eines Bergsturzes oder auch durch Ablagerung von Material bedingt durch Überschiebung erfolgen.

Aufgrund der sehr geringen Durchlässigkeit ist die Diffusionszeit im Boden im Gegensatz zur Lastaufbringungszeit und der damit verbundenen Dauer des möglichen Versagensmechanismus sehr lang. In diesem Fall kann man von „undrainierten Verhältnissen“ sprechen. Dieser entspricht dem ungünstigsten Belastungsfall, da der Porenwasserüberdruck nicht abgebaut werden kann.

Um jedoch ein in der Wirklichkeit konstant nachströmendes Wasser zu simulieren, wird zum Vergleich eine zweite Versuchsreihe vorgesehen, bei der das Fließen des Wassers nicht unterbunden wird.

10.2 Lastgeometrie und Lastanordnung

Mit der Wahl der Lastgeometrie und der Lastanordnung soll möglichst wahrheitsgetreu eine der vorher genannten Belastungen simuliert werden. Gewählt wird eine Dreiecksbelastung. Diese soll sich in der Form, so gut wie möglich an die Überschiebung von Material innerhalb der Rutschung anpassen. Gewählt werden 3 unterschiedliche Scheitelhöhen mit jeweils 18m, 9m und 4,5 m. Diese beruhen auf der Annahme einer totalen, halben oder nur viertel Überschiebung durch die 18m mächtige Bewegungszone. Die Berechnungen werden sowohl im undrainierten, als auch im drainierten Zustand durchgeführt.

10.2.1 Belastung mit 18 m

Bei der Berechnung der Belastung wird von einer Dichte von 2300 kg/m^3 ausgegangen. Diese entspricht jener der Oberschicht bei vollkommener Sättigung.

Ausgehend von der Dichte wird vorerst die Wichte des gesättigten Bodens ermittelt.

$$2300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \rightarrow 23000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \rightarrow 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Daraus wird eine Dreieckslast mit den unten angeführten Geometrien (Abbildung 10-1) ermittelt. Dabei wird bei der Berechnung des Volumens ein Streifen mit 1m Dicke angenommen.

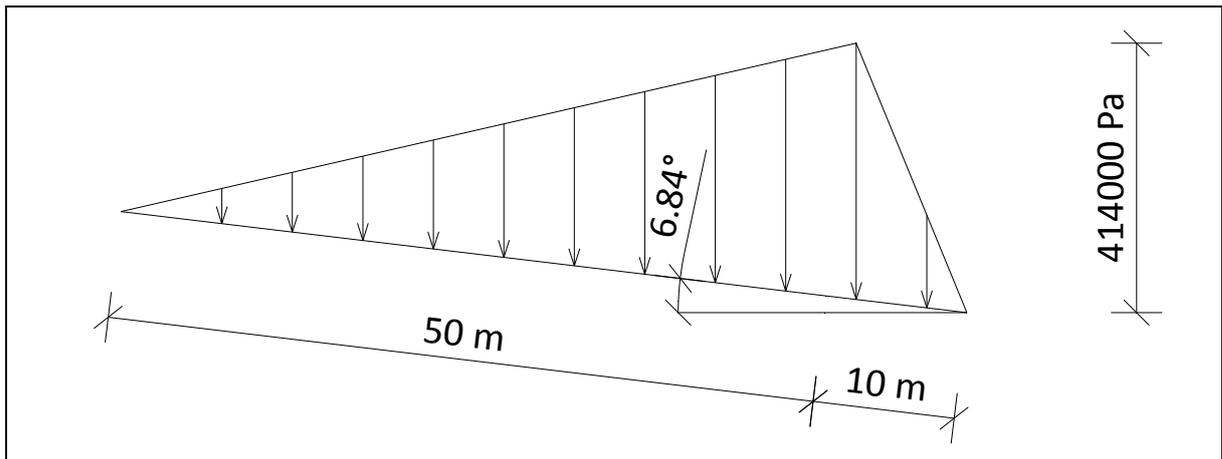


Abbildung 10-1: Skizze Belastung mit 18m

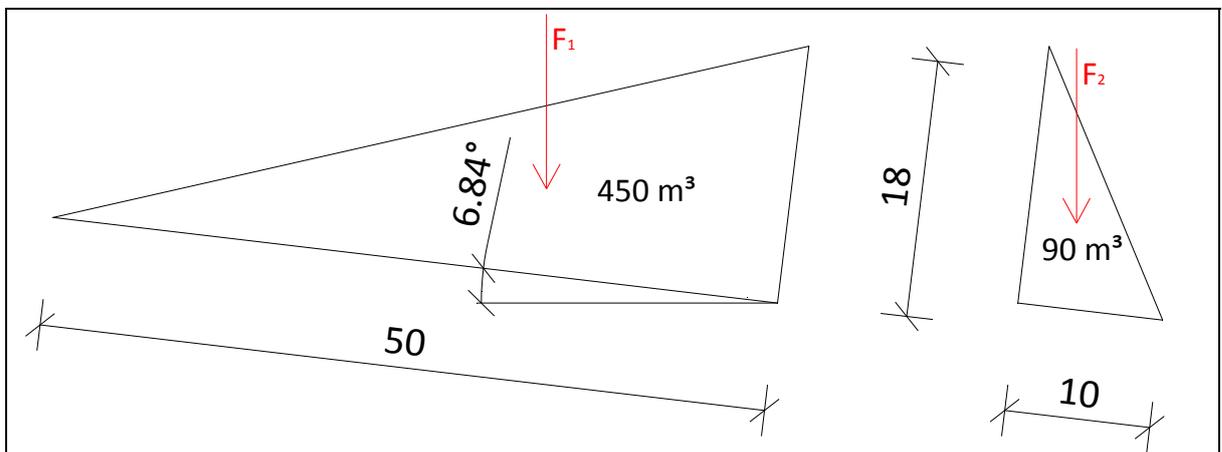


Abbildung 10-2: Skizze Resultierende der Belastung mit 18m (Maße in m)

Formel 10-1: Resultierende Kraft F1 der Belastung

$$F_1 = 450 \frac{m^3}{m} \times 23 \frac{kN}{m^3} = 10350 \frac{kN}{m}$$

Formel 10-2: Resultierende Kraft F2 der Belastung

$$F_2 = 90 \frac{m^3}{m} \times 23 \frac{kN}{m^3} = 2070 \frac{kN}{m}$$

Die Resultierende Kraft F (Abbildung 10-2) muss nun auf eine Flächenbelastung umgerechnet werden.

Formel 10-3: Berechnung der Flächenlast q_{18m}

$$q_{18m} = \frac{10350 \frac{kN}{m}}{50m} \times 2 = \frac{2070 \frac{kN}{m}}{10m} \times 2 = 414 \frac{kN}{m^2} = 414000 \frac{N}{m^2} = 414000 Pa$$

Es ergibt sich somit folgendes Belastungsbild (Abbildung 10-3):

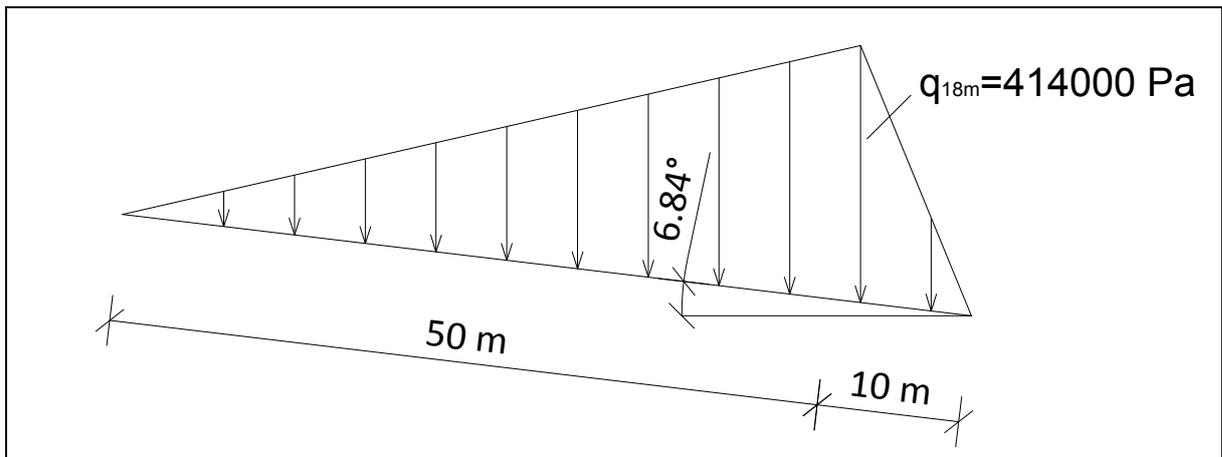


Abbildung 10-3: Skizze Belastungsbild 18m

10.2.1.1 Modell 100

Die Anordnung der Last am Modell 100 selber kann aus Abbildung 10-4 entnommen werden.

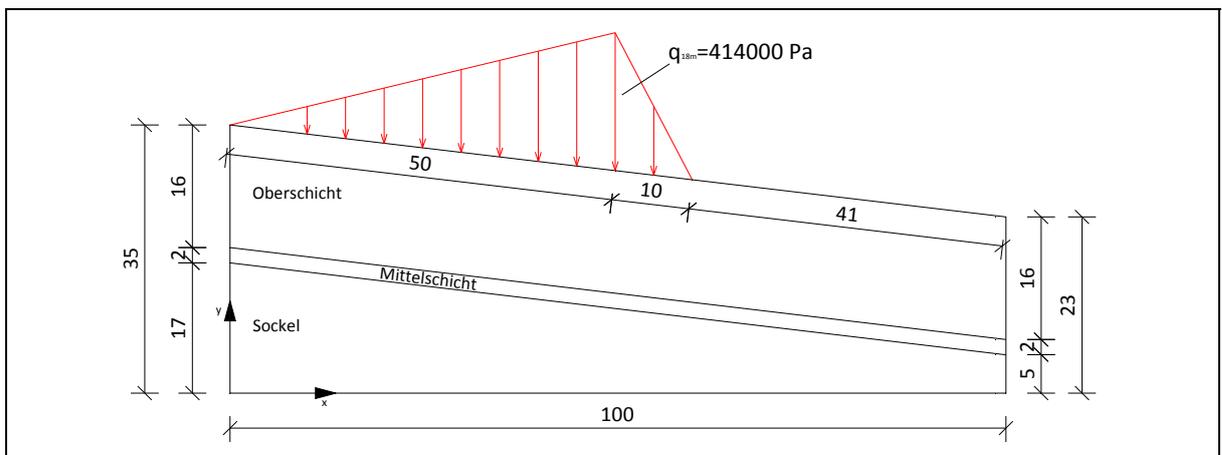


Abbildung 10-4: Lastanordnung mit 18m Modell 100 (Maße in m)

10.2.1.2 Modell 300

Für das Modell 300 gilt selbiges, allerdings kann durch die größere Länge des Modells eine Beeinflussung der Ergebnisse durch die Randbedingungen ausgeschlossen werden. Die Last wird ebenfalls auf den ersten 60 m der Böschung aufgetragen (Abbildung 10-5), allerdings beträgt die Entfernung zum rechten Rand nicht 41m wie beim Modell 100, sondern 242 m, also ca. 6-mal so viel.

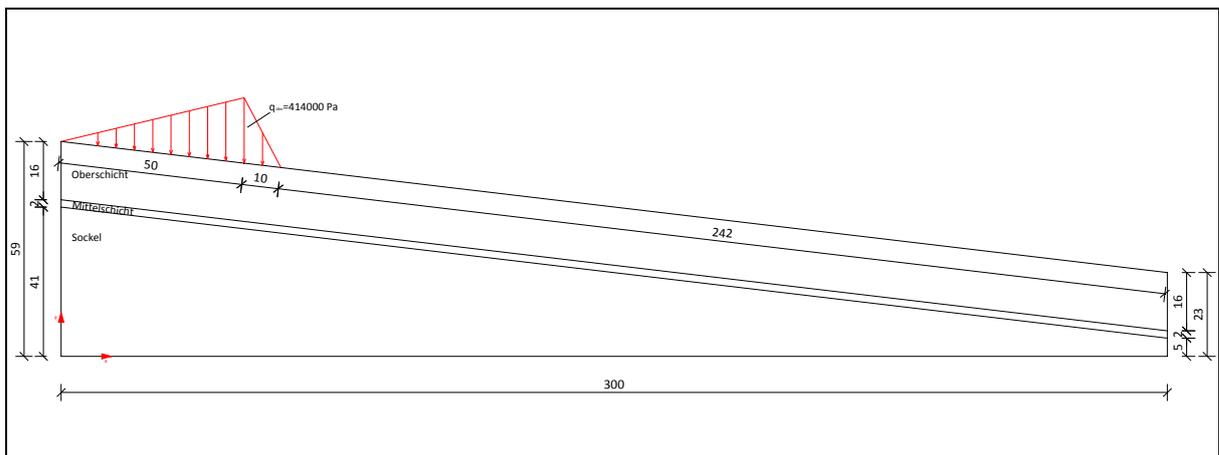


Abbildung 10-5: Lastanordnung mit 18m Modell 300 (Maße in m)

10.2.2 Belastung mit 9 m

Die Vorgehensweise bei der Ermittlung der Dreieckslast ist identisch mit jener mit 18 m Scheitelhöhe. Deshalb wird auf eine nochmalige Erklärung verzichtet.

Das ermittelte q_{9m} und die Lastanordnung am Modell können der unten angeführten Abbildung 10-6 und Abbildung 10-7 entnommen werden.

Formel 10-4: Berechnung der Flächenlast q_{9m}

$$q_{9m} = 207 \frac{kN}{m^2} = 207000 \frac{N}{m^2} = 207000 Pa$$

10.2.2.1 Modell 100

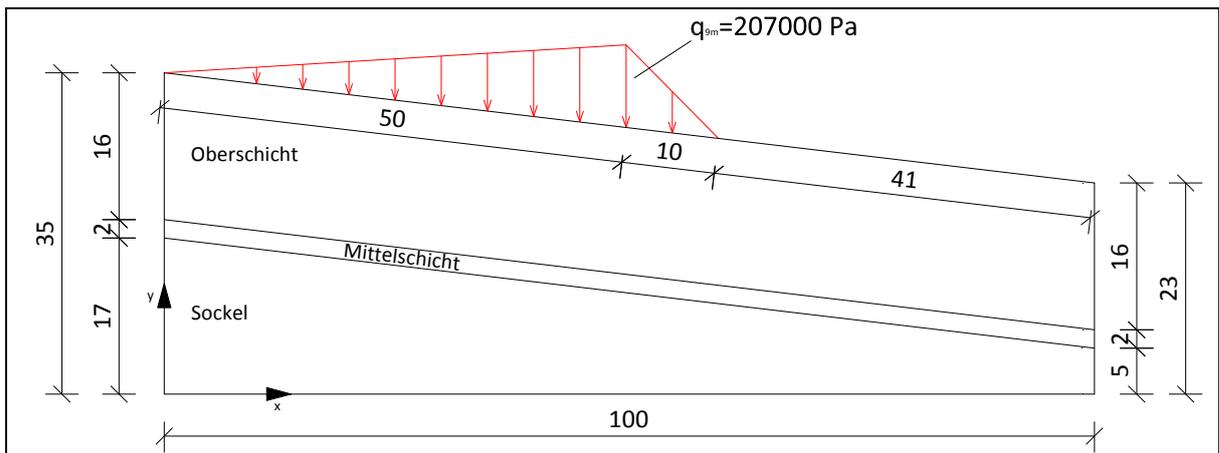


Abbildung 10-6: Lastanordnung mit 9m Modell 100 (Maße in m)

10.2.2.2 Modell 300

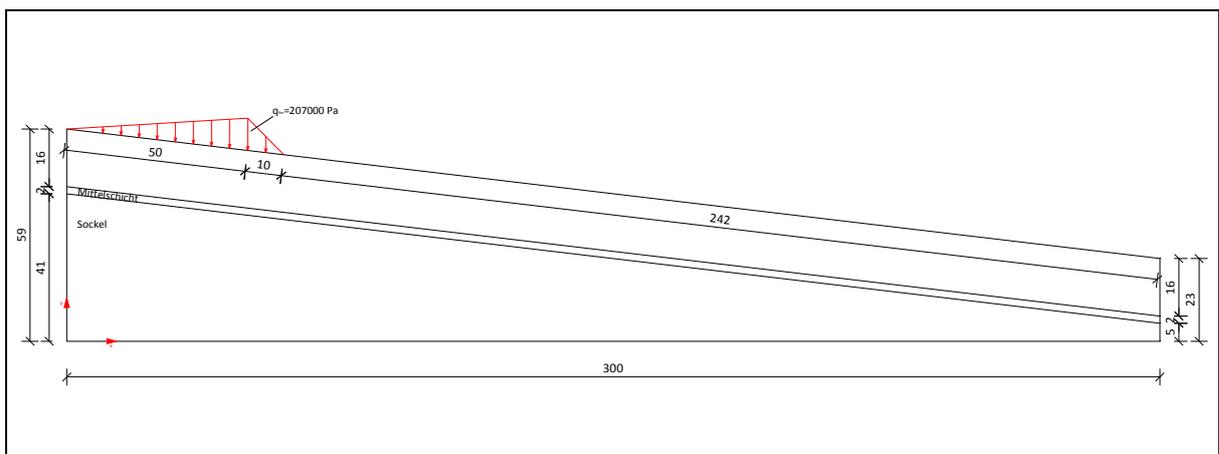


Abbildung 10-7: Lastanordnung mit 9m Modell 300 (Maße in m)

10.2.3 Belastung mit 4,5 m

Selbiges gilt für das Modell mit 4,5 m. Das ermittelte $q_{4,5m}$ und die Lastanordnung am Modell können der unten angeführten Abbildung 10-8 und Abbildung 10-9 entnommen werden.

Formel 10-5: Berechnung der Flächenlast $q_{4,5m}$

$$q_{4,5m} = 103,5 \frac{kN}{m^2} = 103500 \frac{N}{m^2} = 103500 Pa$$

10.2.3.1 Modell 100

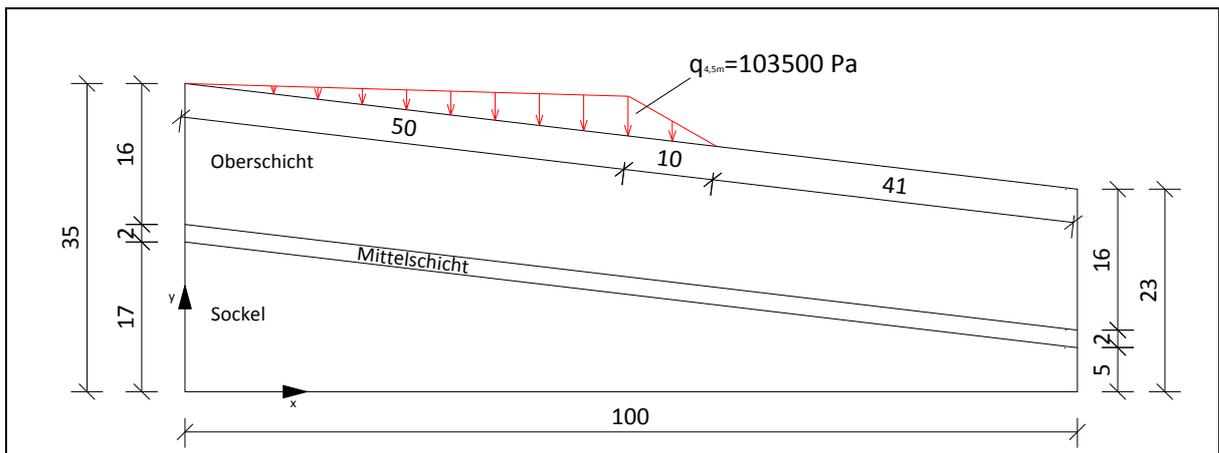


Abbildung 10-8: Lastanordnung mit 4,5m Modell 100 (Maße in m)

10.2.3.2 Modell 300

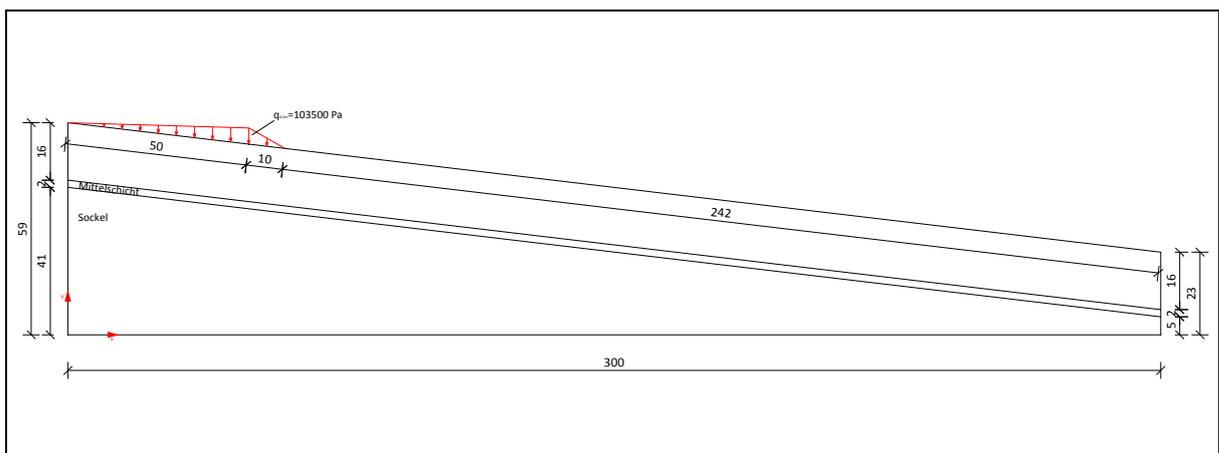


Abbildung 10-9: Lastanordnung mit 4,5m Modell 300 (Maße in m)

10.3 Lastannahmen und Versuchsdurchführung

Im vorangegangenen Teil wurde Anordnung und Größe der für die Belastungsversuche verwendeten Lasten beschrieben. Nun sollen eine Erläuterung der Kriterien, nach denen die Last aufgebracht wird und eine der Versuchsdurchführung folgen.

Die Aufbringung der Last erfolgt in einem Rechenschritt. FLAC bietet zwar die Möglichkeit, die Belastung mittels einer FISH-Funktion „ramp“ über mehrere Rechenschritte aufzuteilen, parallel geführte Rechnungen mit und ohne aktive ramp-Funktion haben aber gezeigt, dass die Endergebnisse sich kaum von einander unterscheiden und die Unterschiede nur in den Zwischenschritten liegen.

Für die Untersuchung des Verhaltens der Böschung unter Belastung werden 10000 Rechenschritte vorgesehen. Versuche haben gezeigt, dass nach ca. 10000 Rechenschritten die unbalanced force sich auf einen Wertebereich einpendelt und die Geschwindigkeiten in den Punkten einen konstanten Wert erreichen.

Um ein besseres Bild des Verlaufes des Versagensmechanismus zu erzeugen, werden Save-Dateien je nach Modell bei den in Tabelle 10-1 oder Tabelle 10-2 angeführten Rechenschritten erzeugt.

Tabelle 10-1: Rechenschritte Modell 100

Zustand	Rechenschrittzahl	
Grenzgleichgewicht	111518	
Belastung nach 10 steps	111528	
Belastung nach 100 steps	111618	
Belastung nach 500 steps	112018	
Belastung nach 1000 steps	112518	
Belastung nach 5000 steps	116518	
Belastung nach 10000 steps	121518	
Belastung nach 100000 steps	211518	(Nur für Belastung mit 18m)
Anmerkung: für jede Belastung gilt selbe Step-Anzahl		

Tabelle 10-2: Rechenschritte Modell 300

Zustand	Rechenschrittzahl	
Grenzgleichgewicht	14365	
Belastung nach 10 steps	14375	
Belastung nach 100 steps	14465	
Belastung nach 500 steps	14865	
Belastung nach 1000 steps	15365	
Belastung nach 5000 steps	19365	
Belastung nach 10000 steps	24365	
Belastung nach 100000 steps	114365	(Nur für Belastung mit 18m)
Anmerkung: für jede Belastung gilt selbe Step-Anzahl		

In den in Abschnitt 8.3 angeführten Punkten werden während der gesamten Berechnung laufend Messwerte aufgezeichnet (Tabelle 10-3). Diese werden alle 100 Rechenschritte ermittelt, in eine Text-Datei gespeichert und lauten wie folgt.

Tabelle 10-3: In Messpunkte gespeicherte Größen

$P_i(x,y)$	$\sigma_{tot\ xx}$	$\sigma_{tot\ yy}$	$\sigma_{tot\ xy}$	$\sigma_{eff\ xx}$	$\sigma_{eff\ yy}$	$\sigma_{eff\ xy}$	$\sigma_{tot\ 1}$	$\sigma_{tot\ 2}$	p
	$[N/m^2]$	$[N/m^2]$	$[N/m^2]$	$[N/m^2]$	$[N/m^2]$	$[N/m^2]$	$[N/m^2]$	$[N/m^2]$	$[N/m^2]$
	ε	Δx	x_{vel}	Δy	y_{vel}				
	$[m]$	$[m]$	$[m/s]$	$[m]$	$[m/s]$				

10.3.1 Undrainierte Berechnung

Die undrainierte Berechnung soll die Bedingungen in der Rutschmasse unmittelbar nach der Belastung widerspiegeln. Wie bereits in Abschnitt 10.1 erläutert, ist der Diffusionsprozess, also der Abbau des Porenwasserüberdrucks, aufgrund der geringen Durchlässigkeit des untersuchten Materials, von sehr langer Dauer. Das Verhalten der Böschung auf kurze Sicht steht hier im Vordergrund. Deshalb wird bei dieser Berechnungsart der Wasserfluss unterbunden, indem die Funktion „flow“ im FLAC ausgeschaltet wird. Zu beachten ist jedoch, dass für den Kompressionsmodul K_w und die Dichte ρ_w des Wassers jeweils realistische Werte gesetzt werden. K_w wird hierbei mit $2,0 \times 10^9$ Pa und ρ_w mit 1000 kg/m³ definiert. Dies bewirkt, dass Porenwasserüberdruck überhaupt erst entstehen kann. Die Berechnung erfolgt rein mechanisch, d.h. Anstieg und Abfall von Porenwasserüberdruck hängen ausschließlich mit der volumetrischen Veränderung des Porenraums zusammen.

10.3.2 Drainierte Berechnung

Die drainierte Berechnung soll hingegen zeigen, ob sich das Verhalten der Böschung unter Belastung bei fließendem Hangwasser ändert. Von großem Interesse ist auch, ob das kontinuierlich nachkommende Wasser einen bedeutenden Einfluss auf den Verlauf des Porenwasserdrucks hat. Im Gegensatz zur undrainierten, wird hier der „flow“ aktiviert, also das Fließen des Wassers zugelassen. Unverändert bleiben die Werte für K_w und ρ_w . Diesen werden dieselben Werte zugeordnet, wie bei der undrainierten Berechnung. Der Verlauf des Porenwasserdrucks ist hier sowohl von den Volumensveränderungen des Porenraums, als auch von Diffusions- und Fließprozessen beeinflusst.

11 Böschungsverhalten bei undrainierten Verhältnissen

11.1 Modell 100

Beim Versuch mit dem Modell 100 gilt es, den optimalen Kompromiss zwischen der negativen Beeinflussung des Ergebnisses durch die Randbedingungen (vor allem durch den rechten Modellrand) einerseits und der positiven Steigerung der Rechengeschwindigkeit dank der geringeren Anzahl an Zonen bedingt durch die kleinere Größe des Modells andererseits zu finden.

Die Rechengeschwindigkeit ist hier insofern wichtig, da sich aus den rascher gewonnenen Ergebnissen, erstens Fehler schneller erkennen lassen und zweitens Optimierungen für nachfolgende Rechnungen ableiten lassen, die dann zu einem genaueren Endergebnis führen.

11.1.1 Belastung mit 18m

In Abschnitt 10.2.1.1 wurde die Lastgeometrie und –anordnung dieses Versuchs veranschaulicht. Annahme ist ein Aufgleiten der gesamten Bewegungszone (18m) aus einem oberen Bereich der Böschung auf einen, sich im Grenzgleichgewicht befindlichen unteren Bereich. Der ungünstigste Fall einer plötzlichen Belastung wird hier simuliert.

11.1.1.1 Porenwasserdruck im Zusammenhang mit Verzerrungen, Geschwindigkeit in X-Richtung und Plastifizierung

Der Porenwasserdruck und der damit verbundene Porenwasserüberdruck ist der Schlüsselwert dieser ganzen Versuchsreihe. Ausgehend vom Grenzgleichgewicht wird die Last schlagartig aufgebracht. Um die Änderungen im Porenwasserdruckverlauf besser zu veranschaulichen, werden in den in Abschnitt 10.3 angeführten Abständen Momentaufnahmen gemacht.

Unmittelbar nach der Belastung, wie aus Abbildung 11-1 ersichtlich, bildet sich, bedingt durch die Kompression, eine blasenartige Zone an Porenwasserüberdruck direkt unter der Last. Nach 100 Rechenschritten ab dem Grenzgleichgewicht (Abbildung 11-2) hat sich der betroffene Bereich deutlich ausgebreitet bis er nach 1000 Schritten die gesamte Zone unter der Aufschüttung umfasst (Abbildung 11-3). Parallel dazu lässt sich anhand der grauen Linien (Abbildung 11-3) erkennen, wie sich Schubverzerrungen auf einen immer größeren Bereich ausbreiten.

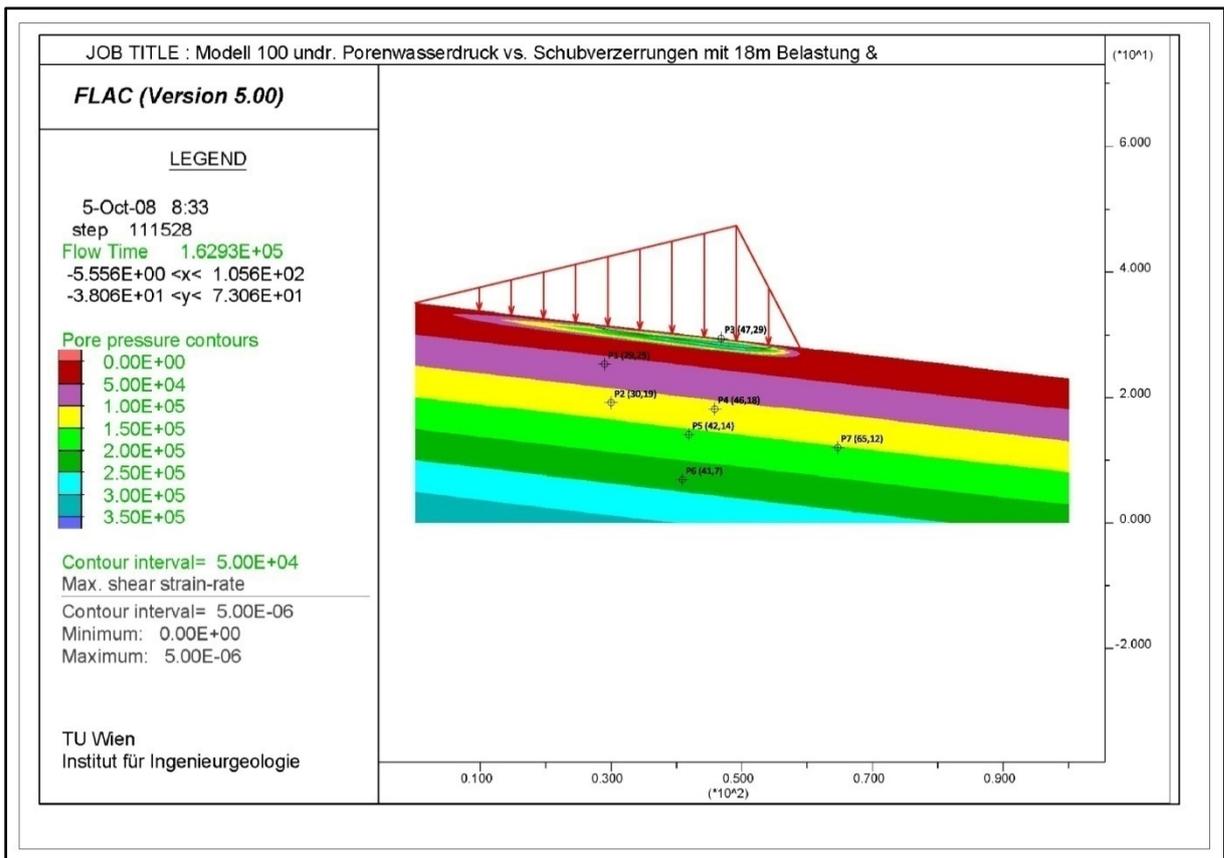


Abbildung 11-1: Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen Modell 100 und 18m Belastung nach 10 steps

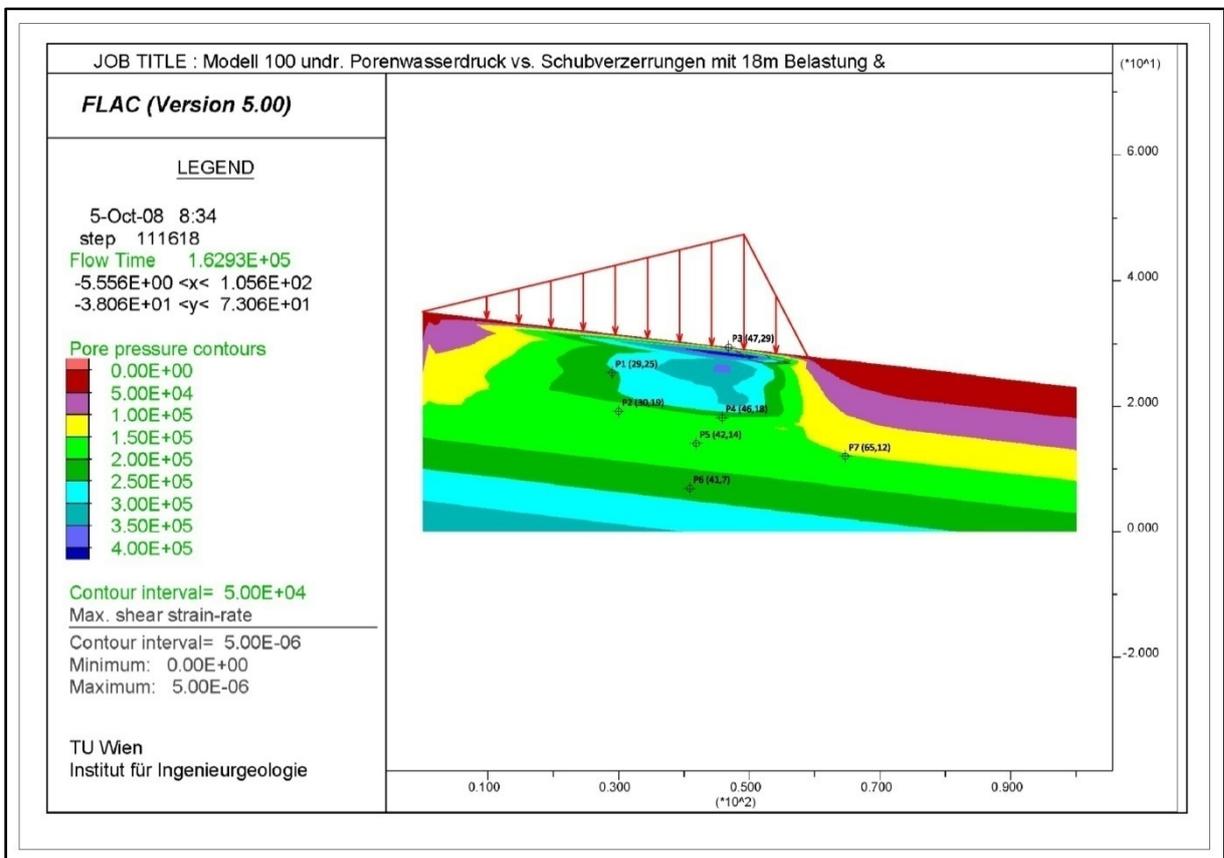


Abbildung 11-2: Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen Modell 100 und 18m Belastung nach 100 steps

Dabei werden Werte bis maximal 4×10^{-5} erreicht. Dies sind auch die Bereiche, in denen es zu einem Abfall des Porenwasserdrucks kommt. Hierzu vergleiche man Abbildung 11-3 und Abbildung 11-4.

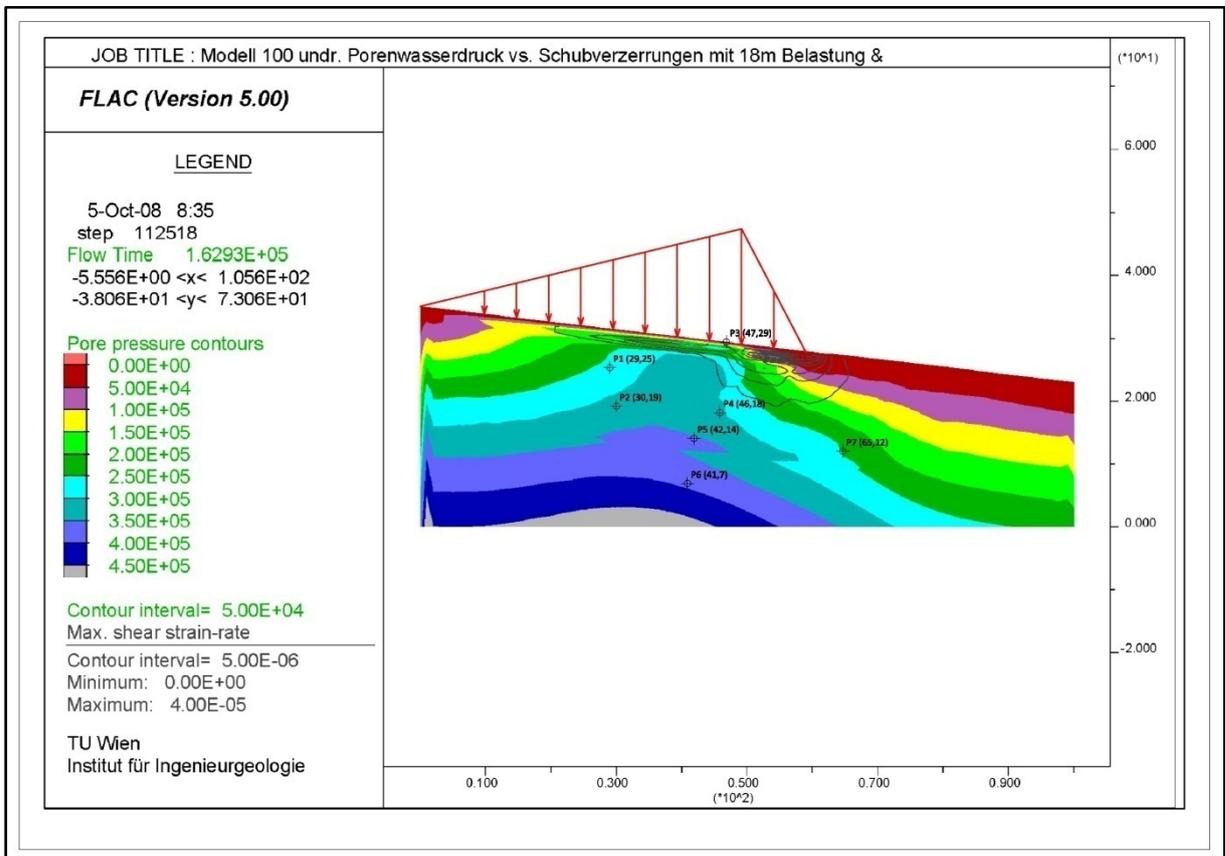


Abbildung 11-3: Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen Modell 100 und 18m Belastung nach 1000 steps

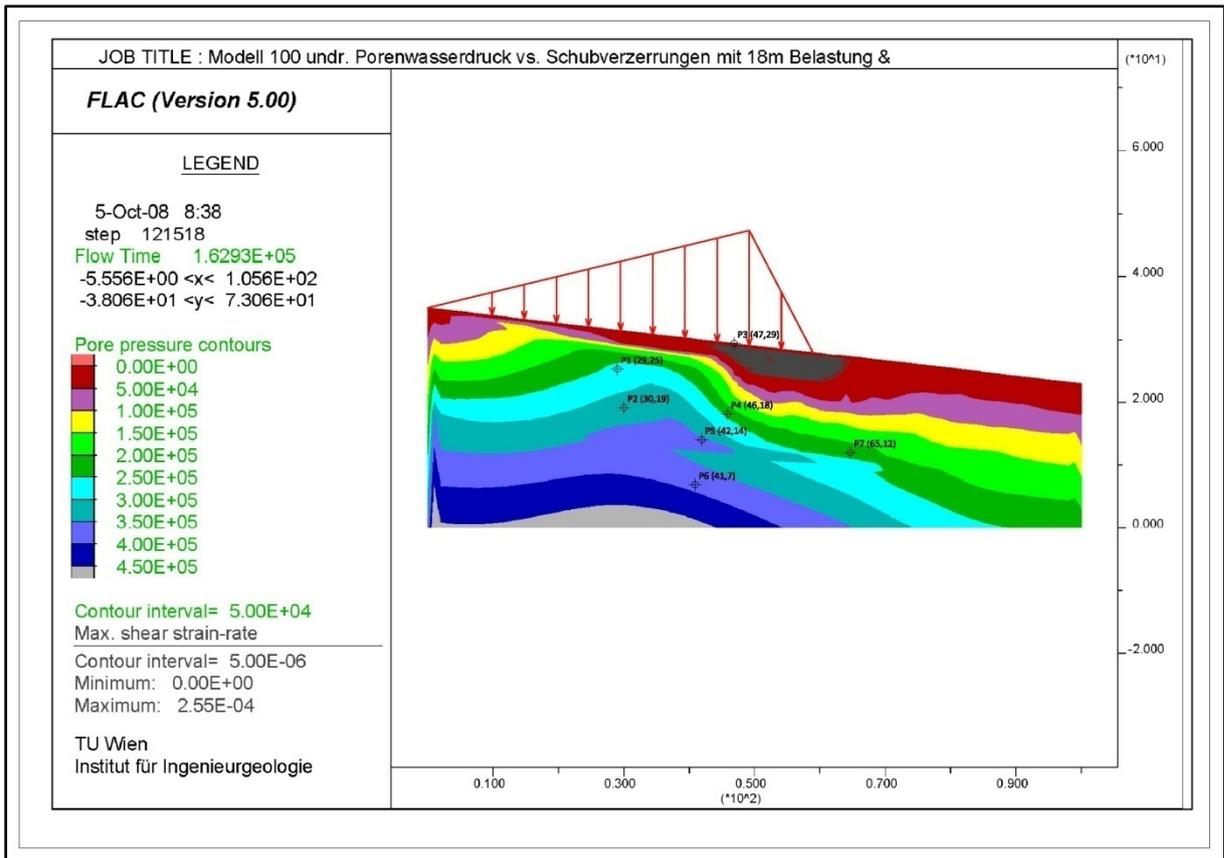


Abbildung 11-4: Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen Modell 100 und 18m Belastung nach 10000 steps

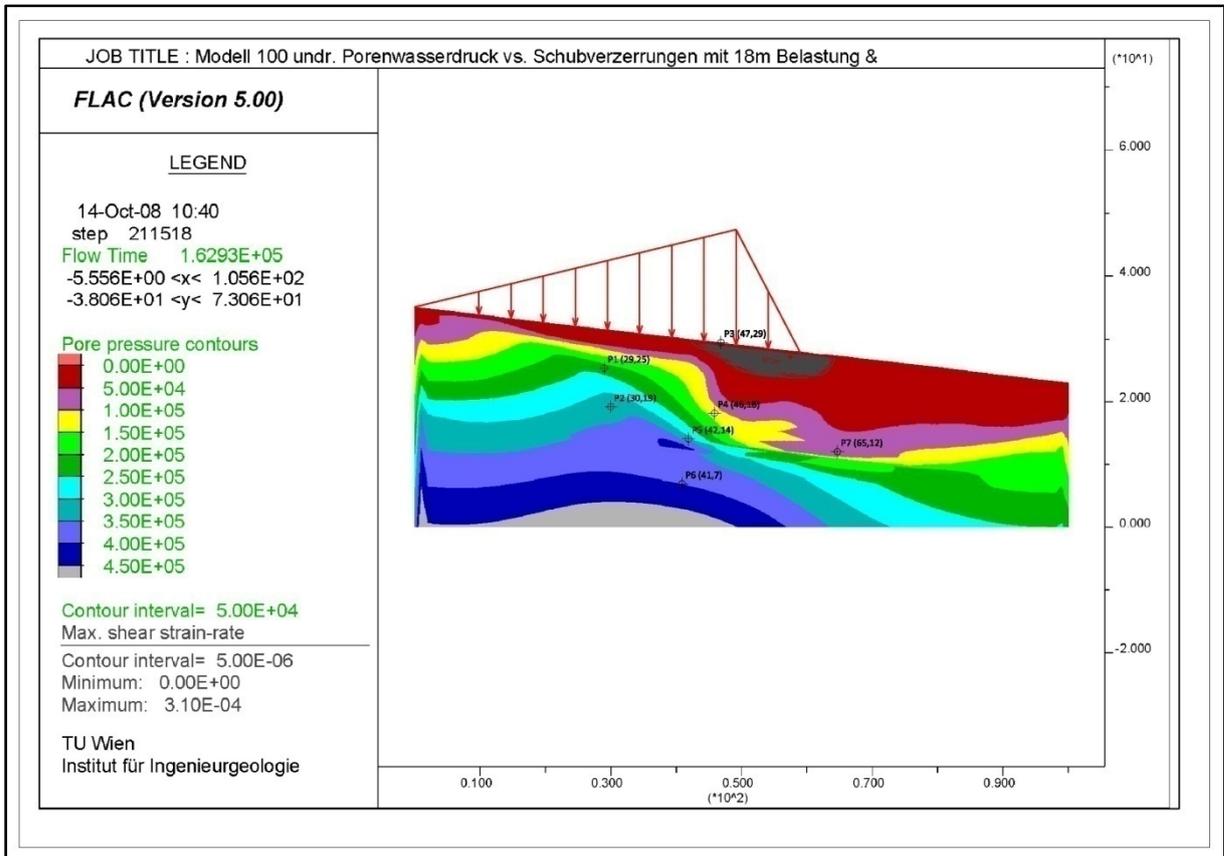


Abbildung 11-5: Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen Modell 100 mit 18m Belastung nach 100000 steps

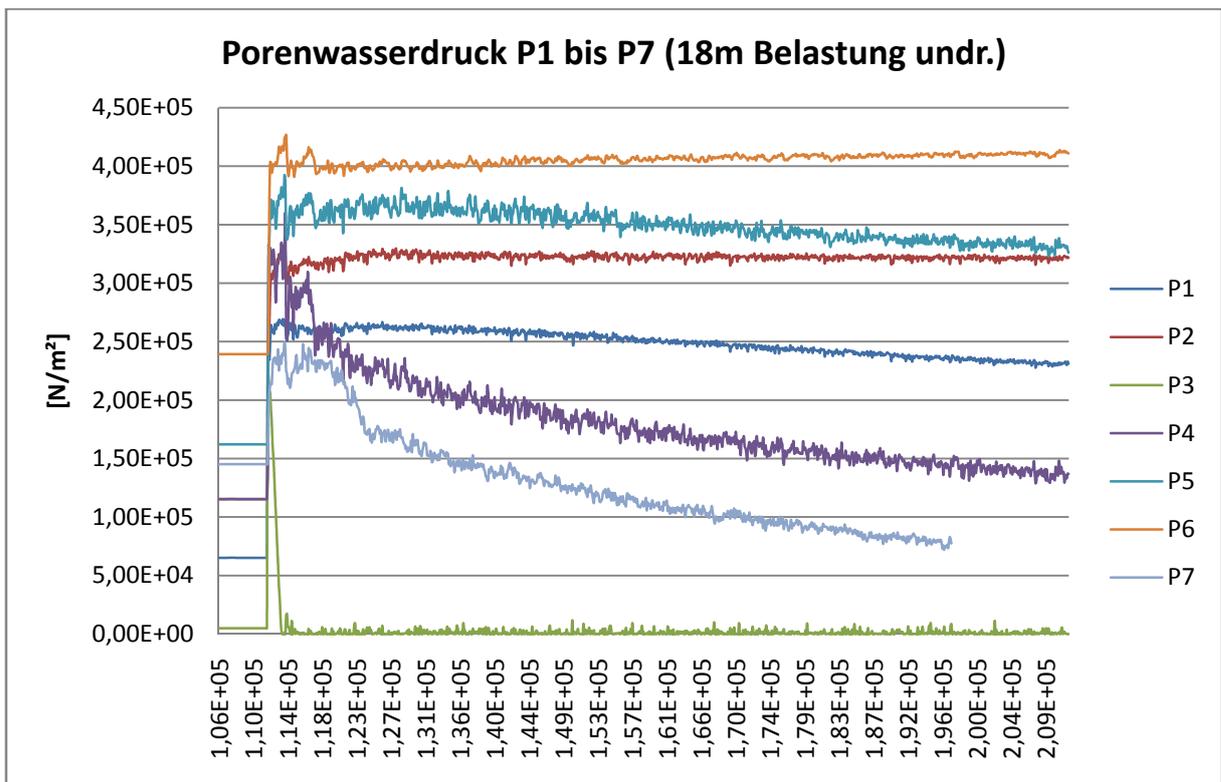


Abbildung 11-6: Modell 100 Porenwasserdruck P1 bis P7 (18m Belastung undr.)

Das Modell reagiert hier wie erwartet mit einem rapiden Anstieg der Porenwasserdrücke. Dieser deutliche Sprung ist in Abbildung 11-6 bei allen aufgelisteten Punkten sichtbar. Er folgt bei 111518 Rechenschritten den konstanten Werten des Grenzgleichgewichts. Kurz darauf jedoch beginnen die Werte mehr oder weniger stetig zu sinken. Messpunkte wie *P1* oder *P2*, die sich direkt unter der Last befinden, bleiben im Großen und Ganzen auf dem Niveau des Porenwasserdrucks nach der Belastung. *P4* und *P7* allerdings beginnen rapide abzunehmen und setzen diesen Trend auch fort. An Abbildung 11-5 ist deutlich zu erkennen, wie sowohl vor der Last, als auch unmittelbar unterhalb des am stärksten belastetem Bereichs, ein starker Abfall des Porenwasserdrucks zu verzeichnen ist. Dies kann im ersten Moment merkwürdig erscheinen, wenn man bedenkt, dass es aufgrund der deaktivierten „flow Funktion“ zu keinem Abbau des Porenwasserdrucks zufolge Diffusion kommen sollte. Der Porenwasserdruck ist bei dieser Berechnung direkt abhängig von volumetrischen Veränderungen des Porenraums. In Folge der Belastung kommt es zu plastischen Verformungen, die eine Auflockerung bewirken, welche wiederum eine Änderung des Porenvolumens hervorrufen, was einen Abfall des Porenwasserdrucks bedingt.

Die Verzerrungsraten der Punkte P1, P4 und P7 (Abbildung 11-7) sind sehr gering und pendeln sich nach einem Maximalwert von $1,9 \times 10^{-6}$ (P4) auf einen Bereich um $0,1 \times 10^{-6}$ ein. Ausnahme ist der Punkt P3 (Abbildung 11-8), der im Verhältnis zu den anderen Punkten hohe Verzerrungen aufweist. Im Vergleich bewegen sich bei diesem die Werte um 10^{-4} . Dies beruht auf der Tatsache, dass P3 genau an der Oberfläche liegt und somit direkt unter der aufgebrachten Last.

Im Allgemeinen zeigen die Verläufe der Schubverzerrungen, dass sich die Werte nach einer anfänglichen Wertespitze unmittelbar nach der Belastung auf einen konstanten Wert einpendeln. Dieser liegt über dem Niveau jener des Grenzgleichgewichts, jedoch ist die Verteilung der Werte über die Böschung nicht einheitlich. Die größten Verzerrungen treten im Bereich des unteren Endes der Last (im folgenden Belastungsfuß oder Lastfuß genannt) (P3, P4) und darunter auf, während hangabwärts der Einfluss der Belastung zwar präsent, aber deutlich abgeschwächt ist (P7).

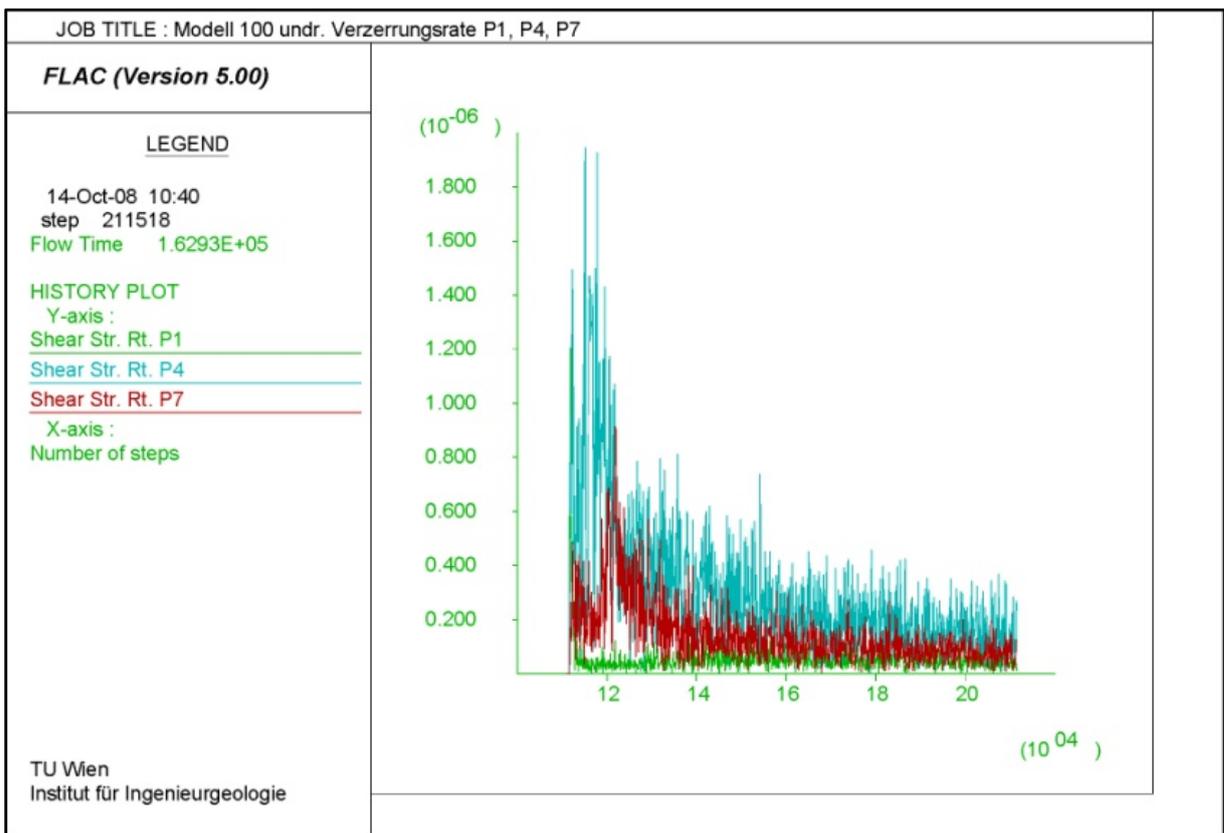


Abbildung 11-7: Modell 100 undrainiert Schubverzerrungsraten P1, P4 und P7

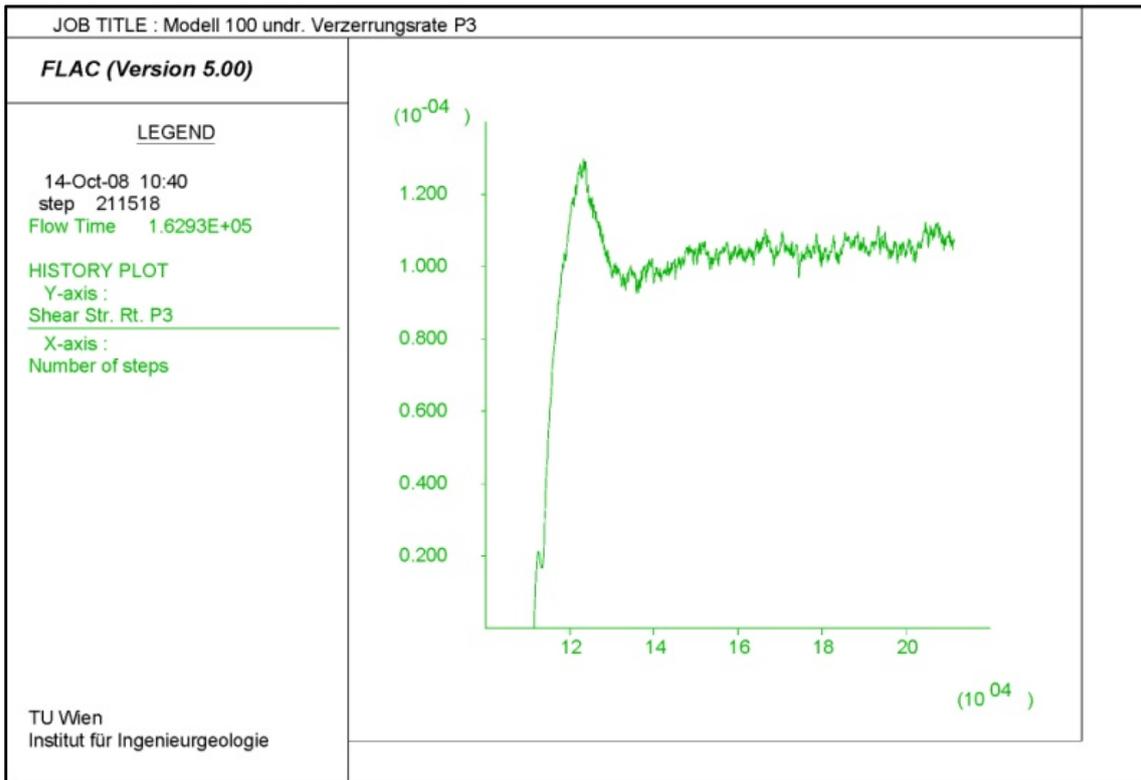


Abbildung 11-8: Modell 100 undrainiert Schubverzerrungsrate P3

Auch die Geschwindigkeiten in x-Richtung bestätigen das, was sich mit den Verzerrungsrate angekündigt hat.

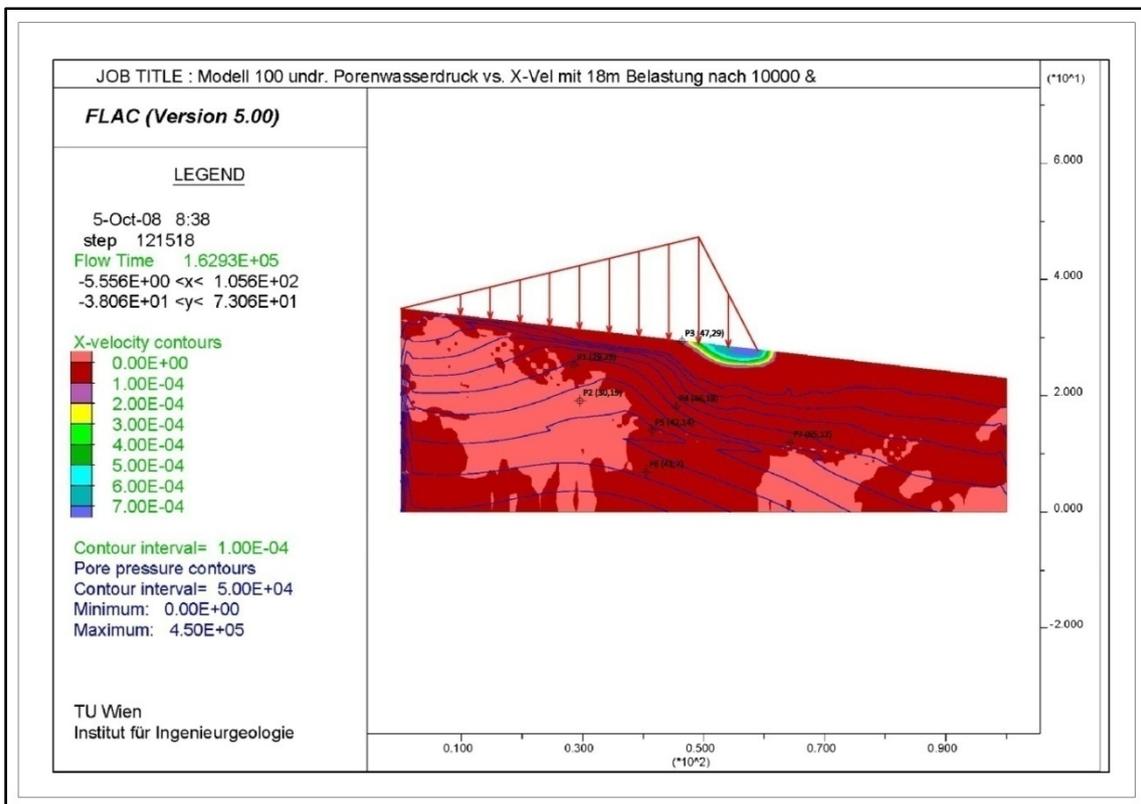


Abbildung 11-9: Modell 100 undr. Porenwasserdruck vs. x-Geschwindigkeit mit 18m Belastung nach 10000 steps

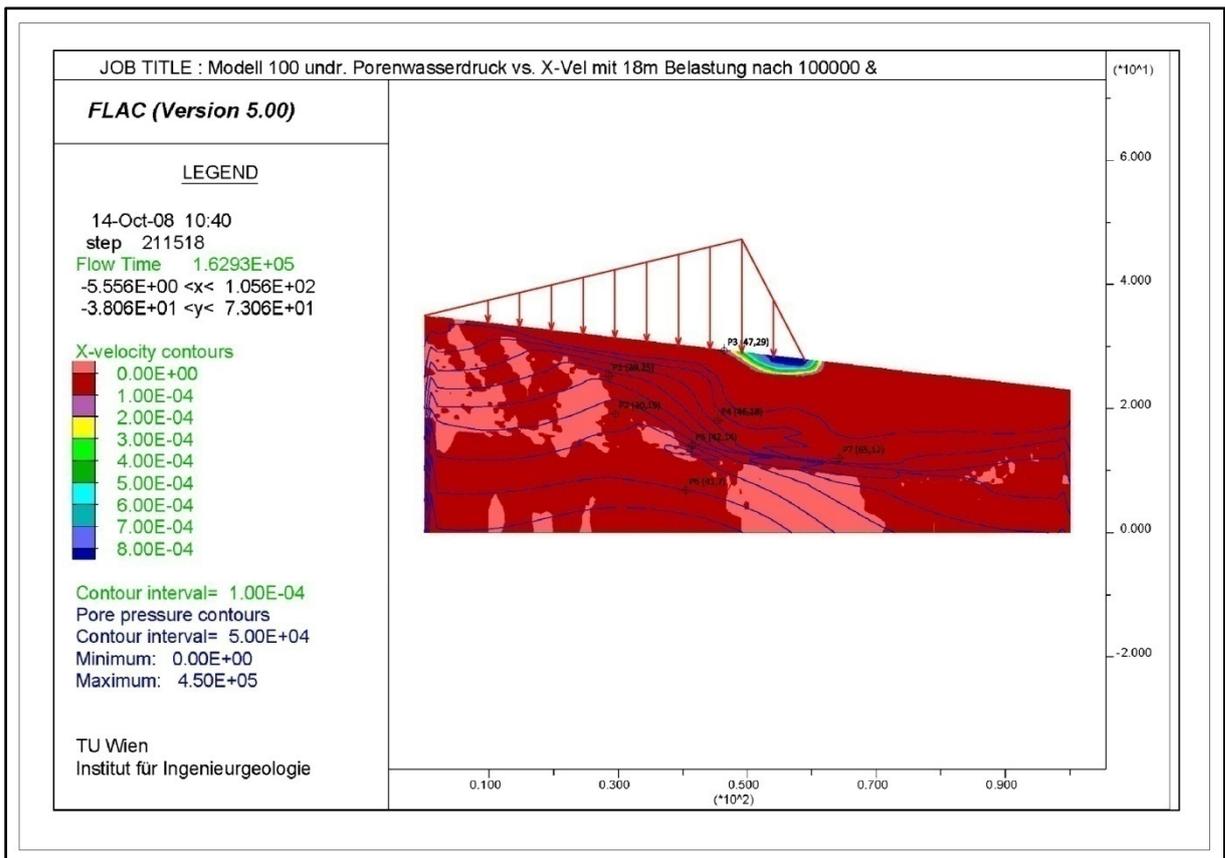


Abbildung 11-10: Modell 100 undr. Porenwasserdruck vs. x-Geschwindigkeit mit 18m Belastung nach 100000 steps

Legt man Geschwindigkeitsverteilung in x-Richtung und den Porenwasserdruck übereinander, erkennt man, dass in den Bereichen, in denen die Geschwindigkeiten am höchsten sind, auch der stärkste Porenwasserdruckabfall zu verzeichnen ist. Das Versagen, bedingt durch die Belastung, lässt sich auf den Bereich um den Belastungsfußpunkt eingrenzen. Man kann hier von einer Art „lokalem Grundbruch“ sprechen.

Die gemessenen Geschwindigkeiten im Bereich der Böschung am Fuße der Last außerhalb des oben genannten Grundbruchbereichs zeigen nur einen minimalen Anstieg um 10^{-6} m/s.

Es stellt sich nun die Frage, ob das erhaltene Ergebnis zu sehr vom nahen rechten Modellrand beeinflusst wird und sich dadurch ein gefälschtes Bild von der tatsächlichen Geschwindigkeitsverteilung ergibt.

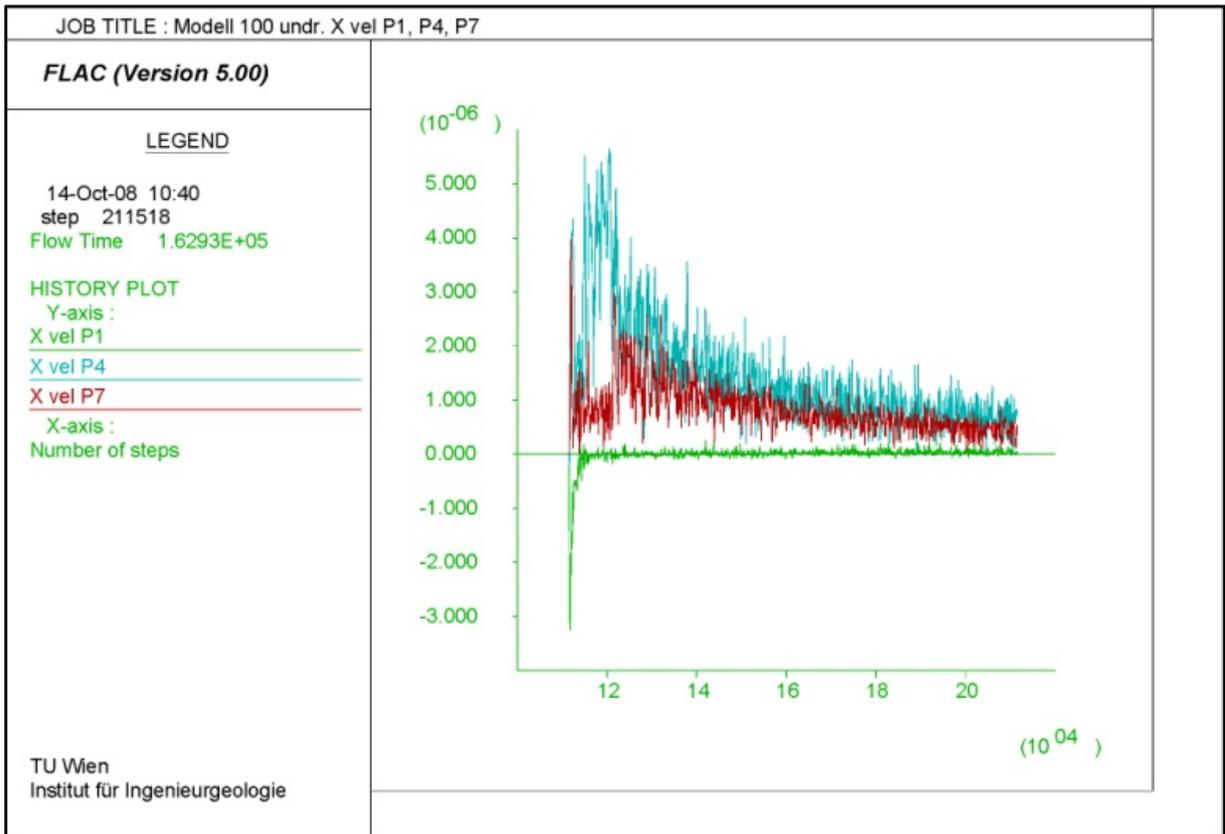


Abbildung 11-11: Modell 100 undr. x-Geschwindigkeit P1, P4, P7

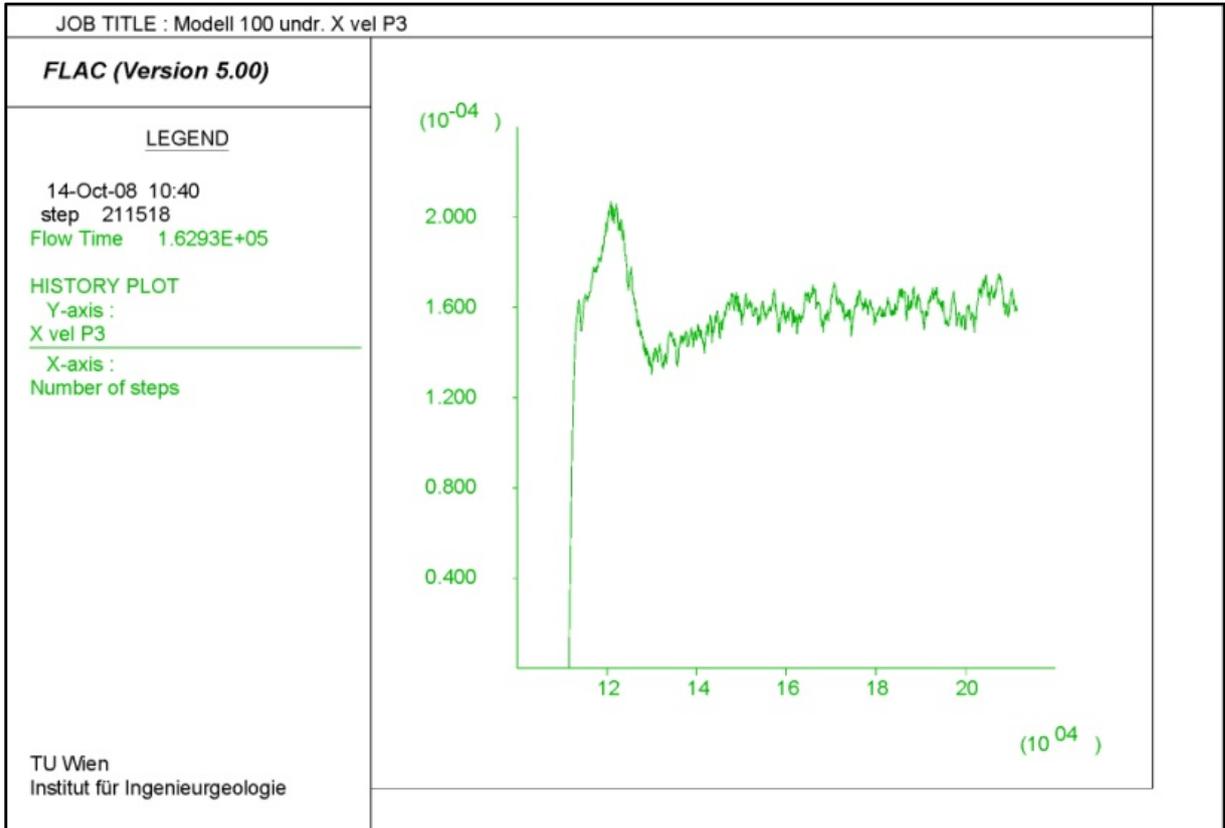


Abbildung 11-12: Modell 100 undr. x-Geschwindigkeit P3

In den Graphen in Abbildung 11-11 und Abbildung 11-12 ist bei ca. 111000 steps ein Sprung zu sehen. Dieser ist der Augenblick der Aufbringung der Last. P3 erreicht hier eine Spitzengeschwindigkeit von etwa 2×10^{-4} m/s. Dieser Punkt liegt genau unter der Last. Die durch P1, P4 und P7 erreichten Werte sind hingegen deutlich geringer, um maximal 5×10^{-6} m/s (P4). Die negativen Werte von P1 weisen lediglich darauf hin, dass er sich gegen den linken Rand bewegt, also gegen die positive x-Richtung.

Vergleicht man die Plastifizierungszonen mit der Porenwasserdruckverteilung (siehe Abbildung 11-13 und Abbildung 11-14), so erkennt man, dass dort, wo erstere auftreten, der Porenwasserdruck abfällt.

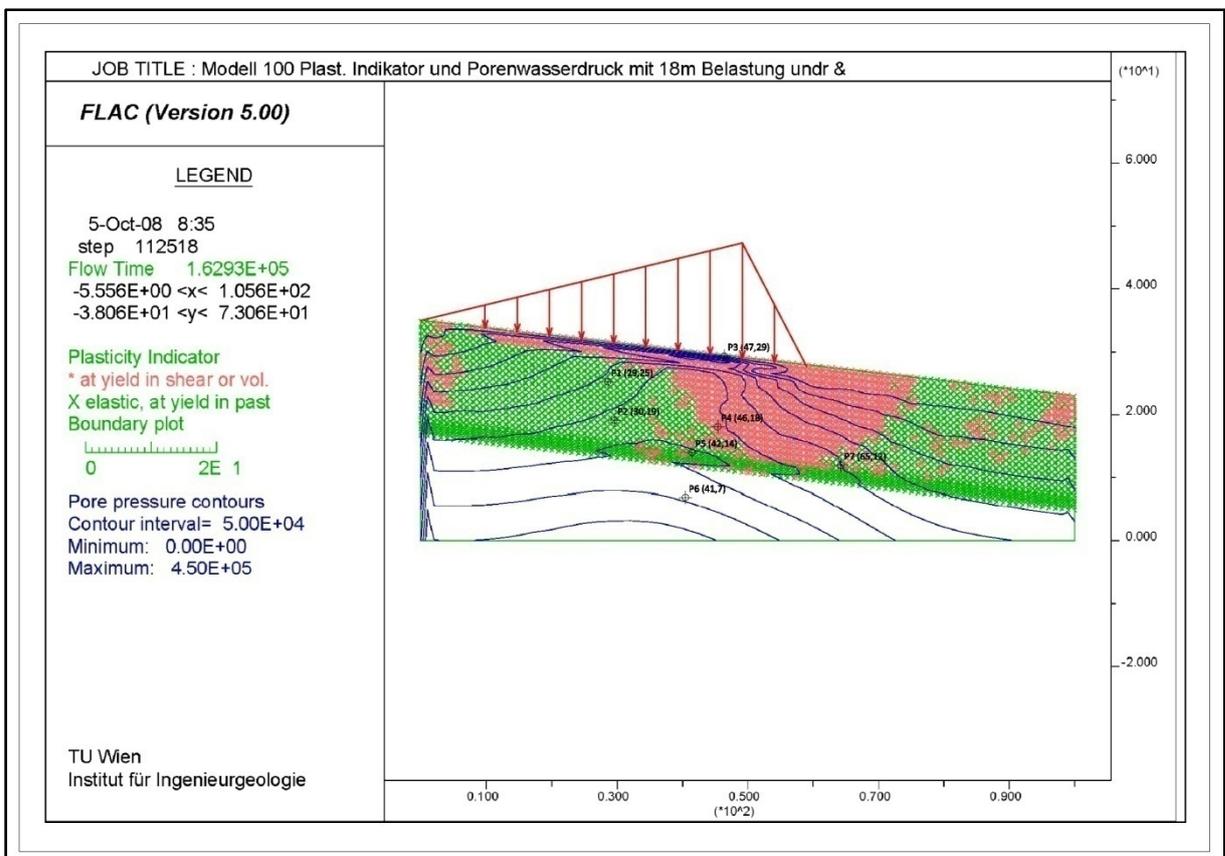


Abbildung 11-13: Modell 100 Plast. Indikatoren und Porenwasserdruck mit 18m Belastung undrainiert nach 1000 steps

Dieser Bereich deckt sich mit jenem aus Abbildung 11-3 und bestätigt die Beobachtung, dass es dort, wo das Material plastifiziert, zu Verzerrungen kommt, die wiederum eine Auflockerung und einen Abfall des Porenwasserdrucks bewirken.

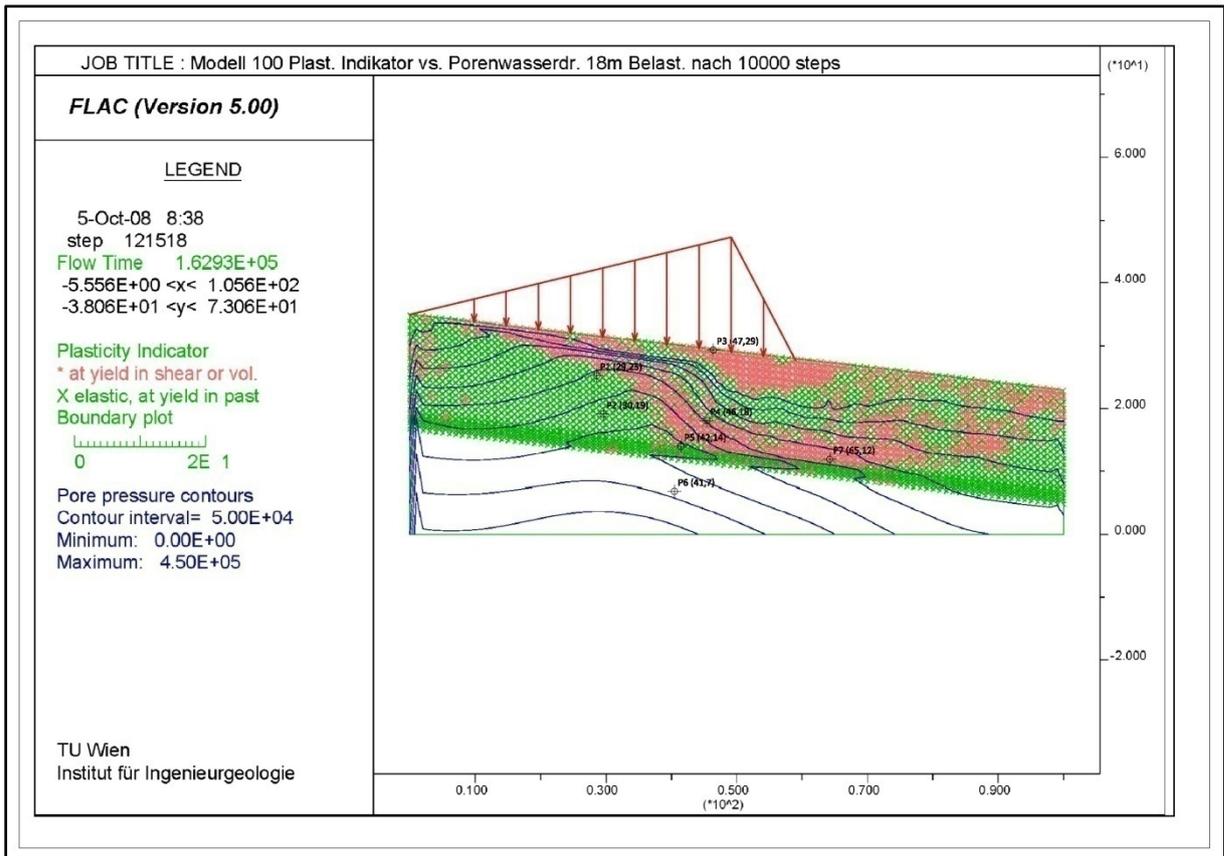


Abbildung 11-14: Modell 100 Plast. Indikatoren und Porenwasserdruck mit 18m Belastung undrainiert nach 10000 steps

11.1.1.2 Lokaler Sicherheitsfaktor

FLAC besitzt die Fähigkeit, einen Plot aus „lokalen Sicherheitsfaktoren“ zu erstellen. Es wird errechnet, um wie viel der gemessene Spannungszustand das Mohrsche Bruchkriterium überschritten hat. Anhand von Referenzwerten für die Bodenparameter c und φ , die in diesem Fall jene des Grenzgleichgewichts für die Oberschicht aus Tabelle 9-2 sind, kann die Mohrsche Bruchgerade konstruiert werden. Das Programm vergleicht nun in jedem Punkt des Modells den herrschenden Spannungszustand mit der Festigkeit des Bodens. Der Quotient aus Festigkeit und tatsächlicher Spannung gibt Auskunft über den Plastifizierungszustand.

Abbildung 11-15 zeigt deutlich, dass sich die Böschung im Grenzgleichgewicht befindet. Die gesamte Oberschicht liegt im grünen Bereich, der ein Werteintervall zwischen 1 und 1,25 darstellt. Was die Mittelschicht angeht, so muss gesagt werden, dass FLAC nur Vergleichsparameter für das gesamte Modell zulässt. Da es sich bei den verwendeten Parametern um die der Oberschicht handelt, ist das Ergebnis in dieser Abbildung verfälscht.

Gibt man jene der Mittelschicht ein, so erreicht der Faktor ebenfalls einen Wert zwischen 1,0 und 1,25.

Der Sockel, wie in Abschnitt 9.1 beschrieben, weist sehr hohe Werte für c und φ auf, damit er rein elastisch auf Belastungen reagiert und kann demnach auch sehr hohe Spannungen aufnehmen. Da, wie gesagt, als Vergleichswerte jene der Oberschicht zugewiesen werden müssen, ergibt sich für den Sockel ein fiktiver und sehr geringer Sicherheitsfaktor.

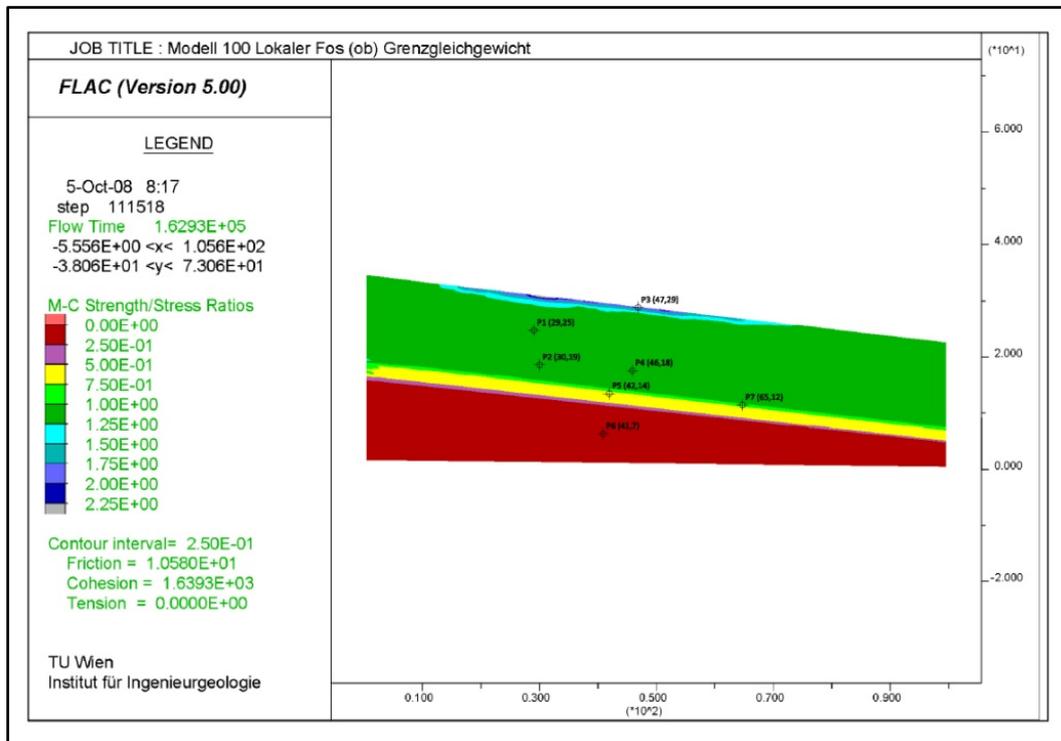


Abbildung 11-15:Lokaler Fos im Grenzgleichgewicht Modell 100

1000 Rechenschritte nach erfolgter Belastung (Abbildung 11-16) entsteht unterhalb der am stärksten belasteten Zone ein Bereich, in dem die Spannungszustände die Festigkeit nach Mohr-Coulomb überschreiten. Es kommt folglich zu Plastifizierung und zu Spannungsumlagerungen. Damit verbunden ist eine Auflockerung des Bodens, die sehr tief in die Oberschicht reicht.

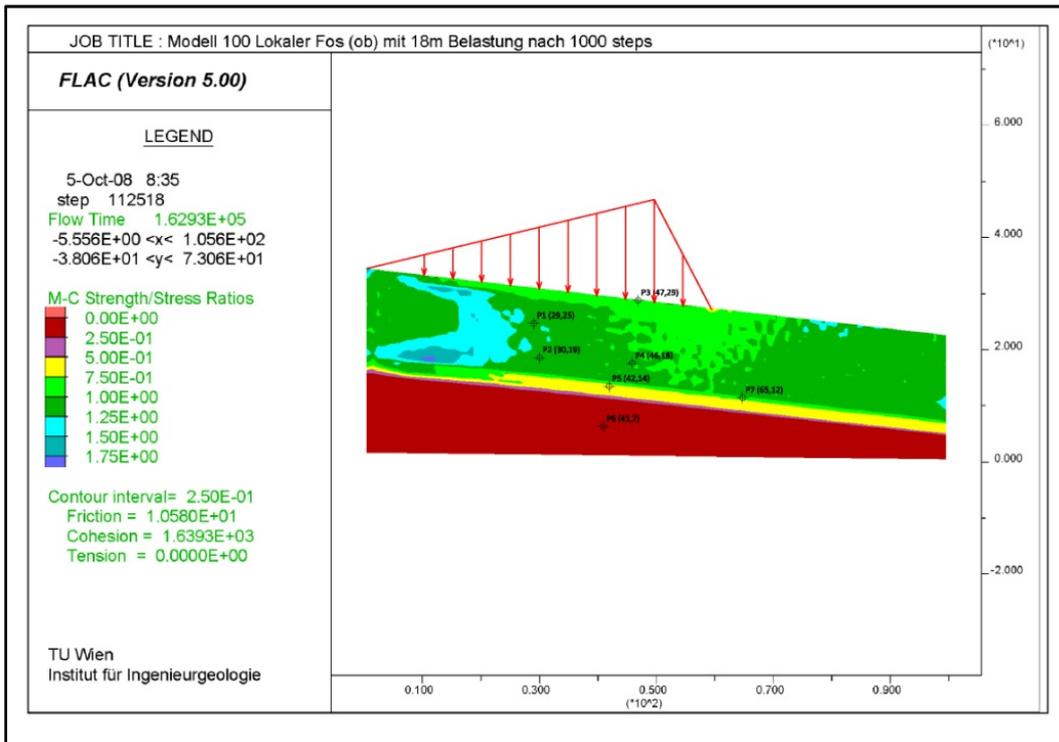


Abbildung 11-16: Lokaler Fos 18m Belastung undr. nach 1000 steps Modell 100

Interessant ist der weitere Verlauf der Berechnung mit dem Endergebnis bei 100000 Rechenschritten ab Belastung (Abbildung 11-17). Nach den erfolgten Spannungsumlagerungen überschreiten die gemessenen Spannungszustände die Mohrsche Bruchgerade einzig und allein im Bereich des Belastungsfußes.

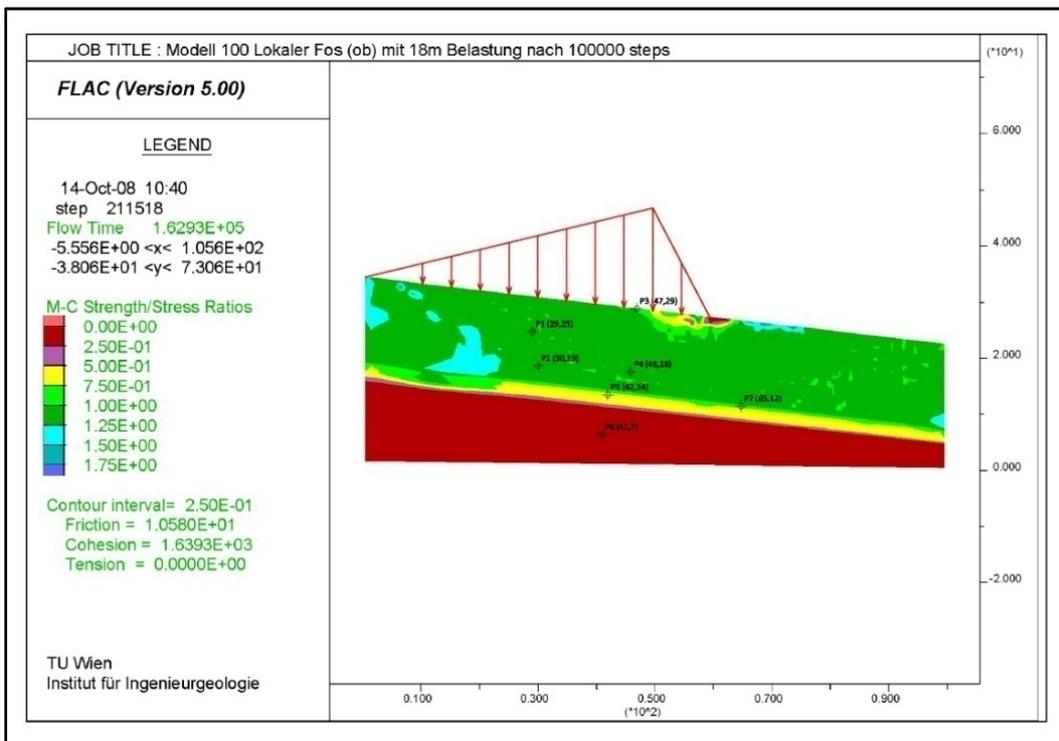


Abbildung 11-17: Lokaler Fos 18m Belastung undr. nach 100000 steps Modell 100

11.1.1.3 Totale und effektive Spannungen und das Bruchkriterium von Mohr

Abschnitt 5.3.1 hat den Zusammenhang zwischen totalen, effektiven Spannungen und dem Porenwasserdruck erläutert. In Abschnitt 5.3.2 wird weiter darauf hingewiesen, dass bei undrainierten Verhältnissen eine Änderung der totalen Spannungen durch eine Auflast q , unter Beachtung der Skempton Parameter $A=1$ und $B=1$, eine gleich große Änderung des Porenwasserdrucks hervorruft. Die effektiven Spannungen bleiben somit direkt nach der Belastung unverändert und können demnach anfänglich keine Verformungen verursachen.

Abbildung 11-18, Abbildung 11-19 und Abbildung 11-20 zeigen, wie sich mit vorschreitender Rechendauer die Spannungskreise für effektive und totale Spannungen verschieben. Im Grenzgleichgewichtzustand berühren die Mohrschen Kreise der effektiven Spannungen die Bruchgerade knapp oder gerade nicht. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das gesamte Modell einen Sicherheitsfaktor von 1 aufweist, was bedeutet, dass die Scherfestigkeit in den Punkten erreicht oder gerade nicht erreicht ist. Jede weitere Belastung bedeutet somit Versagen.

Wird die Belastung nun aufgebracht, kann man in allen Punkten Ähnliches beobachten. Nach etwa 1000 Rechenschritten ab Grenzgleichgewicht hat sich der Kreis der totalen Spannungen deutlich nach rechts verschoben. Die aufgebrachte Last bewirkt somit eine Änderung der totalen Spannungen um $\Delta\sigma$. Die effektiven Spannungen hingegen verschieben sich kaum. Allerdings reicht das, um das Versagen einzuleiten. Dies bestätigt die Annahme in Abschnitt 5.3.2, dass bei undrainierten Verhältnissen $\Delta\sigma \sim \Delta u$ gilt. In P1, also unter dem vorderen Teil der Last, ist sogar eine vorläufige Stabilisierung zu erkennen. Der Kreis der effektiven Spannungen entfernt sich von der Bruchgeraden. In P4 und P7 hingegen berührt der Kreis die Gerade, das Material erreicht somit die maximale Schubfestigkeit. Umlagerungen und plastische Verformungen sind die Folge, da keine weitere Lastaufnahme möglich ist.

Der Abstand zwischen totalen und effektiven Spannungskreisen ist definitionsgemäß der Porenwasserdruck. P1 befindet sich außerhalb des bereits in Abschnitt 11.1.1.1 geschilderten „lokalen Grundbruch“ - Bereichs. Somit ist der Einfluss von volumetrischen Veränderungen zufolge Auflockerung gering bis nicht vorhanden. Schon am Verlauf des Porenwasserdrucks in Abbildung 11-6 ist ersichtlich, dass nach anfänglichem Sprung der Wert annähernd konstant hoch bleibt. Dies spiegeln auch die Mohrschen Spannungskreise in Abbildung 11-18 wieder. Der Abstand zwischen effektivem und totalem Spannungskreis bleibt ab erfolgter Belastung konstant.

Bei P4 und P7 hingegen (Abbildung 11-19; Abbildung 11-20) ist die Abnahme des Porenwasserdrucks ersichtlich, da der Abstand immer geringer wird. Die Böschung beginnt sich nach anfänglichem lokalem Versagen im Bereich von P4 und P7 wieder zu stabilisieren. Bei Beendigung der Berechnung bei 211518 steps weist lt. Abbildung 11-17 dieser Bereich bereits einen lokalen Sicherheitsfaktor zwischen 1 und 1,25 auf.

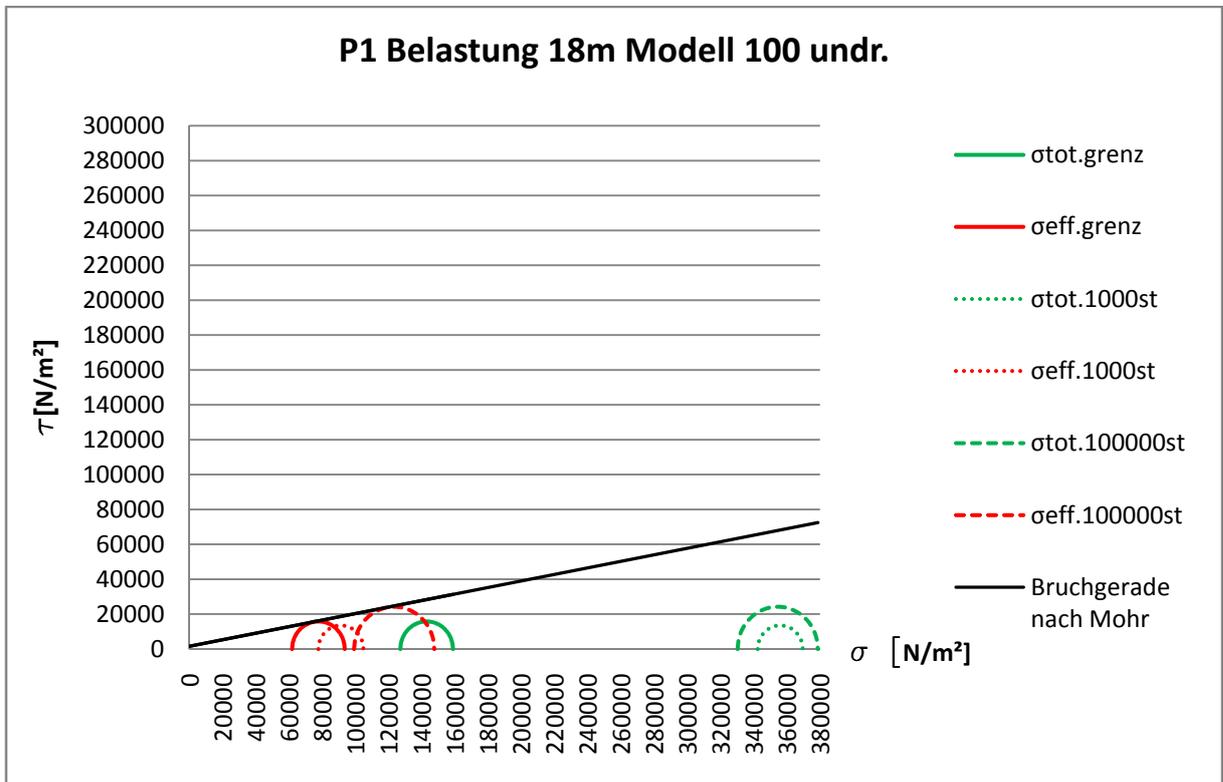


Abbildung 11-18: Mohr'sche Kreise P1 Vergleich Modell 100 undr.

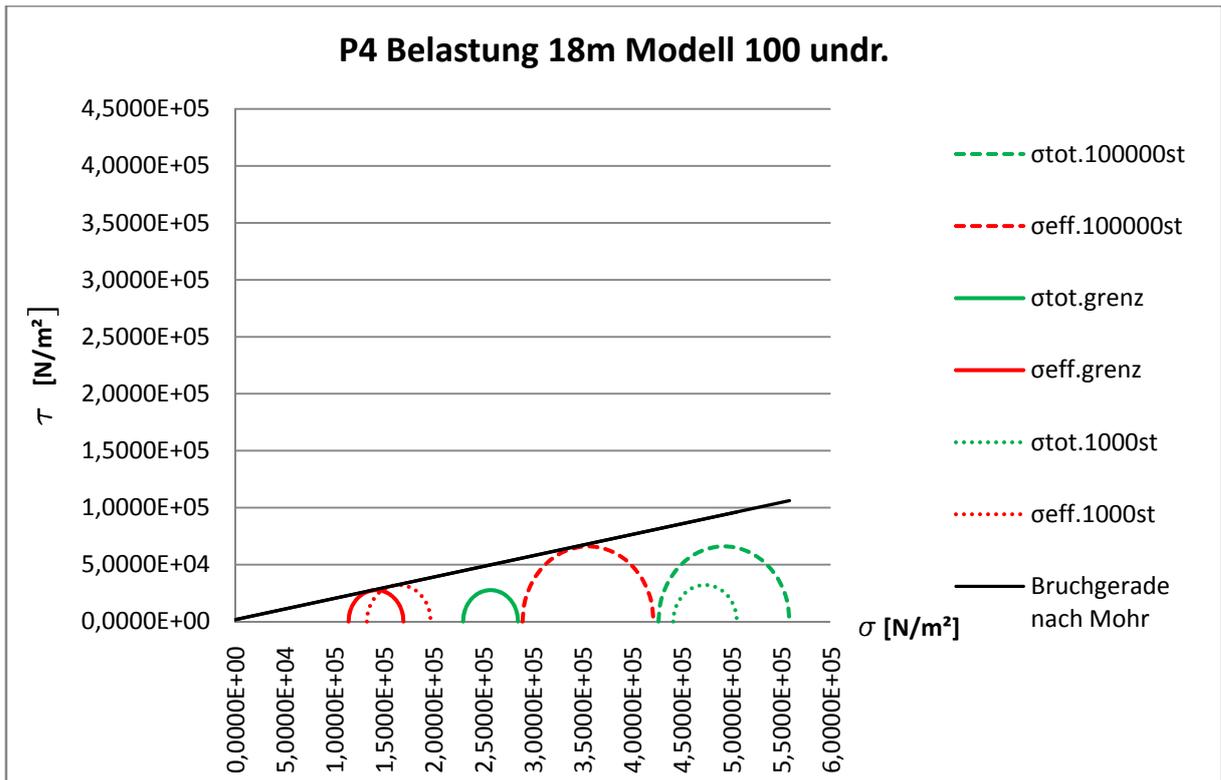


Abbildung 11-19: Mohr'sche Kreise P4 Vergleich Modell 100 undr.

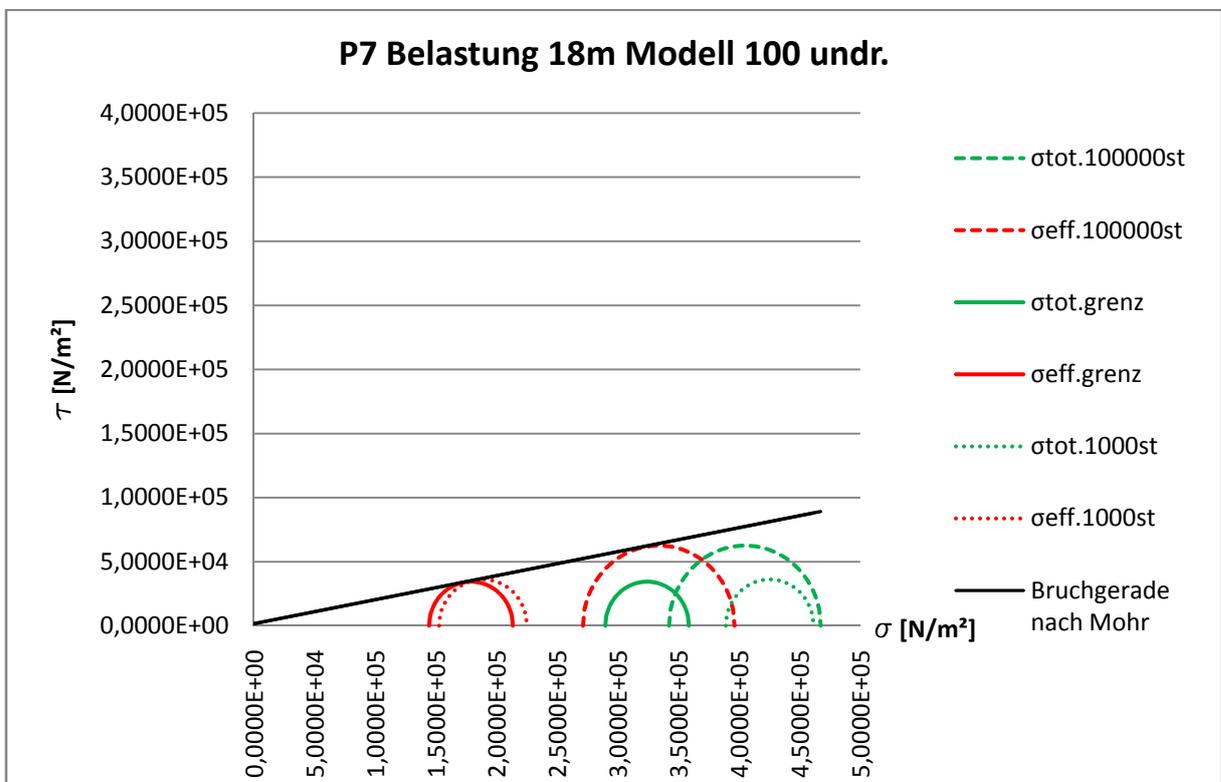


Abbildung 11-20: Mohr'sche Kreise P7 Vergleich Modell 100 undr.

Die Verläufe von totalen, effektiven Spannungen sowie des Porenwasserdrucks in P 1 (Abbildung 11-25) zeigen sehr klar, was bis jetzt erläutert wurde. Die totalen Spannungen nehmen nach Aufbringung der Last sprunghaft zu und bleiben im weiteren Verlauf erwartungsgemäß konstant. Der Porenwasserdruck verhält sich ähnlich und nimmt mit fast demselben Maß, wie die totalen Spannungen zu. Allerdings ist hier, anders als bei σ_{tot} , eine leichte Abnahme über die Rechnung hinweg zu verzeichnen. P1 befindet sich wie bereits erwähnt in einem Bereich, der weniger von plastischen Verformungen betroffen ist. Es erscheint also sinnvoll, dass diese Ergebnisse jenen einer idealen undrainierten Belastung entsprechen, das heißt ohne Porenwasserdruckabnahme zufolge Auflockerung.

P4 und P7 zeigen hingegen deutlich die Auswirkungen einer solchen Auflockerung. Diese Punkte liegen genau innerhalb der am stärksten belasteten Bereiche unterhalb der Last.

Betrachtet man die Verläufe der Verzerrungsraten in Abbildung 11-11 und jene der Spannungen in den Diagrammen (Abbildung 11-27 und Abbildung 11-28), kann man einen Zusammenhang zwischen der Größe der Verzerrungen und der Höhe des Porenwasserdrucks erkennen. Dort wo die Verzerrungsrate ansteigt, nimmt der Porenwasserdruck kurz darauf rapide ab. Bleibt erstere jedoch konstant, bzw. nimmt diese ab, so flacht sich auch die Kurve des Porenwasserdrucks ab bis sie sich auf einen Wert einpendelt. Die effektiven Spannungen reagieren in weiterer Folge präzise auf jede Änderung des Porenwasserdrucks. Nimmt dieser ab, nehmen die Spannungen zu. Dies ist auch aus den Verläufen ersichtlich, die annähernd dieselbe Neigung aufweisen.

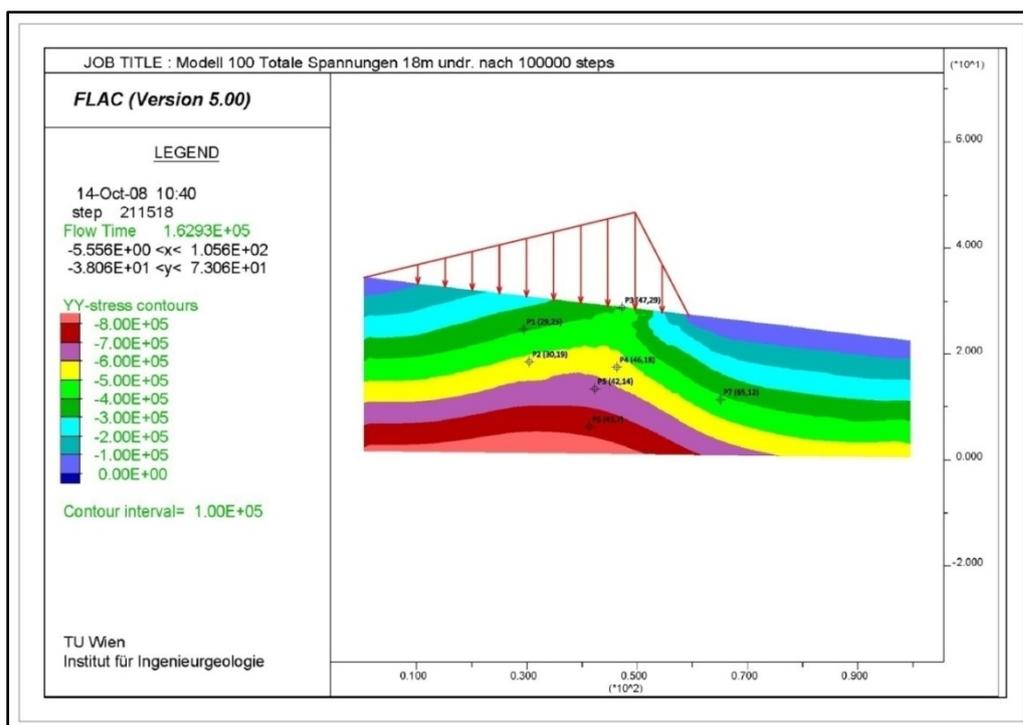


Abbildung 11-21: Modell 100 undr. totale Spannungen 18m Belastung nach 100000 steps

Abbildung 11-21 ist eine Momentaufnahme der totalen Spannungen in y-Richtung zum Zeitpunkt der Beendigung der Berechnung. Sie zeigt den Anstieg der Spannungen, bedingt durch die Last. Die Veränderung über die Rechenschritte wird in Abbildung 11-22 verdeutlicht. Wie bereits erwähnt, steigen die Werte sprunghaft nach der Belastung an und pendeln sich dann auf ein konstantes Niveau ein.

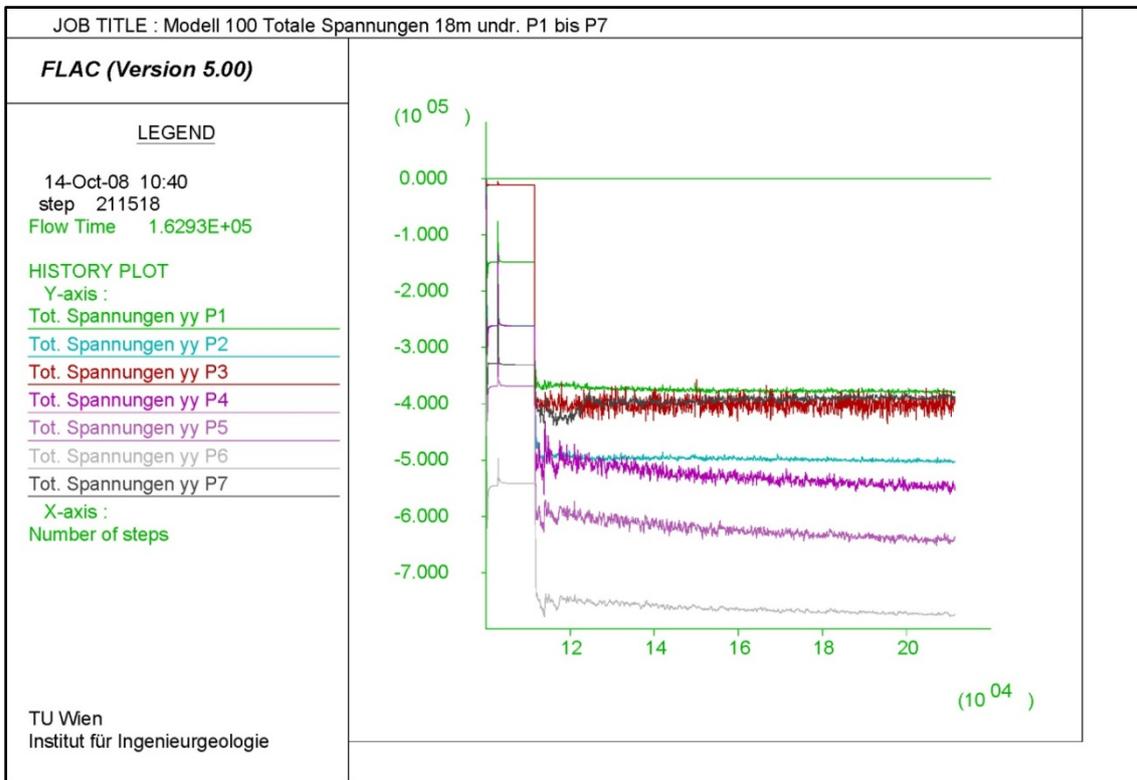


Abbildung 11-22: Modell 100 undr. Totale Spannungen 18m Belastung Punkte P1 bis P7

Noch interessanter ist die Darstellung in Abbildung 11-23, die eine Gegenüberstellung von effektiven Spannungen und Porenwasserdruckverteilung zeigt. Im Grundbruchbereich, unterhalb des Lastfußpunktes, kommt es zu Auflockerungen infolge Versagens. Dies bewirkt, wie schon in Abschnitt 11.1.1.1 geschildert, einen Abfall des Porenwasserdrucks. Zieht man nun die allgemeine Formel für die effektiven Spannungen (Formel 5-25) heran, so bewirkt ein sinken von u bei gleichbleibenden σ ein steigendes σ' . Dies zeigt sowohl Abbildung 11-23 als auch Abbildung 11-24 und Abbildung 11-22.

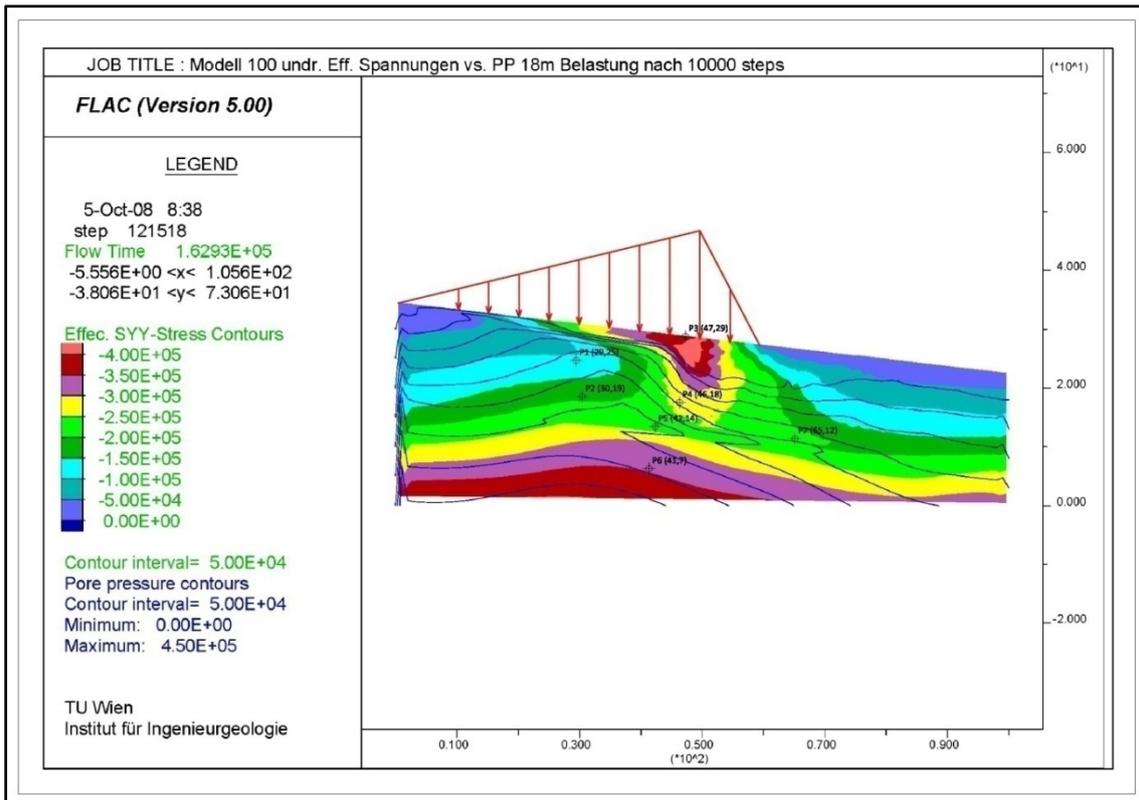


Abbildung 11-23: Modell 100 undr. effektive Spannungen vs. Porenwasserdruck 18m Belastung nach 10000 steps

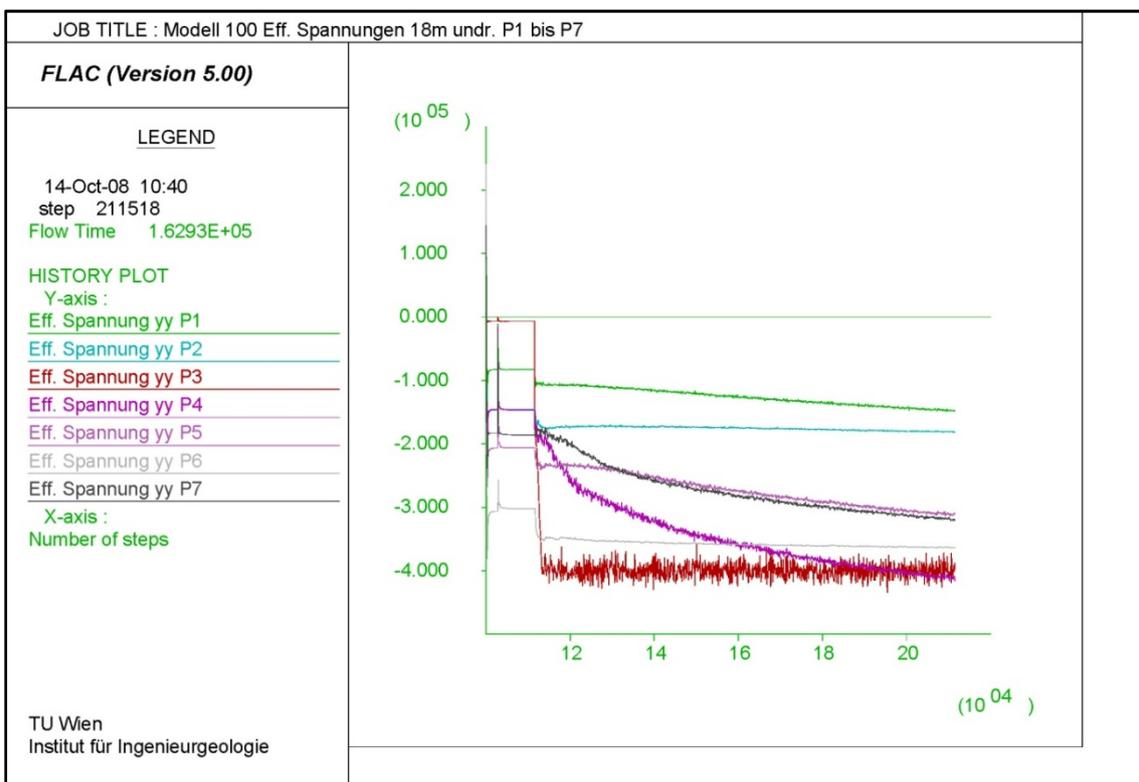


Abbildung 11-24: Modell 100 undr. effektive Spannungen 18m Belastung Punkte P1 bis P7

Betrachtet man die Spannungsverhältnisse, aufgetragen über die Rechenzeit in den einzelnen Punkten (Abbildung 11-24), so wird klar, dass Punkte, die in Bereichen liegen, die

kein großes plastisches Versagen aufweisen (*P1*- Abbildung 11-25), nach der Belastung konstant hohe Werte an Porenwasserdruck und totalen Spannungen zeigen. Die effektiven Spannungen bleiben unverändert.

Punkte hingegen, die sich in der stark belasteten Zone am Fuße der Last befinden (*P4* und *P7* - Abbildung 11-27/Abbildung 11-28), verzeichnen nach der Belastung einen starken Anstieg von totalen Spannungen und Porenwasserdruck. Während jedoch die totalen Spannungen konstant bleiben, nimmt der Porenwasserdruck langsam ab und bewirkt damit ein langsames Ansteigen der effektiven Spannungen.

Punkt *P3* (Abbildung 11-26) ist ein Sonderfall. Er befindet sich knapp unterhalb der Oberfläche direkt unter der Last. Nach Belastung steigt der Porenwasserdruck an, fällt aber kurz danach wieder auf Null. Dies bedeutet, dass totale und effektive Spannungen gleich groß werden.

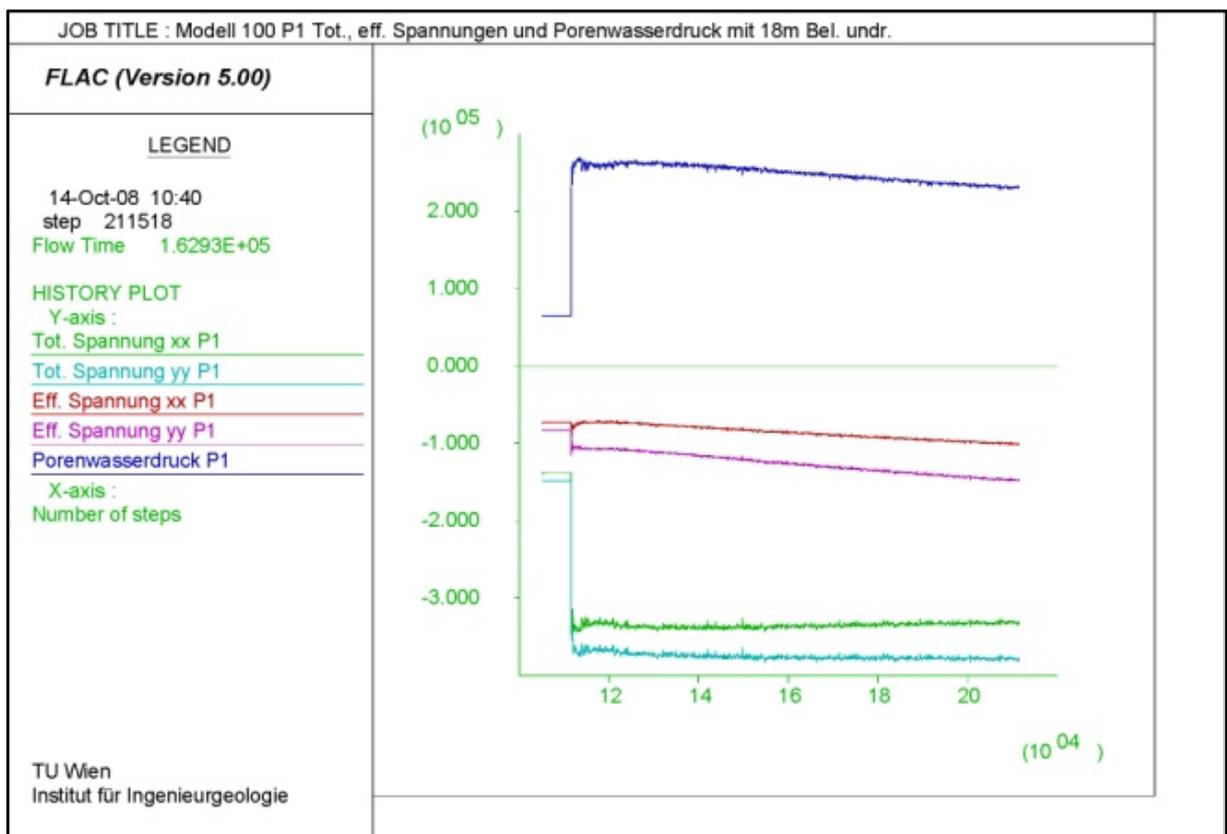


Abbildung 11-25: Modell 100 undr. tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P1

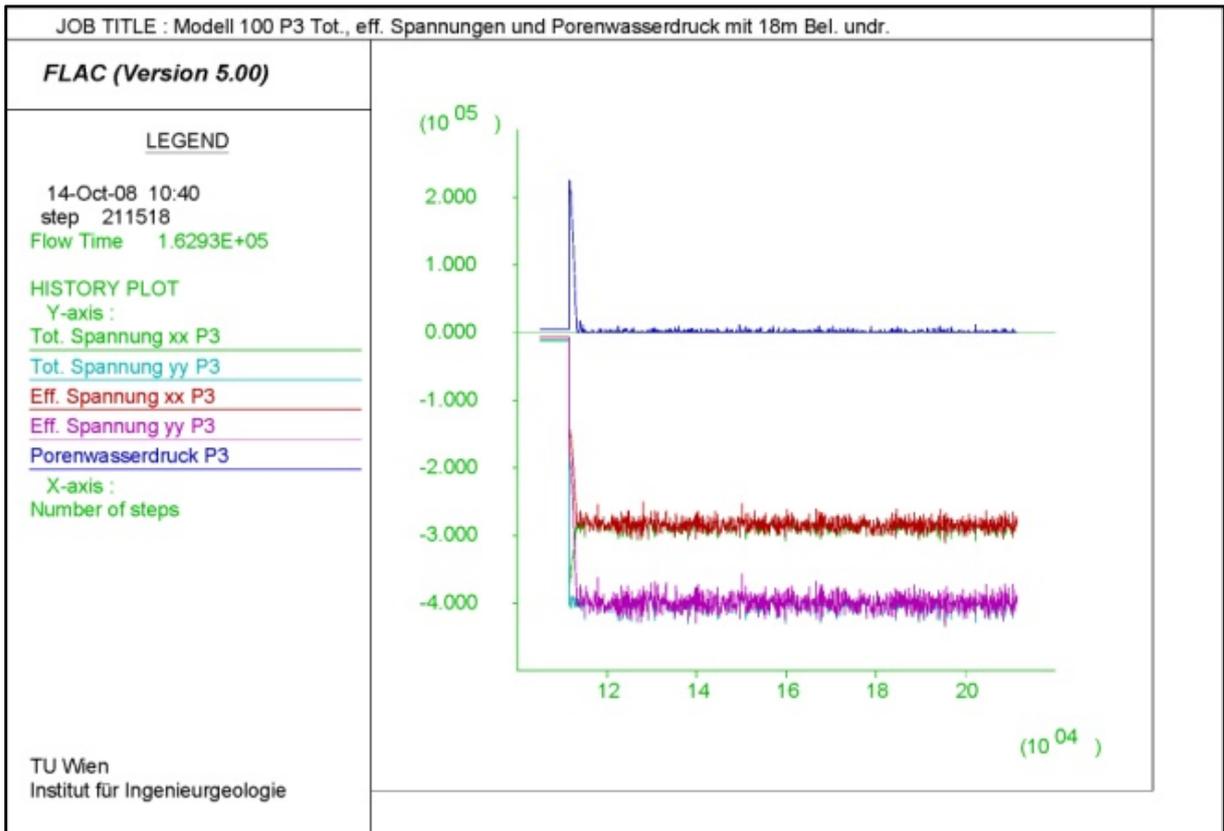


Abbildung 11-26: Modell 100 undr. tot., eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P3

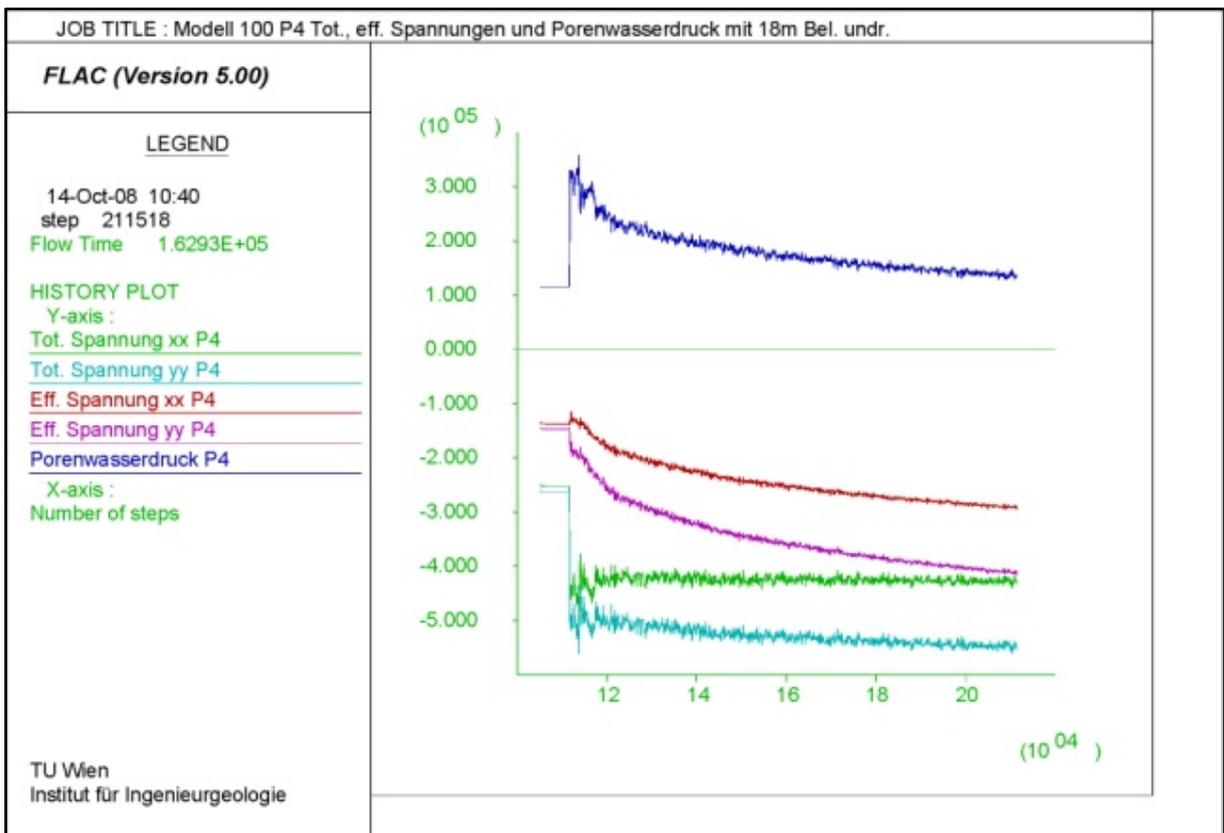


Abbildung 11-27: Modell 100 undr. tot., eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P4

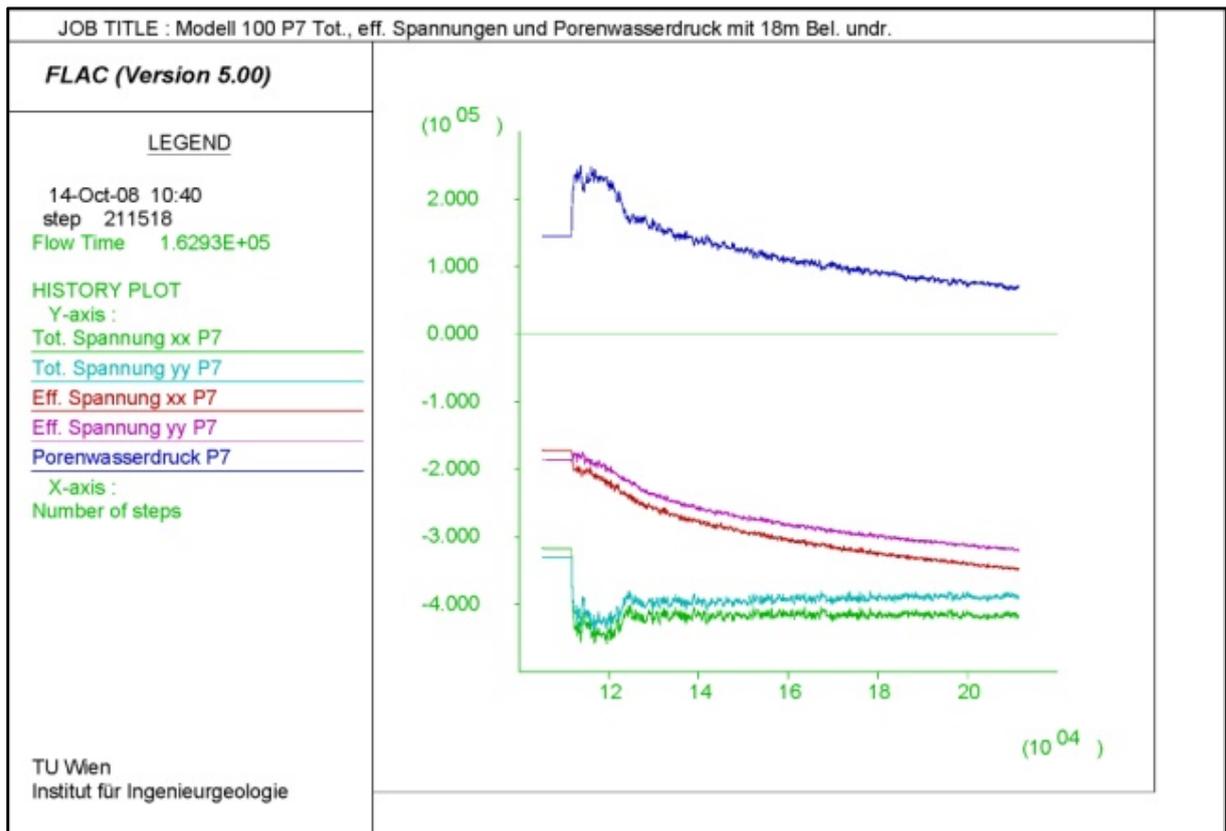


Abbildung 11-28: Modell 100 undr. tot., eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P7

11.1.2 Belastung mit 9m und 4,5m

Wie in Abschnitt 10.2 bereits beschrieben, liegt das primäre Anliegen einer zweiten und dritten undrainierten Versuchsreihe mit jeweils 9m und 4,5m Scheitelhöhe der Belastung darin, zu prüfen, ob möglicherweise unterschiedliche Lastgradienten Auswirkungen auf die Versagensart der Böschung haben könnten.

Die Versagensbilder und die Verläufe der jeweiligen Größen, wie Porenwasserdruck oder effektive und totale Spannungen, unterscheiden sich lediglich in der Höhe der Werte, was sich jedoch mit den geringeren Lasten erklären lässt.

Die nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 11-29, Abbildung 11-30) zeigen sehr deutlich anhand der Porenwasserdruckverläufe, dass sich die verschiedenen Belastungsfälle nur anhand der Druckhöhen unterscheiden. Die Abminderung des Porenwasserdruckes im Bereich des Belastungsfußes nimmt mit abnehmender Last ebenfalls ab. Dies hängt damit zusammen, dass bei geringerer Belastung auch die Schubverzerrungen geringer sind und somit der Auflockerungsgrad.

Während bei einer Belastung mit 18m die maximale Schubverzerrung bei ca. $2,55 \times 10^{-4}$ m liegt, bewegt diese sich bei einer 4,5m Belastung um gut eine Zehnerpotenz darunter, nämlich bei 2×10^{-5} m.

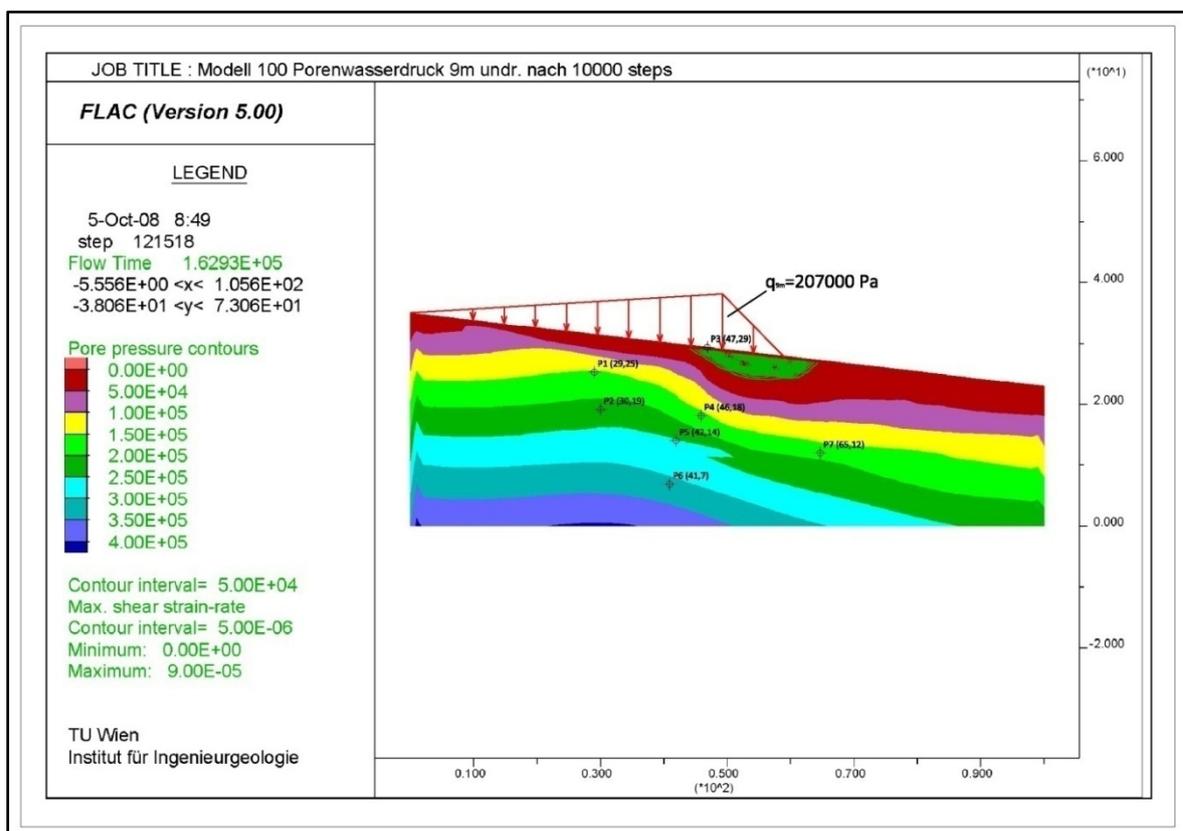


Abbildung 11-29: Modell 100 undr. Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen mit 9m Belastung nach 10000 steps

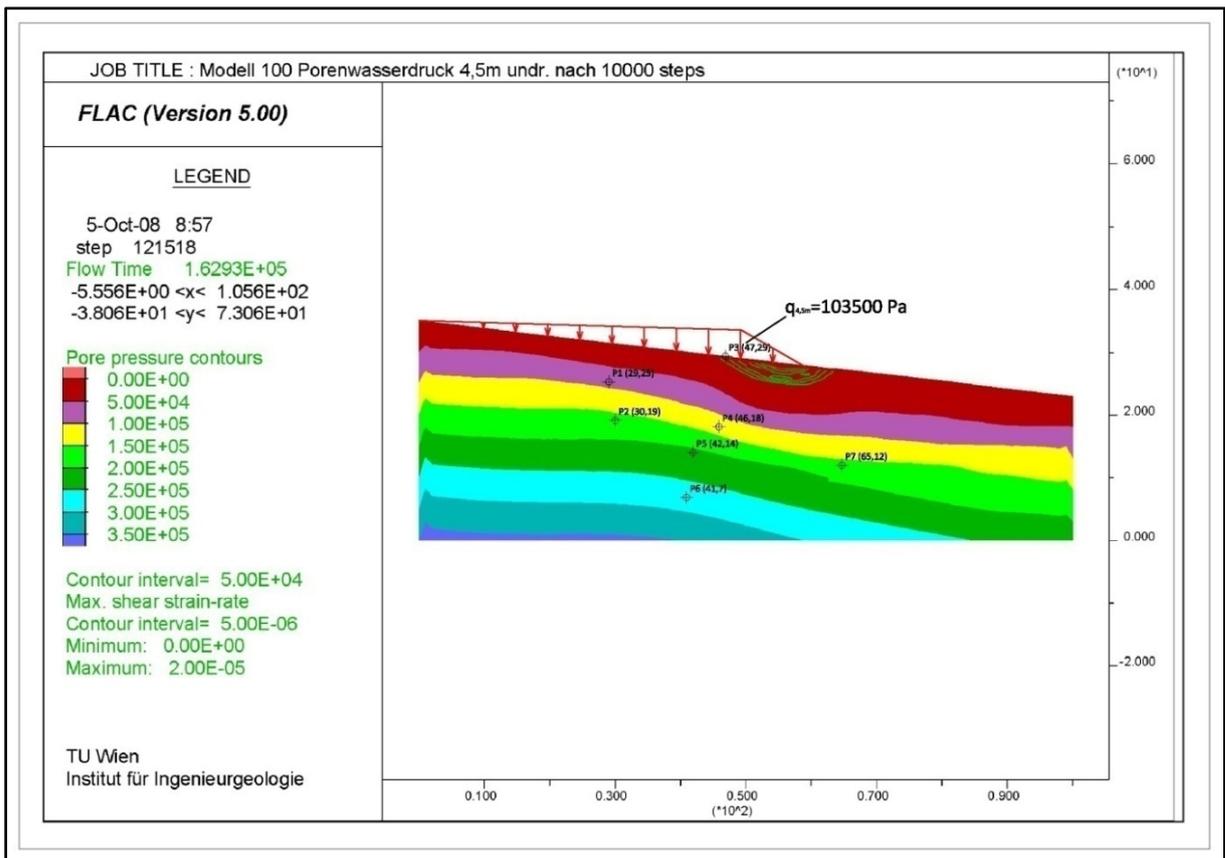


Abbildung 11-30: Modell 100 undr. Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen mit 4,5m Belastung nach 10000 steps

Trägt man die Geschwindigkeit in x-Richtung gegen den Porenwasserdruck auf (Abbildung 11-31, Abbildung 11-33), erkennt man einen Zusammenhang zwischen dem Lastgradienten und der Größe der in Bewegung geratenden Zone. Die Höhen der Geschwindigkeiten sind zwar extrem gering (im Randbereich 1×10^{-6} m/s), allerdings nimmt die Länge des beeinflussten Bereichs vor der Last mit abnehmenden Gradienten zu.

Anhand der Diagramme in den Abbildungen (Abbildung 11-32, Abbildung 11-34) können die Höhen der Geschwindigkeiten je Belastungsfall und Punkt entnommen werden.

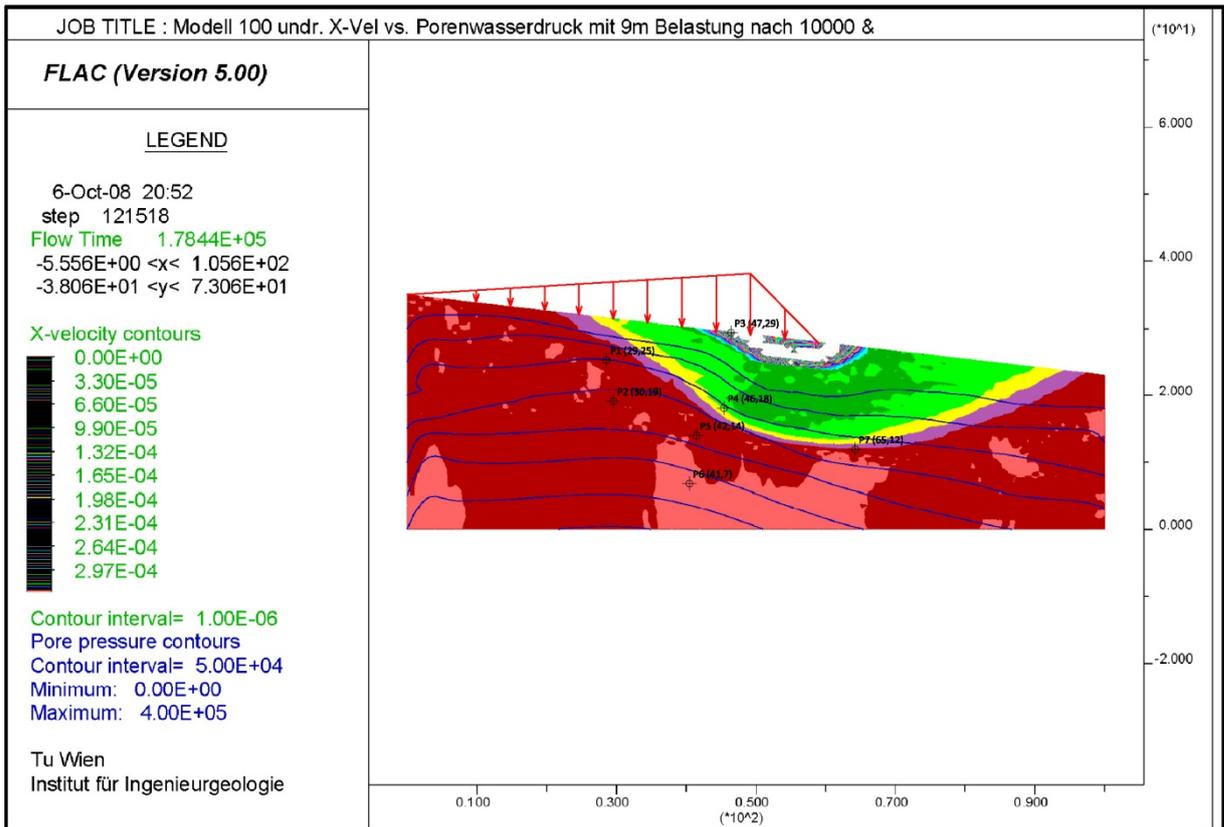


Abbildung 11-31: Modell 100 undr. x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 9m Belastung nach 10000 steps

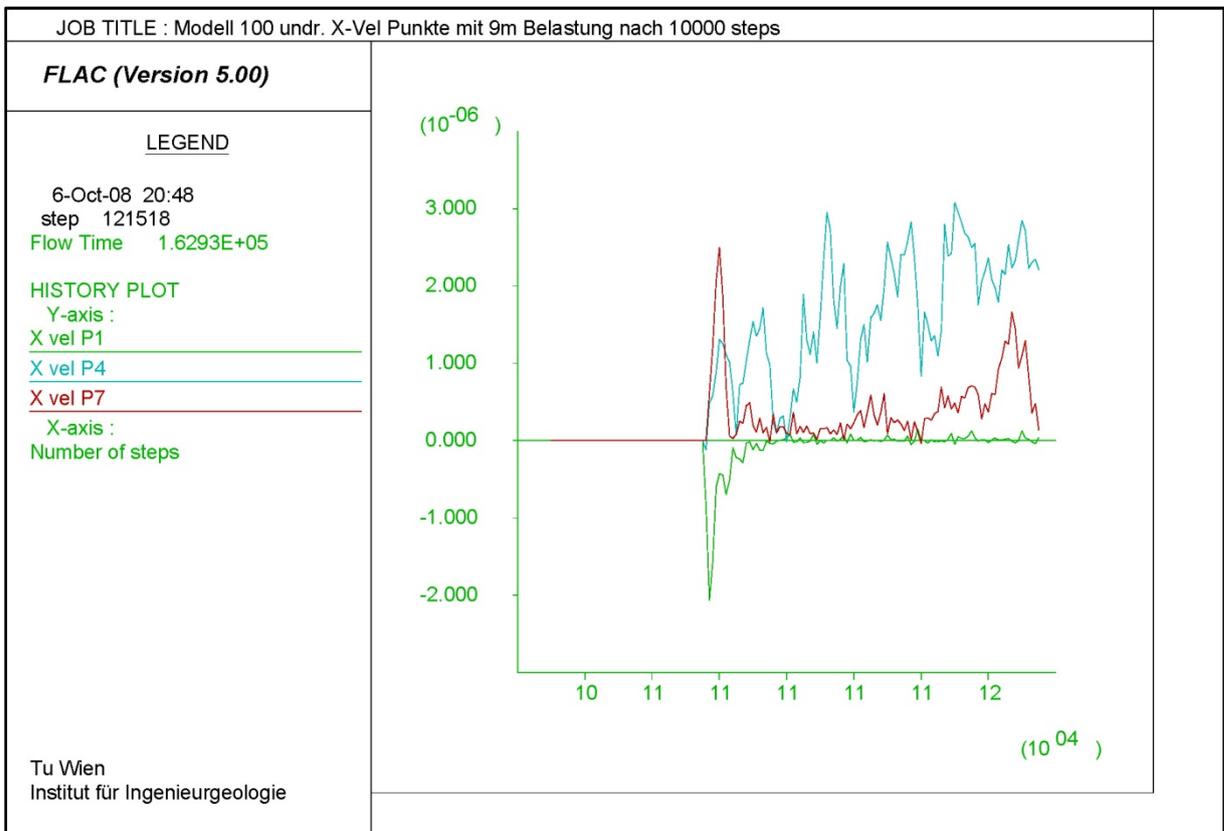


Abbildung 11-32: Modell 100 undr. x-Vel Punkte mit 9m Belastung

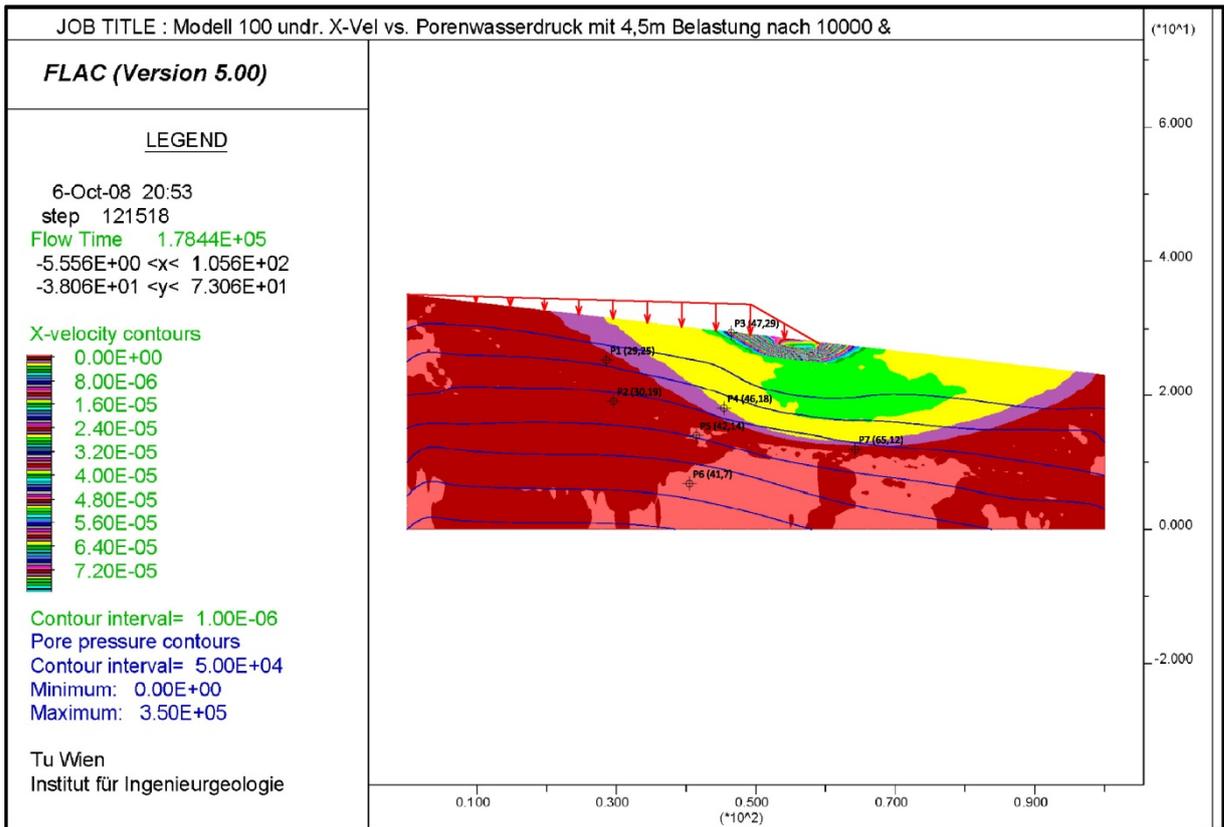


Abbildung 11-33: Modell 100 undr. x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung nach 10000 steps

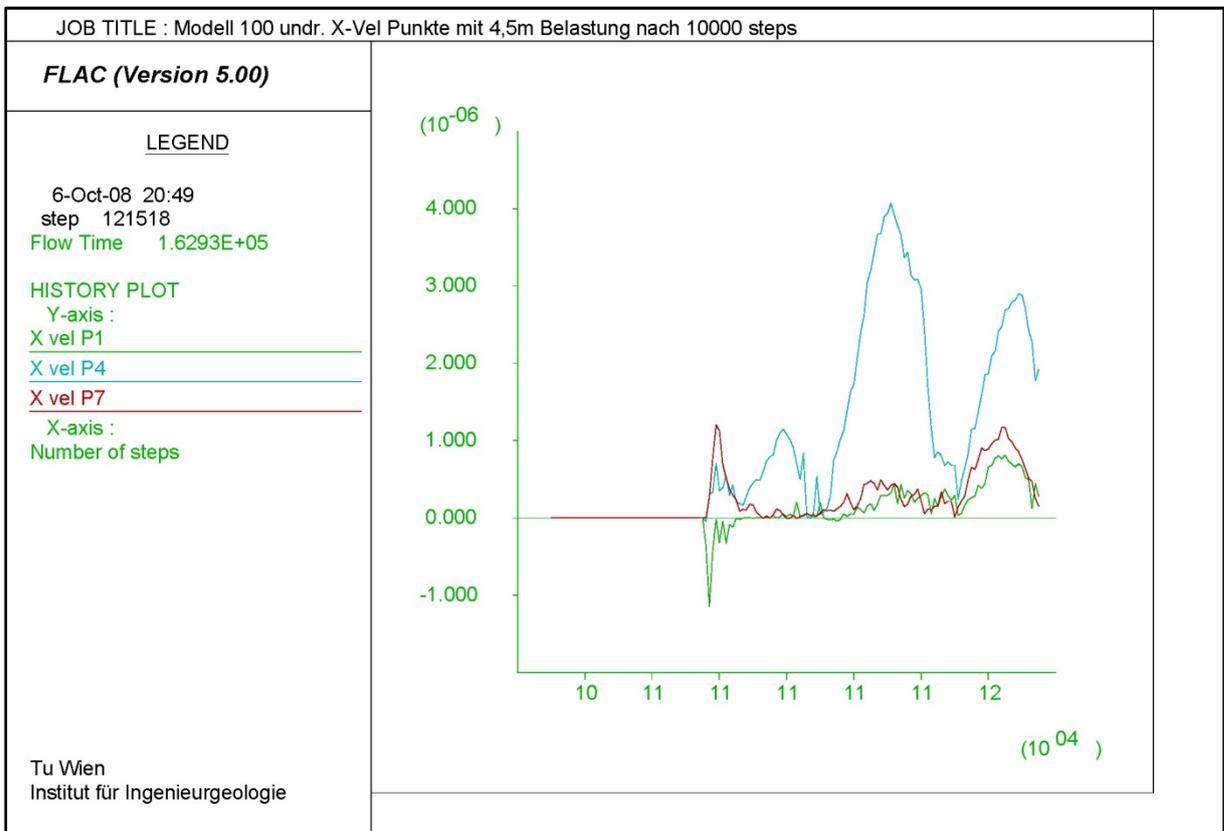


Abbildung 11-34: Modell 100 undr. x-Vel Punkte mit 4,5m Belastung

Betreffend die Auswirkungen auf die tatsächlichen Geschwindigkeiten von Punkten vor der Last wird auf die Berechnung mit dem Modell 300 verwiesen (Abschnitt 11.2).

Die nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 11-35; Abbildung 11-36;) zeigen anhand der Verläufe der totalen und effektiven Spannungen und des Porenwasserdrucks in *P7*, wie sich die unterschiedliche Last ebenfalls nur auf die Höhe der Werte auswirkt. Die Verläufe bleiben annähernd gleich, wobei es bei den effektiven Spannungen *yy* mit den Belastungen 9m und 4,5m, zu einem zwar nicht großen, aber deutlicheren Abfall der Spannungen gegenüber der Rechnung mit 18m Belastung, kommt. Dies kann erklären, warum der in Bewegung geratene Bereich bei geringeren Lastgradienten größer ist.

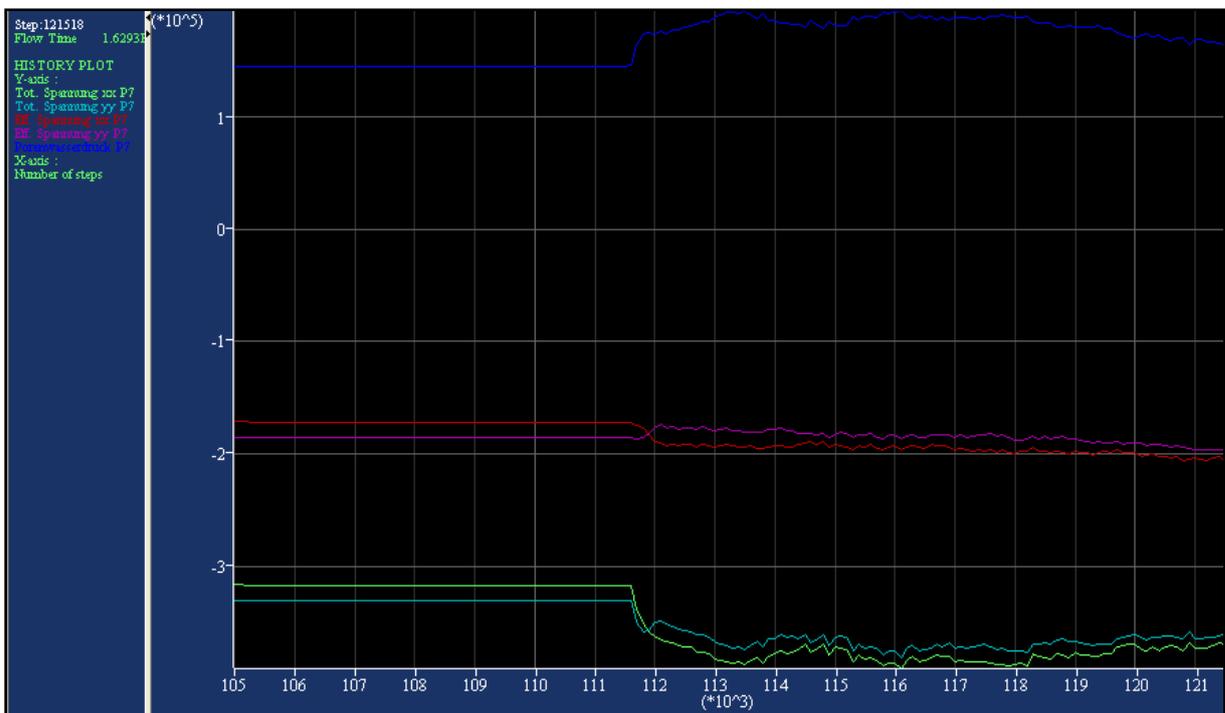


Abbildung 11-35: Modell 100 undr. P7 totale, effektive Spannungen und Porenwasserdruck mit 9m Belastung

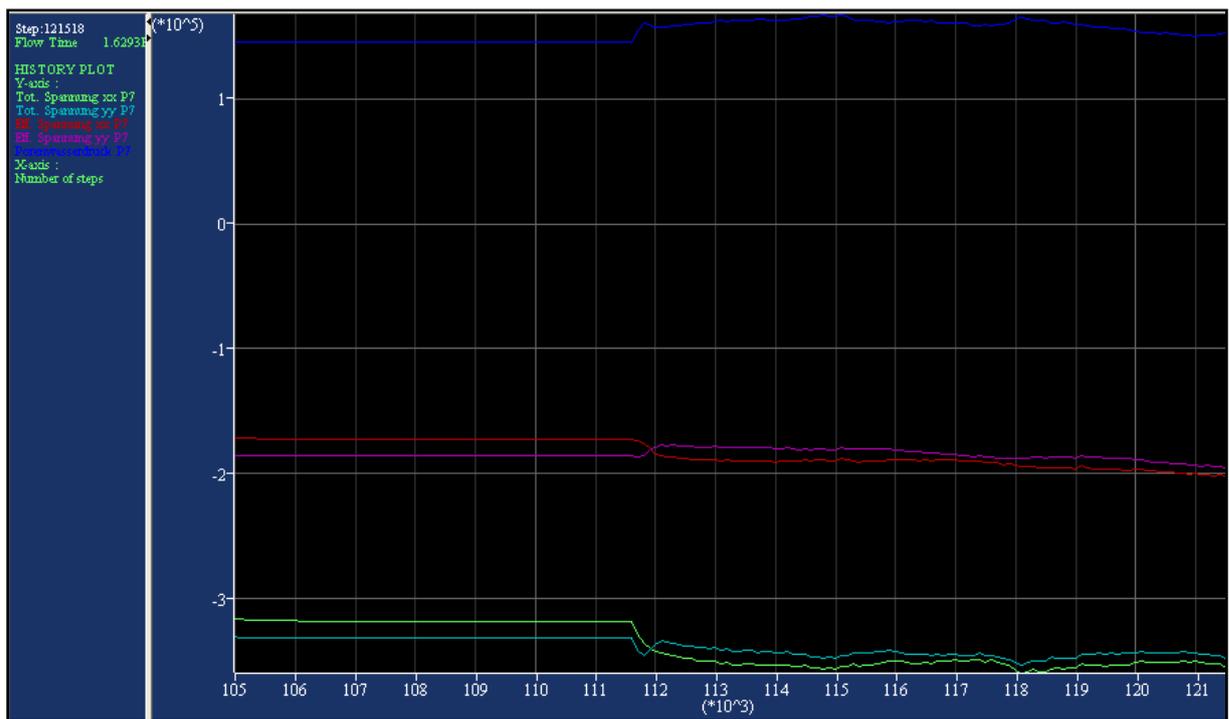


Abbildung 11-36: Modell 100 undr. P7 totale, effektive Spannungen und Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung

11.2 Modell 300

Auch wenn die bis jetzt erreichten Ergebnisse bereits einige Schlussfolgerungen erlauben, konnte die Frage noch nicht geklärt werden, inwiefern der rechte Modellrand Einfluss auf den Versagensmechanismus des Modells selber hat und ob die Auswirkungen der Belastung, Bewegungen auch im unteren Teil der Rutschung tatsächlich erzeugen können.

11.2.1 Belastung mit 18m

Die Berechnung läuft identisch wie die des vorangegangenen Modells 100 (Abschnitt 11.1.1) ab. Es gelten dieselben Randbedingungen und Lastgeometrie sowie die Lastanordnung werden in Abschnitt 10.2.1.2 erläutert. Ausgangspunkt dieses Versuchs ist, wie im vorigen Fall, das bereits ermittelte Grenzgleichgewicht (Abschnitt 9.2).

11.2.1.1 Porenwasserdruck

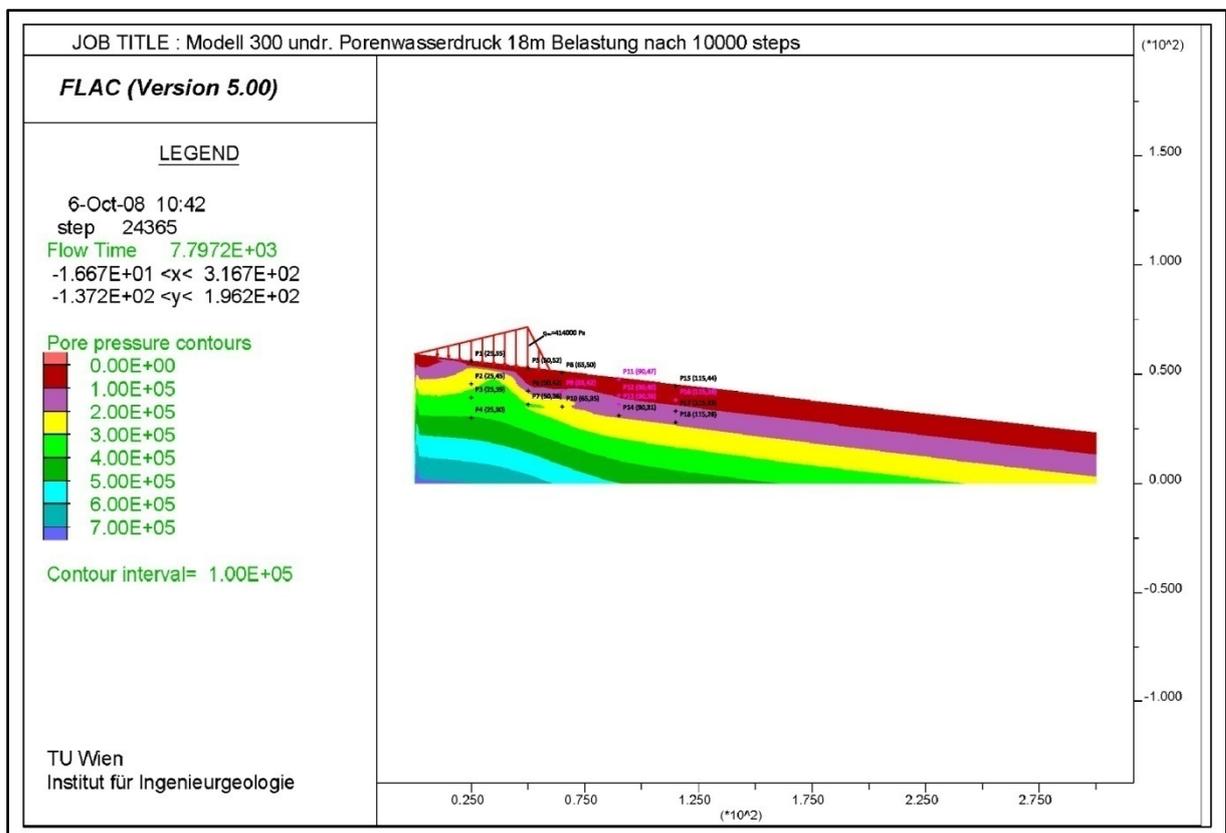


Abbildung 11-37: Modell 300 undr. Porenwasserdruckverlauf mit 18m Belastung nach 10000 steps

Abbildung 11-37 zeigt den Porenwasserdruckverlauf 10000 Rechenschritte nach erfolgter Belastung. Es ist zu erkennen, dass der Bereich unter dem Lastfuß einen ähnlichen Abfall aufweist wie jener, der im Modell 100 bereits beobachtet wurde (Abbildung 11-3). Was hier aber deutlich besser dargestellt wird, ist die Beeinflussung des Porenwasserdruckverlaufs durch die Last in den unteren Bereichen des Modells. Zwischen $P9$ und $P12$ ist eine Art

Welle zu sehen, die bedeutet, dass es in diesem Bereich zu Porenwasserüberdrücken kommt. Weiter unten ist der Einfluss nicht mehr bemerkbar.

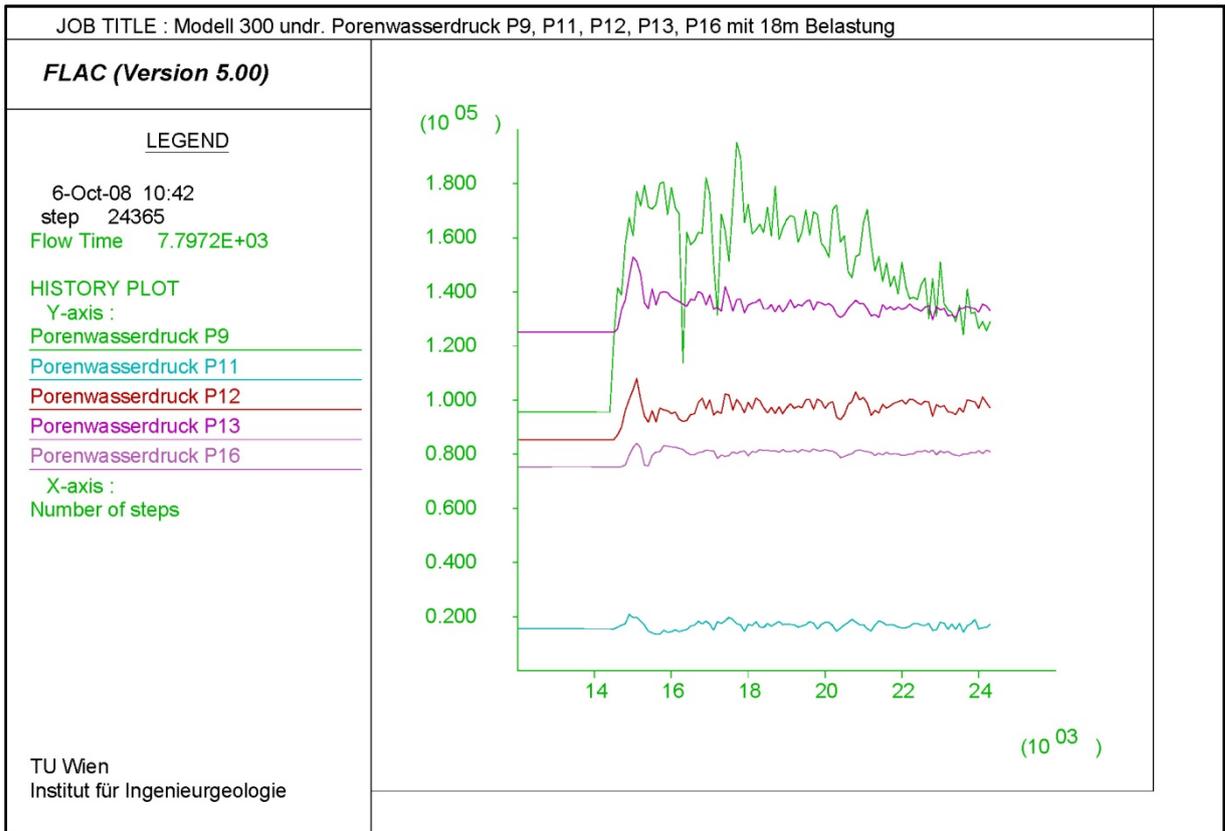


Abbildung 11-38: Modell 300 undr. Porenwasserdruckverlauf Punkte mit 18m Belastung

In Abbildung 11-38 werden oben gemachte Aussagen bestätigt. *P9* der noch unter der Last liegt, hat den höchsten Anstieg, weist aber auch den typischen, bis jetzt beobachteten Abfall, bedingt durch Auflockerung auf. *P12* und *P13*, die gute 24m von *P9* entfernt sind, zeigen dass der Einfluss der Last hier auch noch zu bemerken ist. Es bildet sich Porenwasserüberdruck. *P16* (40m von *P9* entfernt) wird zwar auch noch beeinflusst, aber bereits in deutlich geringerem Maße.

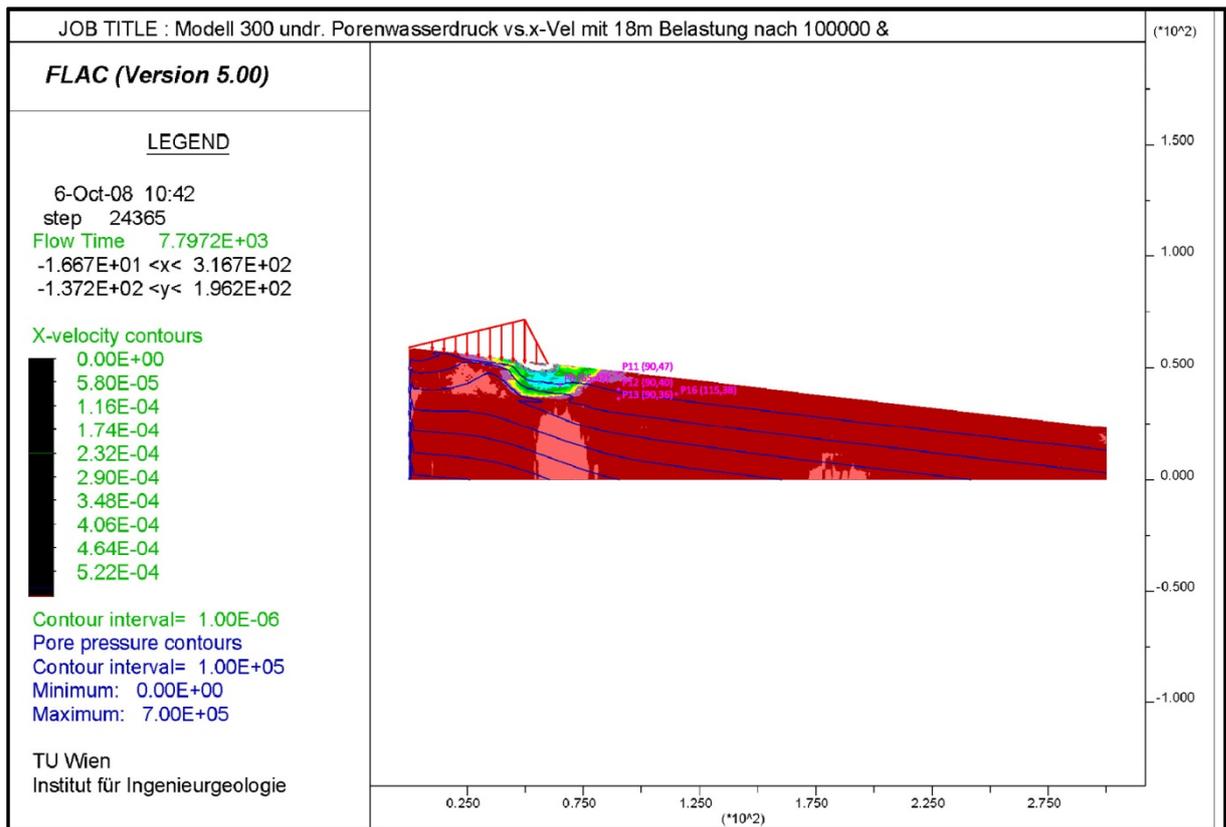


Abbildung 11-39: Modell 300 undr. Porenwasserdruck vs. X-Vel mit 18m Belastung nach 10000 steps

In Abbildung 11-39 werden Porenwasserdruck und Geschwindigkeit in x-Richtung übereinander gelegt. Die Kernaussage lautet hier: Bereiche mit den verhältnismäßig größten Geschwindigkeiten sind auch jene, die den größten Abfall im Porenwasserdruck verzeichnen.

Dies veranschaulicht auch das Diagramm in Abbildung 11-40. *P9* weist hier die höchsten Werte auf und bildet einen „Ausreißer“ mit maximal 7×10^{-6} m/s.

Die restlichen Punkte erfahren alle eine Beschleunigung gegenüber dem Grenzgleichgewichtszustand. Allerdings sind die Geschwindigkeiten, die sie erreichen, kaum höher als 1×10^{-6} m/s.

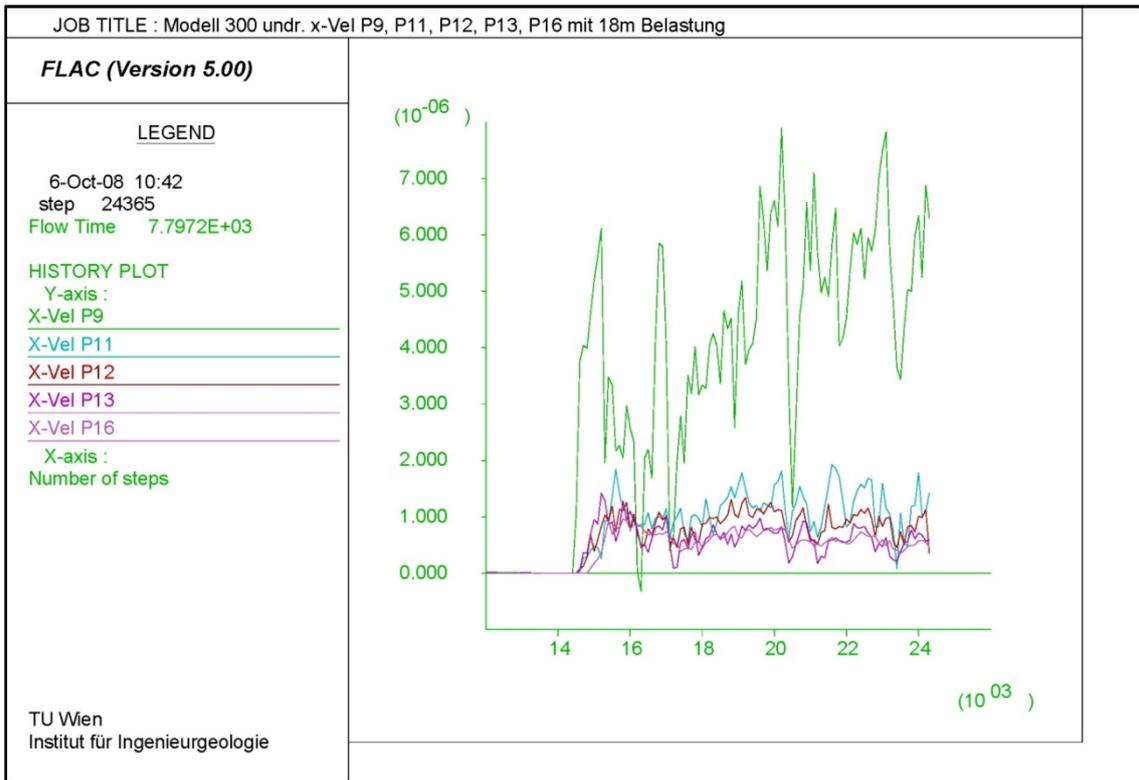


Abbildung 11-40: Modell 300 undr. x-Geschwindigkeiten Punkte mit 18m Belastung

Auch die Schubverzerrungen, die im Bereich vor der Last auftreten, sind extrem gering (Abbildung 11-41). Sie pendeln zwischen $0,5 \times 10^{-7}$ m und 1×10^{-7} m.

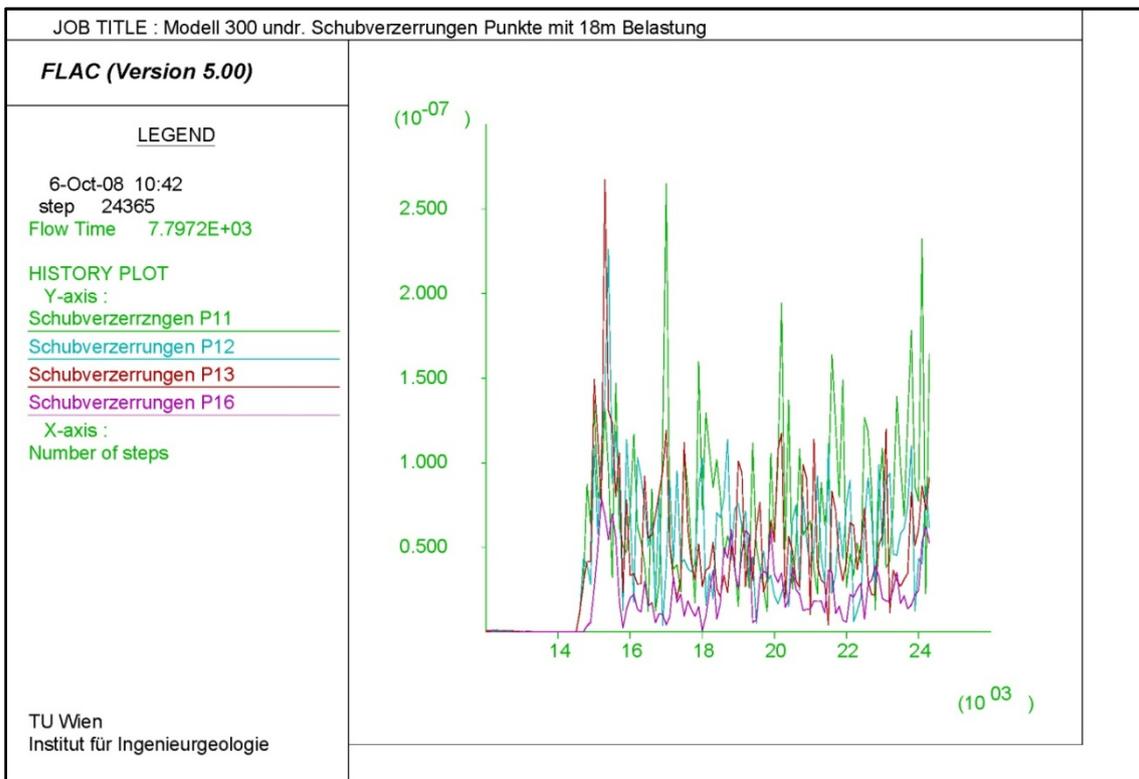


Abbildung 11-41: Modell 300 undr. Schubverzerrungen Punkte mit 18m Belastung

11.2.1.2 Totale und effektive Spannungen

Abbildung 11-42 veranschaulicht den Verlauf der effektiven Spannungen. Unterhalb der Last ist dieser mit dem des Modells 100 undr. ident. Die effektiven Spannungen steigen dort stark an, wo der Porenwasserdruck fällt.

Im Bereich vor der Last jedoch kann man beobachten, dass es dort wo der Porenwasserdruck diese Art „Welle“ bildet, zu einem Abfall der effektiven Spannungen kommt.

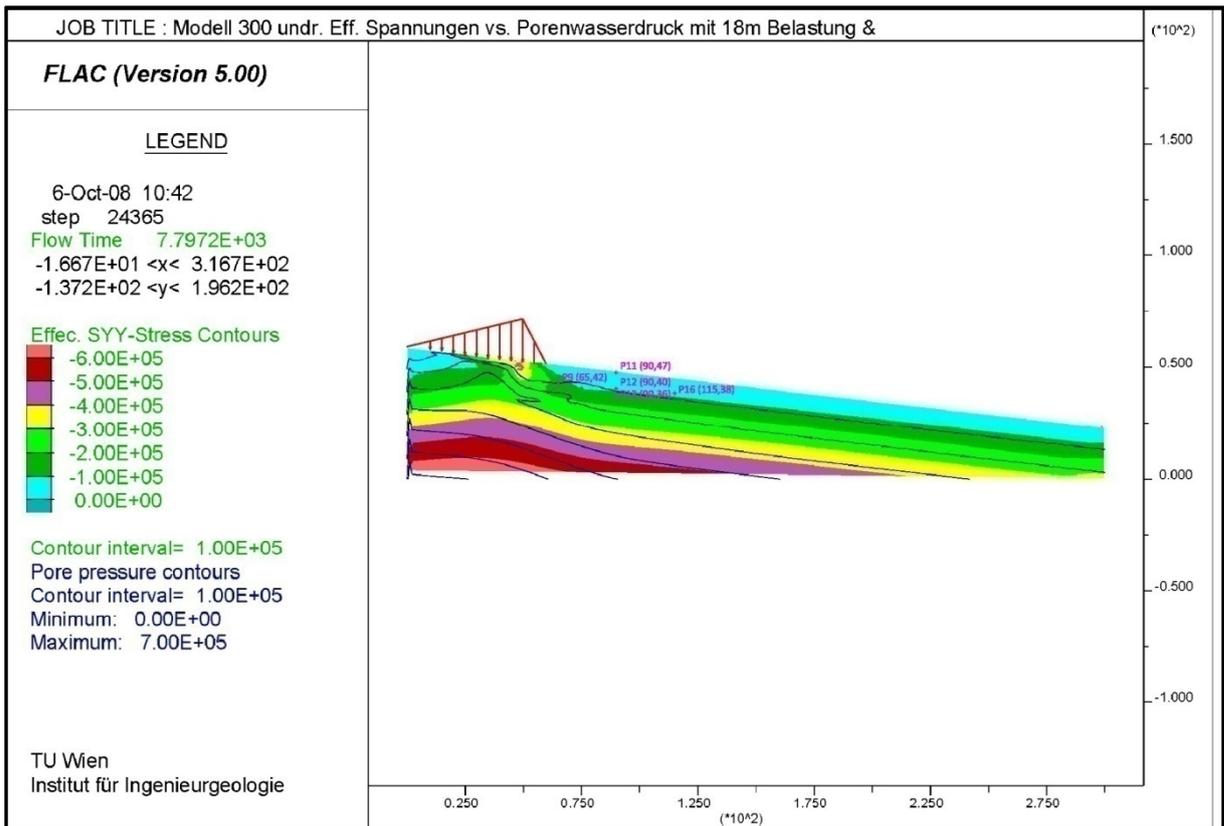


Abbildung 11-42: Modell 300 undr. Eff. Spannungen vs. Porenwasserdruck mit 18m Belastung nach 10000 steps

Betrachtet man weiter das Diagramm in Abbildung 11-43, kann man diese Abnahme bei den Punkten *P12*, *P13* und *P16* beobachten. Dieses geringere Niveau wird im Gegensatz zu *P9* dann aber auch gehalten.

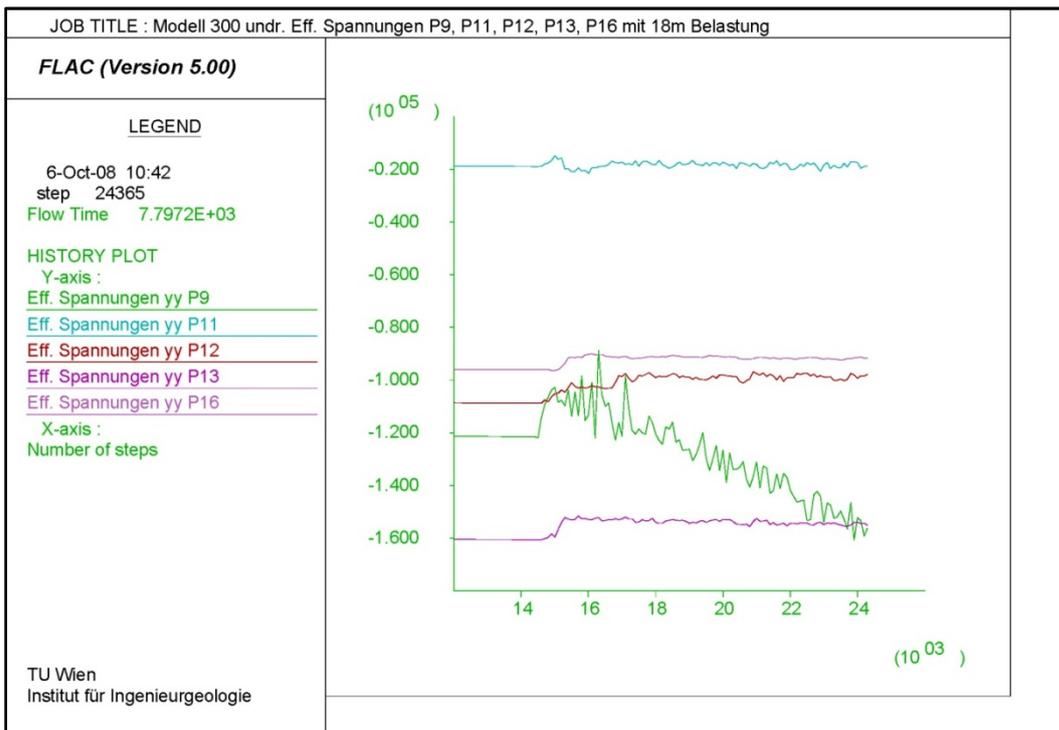


Abbildung 11-43: Modell 300 undr. Eff. Spannungen Punkte mit 18m Belastung

Betrachtet man die Verläufe der Spannungen in jedem Punkt im Detail, so wird klar, was den Abfall der effektiven Spannungen im Bereich von $P12$ und $P13$ von jenem in $P9$ unterscheidet. In $P9$ fällt zwar kurzzeitig ebenfalls die effektive Spannung ab (Abbildung 11-44), nimmt aber durch den Abfall des Porenwasserdrucks dann sofort wieder zu. Gleichzeitig haben auch die totalen Spannungen bedingt durch die Auflast zugenommen.

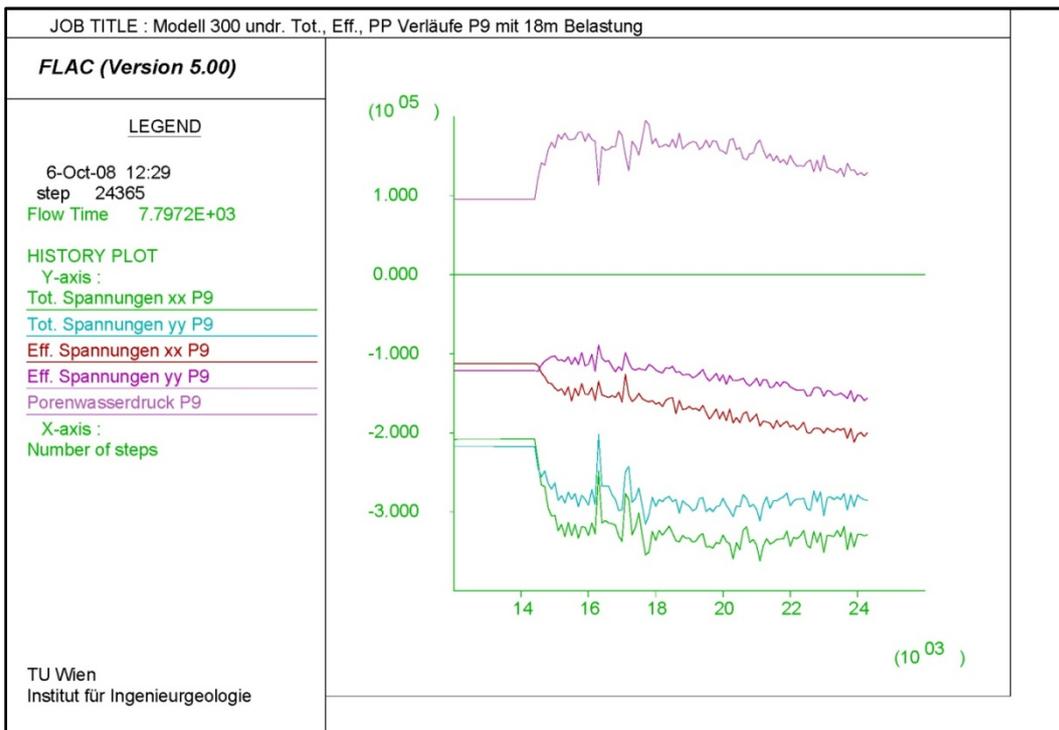


Abbildung 11-44: Modell 300 undr. Tot. Eff. Spannungs- und Porenwasserdruckverläufe P9 mit 18m Belastung

In *P12*, *P13* und *P16* hingegen (Abbildung 11-45; Abbildung 11-46; Abbildung 11-47), verändert sich an den totalen Spannungen nichts. Der leichte Abfall der effektiven Spannungen ist hier rein vom Porenwasserüberdruck bedingt. Diese Steigerung ist zwar gering, reicht aber aus, um die effektiven Spannungen so zu beeinflussen, dass plastische Verformungen die Folge sind. In diesem Fall nämlich wandert der Kreis der effektiven Spannungen bedingt durch den Porenwasserüberdruck nach links und berührt die Bruchgerade. Die totalen Spannungen bleiben unverändert.

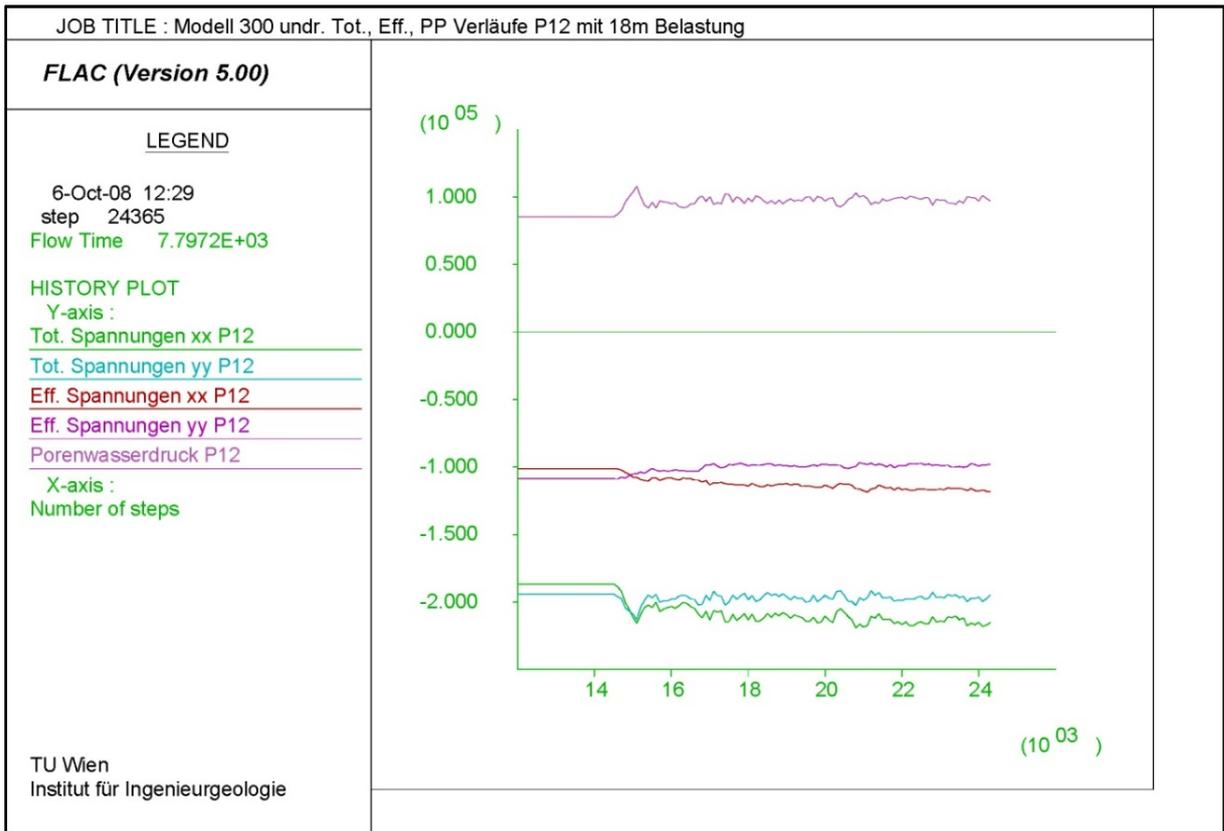


Abbildung 11-45: Modell 300 undr. Tot. Eff. Spannungs- und Porenwasserdruckverläufe P12 mit 18m Belastung

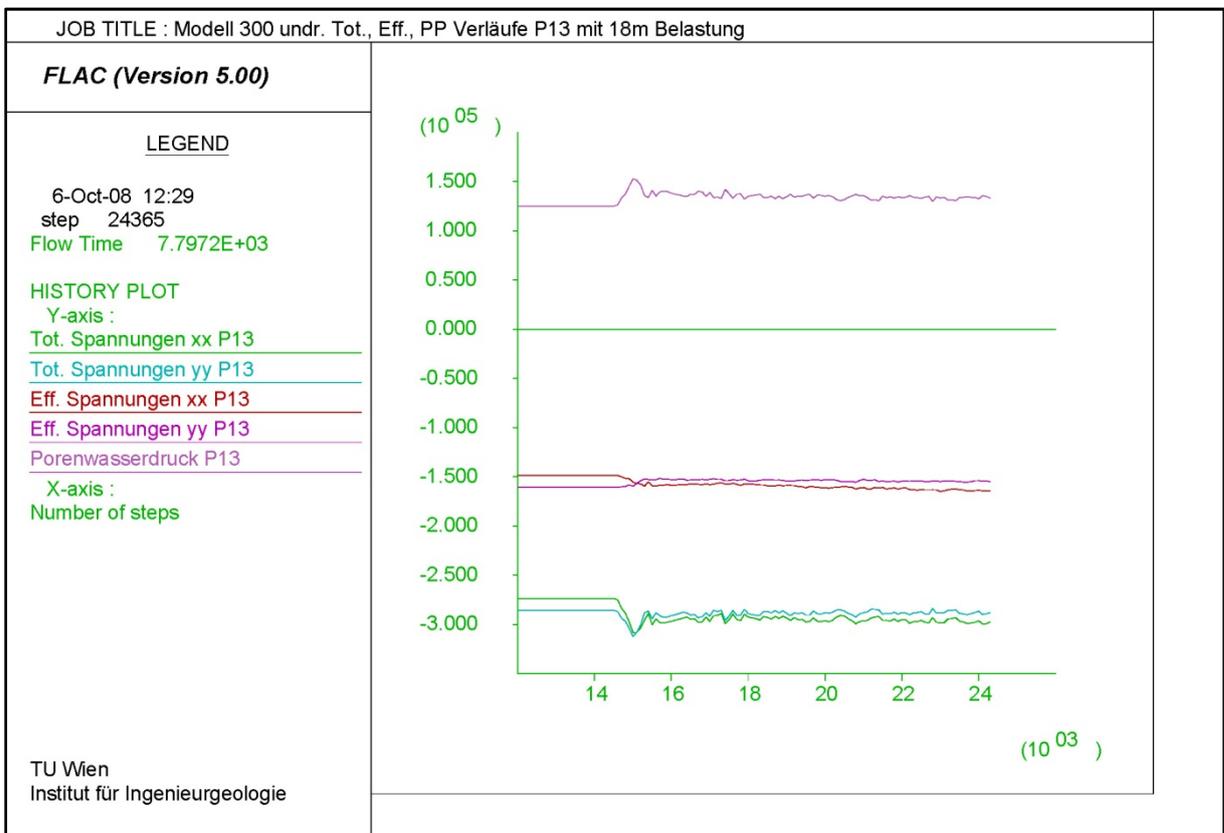


Abbildung 11-46: Modell 300 undr. Tot. Eff. Spannungs- und Porenwasserdruckverläufe P13 mit 18m Belastung

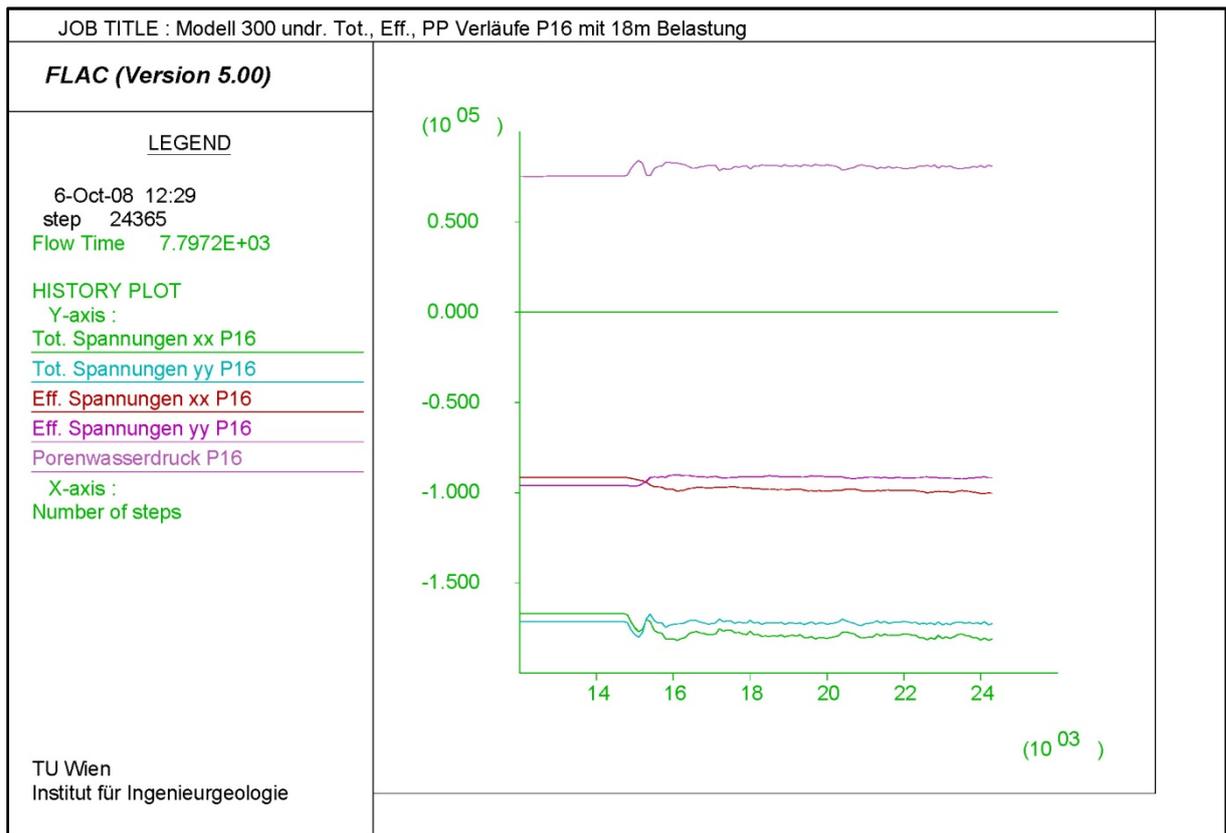


Abbildung 11-47: Modell 300 undr. Tot. Eff. Spannungs- und Porenwasserdruckverläufe P16 mit 18m Belastung

11.2.2 Belastung mit 9m und 4,5m

Die Versuche mit Modell 100 haben bereits gezeigt, dass der Lastgradient, sehr wohl einen Einfluss auf die Ausbreitung des in Bewegung geratenden Bereichs hat. Die Bewegungsgeschwindigkeiten sind hierbei, wie bereits erwähnt, äußerst gering mit Werten außerhalb des „Grundbruchbereichs“ zwischen 4×10^{-6} m/s und 1×10^{-6} m/s. Trotzdem erfahren diese Zonen eine Beschleunigung, da die Anfangsgeschwindigkeit im Zustand des Grenzgleichgewichts annähernd null ist.

Abbildung 11-48 zeigt die Geschwindigkeitsverteilung in der Böschung bei einer Belastung mittels der Dreieckslast mit 9m Scheitelhöhe. Vergleicht man diese mit Abbildung 11-39, sieht man, dass sich, auch wenn die Geschwindigkeiten im Bereich des „Grundbruches“ geringer geworden sind, die Fläche an mobilisierter Masse vergrößert hat. Ergab der Abstand der Rechnung mit 18m Belastung zwischen Lastfuß und dem am weitesten entfernten in Bewegung kommenden Punkt noch ca. 30m, so beträgt er jetzt bereits an die 70m.

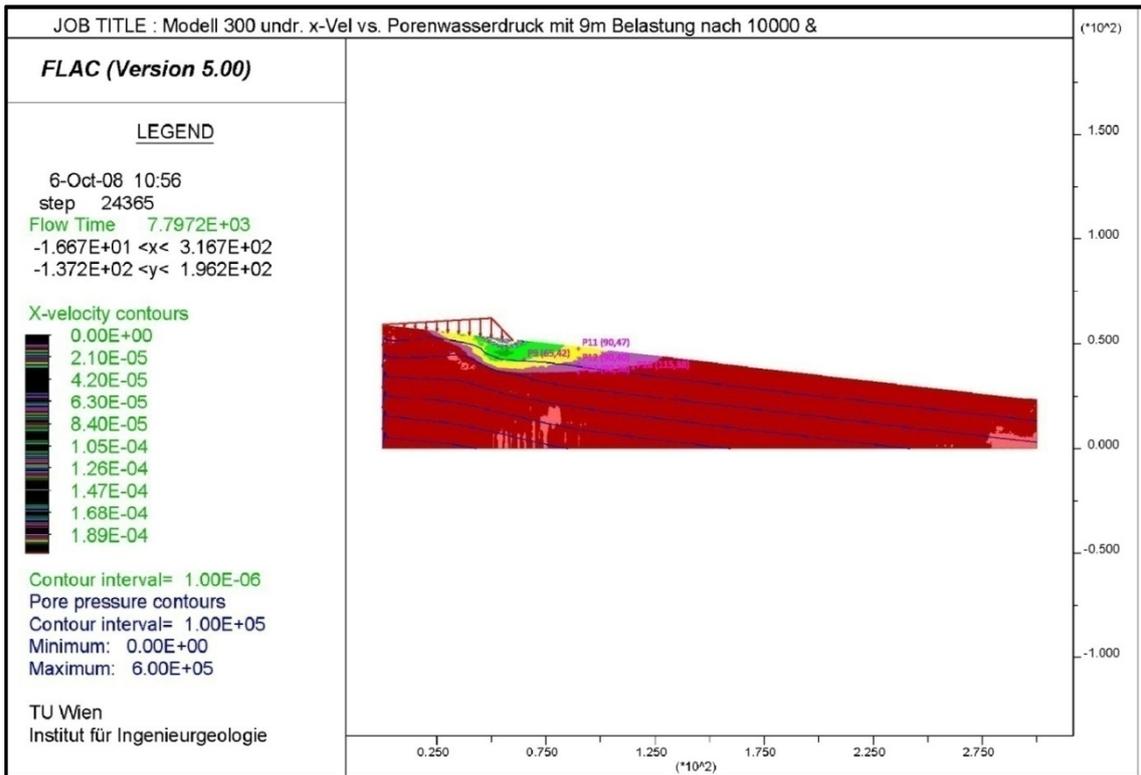


Abbildung 11-48: Modell 300 undr. x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 9m Belastung nach 10000 steps

Das Diagramm in Abbildung 11-49 stellt die Geschwindigkeiten der einzelnen Punkte dar.

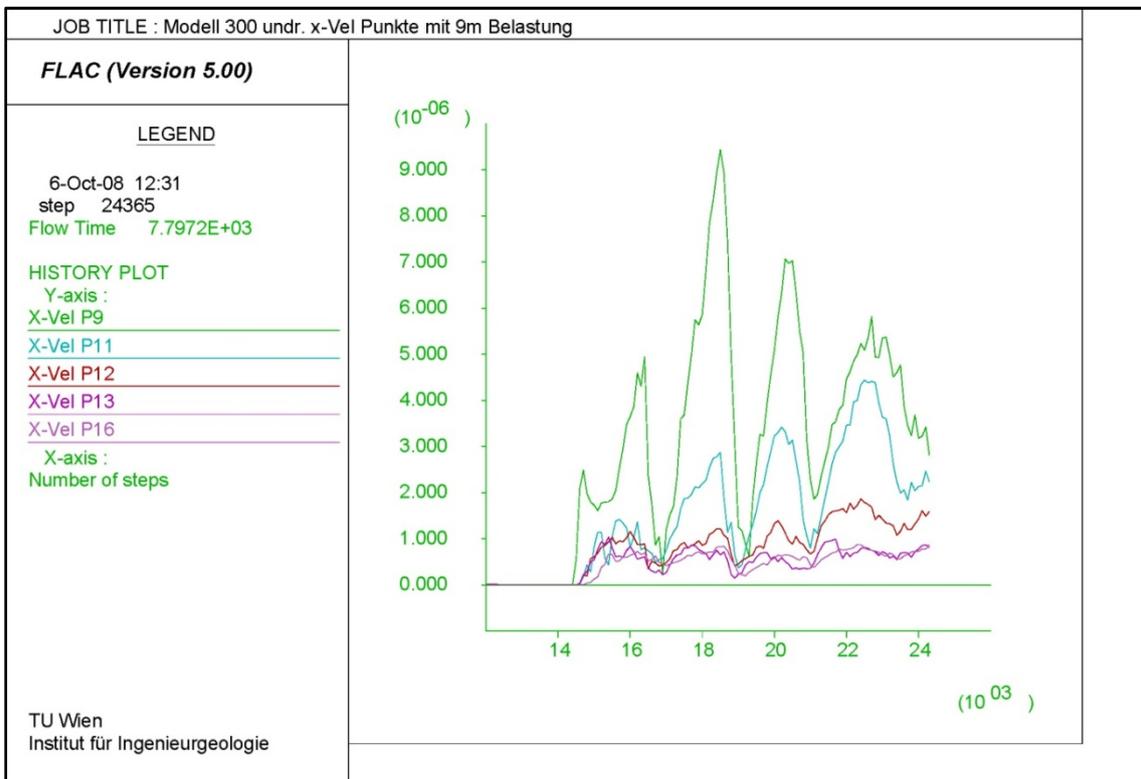


Abbildung 11-49: Modell 300 undr. x-Vel Punkte mit 9m Belastung nach 10000 steps

Bei einer Last mit nunmehr 4,5m Scheitelhöhe (Abbildung 11-50) hat sich der Bereich weiter vergrößert. Hier ist der oben erwähnte Abstand schon auf 100m angewachsen.

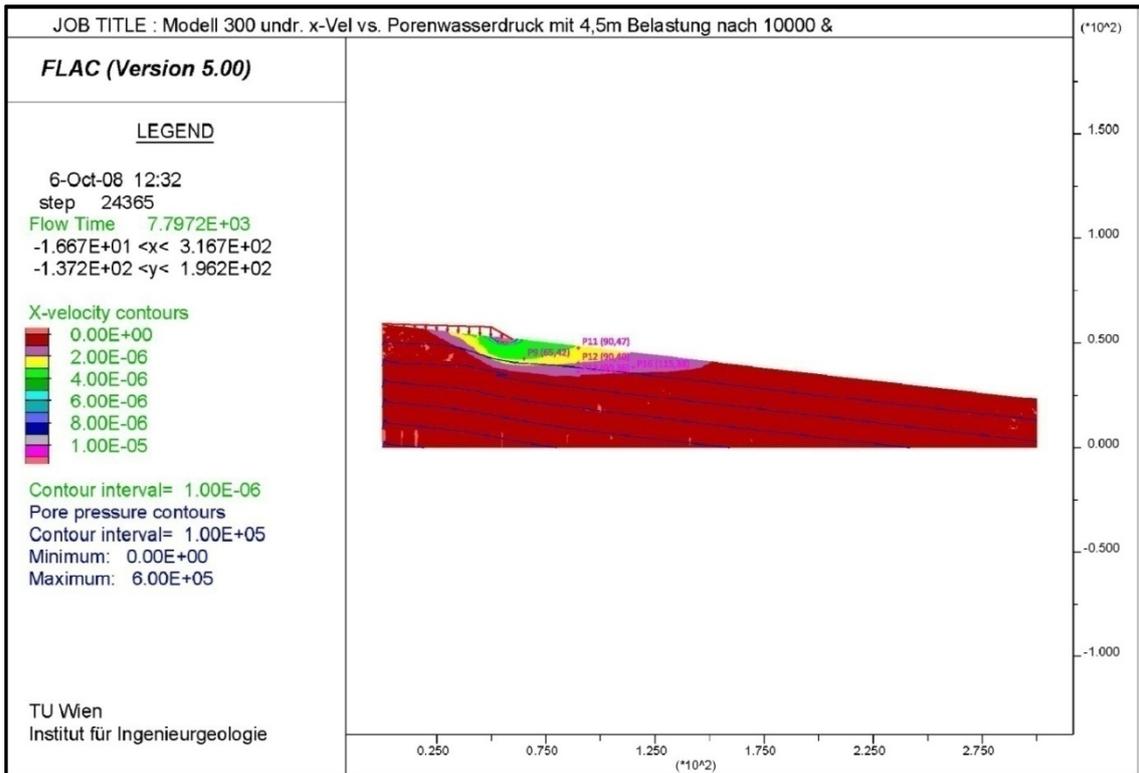


Abbildung 11-50: Modell 300 undr. x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung nach 10000 steps

Die Geschwindigkeiten (Abbildung 11-51) bleiben jedoch weiterhin äußerst gering.

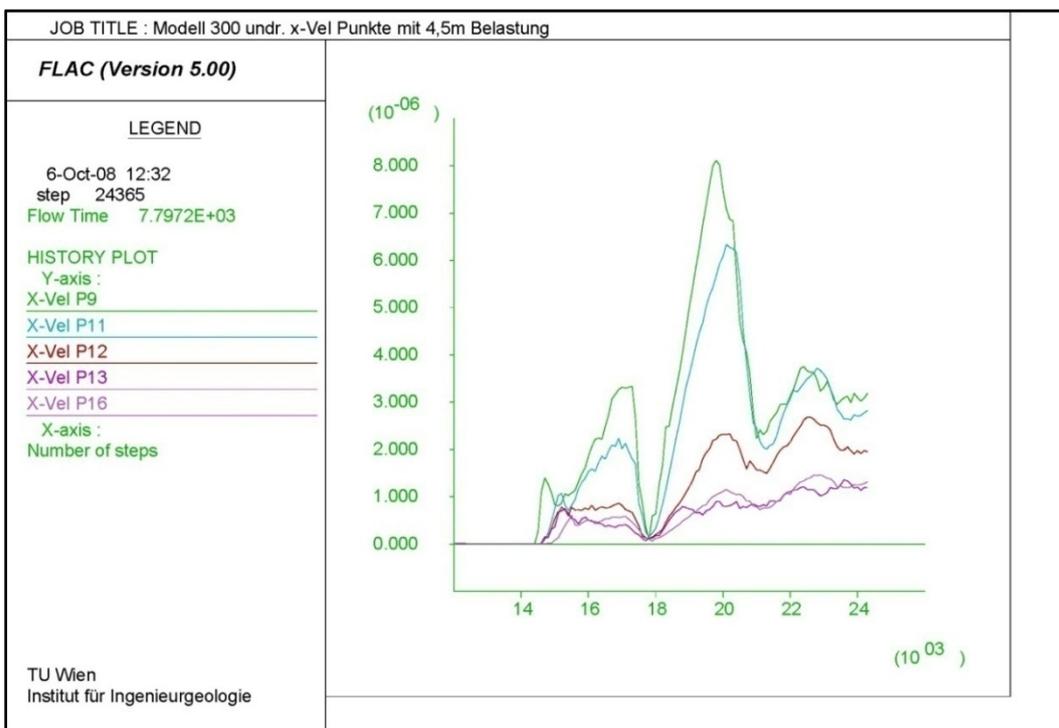


Abbildung 11-51: Modell 300 undr. x-Vel Punkte mit 4,5m Belastung nach 10000 steps

12 Böschungsverhalten bei drainierten Verhältnissen

12.1 Modell 100

Der drainierte Versuch am Modell 100 soll primär Auskunft darüber geben, ob nachfließendes Bergwasser Einfluss auf das Systemverhalten haben kann, bzw., ob mögliche Diffusionsprozesse den Porenwasserdruckverlauf beeinflussen können. Mechanische sowie hydraulische Randbedingungen (Abschnitt 7.1.2 und Abschnitt 7.1.3) bleiben unverändert. Einziger Unterschied zur undrainierten Berechnung ist der aktivierte Wasserfluss, das heißt, die Berechnung wird vollkommen mechanisch-hydraulisch gekoppelt durchgeführt. Der Porenwasserdruck ist somit nicht mehr exklusiv von volumetrischen Veränderungen des Porenraums abhängig, sondern er wird auch von Diffusionsprozessen beeinflusst.

12.1.1 Belastung mit 18m

Die Lastgeometrie und -anordnung entspricht den Angaben in Abschnitt 10.2.1.1 und ist dieselbe, die für den undrainierten Versuch angewendet wurde. Auch die durchgeführten Rechenschritte stimmen mit diesem überein.

12.1.1.1 Porenwasserdruck

In den in Abschnitt 10.3.2 angeführten Abständen, werden Momentaufnahmen gemacht, um den Verlauf der Rechnung besser zu veranschaulichen und dadurch ein besseres Verständnis des Belastungsablaufes zu erhalten.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die progressiven Veränderungen des Porenwasserdruckverlaufs unter der Einwirkung der Last. Ähnlich wie beim undrainierten Versuch bildet sich unmittelbar nach Lastaufbringung (Abbildung 12-1) ein blasenartiger Porenwasserüberdruckbereich direkt unter der Last. Dieser breitet sich nach und nach aus, wie aus Abbildung 12-2 bzw. Abbildung 12-3 ersichtlich ist. Neben dem Porenwasserdruckverlauf sind in den Plots auch die Schubverzerrungen angezeigt.

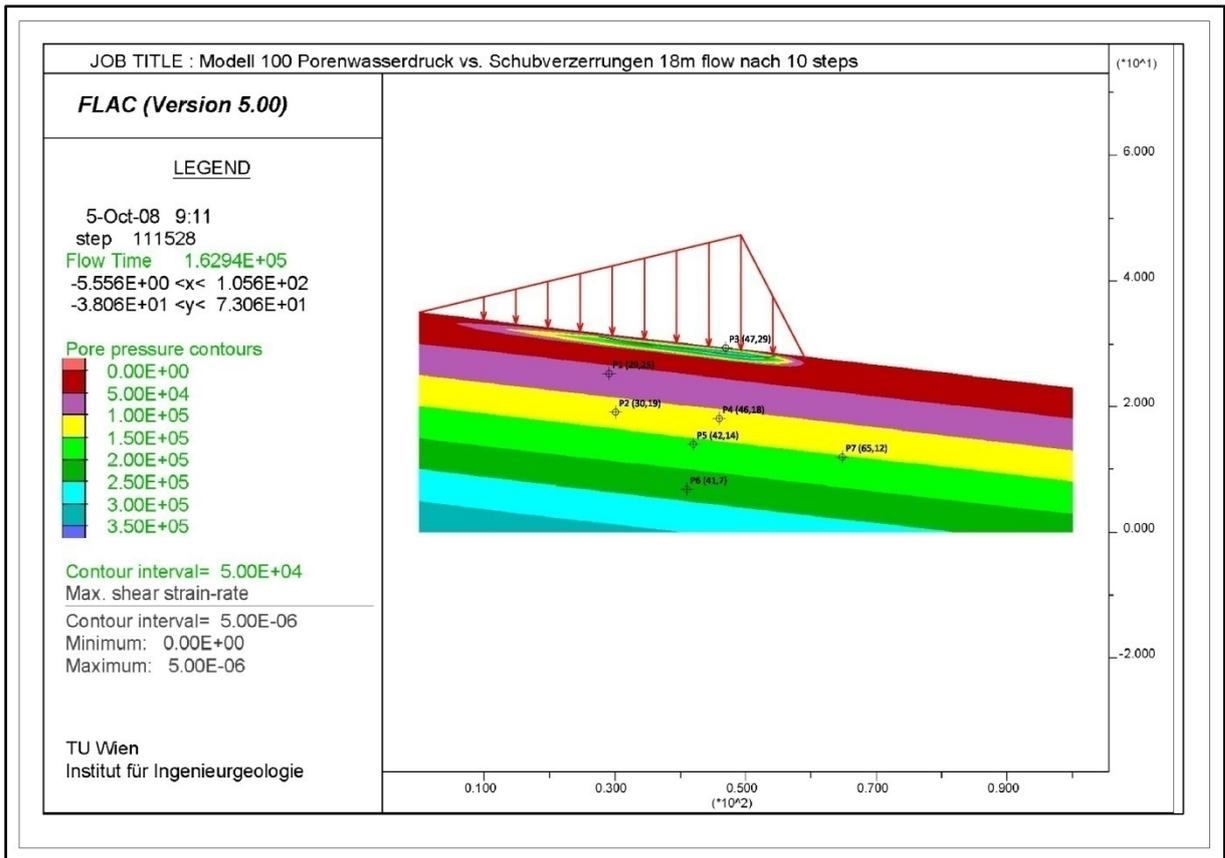


Abbildung 12-1: Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen mit 18m Belastung nach 10 steps

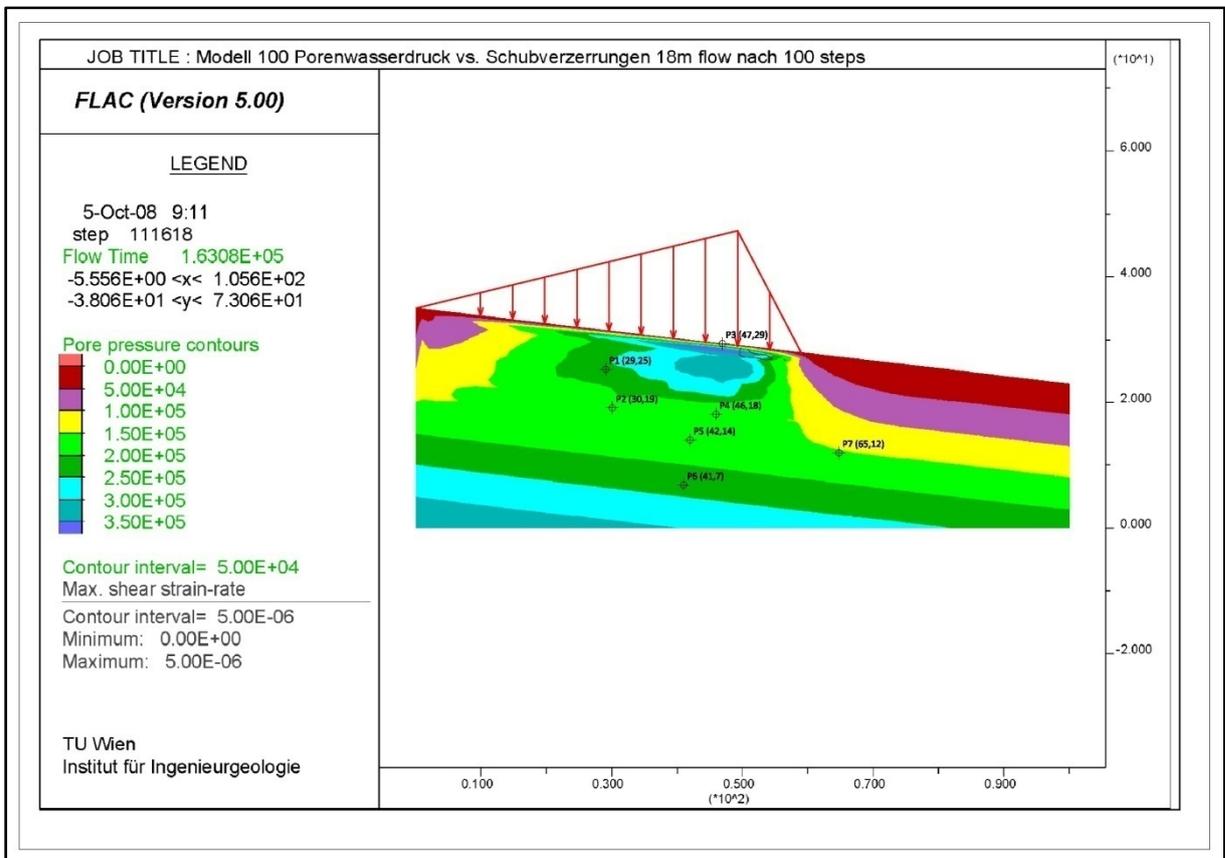


Abbildung 12-2: : Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen mit 18m Belastung nach 100 steps

Betrachtet man Abbildung 12-3, erkennt man, wie nach 1000 Rechenschritten ab Grenzgleichgewicht, die Schubverzerrungen deutlich in die Tiefe gewandert sind und zunehmen.

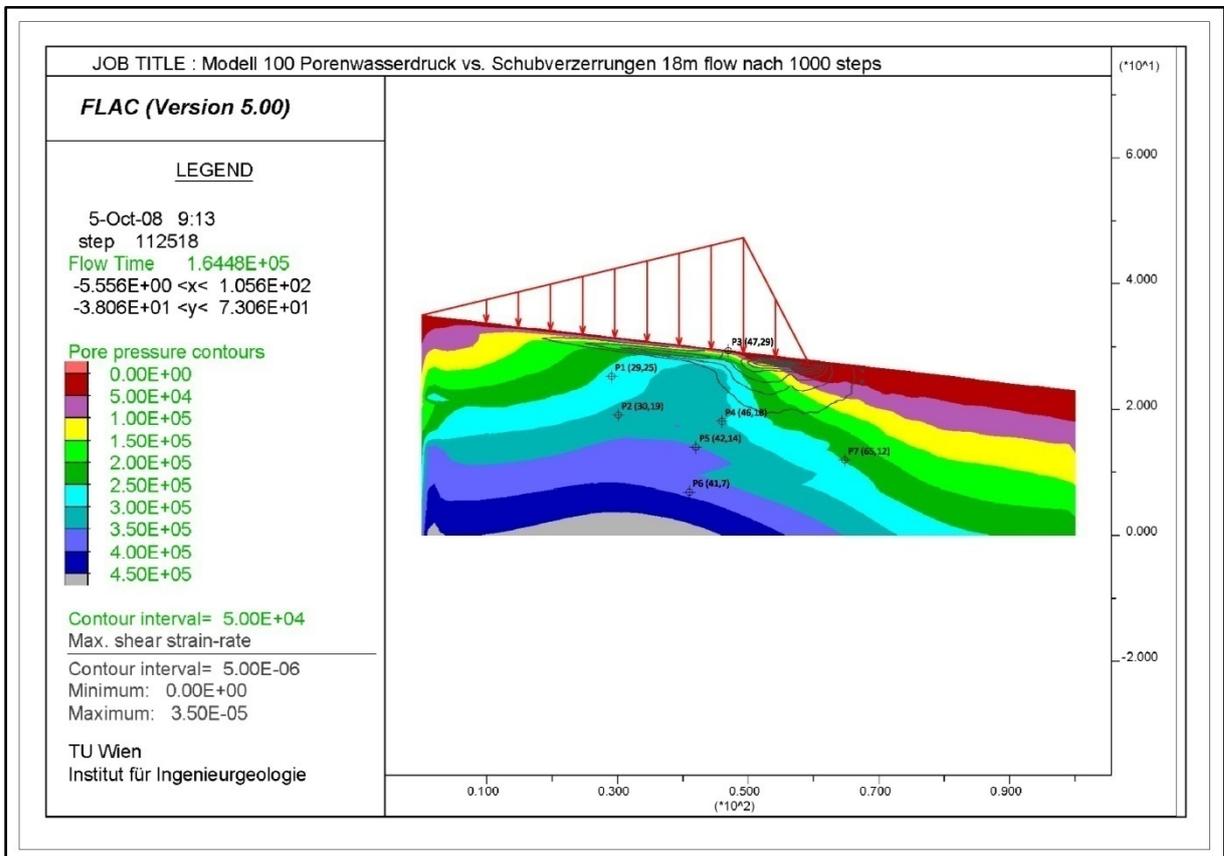


Abbildung 12-3: : Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen mit 18m Belastung nach 1000 steps

Vergleicht man den Bereich, der von den grauen Linien der Schubverzerrungen (Abbildung 12-3) umrandet ist, mit demjenigen, in dem der Porenwasserdruck unterhalb des Lastfußpunktes später absinkt (Abbildung 12-4), erkennt man, dass sie annähernd deckungsgleich sind.

Das bestätigt die Tatsache, dass durch Schubverzerrungen Auflockerung entsteht, die wiederum für den Abfall des Porenwasserdrucks verantwortlich ist.

Der Effekt eines Ausgleichs dieses Abfalls durch das nachströmende Wasser bleibt zumindest unmittelbar nach der Belastung aus. Durch die sehr geringe Durchlässigkeit des Materials kann das Wasser in der, im Verhältnis zur Diffusionszeit des Porenwasserüberdrucks, kurzen Belastungszeit weder in bedeutender Menge zu- noch abfließen. Dies lässt sich beim Vergleichen der Porenwasserdruckverläufe im undrainierten Versuch (Abbildung 11-3 und Abbildung 11-4) mit jenen im drainierten (Abbildung 12-3 und Abbildung 12-4) erkennen.

Nach 100000 Rechenschritten (Abbildung 12-5) ist der Abfall im Fußbereich der Last nicht so stark wie beim undrainierten Modell (Abbildung 11-5).

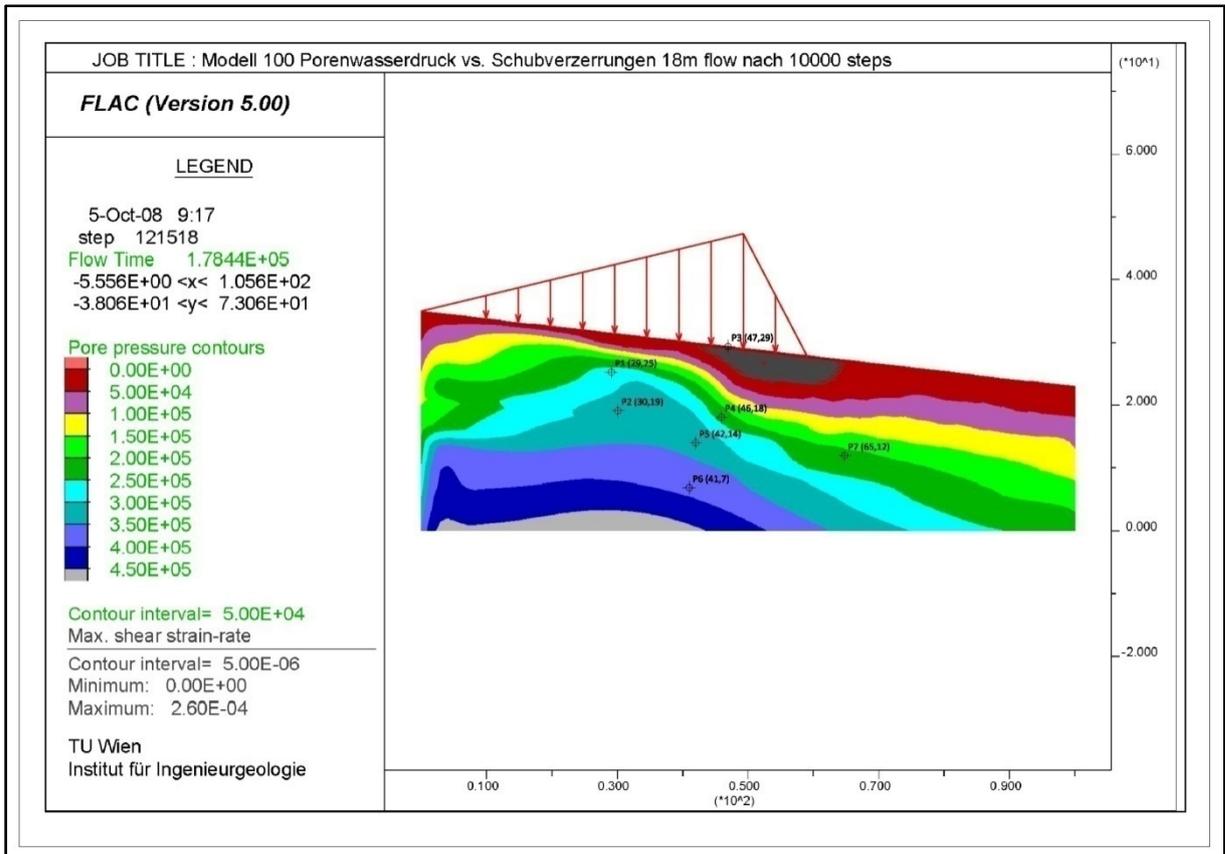


Abbildung 12-4: : Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen mit 18m Belastung nach 10000 steps

Dies lässt den Schluss zu, dass der Einfluss des nachströmenden Wassers unmittelbar nach der Belastung vernachlässigbar ist, jedoch mit zunehmender Rechendauer an Bedeutung gewinnt.

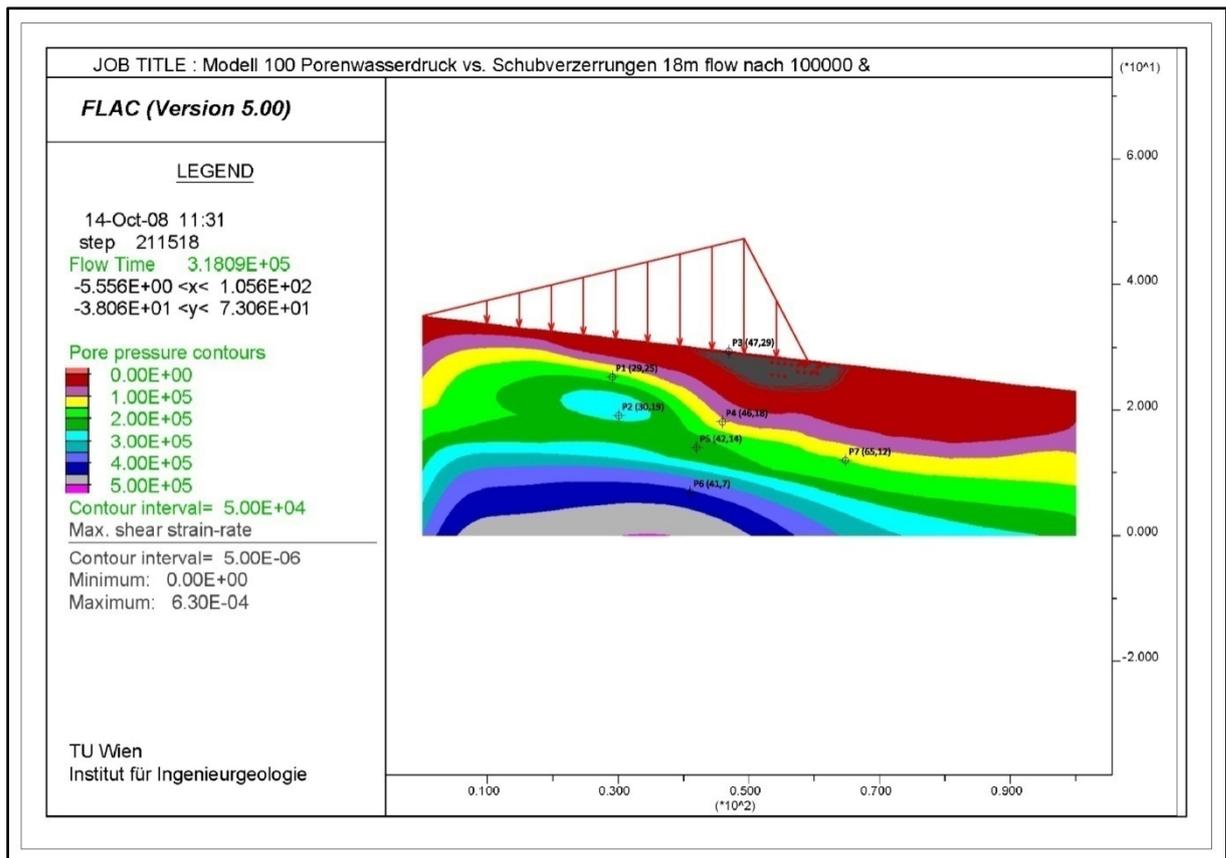


Abbildung 12-5: : Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen mit 18m Belastung nach 100000 steps

In Abbildung 12-6 sind die Verläufe der Porenwasserdrücke in den jeweiligen Messpunkten dargestellt. Vergleicht man diese mit jenen des undrainierten Versuchs in Abbildung 11-6, treten gewisse Unterschiede auf. P1 und P2, die beide in der ungestörten Zone unterhalb der Last liegen, weisen nach dem Sprung durch die Belastung im undrainierten Modell einen konstanten Verlauf auf. Im drainierten Versuch hingegen, wird eine Plateauphase von einem stetigen Abfall gefolgt. Dieser ist auf den Abbau des Porenwasserüberdrucks durch Diffusion zurückzuführen. P3 fällt in beiden Fällen auf null, da er sich unmittelbar unter der Last und knapp an der Oberfläche befindet. P4 weist einen etwas steileren Abfall bei der gekoppelten Berechnung auf.

Bei P5 kann der Einfluss der Durchlässigkeit in der drainierten Berechnung erkannt werden. Während in der undrainierten Berechnung kein Wasserfluss stattfindet und Porenwasserdruckabfälle nur durch Auflockerung verursacht werden können, fällt in der drainierten Berechnung der Porenwasserdruck in P5 infolge der Nähe der durchlässigen Schicht stärker ab (vgl. Abbildung 11-6 und Abbildung 12-6). P6 ist in diesem Fall unbedeutend, da er im elastischen Sockel liegt. Bei P7 ist es hingegen das nachströmende Wasser, welches auf längere Zeit den Abfall etwas dämpft.

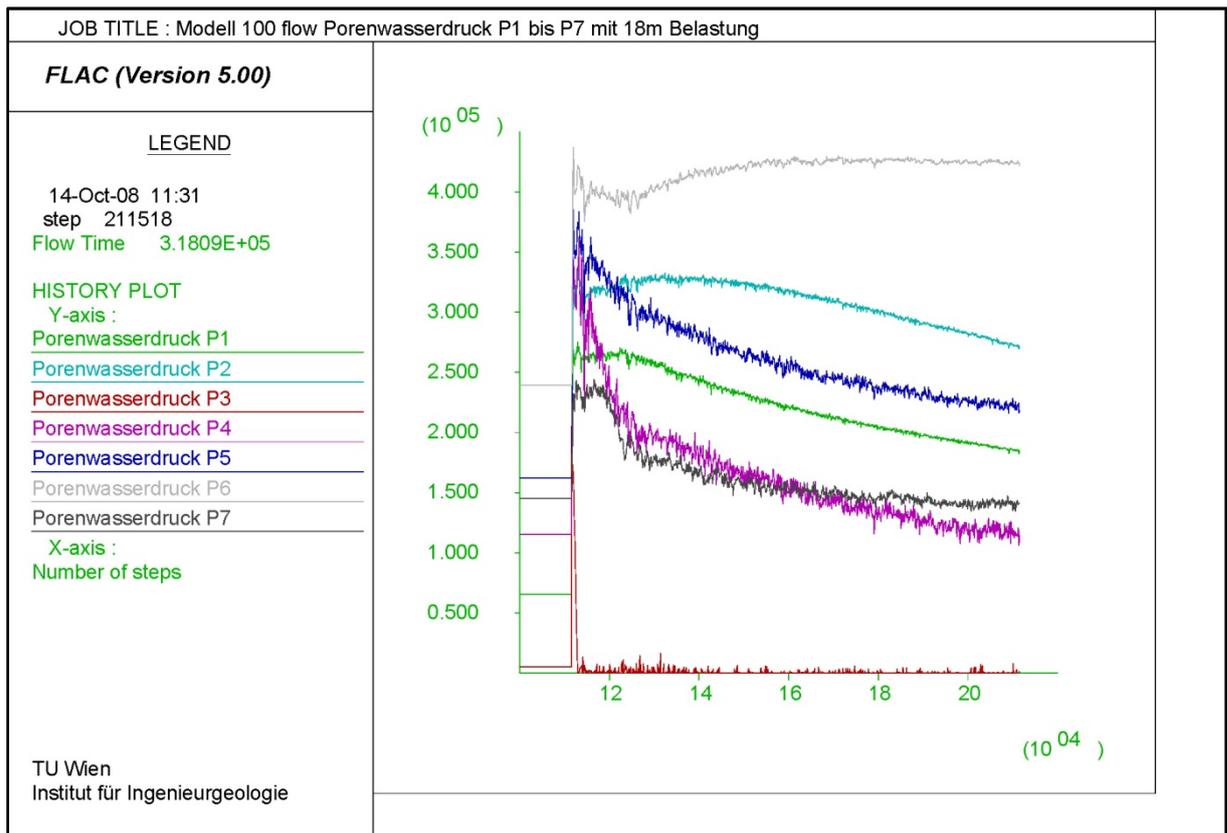


Abbildung 12-6: Modell 100 flow Porenwasserdruck P1 bis P7 mit 18m Belastung

Ein Vergleich der Verläufe von Schubverzerrungen (Abbildung 12-7) und Porenwasserdruck (Abbildung 12-6) zeigt, dass starke Anstiege bei ersteren, nachfolgende Abfälle bei Letzterem verursachen.

Die Schubverzerrungen nehmen dann ebenfalls wieder ab und pendeln sich auf einem konstanten Bereich ein. Dieser Prozess ist bei *P7* deutlich zu beobachten. Bis etwa 125000 Rechenschritte ist der Porenwasserdruck, in diesem Fall der Porenwasserüberdruck, konstant hoch. Die Schubverzerrungen nehmen ab dem Zeitpunkt der Belastung steil zu und erreichen bei ca. 125000 steps ihren maximalen Wert. Ab diesem Moment beginnt der Porenwasserdruck stark zu fallen und die Schubverzerrungen gehen ebenfalls zurück.

Im Allgemeinen jedoch sind die Verzerrungen nur sehr klein. Sie bewegen sich zwischen Maximalwerten bei *P4* um 2×10^{-6} m und bei *P7* um $1,6 \times 10^{-6}$ m. Diese fallen dann jeweils auf einen Wertebereich zwischen $0,4 \times 10^{-6}$ m und 0 ab.

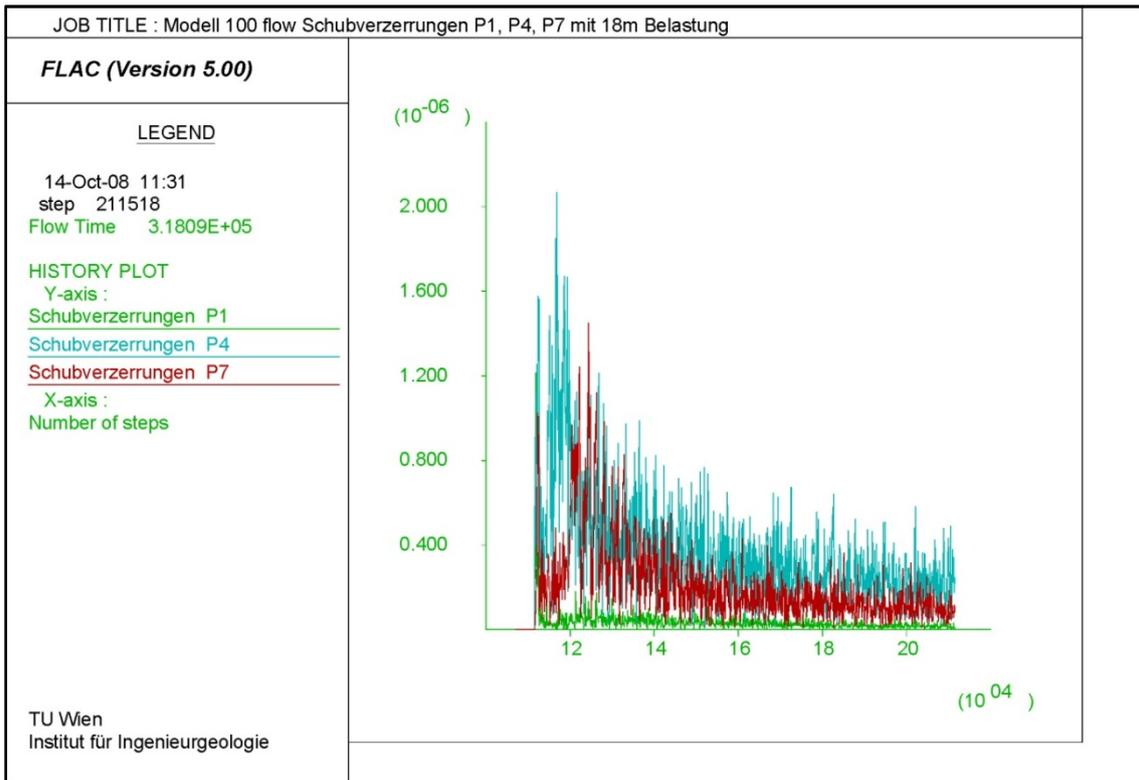


Abbildung 12-7: Modell 100 flow Schubverzerrungen P1, P4, P7 mit 18m Belastung

Die Ausnahme ist so wie bei der undrainierten Berechnung der Punkt P3. Dieser erreicht Verzerrungswerte von $1,6 \times 10^{-4}$ (Abbildung 12-8).

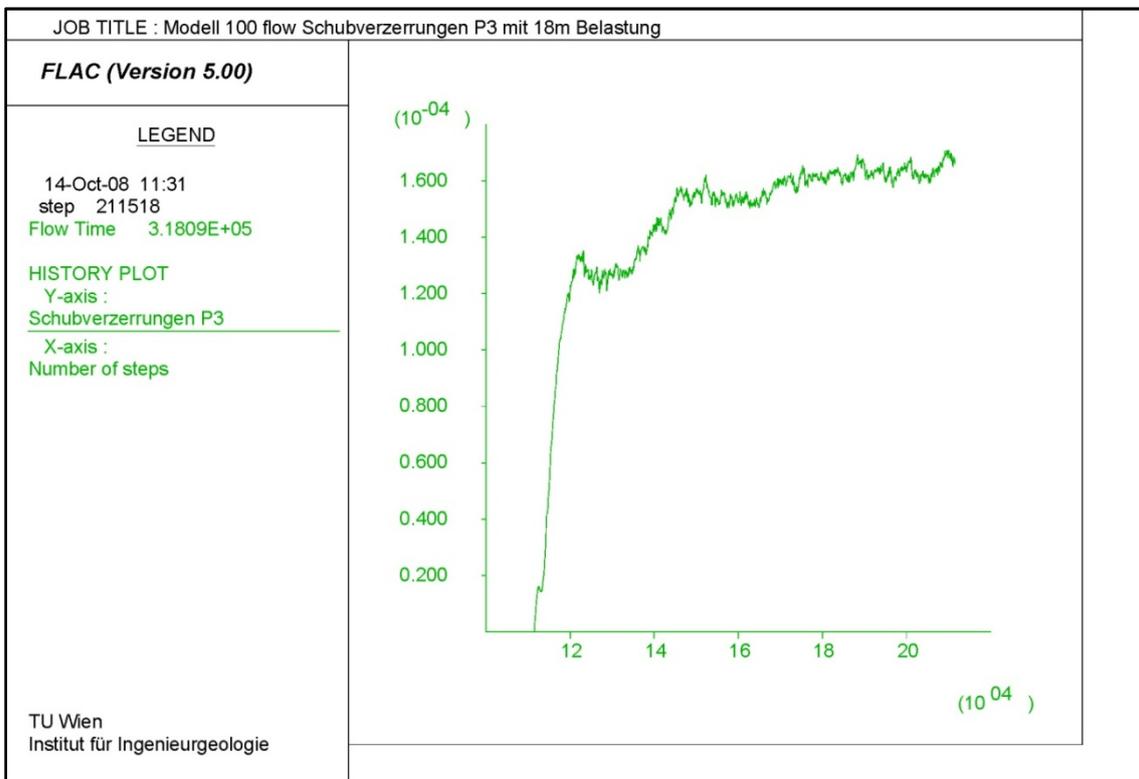


Abbildung 12-8: Modell 100 flow Schubverzerrungen P3 mit 18m Belastung

In Abbildung 12-9 und Abbildung 12-10 wird der Verlauf des Porenwasserdrucks dem der Geschwindigkeit in x-Richtung gegenübergestellt. Wie auch schon beim undrainierten Versuch sinkt der Porenwasserdruck in jenen Bereichen, in denen die größten Geschwindigkeiten gemessen werden, ab. Auch der Verlauf über die Rechnerdauer (Abbildung 12-11) ist dem der Schubverzerrungen sehr ähnlich.

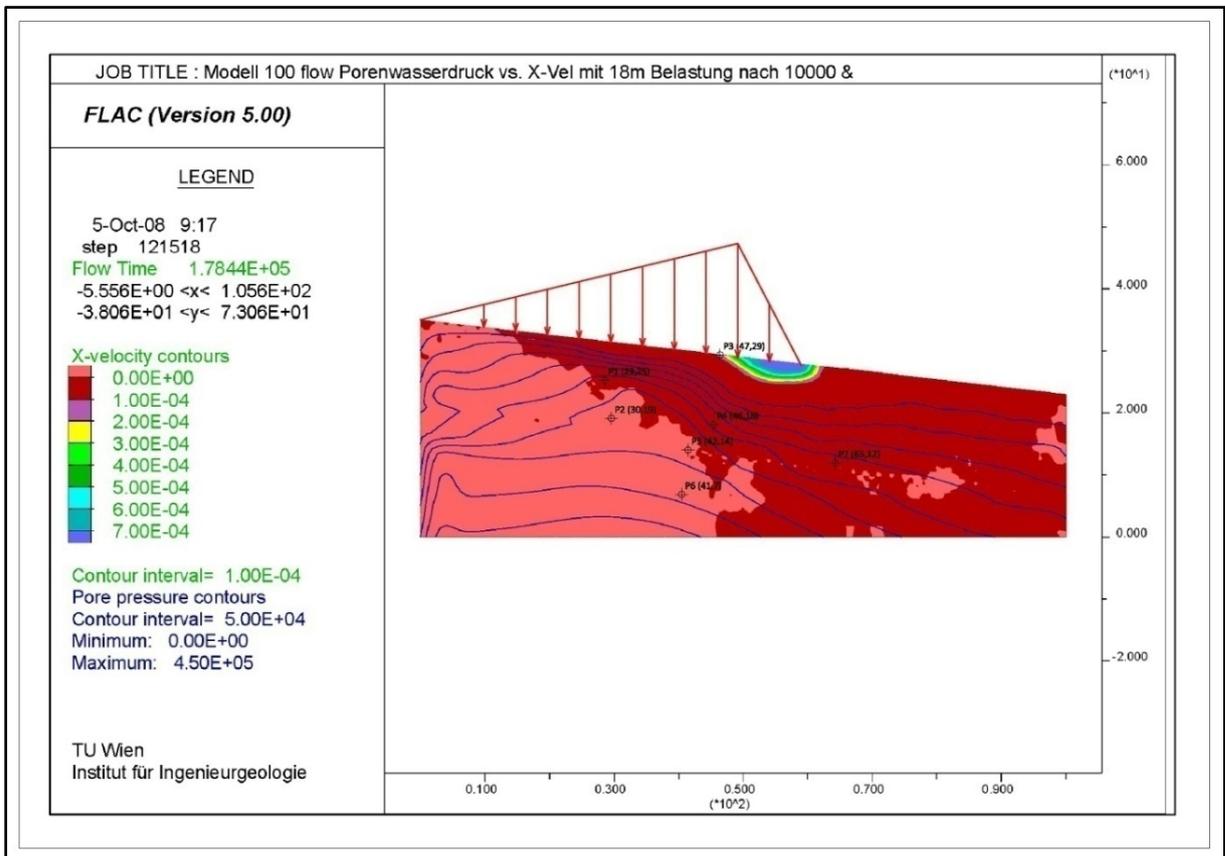


Abbildung 12-9: Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. X-Vel mit 18m Belastung nach 10000 steps

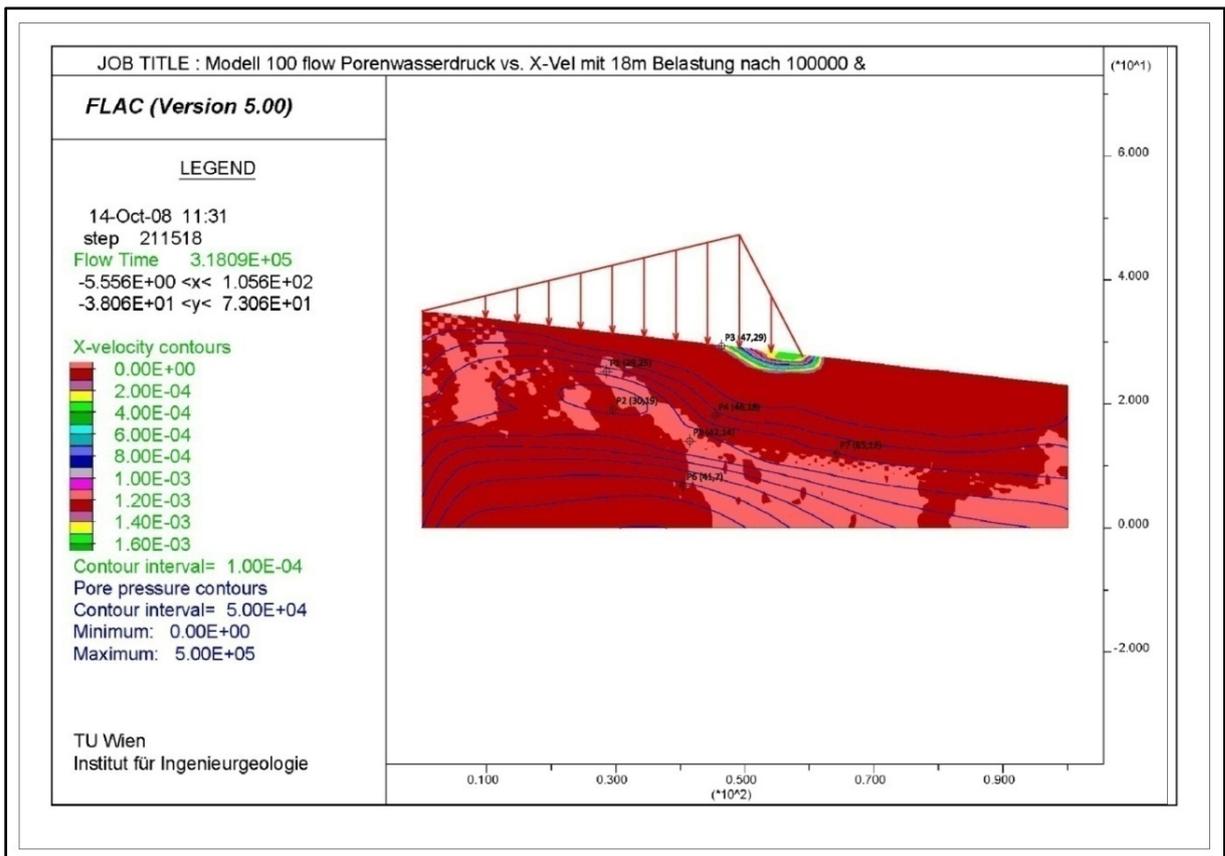


Abbildung 12-10: Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. X-Vel mit 18m Belastung nach 100000 steps

Zu vermerken ist jedoch, dass die gemessenen Geschwindigkeiten im undrainierten Versuch, (Abbildung 11-11) im Endwert etwas geringer sind als die im drainierten Versuch.

Während im ersten Fall der Wert unter 1×10^{-6} m/s liegt, pendeln sich die Geschwindigkeiten bei der gekoppelten Berechnung bei etwa 1×10^{-6} m/s ein.

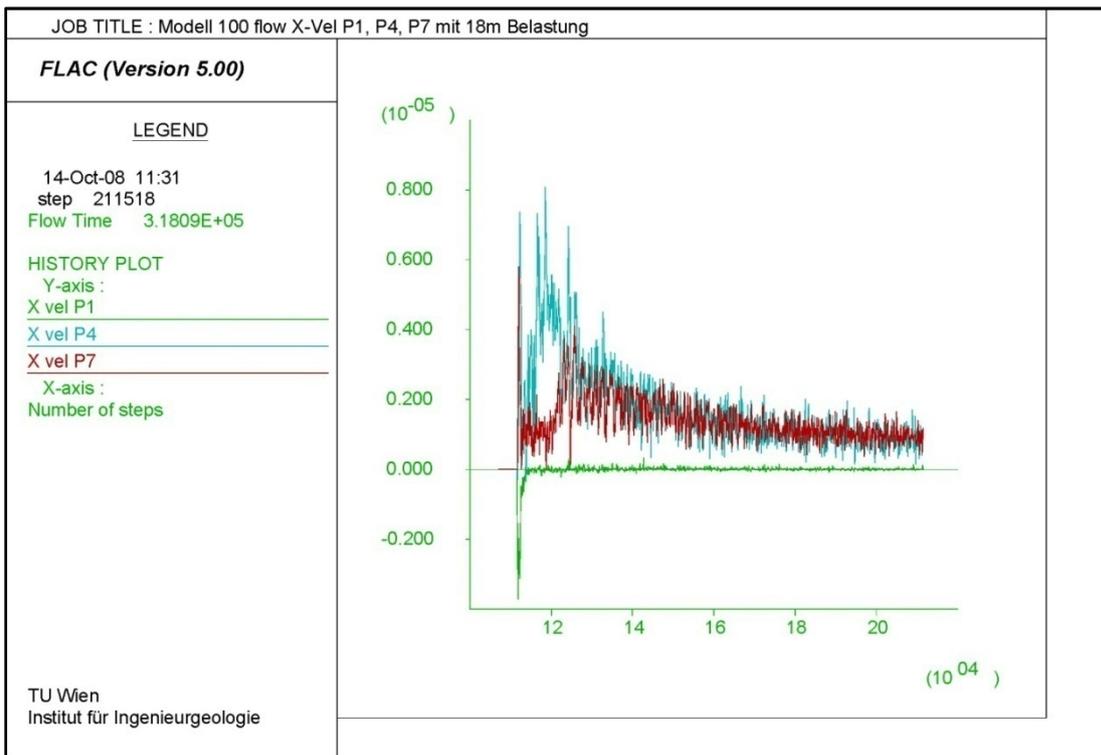


Abbildung 12-11: Modell 100 flow X-Vel P1, P4, P7 mit 18m Belastung

Der Punkt P3 verhält sich bei der drainierten Berechnung etwas anders. Anstatt, wie bei der undrainierten nach dem Sprung einen konstanten Verlauf zu verzeichnen (Abbildung 11-12), nimmt die Geschwindigkeit bei der drainierten Berechnung kontinuierlich zu (Abbildung 12-12).

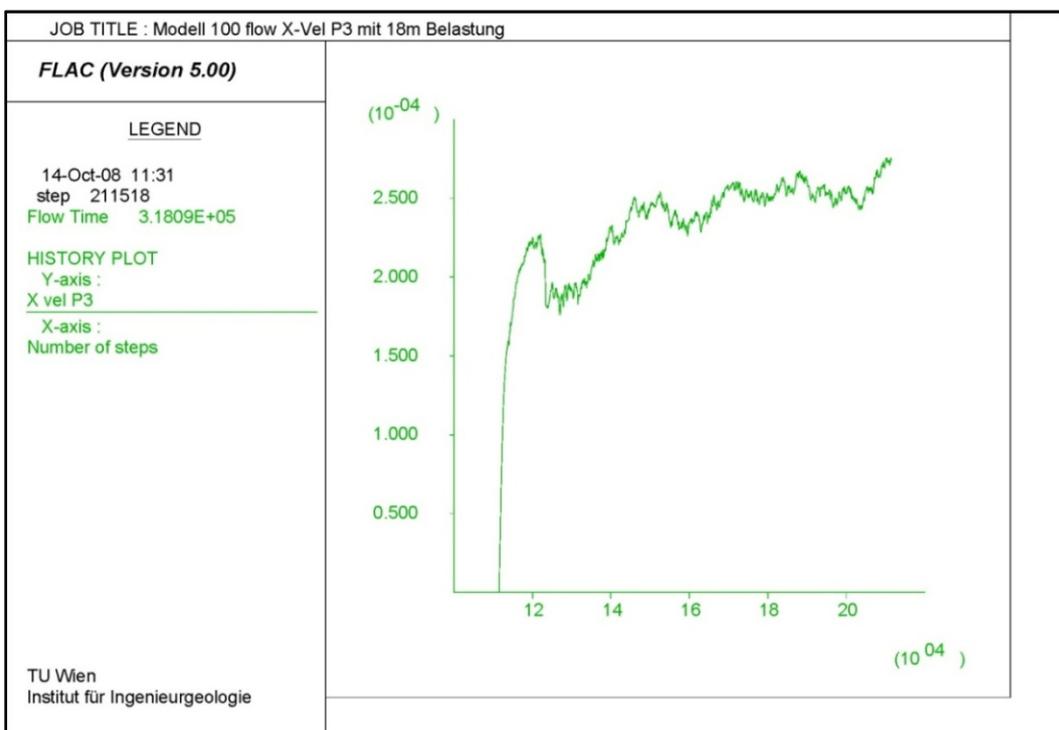


Abbildung 12-12: Modell 100 flow X-Vel P3 mit 18m Belastung

Abbildung 12-13 veranschaulicht den Zustand der Böschung und unterscheidet zwischen Bereichen die plastifizieren und jenen, die sich noch innerhalb der elastischen Materialgrenzen befinden. Nach etwa 1000 Rechenschritten hat sich unterhalb des Lastfußes, also im Bereich der größten Belastung, eine ausgeprägte plastische Zone ausgebildet (Abbildung 12-13), so wie beim undrainierten Versuch. Bei Beendigung der Rechnung nach 100000 Rechenschritten ab Grenzgleichgewicht (Abbildung 12-14) ist der Porenwasserdruck abgefallen und es ist anhand der plastifizierten Zonen möglich, die Form eines Gleitkreises zu erkennen.

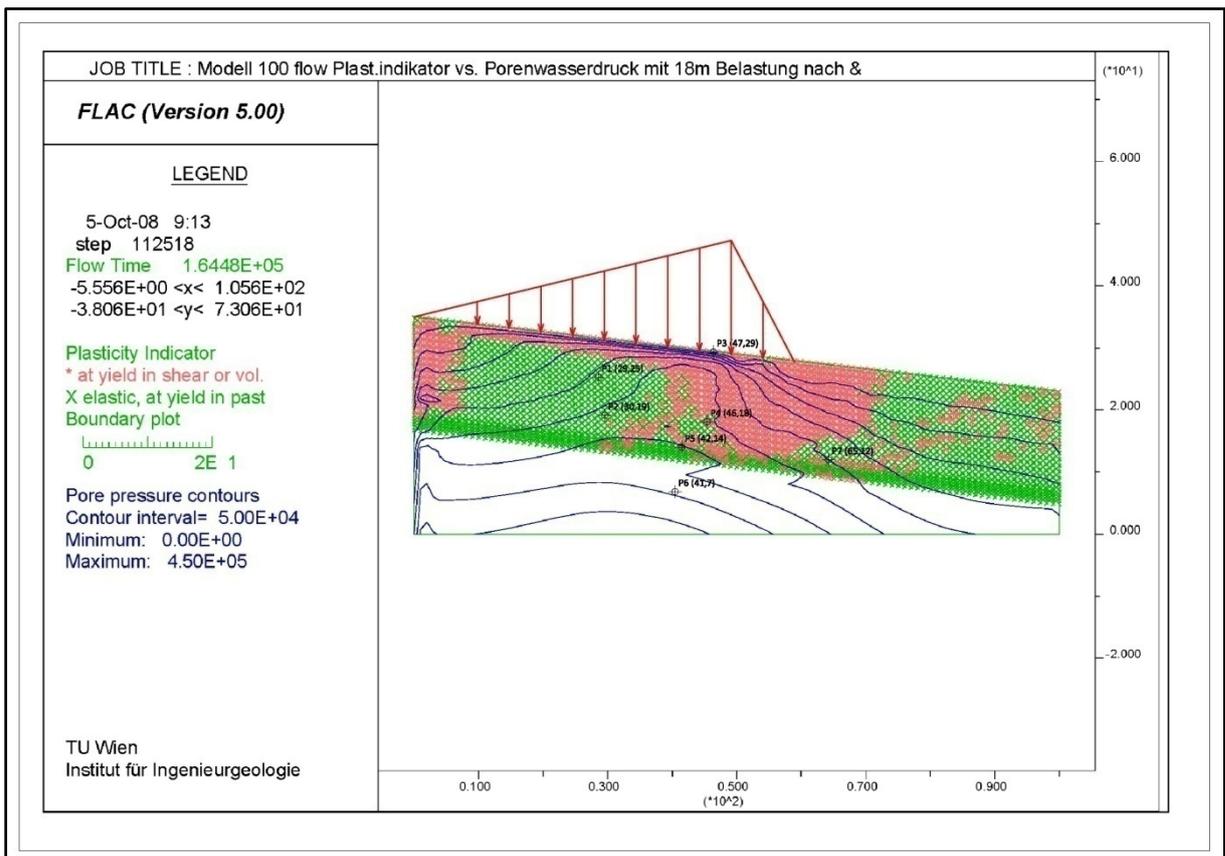


Abbildung 12-13: Modell 100 flow Plast.indikator vs. Porenwasserdruck mit 18m Belastung nach 1000 steps

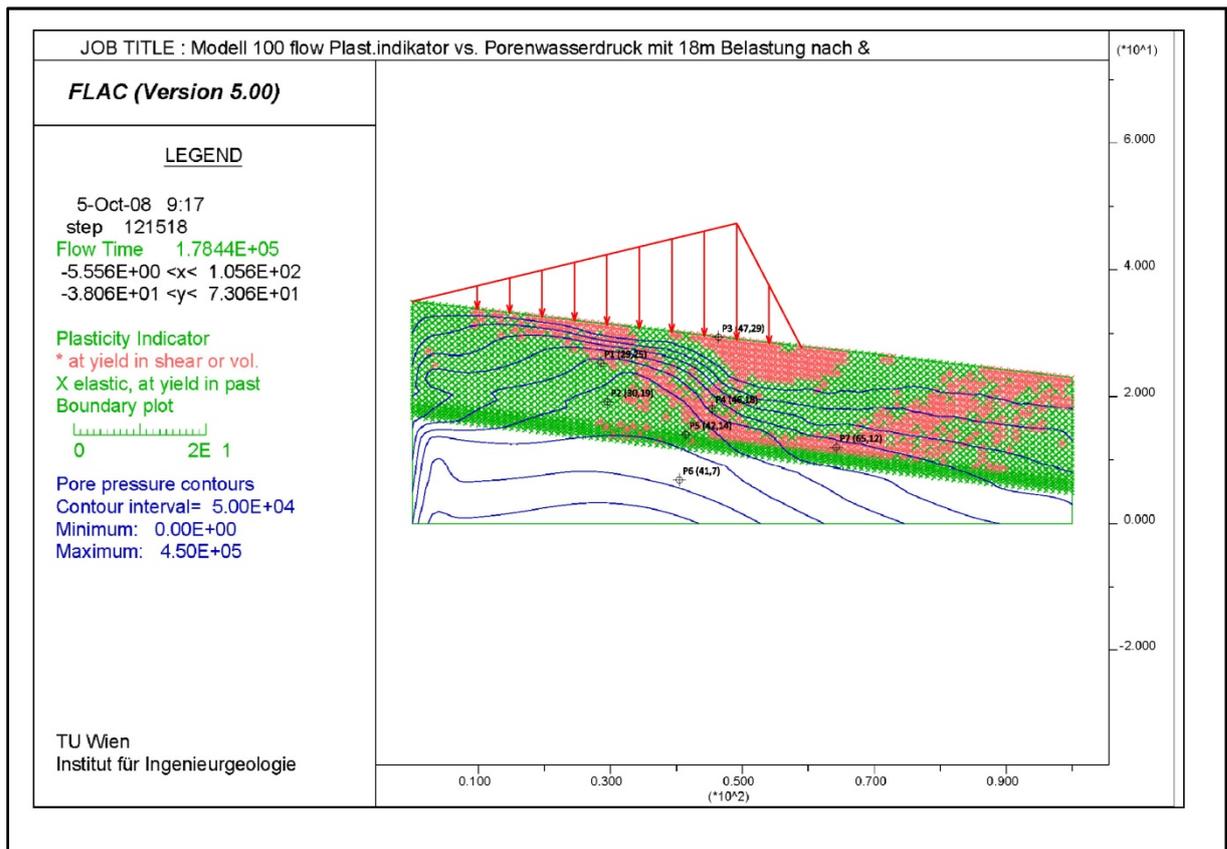


Abbildung 12-14: Modell 100 flow Plast.indikator vs. Porenwasserdruck mit 18m Belastung nach 10000 steps

12.1.1.2 Lokaler Sicherheitsfaktor

Mehr Aufschluss über die vorangegangenen Aussagen können die Plots der lokalen Sicherheitsfaktoren (Abbildung 12-15 und Abbildung 12-16) geben. Wie bereits bei der undrainierten Berechnung sinkt der Sicherheitsfaktor im Bereich des Lastfußes unter 1. Das bedeutet, dass hier die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung überschritten ist und es zu Plastifizierung und Umlagerungen kommt.

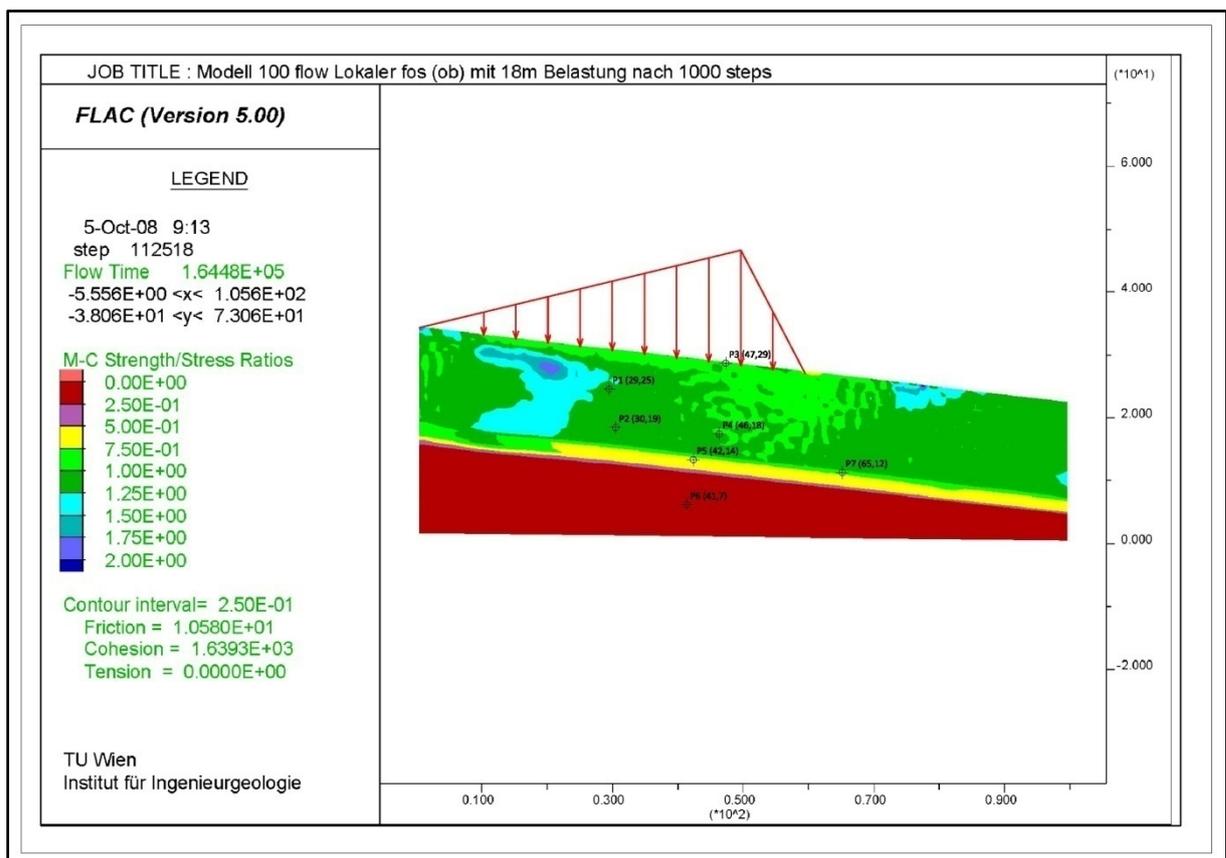


Abbildung 12-15: Modell 100 flow lokaler Fos (ob) mit 18m Belastung nach 1000 steps

Gegen Ende der Berechnung hat sich die Böschung wieder weitgehend stabilisiert und nur der Bereich direkt unterhalb der Last bleibt instabil und erzeugt eine Art lokalen Grundbruch (Abbildung 12-16).

Aus den bereits in Abschnitt 11.1.1.1 erwähnten Gründen ist die FoS-Angabe für die Mittelschicht in diesen Abbildungen verfälscht. FLAC kann pro FoS-Darstellung nur Vergleichsbodenkennwerte für die gesamte Böschung annehmen. Deshalb wurden bei den oben angeführten Abbildungen die der Oberschicht verwendet.

Setzt man die der Mittelschicht ein, erkennt man, dass diese zu keinem Zeitpunkt die Bruchbedingung überschreitet und einen lokalen Sicherheitsfaktor von 1 bis 1,25 aufweist.

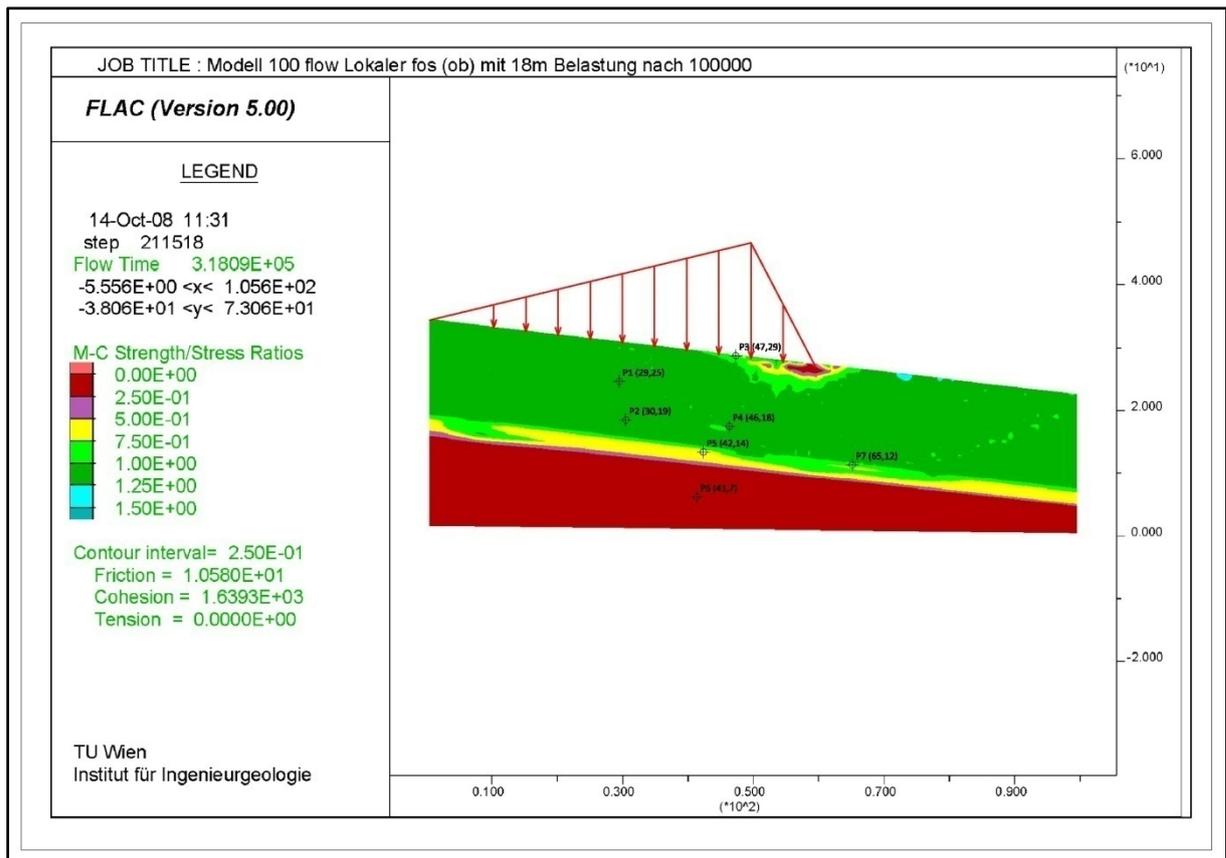


Abbildung 12-16: Modell 100 flow lokaler Fos (ob) mit 18m Belastung nach 100000 steps

12.1.1.3 Totale und effektive Spannungen

Die nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 12-17, Abbildung 12-18 und Abbildung 12-19) zeigen die totalen und effektiven Spannungszustände jeweils des Grenzgleichgewichts, nach 1000 Rechenschritten ab Grenzgleichgewicht und nach 100000 Rechenschritten. Diese werden als Mohr'sche Spannungskreise aufgetragen und in Relation mit der Mohr'schen Bruchgeraden gebracht. Letztere wird mittels der Parameter c und φ der Oberschicht berechnet.

Bereits bei den Ergebnissen für den Punkt $P1$ im undrainierten Versuch (Abschnitt 11.1.1.3) wird beobachtet, dass sich nach Aufbringung der Last der Kreis der effektiven Spannungen sich vorläufig von der Bruchgeraden entfernt (Abbildung 11-18: Mohr'sche Kreise $P1$ Vergleich Modell 100 undr. Abbildung 11-18). Dies geschieht ebenfalls bei der drainierten Berechnung (Abbildung 12-17). Im Unterschied jedoch, auch wenn die Ergebnisse Anfangs sehr ähnlich ausfallen, zeigt sich die Wirkung der Diffusion des Porenwasserüberdrucks bei der drainierten Berechnung am Ende sehr deutlich. Weist der effektive Spannungszustand nach 100000 steps ein $\sigma_{1,eff}$ von ca. 150000 N/m² auf, bewegt er sich jetzt bei etwa 200000 N/m². Diese Steigerung kann damit begründet werden, dass durch den Abbau des

Porenwasserüberdrucks über die Rechendauer die effektiven Spannungen wieder steigen und der Kreis nach rechts wandert.

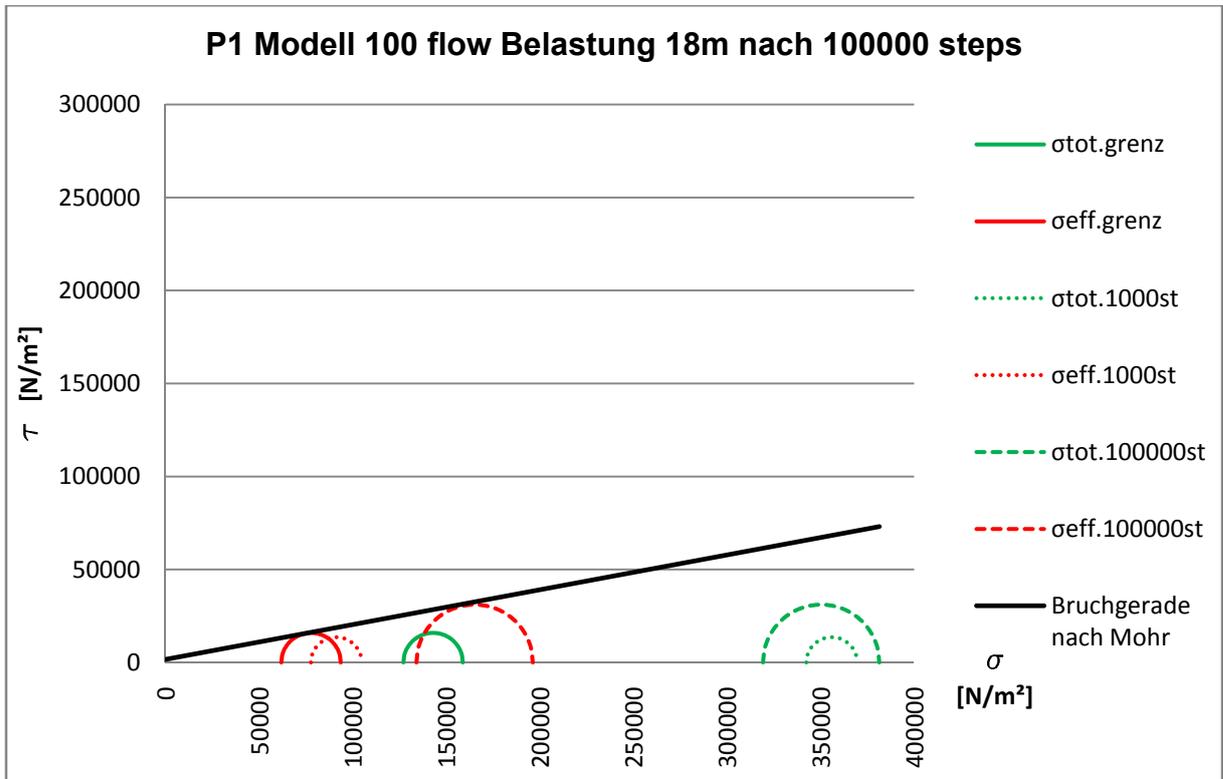


Abbildung 12-17: Mohr'sche Kreise P1 Vergleich Modell 100 drainiert

Bei Punkt *P4* (Abbildung 12-18) lässt sich Ähnliches sagen. Grobe Unterschiede zur undrainierten Berechnung lassen sich in der Anfangsphase nach der Belastung nicht erkennen. Erst über längere Dauer entfaltet sich wieder die volle Wirkung des Diffusionsprozess.

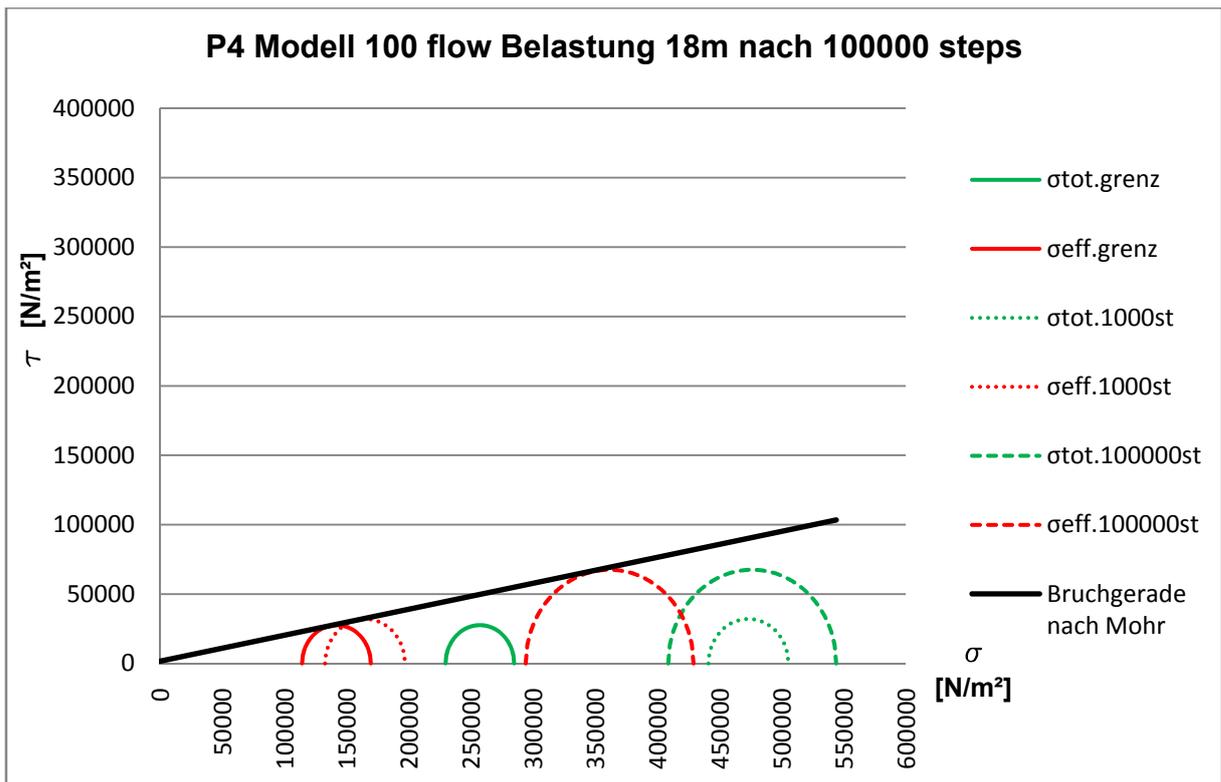


Abbildung 12-18: Mohr'sche Kreise P4 Vergleich Modell 100 drainiert

In *P7* (Abbildung 12-19) ist der Porenwasserdruck stark von der auftretenden Auflockerung abhängig. Der damit verbundene Abfall wird über längere Zeit, im Gegensatz zur undrainierten Berechnung mehr und mehr durch nachströmendes Wasser kompensiert. Deshalb wandert der Kreis nicht so stark nach rechts wie beim entkoppelten Versuch.

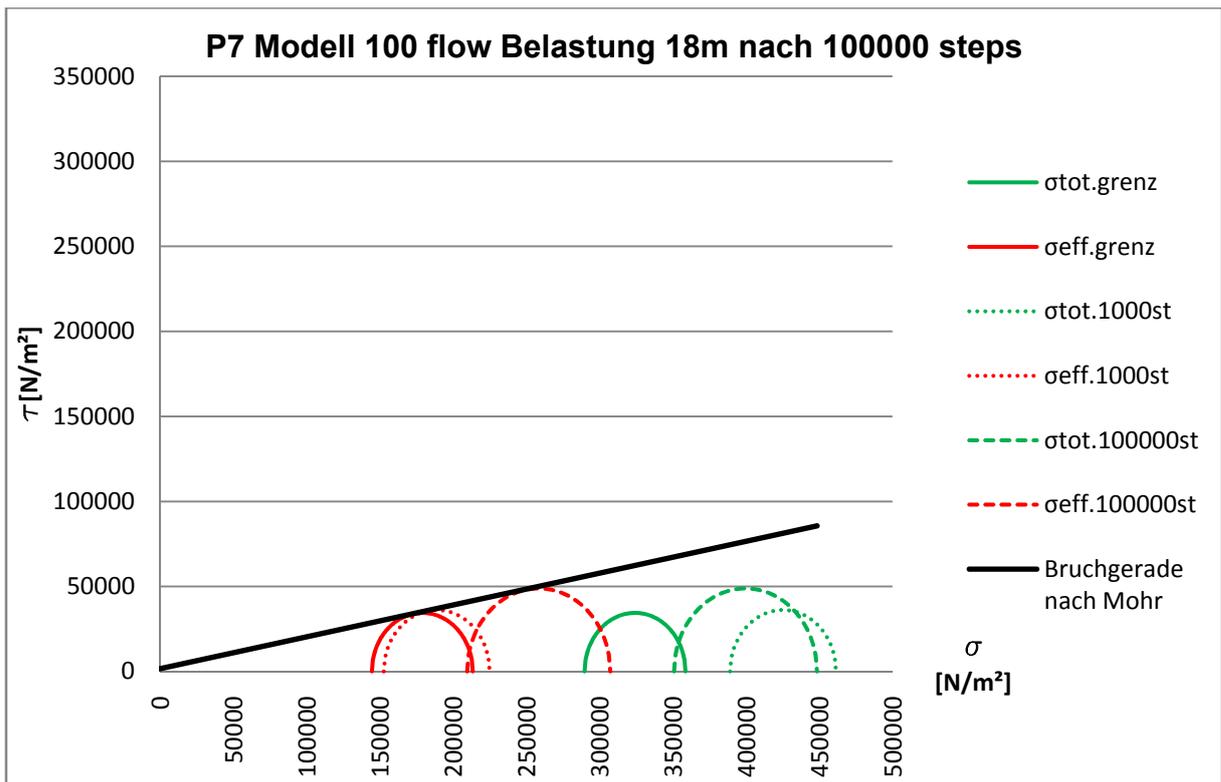


Abbildung 12-19: Mohr'sche Kreise P7 Vergleich Modell 100 drainiert

Abbildung 12-20 zeigt die Verteilung der totalen Spannungen in der Böschung am Ende der Berechnung nach 100000 Rechenschritten ab dem Grenzgleichgewicht.

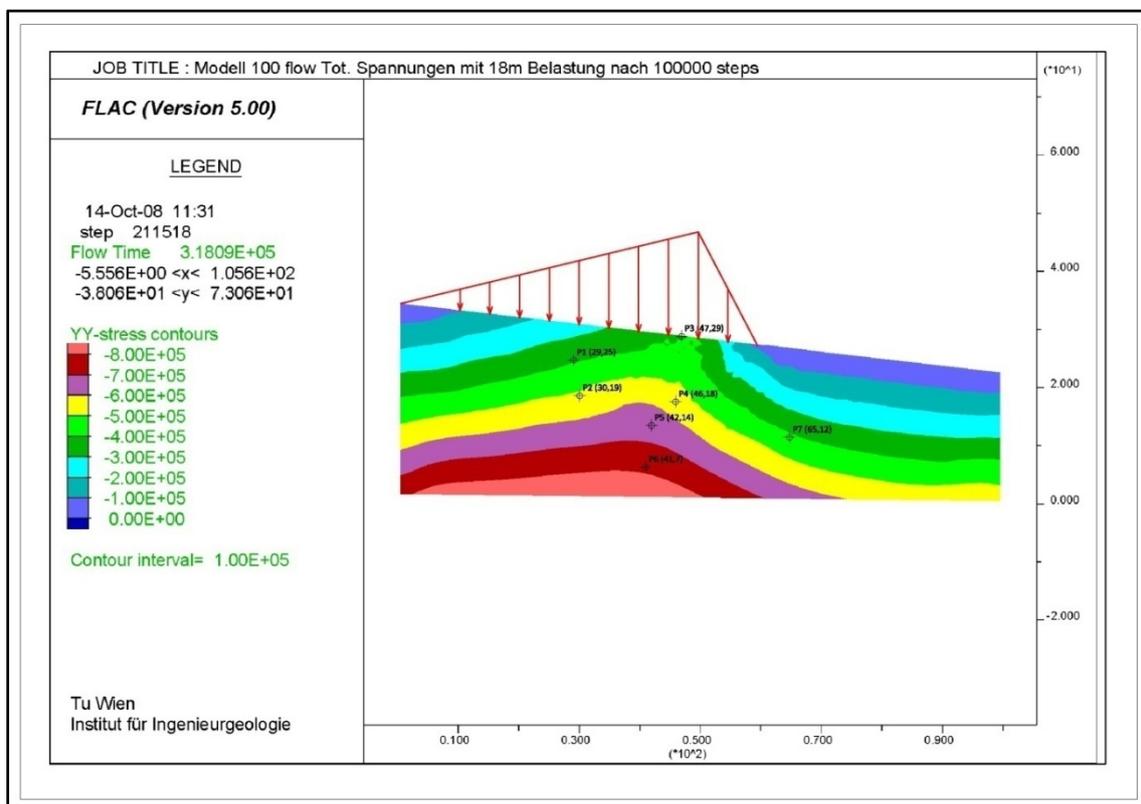


Abbildung 12-20: Modell 100 flow Tot. Spannungen mit 18m Belastung nach 100000 steps

Wie Abbildung 12-21 deutlich zeigt, wird der Augenblick der Aufbringung der Last durch einen markanten Sprung im Diagramm gekennzeichnet. Dieser ist bei allen Punkten sichtbar. Danach verändert sich der Verlauf der Spannungen kaum über die Rechnung und verbleibt auf einem konstanten, gegenüber dem Grenzgleichgewicht erhöhten Niveau.

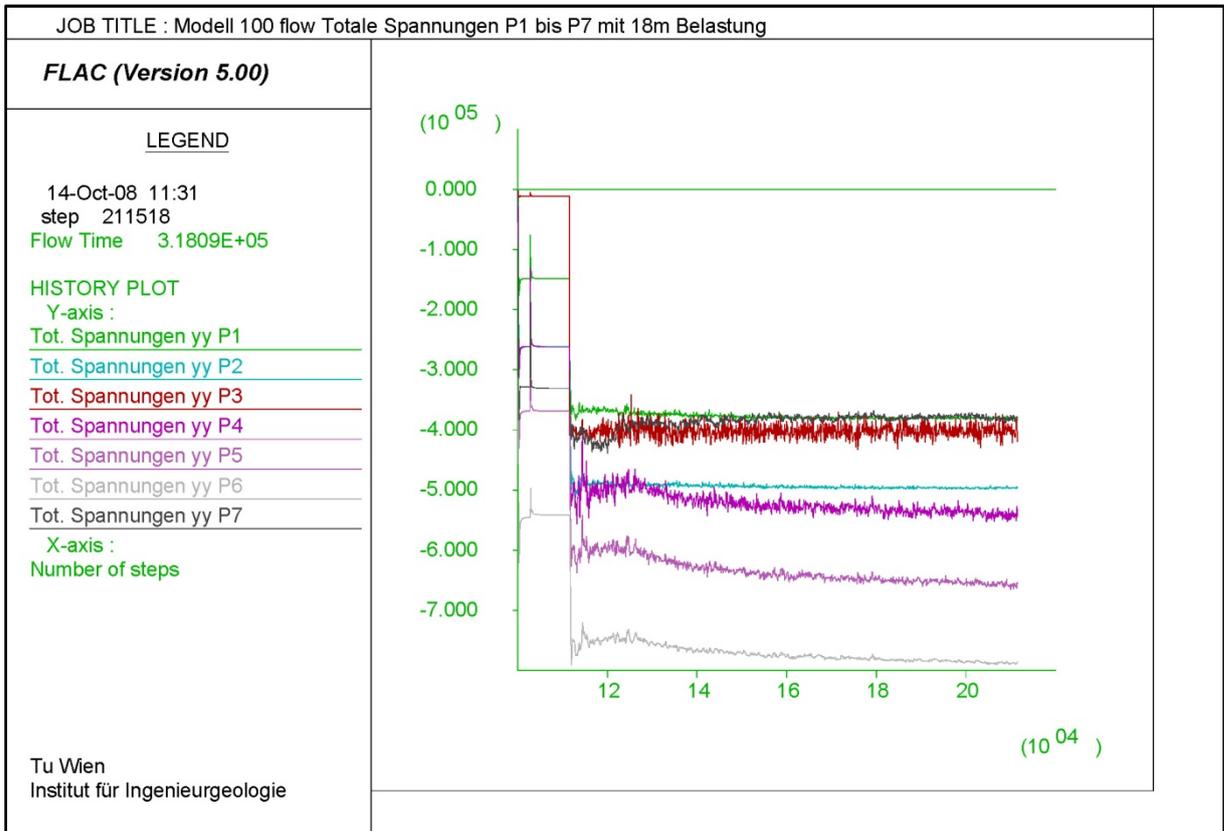


Abbildung 12-21: Modell 100 flow Totale Spannungen P1 bis P7 mit 18m Belastung

Die effektiven Spannungen hängen definitionsgemäß mit dem Porenwasserdruck zusammen. In Abbildung 12-22 werden diese beiden übereinander gelegt. Das entstehende Bild verdeutlicht, dass dort, wo der Porenwasserdruck abfällt, die effektiven Spannungen stark zunehmen, während in den Zonen, in denen sich Porenwasserüberdruck bildet und nicht durch plastische Verformungen und Auflockerungen gestört wird, die effektiven Spannungen gleich bleiben, bzw. leicht abnehmen.

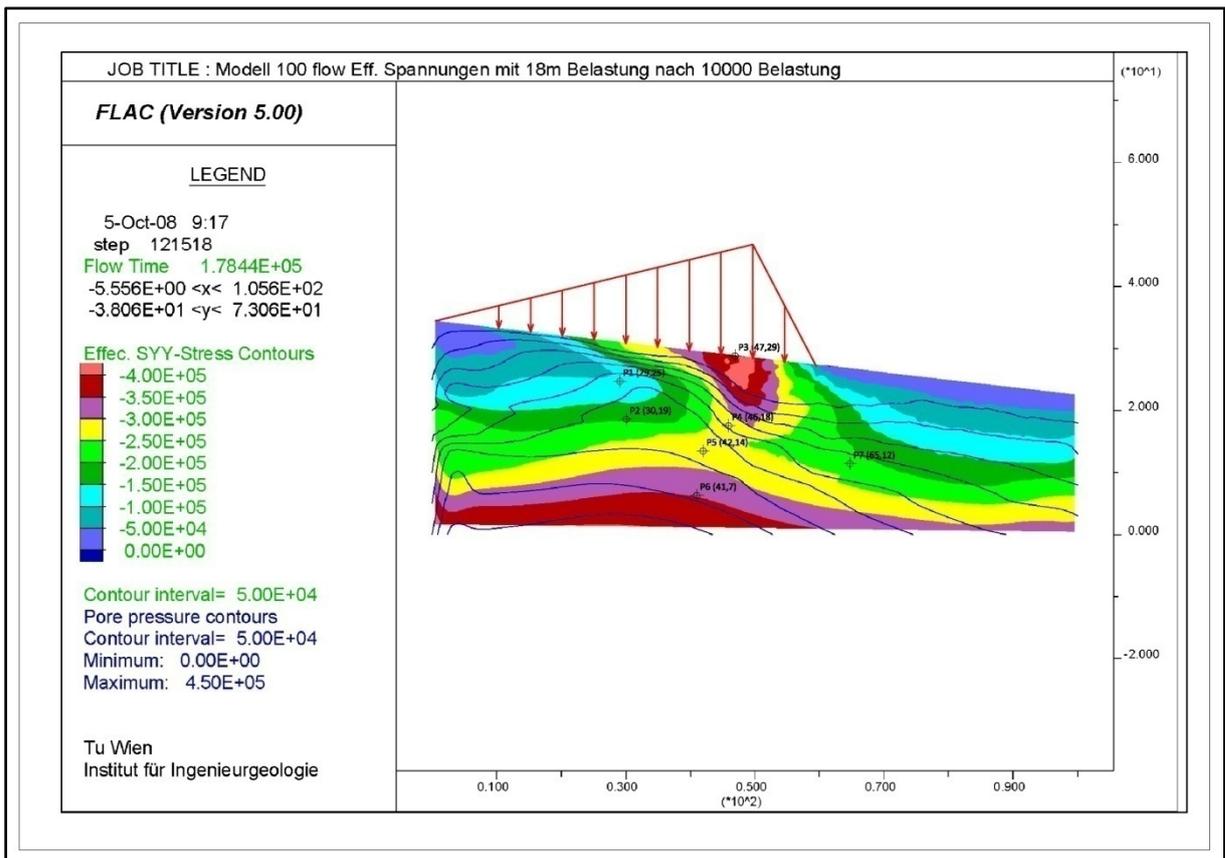


Abbildung 12-22: Modell 100 flow Eff. Spannungen mit 18m Belastung nach 10000 steps

Obige Aussage spiegelt sich in den, in Abbildung 12-23 dargestellten Verläufen der effektiven Spannungen wieder. Alle Punkte, die außerhalb dieser sich stark verformenden Zone unterhalb des Lastfußpunktes befinden ($P1$, $P2$), weisen eine leichte Zunahme der effektiven Spannungen bei der Lastaufbringung auf, nehmen aber bedingt durch den Porenwasserüberdruck ab, um dann aufgrund des Abbaus des Überdrucks durch Diffusionsprozesse wieder zuzunehmen.

Bei den Punkten, die durch die Auflockerung betroffen sind, nehmen die effektiven Spannungen stetig zu, was durch den fallenden Porenwasserdruck verursacht wird.

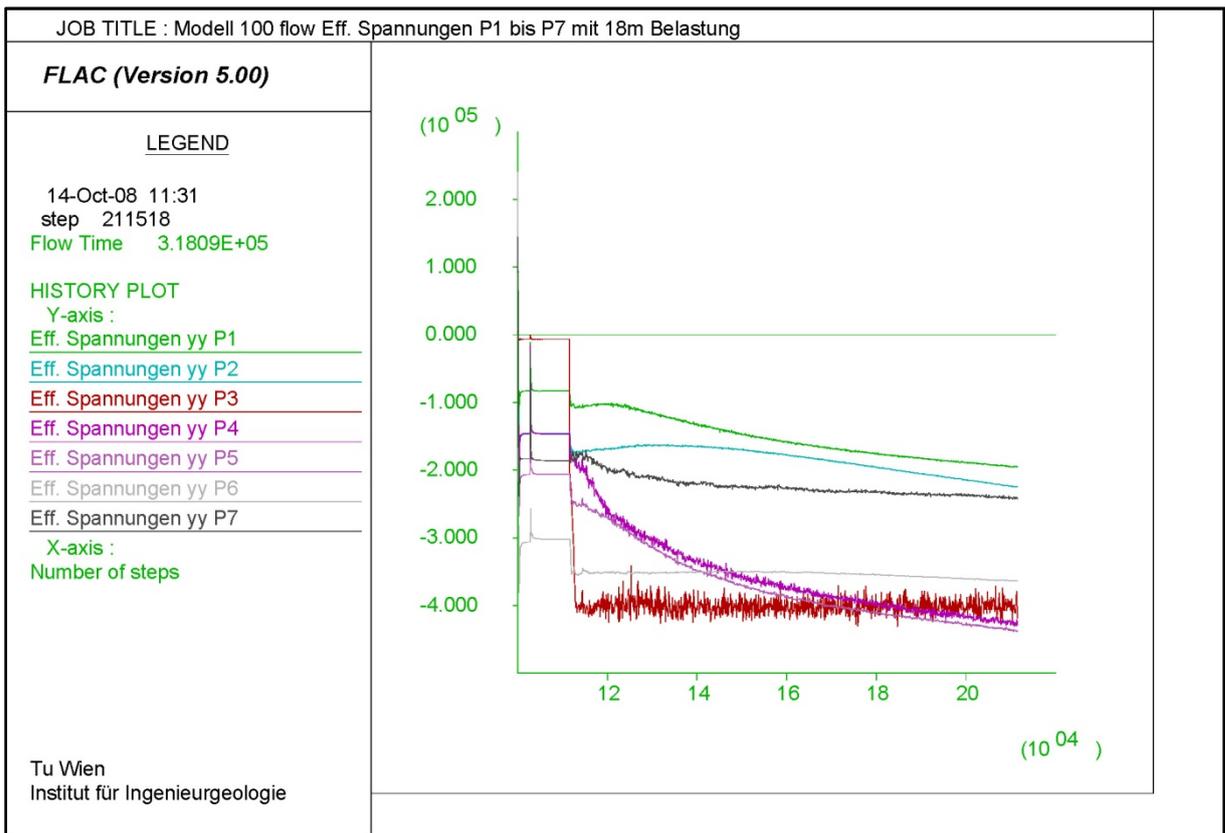


Abbildung 12-23: Modell 100 flow Effektive Spannungen P1 bis P7 mit 18m Belastung

Die nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 12-24, Abbildung 12-25, Abbildung 12-26, Abbildung 12-27) zeigen im Detail die Gegenüberstellung der Verläufe von totalen und effektiven Spannungen, sowie den Porenwasserdruck und dessen Veränderungen über die Berechnung.

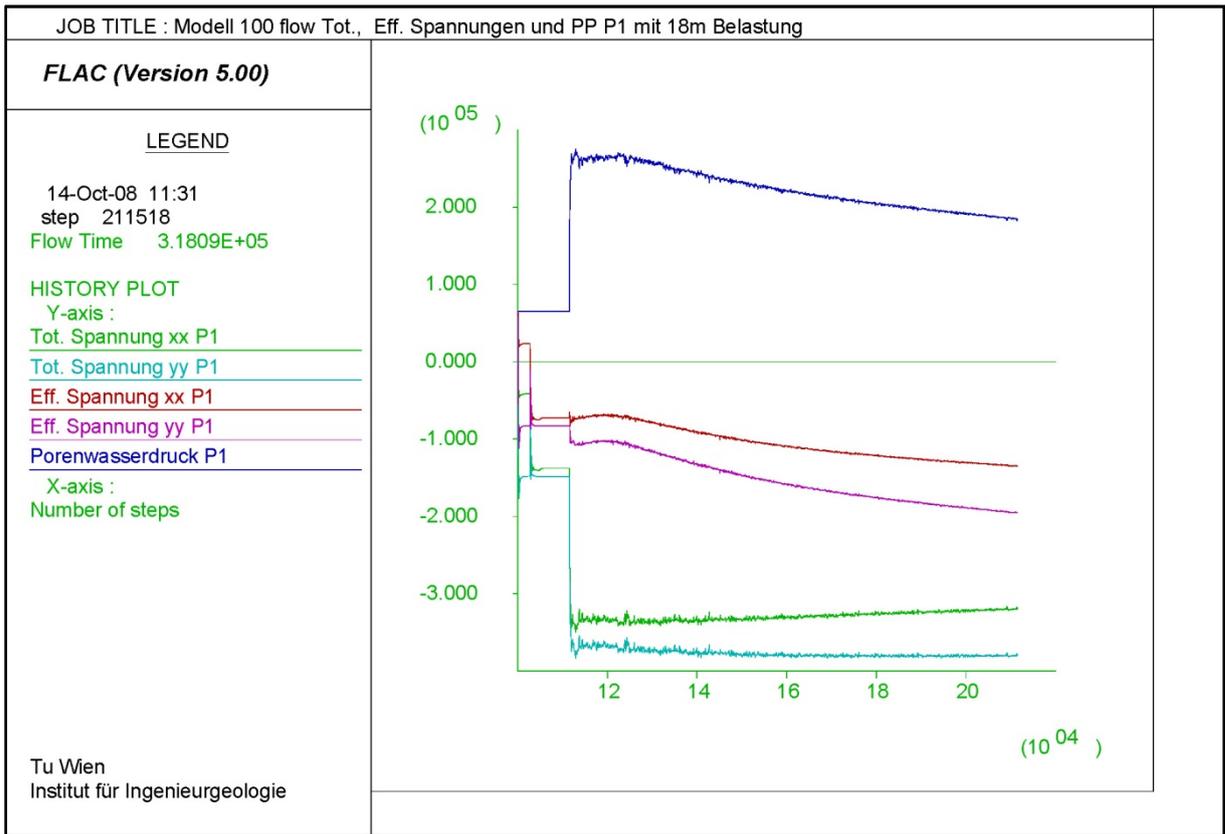


Abbildung 12-24: Modell 100 drainiert tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P1

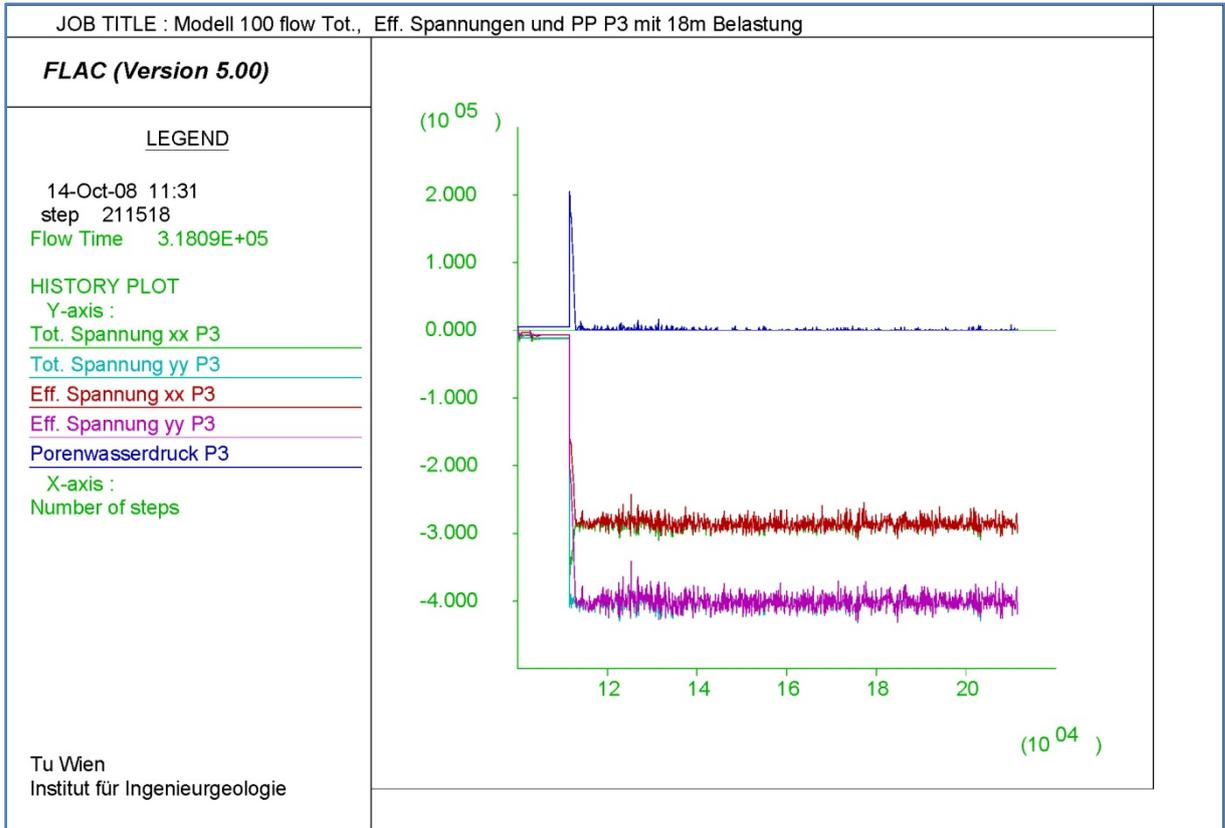


Abbildung 12-25: Modell 100 drainiert tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P3

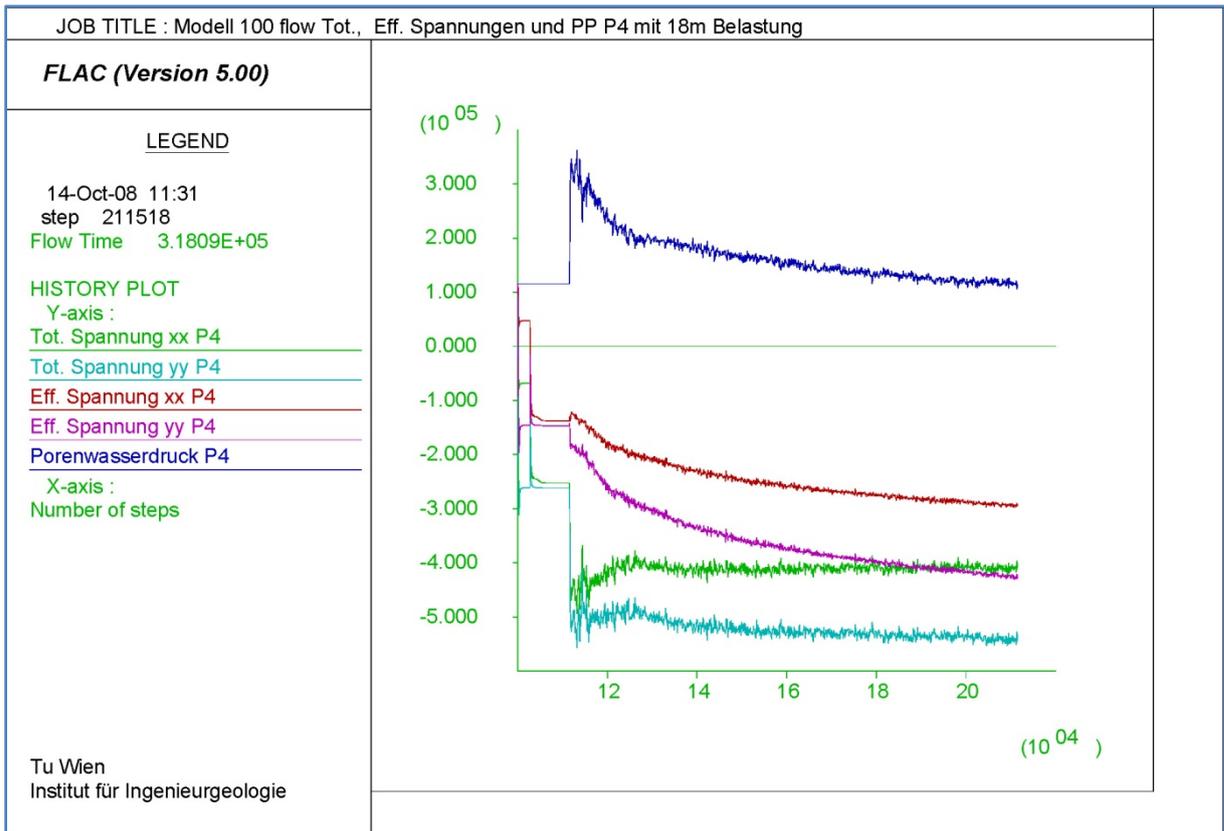


Abbildung 12-26: Modell 100 drainiert tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P4

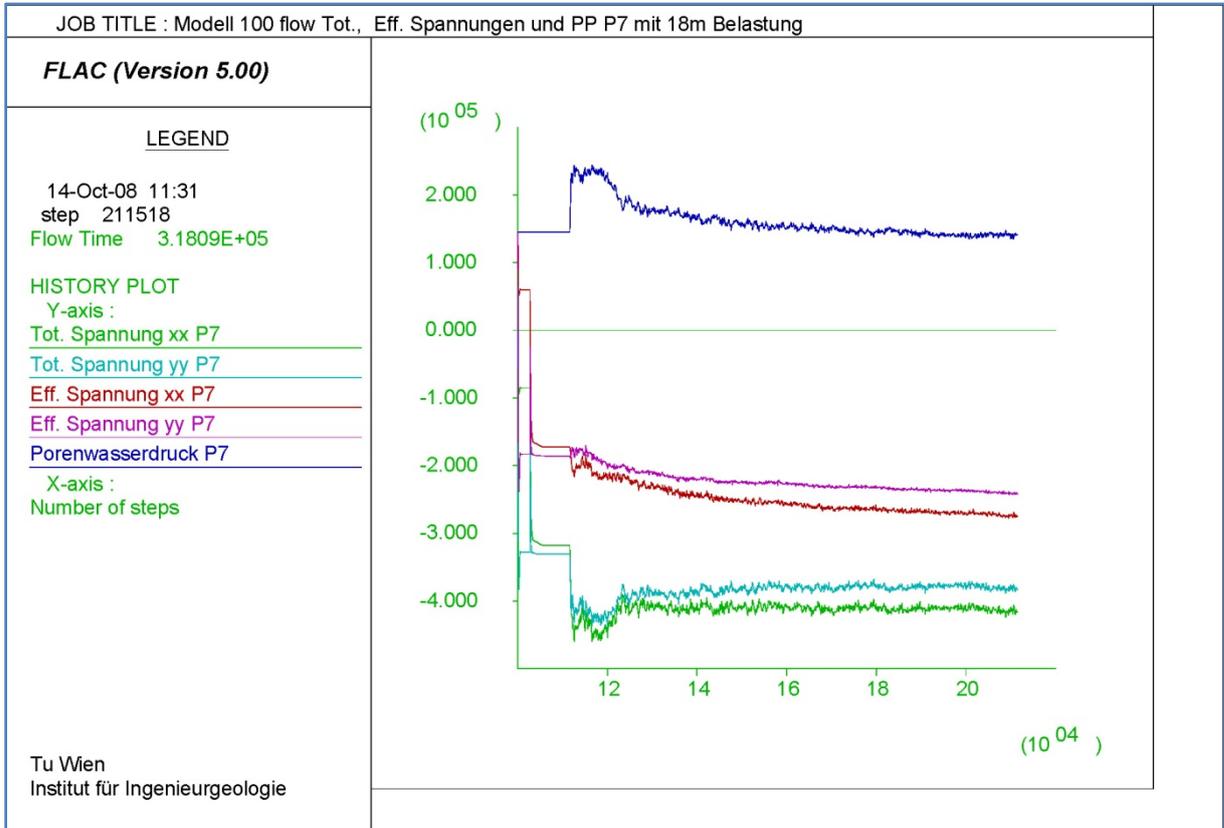


Abbildung 12-27: Modell 100 drainiert tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P7

12.1.2 Belastung mit 9m und 4,5 m

Wie bereits in Abschnitt 11.1.2 erwähnt, sollten die Versuche mit unterschiedlichen Lasten zeigen, ob Lastgradienten Einfluss auf den Versagensmechanismus der Böschung haben können. Mit der nun folgenden drainierten Durchführung dieses Versuchs soll weiter ermittelt werden, inwiefern nachströmendes Wasser Einfluss auf die Ergebnisse haben kann.

Aus diesen lässt sich jedoch wie bereits bei der undrainierten Berechnung lediglich ein Unterschied in der Höhe der Werte für totale und effektive Spannungen, sowie für Porenwasserdruck erkennen. Die Verläufe bleiben in ihren Grundformen gleich. Abbildung 12-28 und Abbildung 12-29 zeigen die Verläufe bei jeweils 9 und 4,5m Belastung. Der Abfall des Porenwasserdrucks bei der geringeren Belastung fällt auch geringer aus. Dies hängt damit zusammen, dass die Schubverzerrungen dementsprechend geringer sind und somit auch die resultierende Auflockerung.

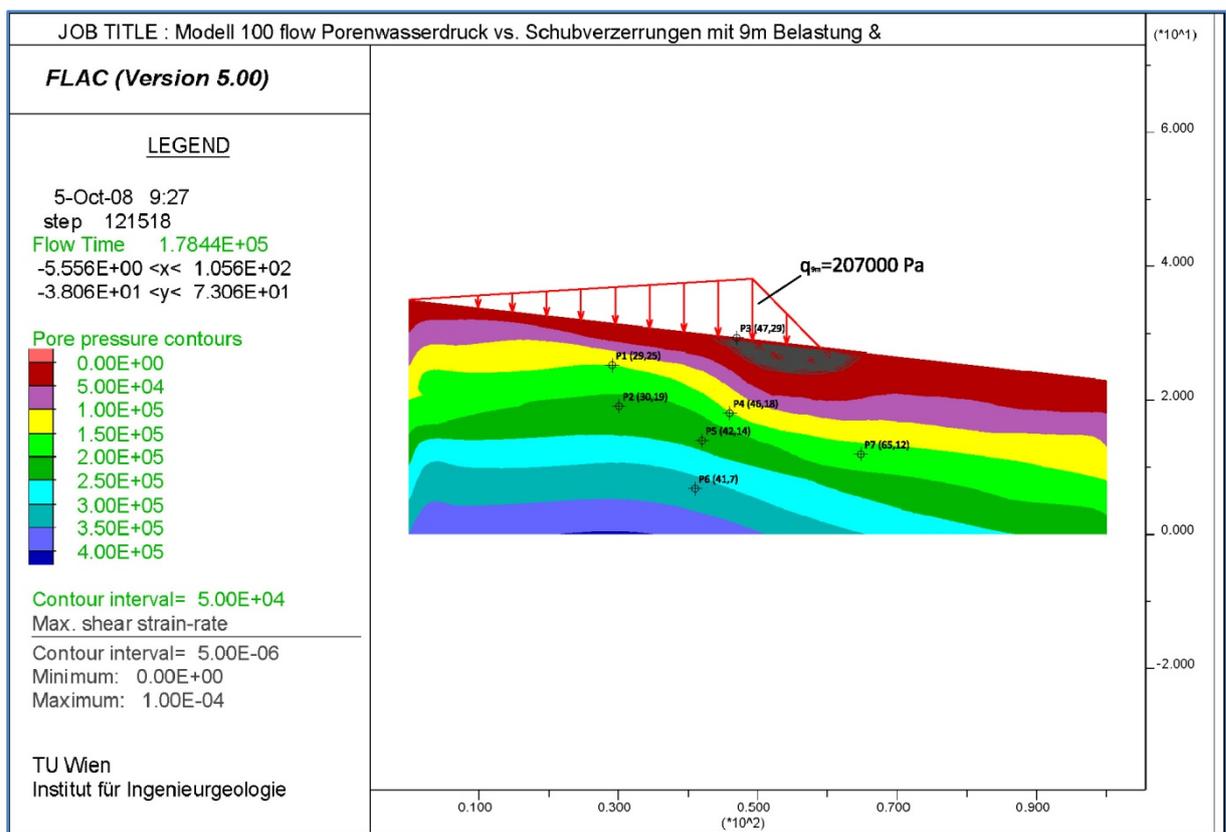


Abbildung 12-28: Modell 100 flow Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen mit 9m Belastung nach 10000 steps

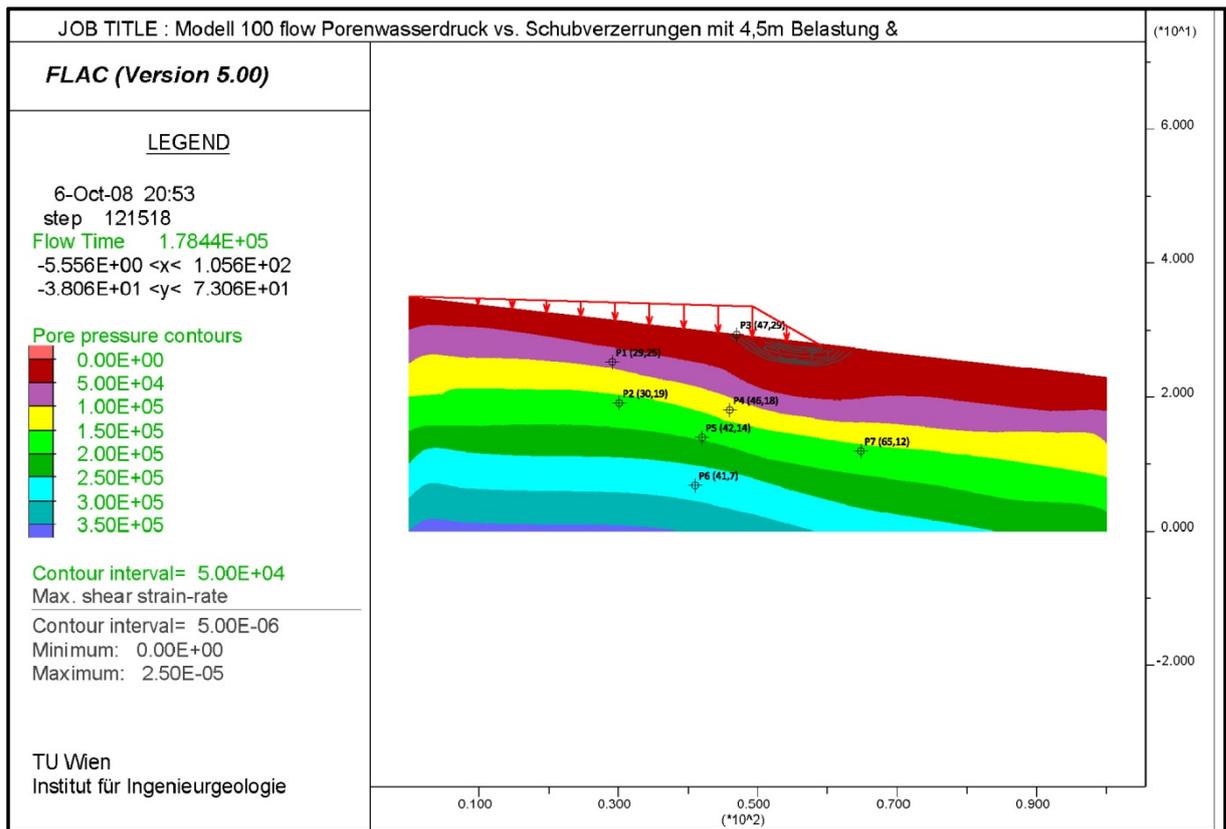


Abbildung 12-29: Modell 100 flow Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen mit 9m Belastung nach 10000 steps

Legt man Porenwasserdruckverläufe über die Verteilung der Geschwindigkeiten in x-Richtung, erhält man die in Abbildung 12-30 und Abbildung 12-32 angeführten Darstellungen. Die undrainierte Berechnung hat schon den Zusammenhang zwischen dem Gradienten der Last und der Größe des mobilisierten Bereichs gezeigt. Dies wird nun auch von der drainierten Berechnung bestätigt. Die Geschwindigkeiten bleiben aber äußerst gering und bewegen sich in den Randbereichen, also außerhalb der Grundbruchzone, zwischen 1×10^{-6} m/s und 3×10^{-6} m/s, wie aus den Abbildungen Abbildung 12-31 und Abbildung 12-33 ersichtlich.

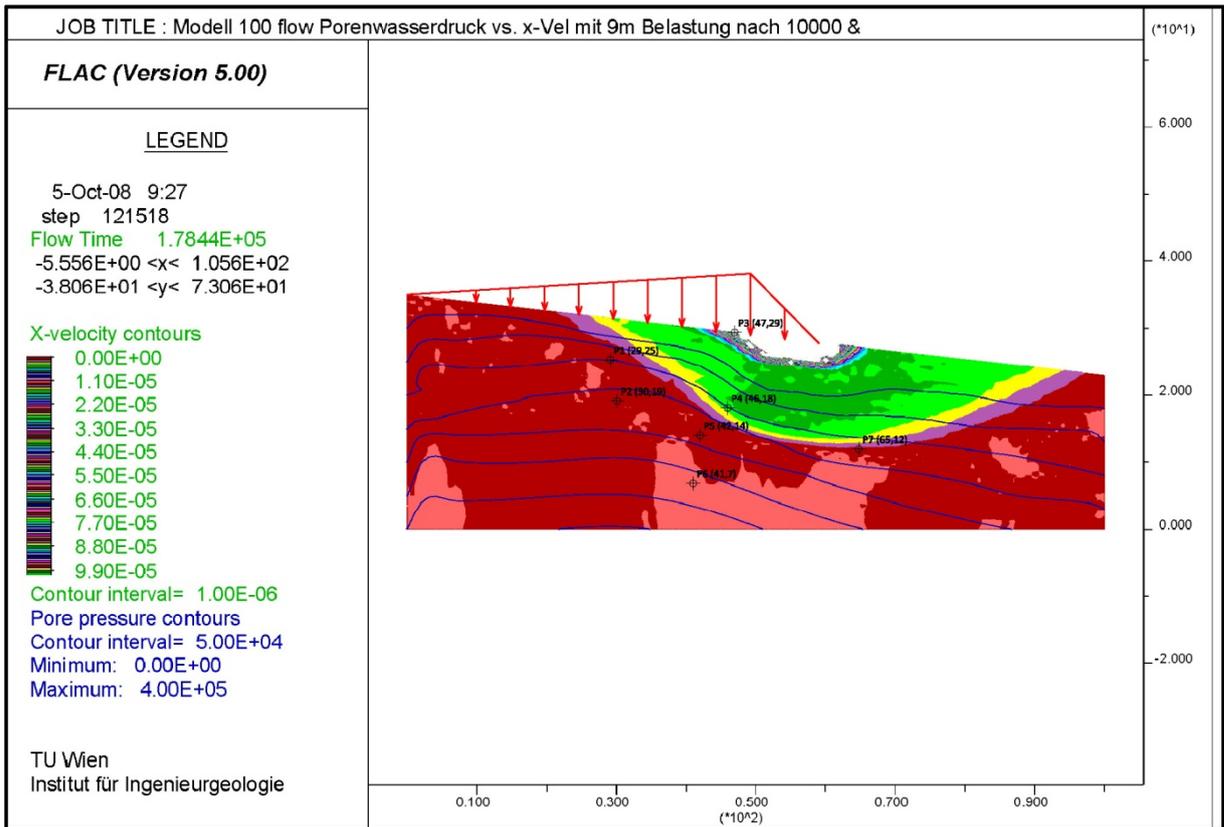


Abbildung 12-30: Modell 100 flow x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 9m Belastung nach 10000 steps

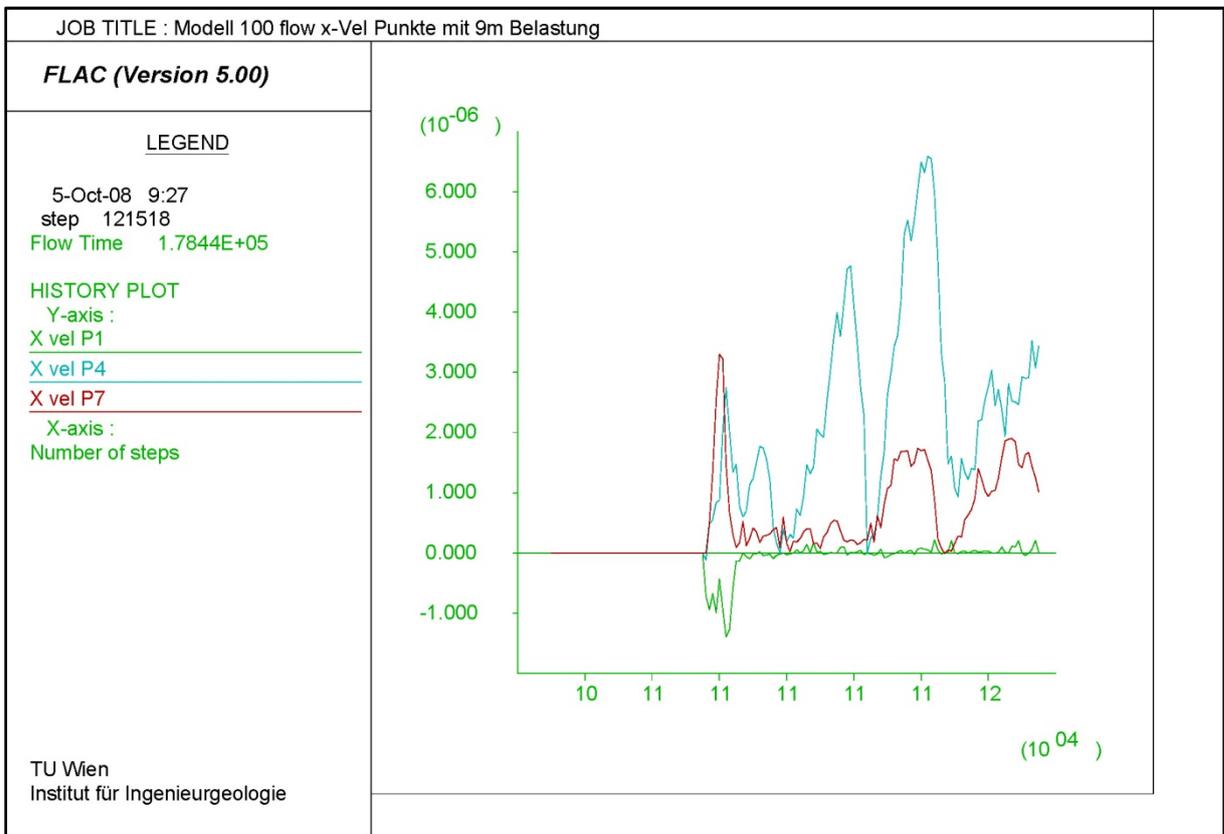


Abbildung 12-31: Modell 100 flow x-Vel Punkte mit 9m Belastung

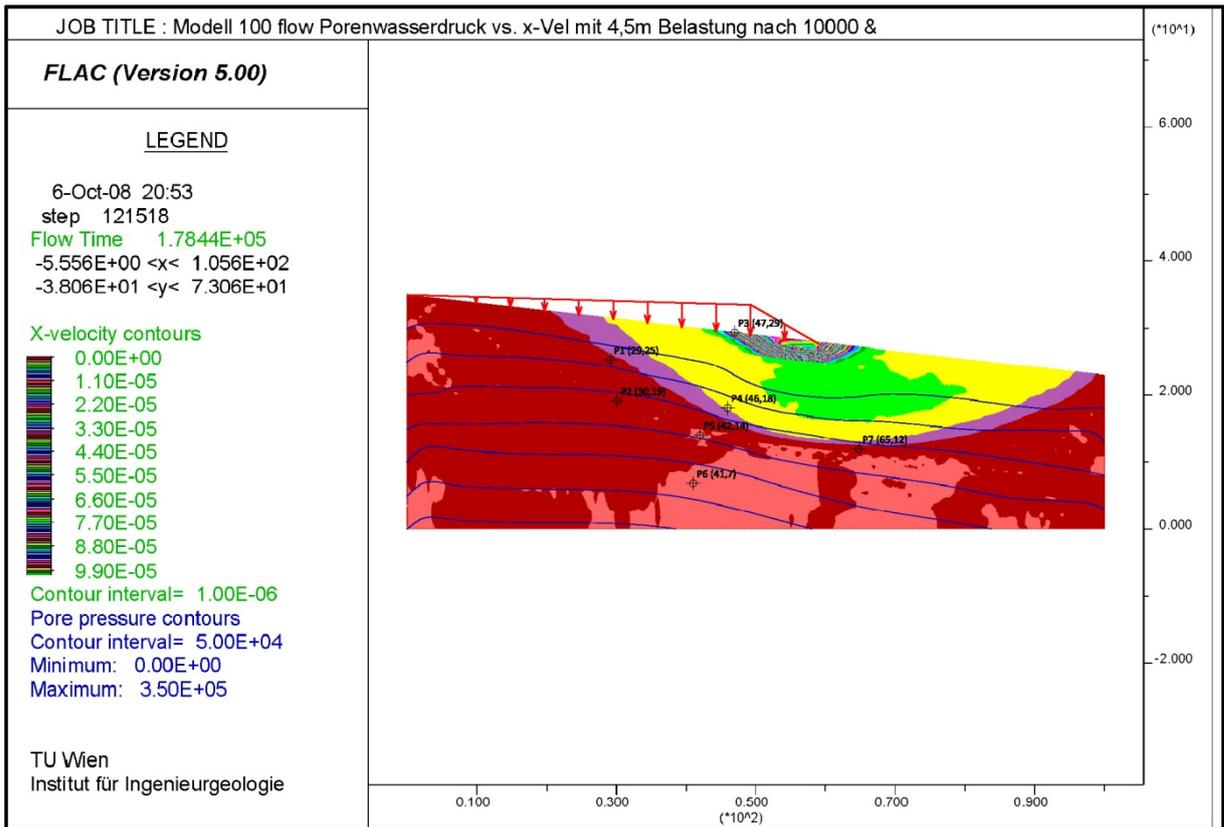


Abbildung 12-32: Modell 100 flow x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung nach 10000 steps

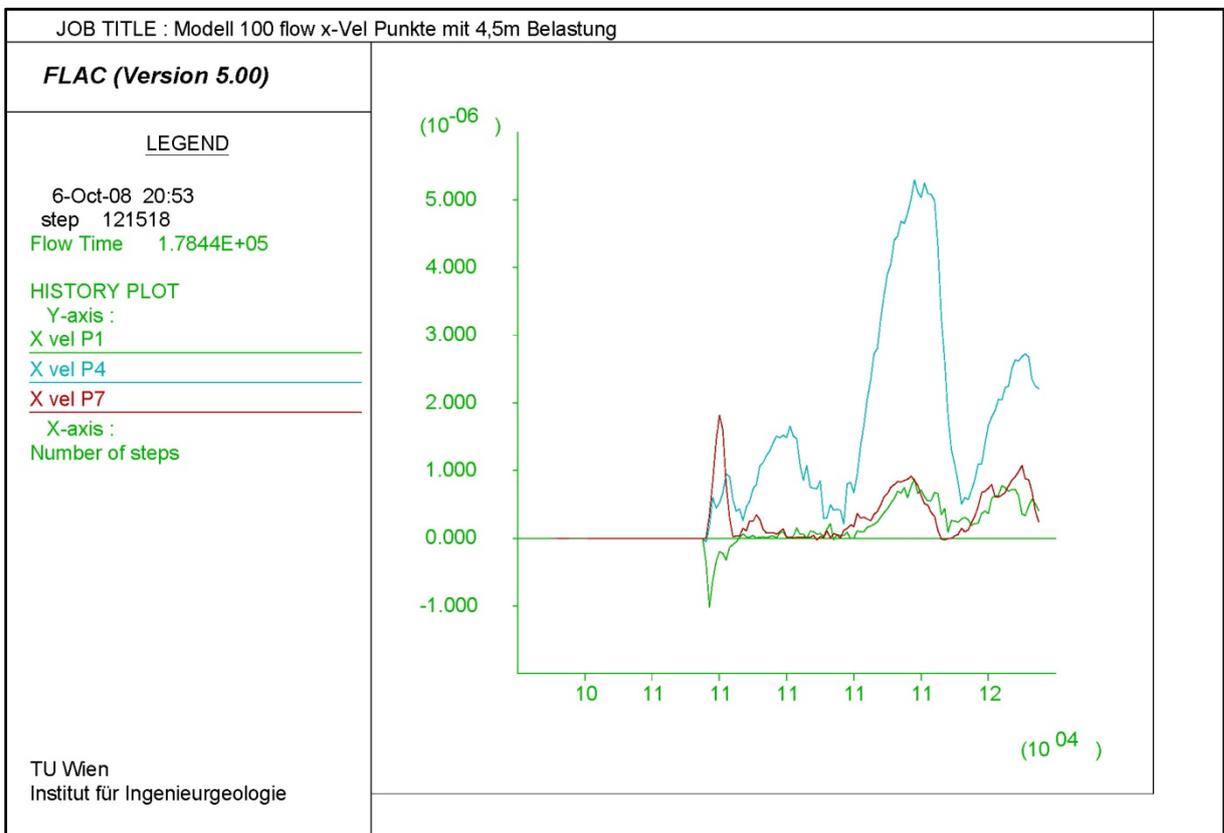


Abbildung 12-33: Modell 100 flow x-Vel Punkte mit 4,5m Belastung

Nimmt man die Ergebnisse aus der undrainierten Berechnung als Vergleich, kann man aus den Spannungsverläufen für den Punkt P7 (Abbildung 12-34, Abbildung 12-35) ablesen, dass die Auswirkungen mit abnehmender Last deutlich geringer werden und dadurch die bis jetzt erläuterten Unterschiede zwischen drainierten und undrainierten Ergebnissen kaum noch sichtbar sind.

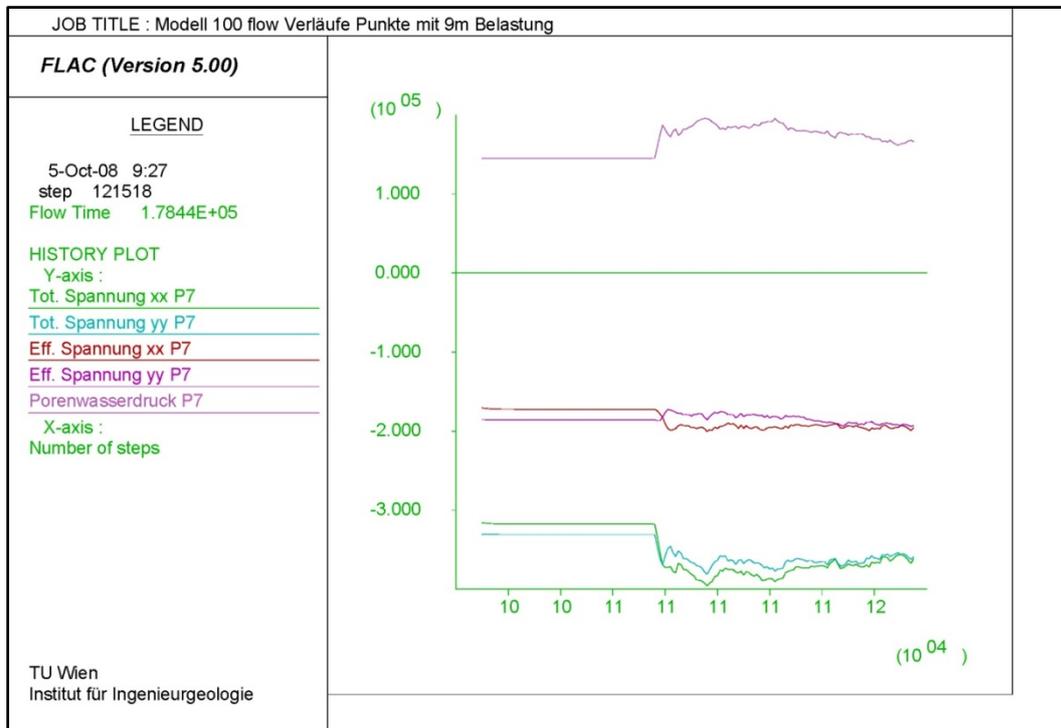


Abbildung 12-34: Modell 100 flow P7 totale, effektive Spannungen und Porenwasserdruck mit 9m Belastung

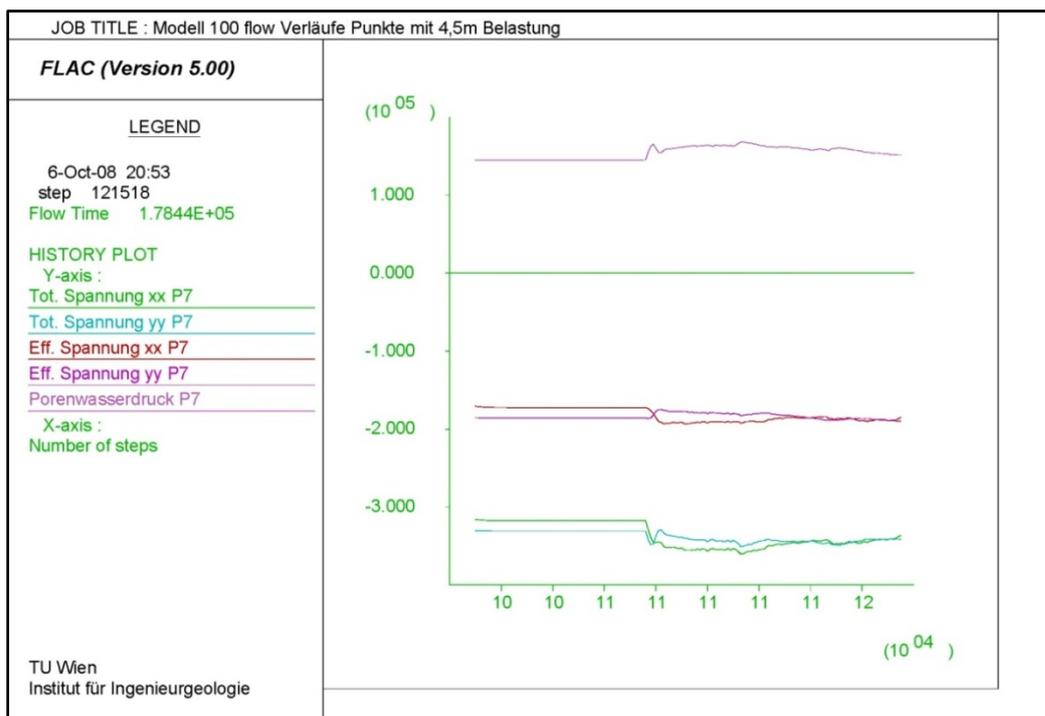


Abbildung 12-35: Modell 100 flow P7 totale, effektive Spannungen und Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung

12.2 Modell 300

Die Versuchsreihe mit dem Modell 300 wird bei der drainierten Berechnung ebenfalls angewendet, um die Ausmaße der Auswirkungen einer aufgetragenen Last auf die unteren Bereiche der Böschung auszumachen. Versuchsdurchführung, Lastgeometrie sowie Lastanordnung können in Kapitel 10.2 nachgeschlagen werden.

12.2.1 Belastung mit 18m

Wie bereits im undrainierten Versuch wird das Modell als erstes mit der 18m Dreieckslast belastet. Die Ergebnisse sollen Rückschlüsse geben, ob es massive Unterschiede in der Größe der mobilisierten Bereiche zwischen undrainierter und drainierter Berechnung gibt.

12.2.1.1 Porenwasserdruck

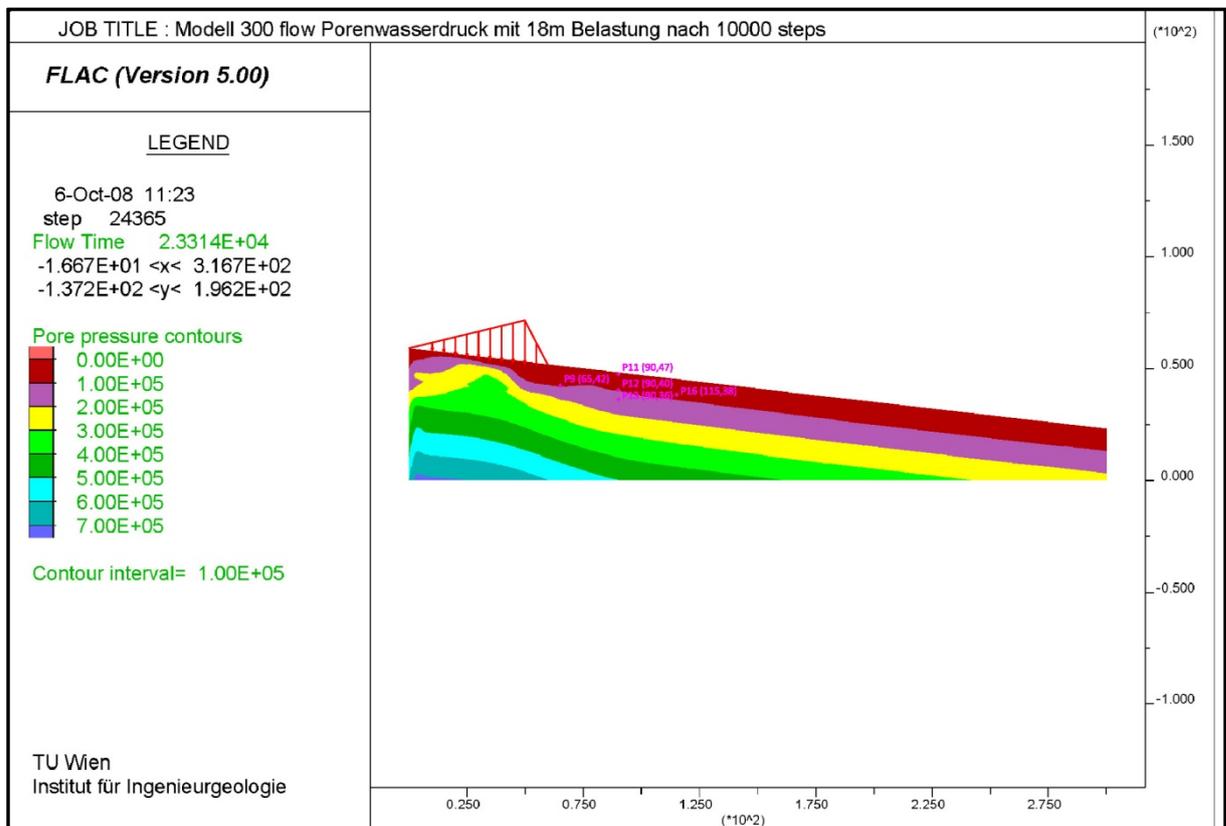


Abbildung 12-36: Modell 300 flow Porenwasserdruck mit 18m Belastung nach 10000 steps

Die Darstellung des Porenwasserüberdrucks im drainierten Versuch in Abbildung 12-36 unterscheidet sich im Verlauf kaum von der des undrainierten Versuchs (Abbildung 11-37).

Grobe Unterschiede lassen sich auch anhand der Verläufe in Abbildung 12-37 nicht ausmachen. Einzig und allein ist der Abfall von P9 in der drainierten Rechnung etwas stärker.

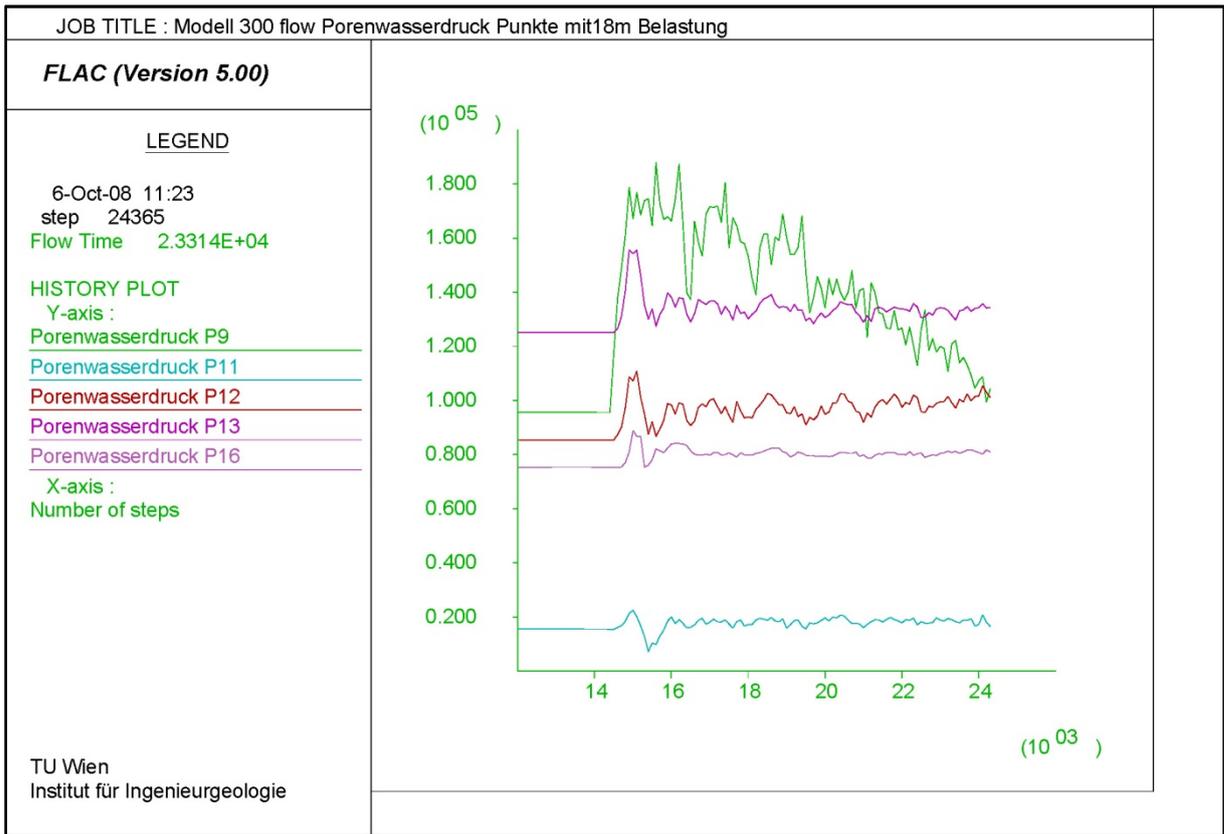


Abbildung 12-37:Modell 300 flow Porenwasserdruckverläufe Punkte mit 18m Belastung nach 10000 steps

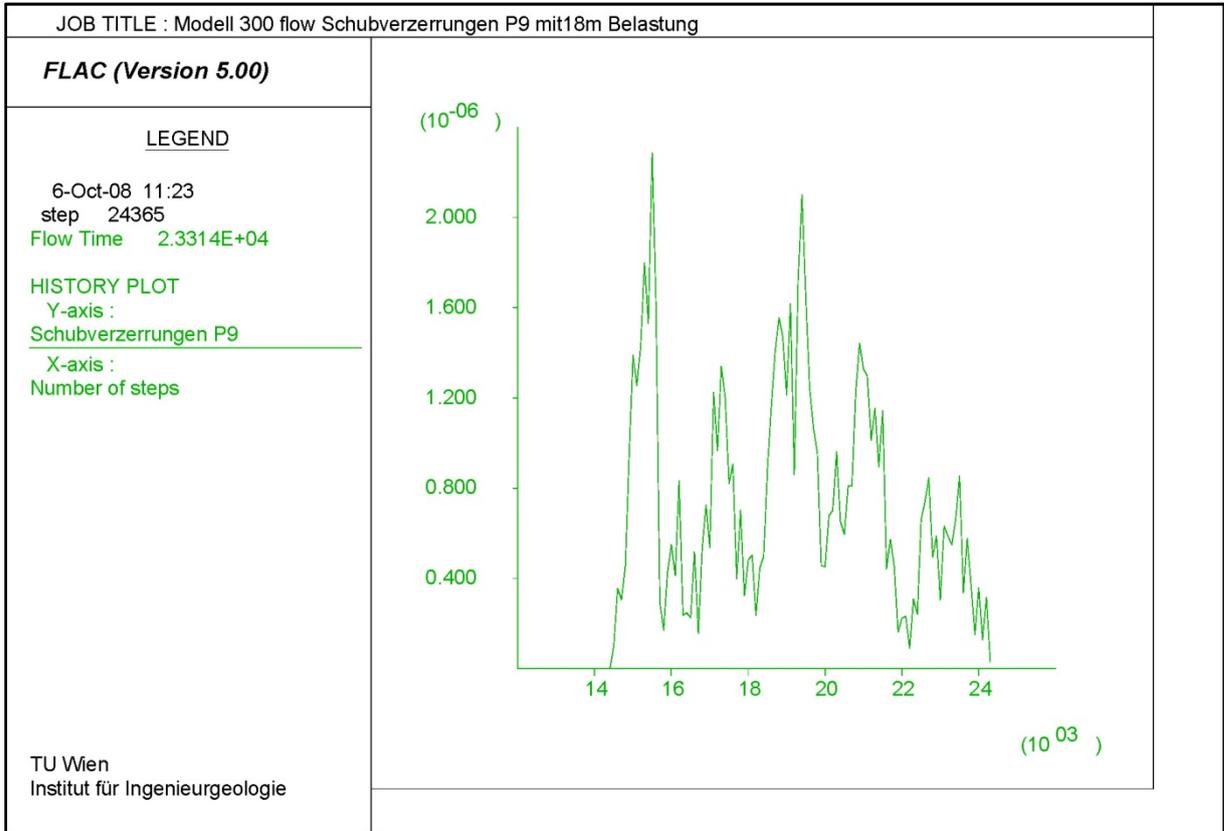


Abbildung 12-38: Modell 300 flow Schubverzerrungen P9 mit 18m Belastung

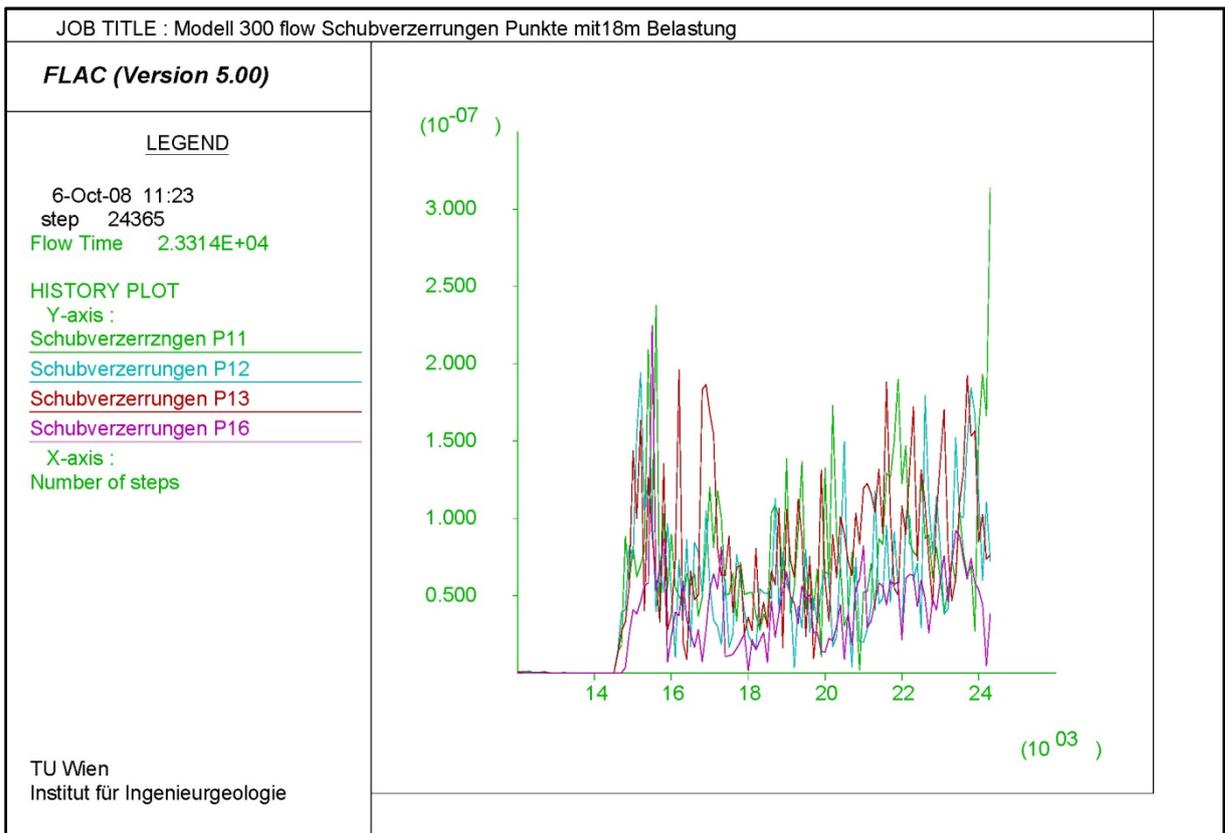


Abbildung 12-39: Modell 300 flow Schubverzerrungen Punkte mit 18m Belastung

Ein wirklich markanter Unterschied besteht jedoch zwischen den Größen der mobilisierten Zonen bei drainierter und undrainierter Berechnung. Bei der gekoppelten Berechnung ist der in Bewegung befindliche Bereich deutlich größer, wie man anhand von Abbildung 12-40 sehen kann.

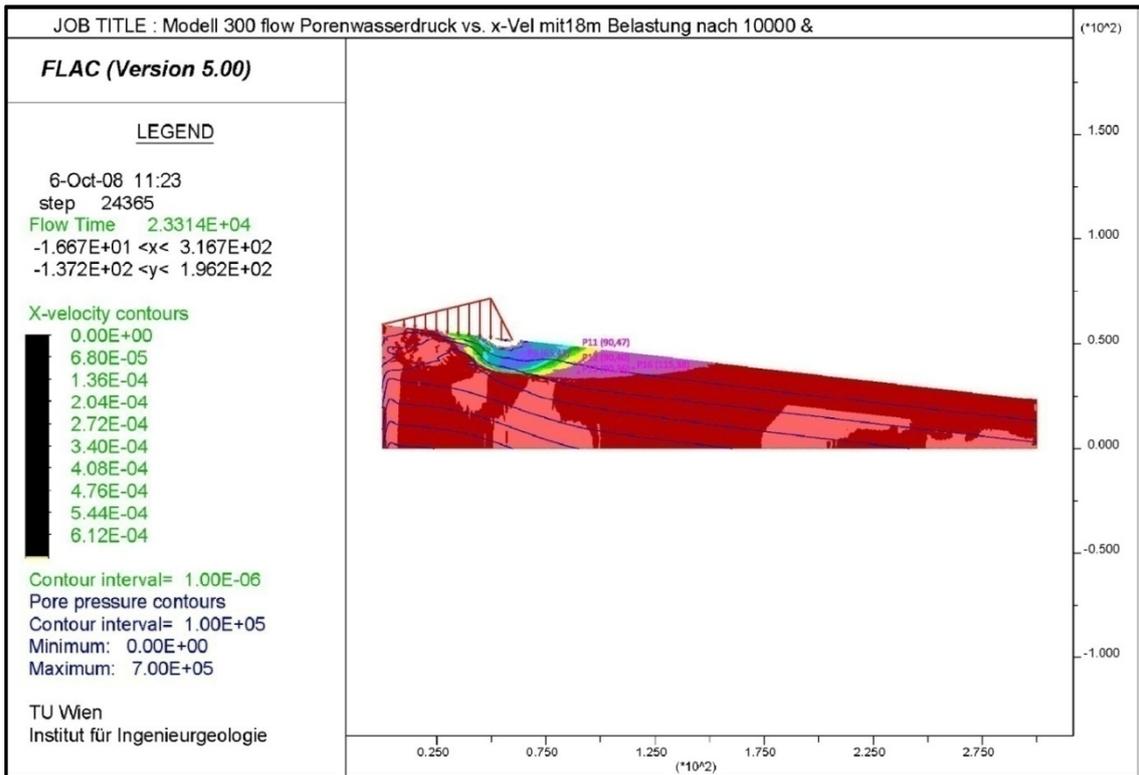


Abbildung 12-40: Modell 300 flow Porenwasserdruck vs. X-Vel mit 18m Belastung nach 10000 steps

Auch die ermittelten Geschwindigkeiten (Abbildung 12-41) liegen über den Werten des undrainierten Versuchs. Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass die betrachteten Werte (absolut gesehen) extrem klein sind und dadurch auch ihre Schwankungsbreite.

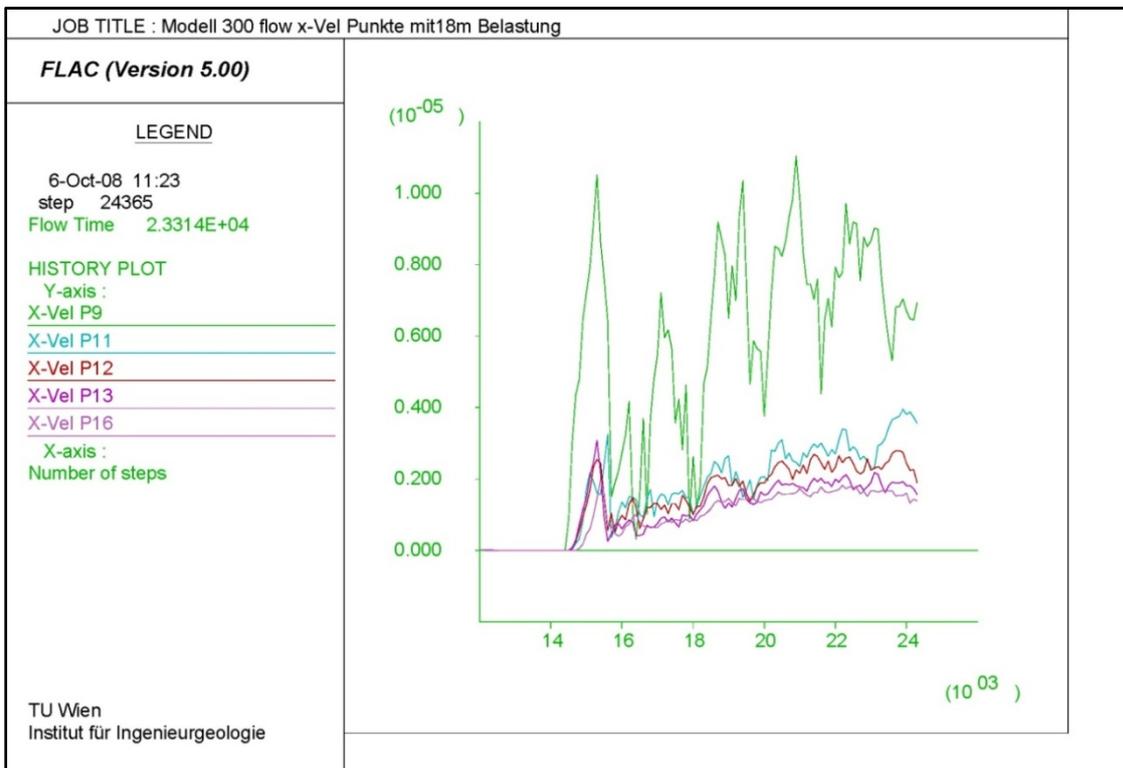


Abbildung 12-41: Modell 300 flow X-Geschwindigkeiten Punkte mit 18m Belastung

12.2.1.2 Totale und effektive Spannungen

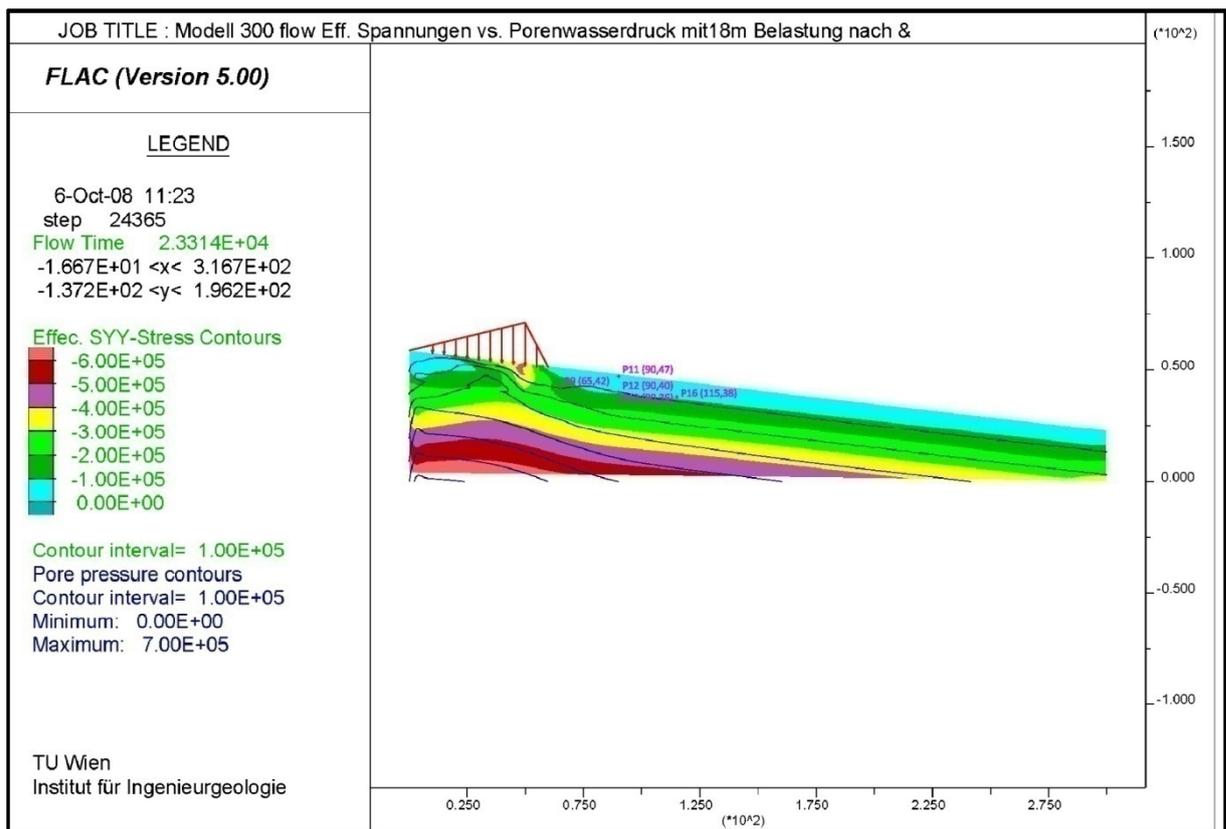


Abbildung 12-42: Modell 300 flow Eff. Spannungen vs. Porenwasserdruck mit 18m Belastung nach 10000 steps

Die in Abbildung 12-42 dargestellte Verteilung der effektiven Spannungen ähnelt ebenfalls stark jener des undrainierten Versuchs. Das Diagramm (Abbildung 12-43) zeigt allerdings, dass bei Aufbringung der Belastung die effektiven Spannungen im Gegensatz zum undrainierten Versuch stärker abfallen. Dies begründet das höhere Ausmaß der Bewegungszone.

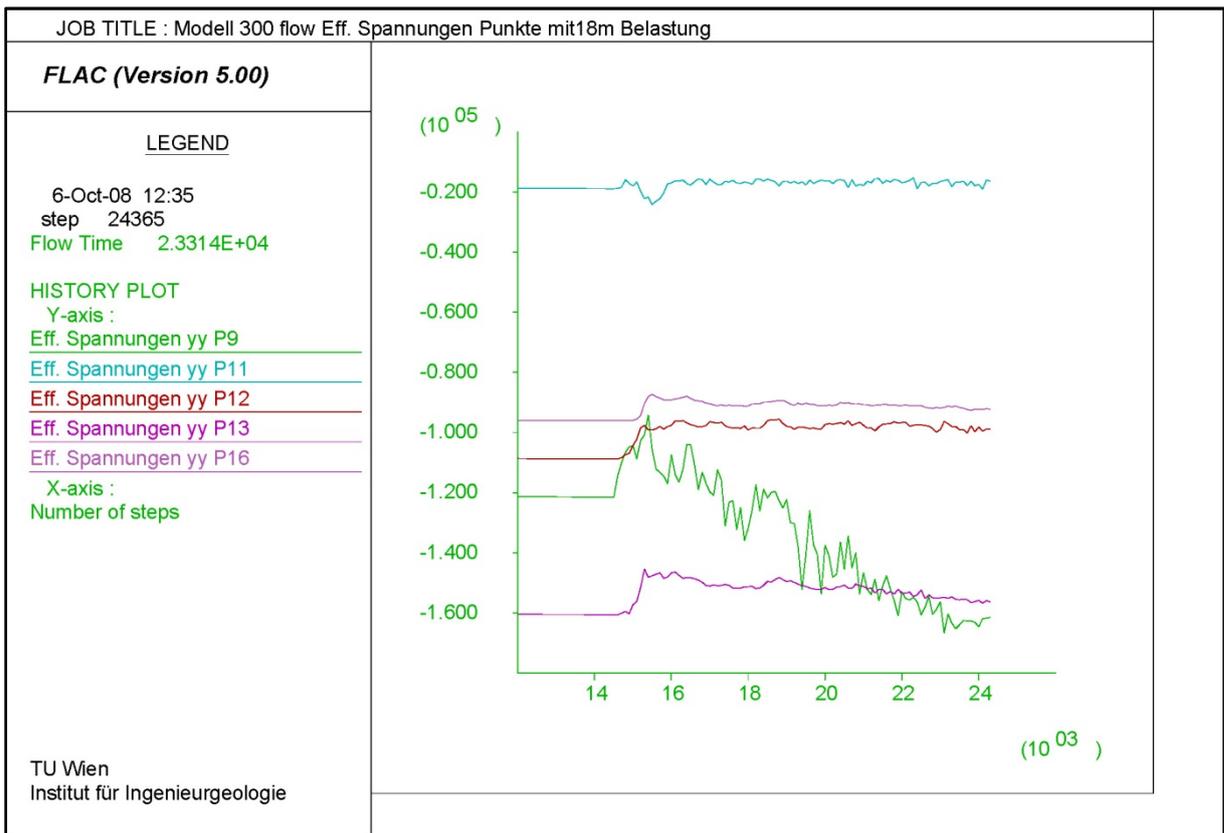


Abbildung 12-43: Modell 300 flow Eff. Spannungen Punkte mit 18m Belastung

12.2.2 Belastung mit 9m und 4,5m

Abschließend soll auch beim Modell 300 undrainiert geprüft werden, ob unterschiedliche Lasten mit verschiedenen Lastgradienten Auswirkungen auf die Größe der mobilisierten Masse haben können oder nicht. Demnach wird nach bewährter Vorgehensweise ein erster Versuch mit 9m Scheitelhöhe vorgenommen.

Das Ergebnis, dargestellt durch die Geschwindigkeitsverteilung, ist in Abbildung 12-44 angeführt. Die dazugehörigen Größen von Geschwindigkeiten in x-Richtung, sowie Schubverzerrungen in den betrachteten Punkten können aus den Diagrammen in den Abbildungen (Abbildung 12-45;Abbildung 12-46) entnommen werden.

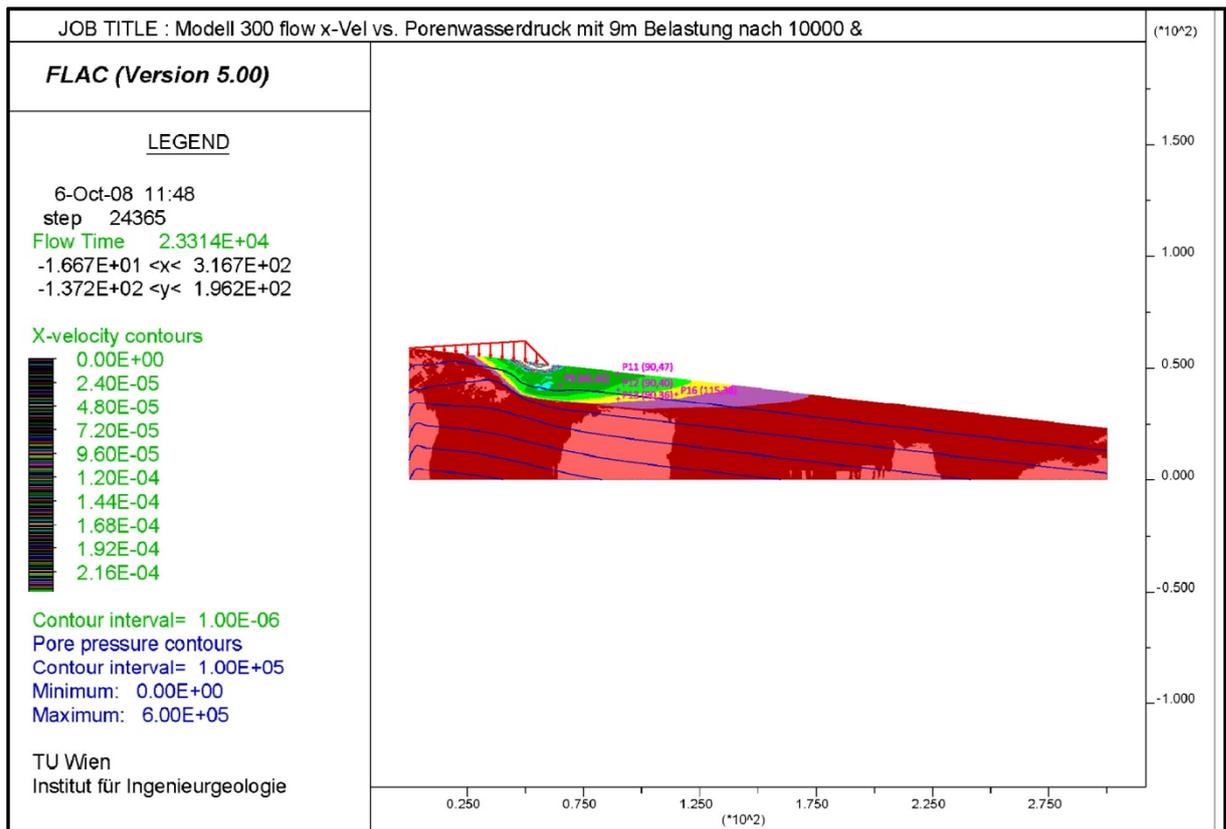


Abbildung 12-44: Modell 300 flow x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 9m Belastung nach 10000 steps

Im Gegensatz zur undrainierten Berechnung fallen die Geschwindigkeiten allgemein höher aus. So beträgt beispielsweise die Geschwindigkeit von *P12* im undrainierten Versuch $1,5 \times 10^{-6}$ m/s, während sie zum gleichen Zeitpunkt knapp 4×10^{-6} m/s im drainierten Versuch verzeichnet. Ähnliches gilt auch für die anderen Punkte.

Dementsprechend fällt auch der durch die Last mobilisierte Bereich aus. Ist hier der letzte bewegte Punkt knappe 70m vom Fuß der Last entfernt, beträgt derselbe Abstand bei der drainierten Berechnung 50m mehr!

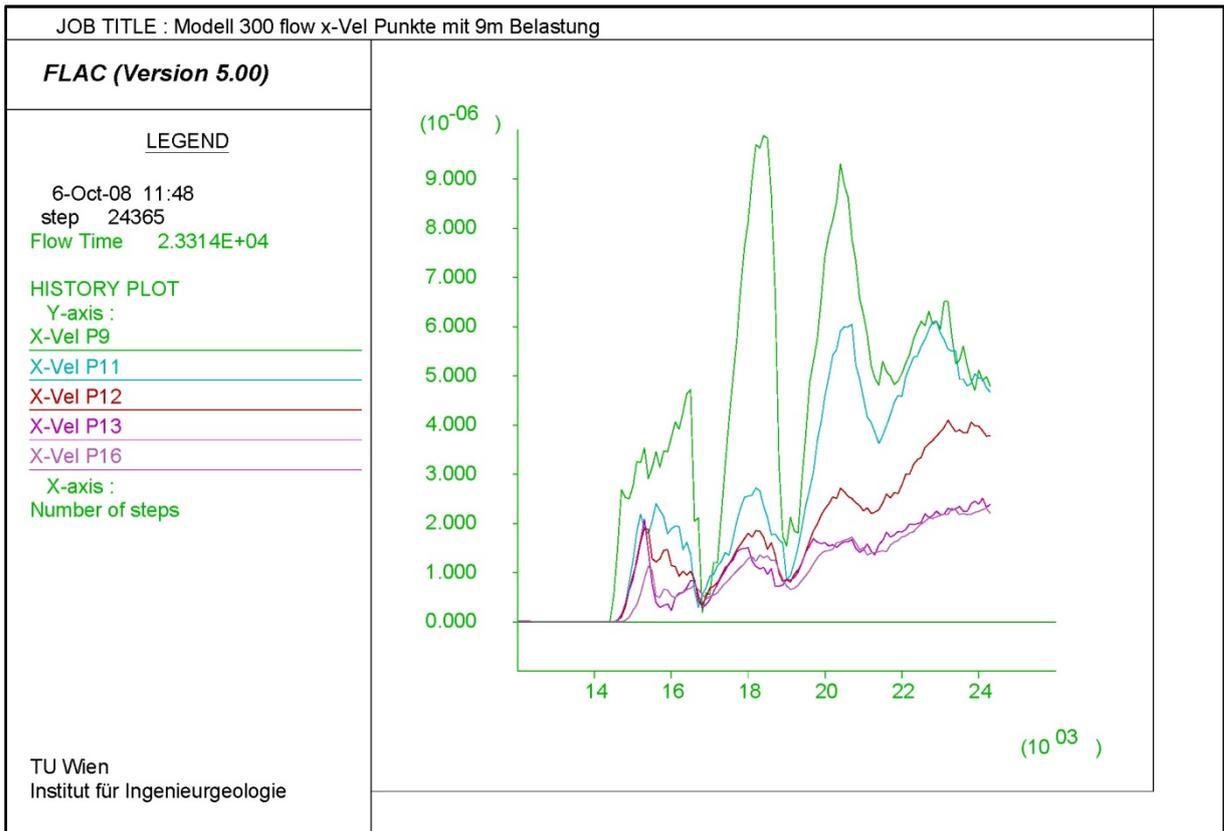


Abbildung 12-45: Modell 300 flow x-Vel mit 9m Belastung

Die Schubverzerrungen (Abbildung 12-46) verzeichnen ebenfalls höhere Werte.

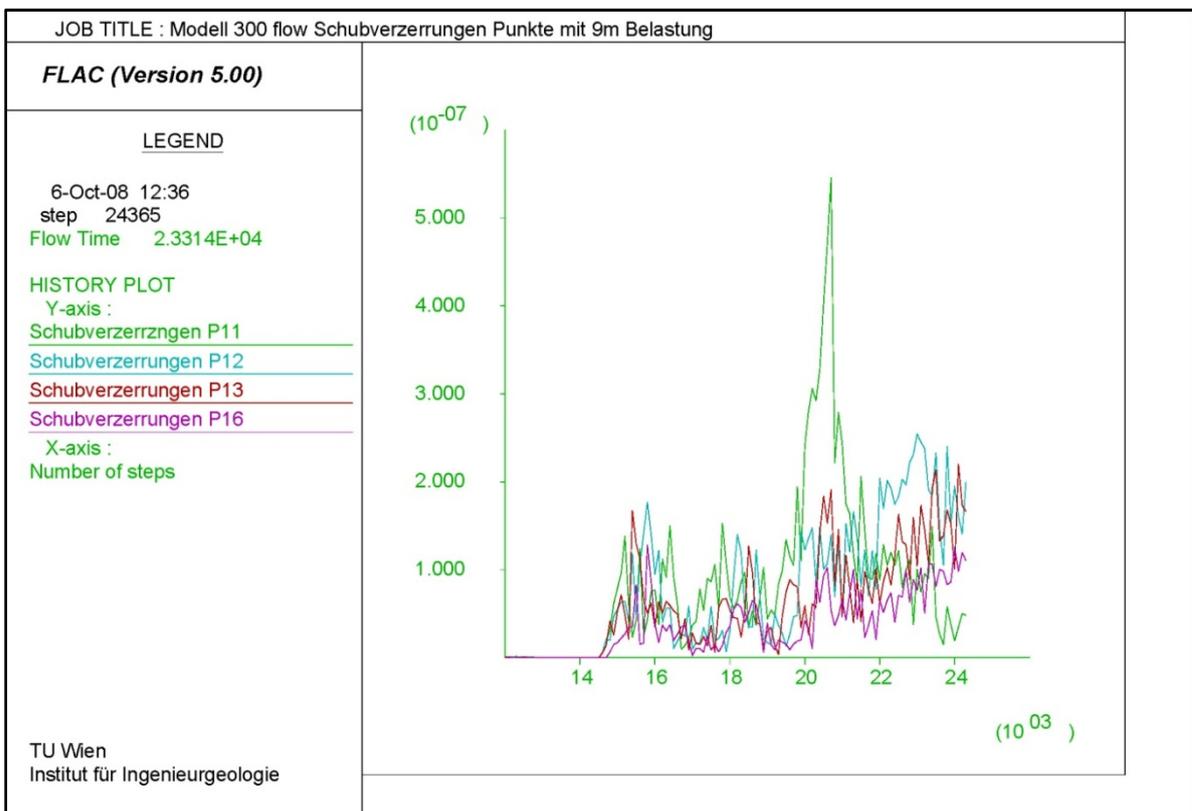


Abbildung 12-46: Modell 300 flow Schubverzerrungen mit 9m Belastung

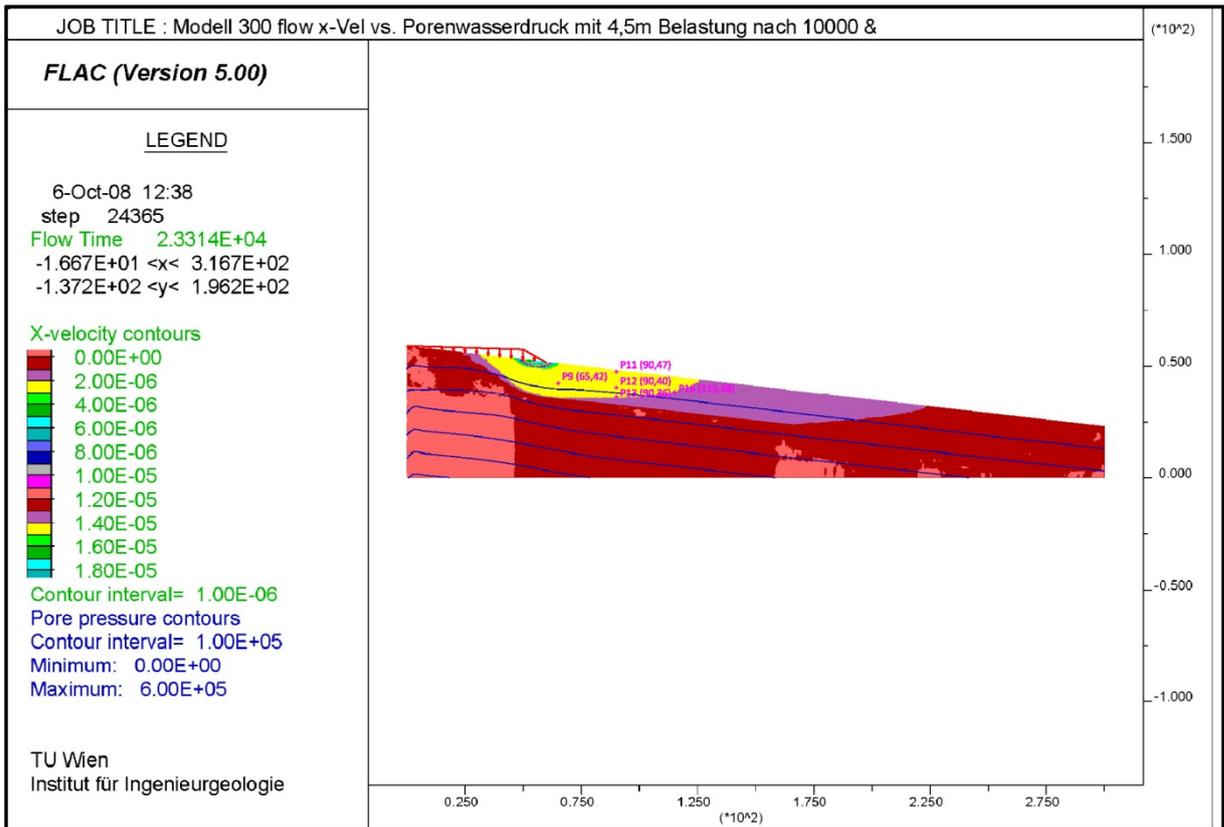


Abbildung 12-47: Modell 300 flow x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung nach 10000 steps

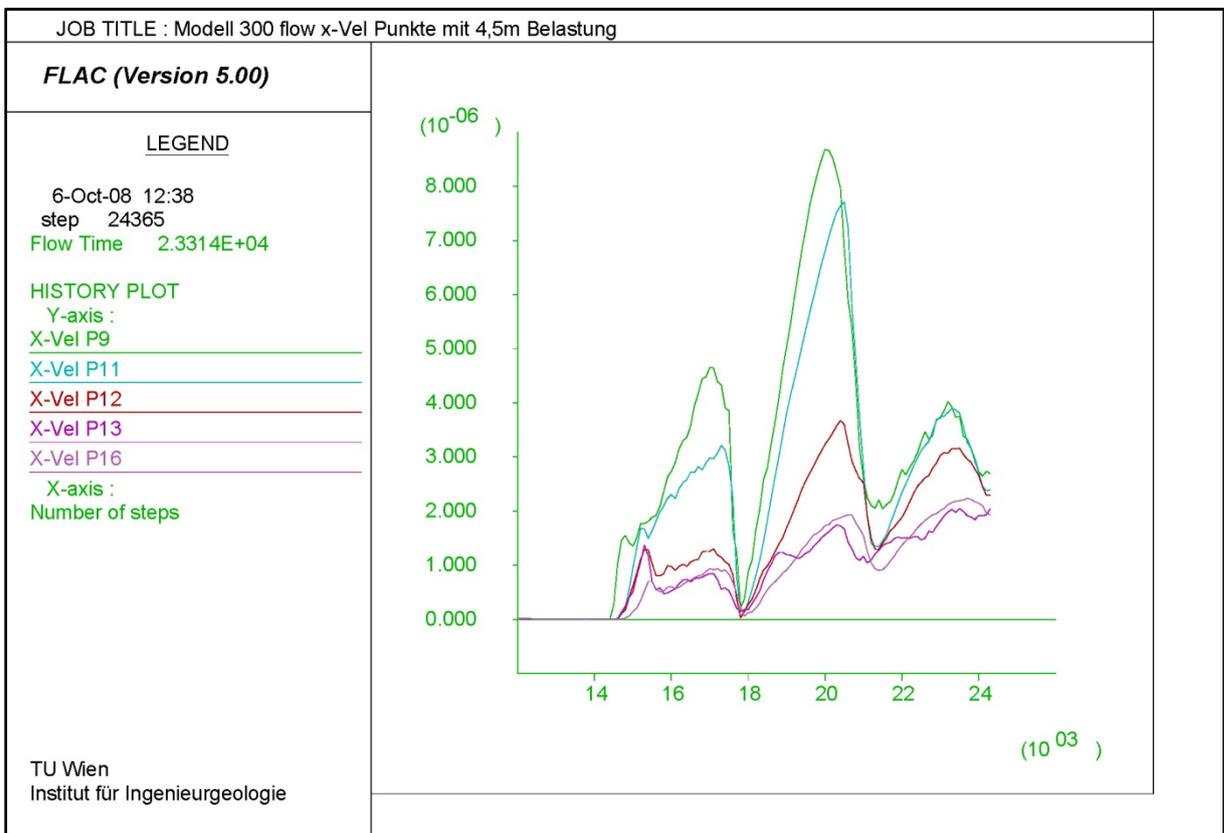


Abbildung 12-48: Modell 300 flow x-Vel mit 4,5m Belastung

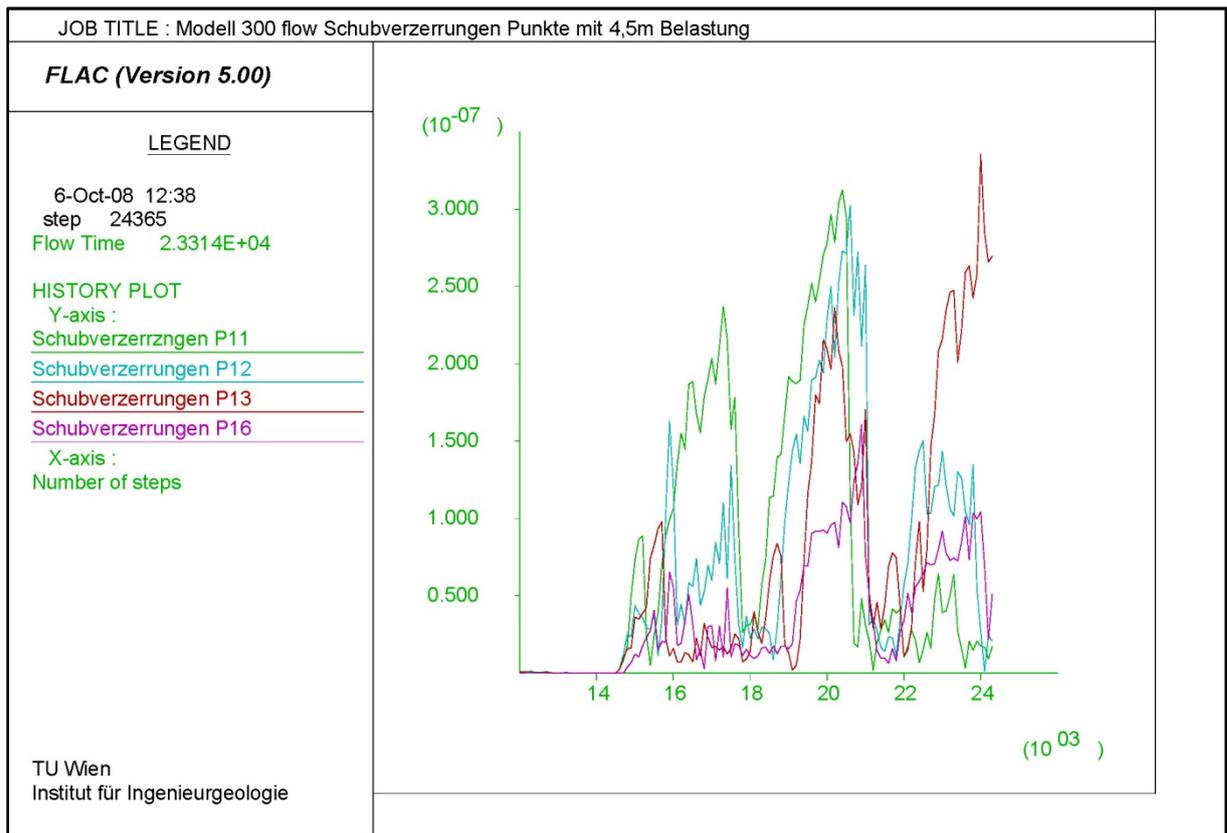


Abbildung 12-49: Modell 300 flow Schubverzerrungen mit 4,5m Belastung

13 Zusammenfassung der Ergebnisse und Schlussfolgerungen

13.1 Versagen und Versagensmechanismus

Das im Gschliefgraben auftretende Phänomen der ausbeißenden Gleitflächen wurde bereits durch numerische Modellierungen (Poisel & Preh, 2008) weitgehend erklärt. Es stellte sich jedoch die Frage, ob das überschobene Material, das sich auf dem hangabwärts befindlichen Material ablagert, im Falle eines vollgesättigten Materials das Versagen der ganzen Böschung bewirken könnte.

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zeigen, dass durch undrainierte Belastung Porenwasserüberdrücke auch in den Bereichen vor dem unteren Ende der aufgebracht Last entstehen. Dort kommt es aber nicht zu einer Erhöhung der totalen Spannungen und dadurch zu einem Abfall der effektiven Spannungen. Ist in diesem Bereich die Böschung genau im Grenzgleichgewicht, kommt es unweigerlich zum Versagen.

Dies hatten Hutchinson & Bhandari (1971) ebenfalls schon vermutet. Sie waren überzeugt, dass die undrainierte Belastung des Kopfes einer Böschung Porenwasserüberdruck erzeugt, der am Fuße der Belastung die effektiven Spannungen herabsetzt und somit eine Überschreitung der Scherfestigkeit verursacht. Der durch die Last ebenfalls wirkende Vorwärtsschub kann folglich nicht mehr aufgenommen werden und es kommt zur Bildung von ausbeißenden Gleitflächen, bedingt durch den passiven Widerstand von stabileren Bereichen.

Derselbe Versagensmechanismus (Ausbeißer der Gleitfläche) tritt wie bereits beschrieben im Modell von Poisel & Preh (2008) auf. In beiden Fällen sind der Anstieg des Porenwasserdrucks und der Abfall der effektiven Spannungen Auslöser des Versagens. Allerdings ist bei Poisel & Preh (2008) das zufließende Wasser der Auslöser für den Anstieg, während es bei der vorliegenden Untersuchung die undrainierte Belastung ist. Der versagende Bereich ist, abhängig von der Weite der Beeinflussung des Porenwasserdruckverlaufs, mehr oder weniger groß.

Dies wurde auch in den Berechnungen mit unterschiedlichen Lastgradienten beobachtet. Bei der Last mit 18m Scheitelhöhe war ein stärkerer Abfall des Porenwasserdrucks zu verzeichnen, als bei der Belastung mit 9 oder 4,5m. Das heißt, dass durch den Abfall des Porenwasserdrucks nach dem Grundbruchversagen eine Art „Stabilisierung“ erfolgt (Abschnitt 11.1.1.2 und 12.1.1.2). Der Einfluss von Porenwasserüberdruck auf die hangabwärts befindlichen Bereiche nimmt somit ab.

Die Verschiebungsgeschwindigkeiten sind zwar im Grundbruch-Bereich mit ansteigender Last größer, allerdings nimmt der von der Mobilisierung betroffene Bereich ab. Es muss jedoch betont werden, dass die hier registrierten Geschwindigkeiten extrem gering sind und sich im Bereich von 1 bis 4×10^{-6} m/s bewegen. Der so mobilisierte Bereich kann zwischen 20 und bis zu 160 m (bei der drainierten Berechnung mit 4,5 m Lasthöhe) vor den Lastfußpunkt reichen.

Unter der Last kommt es bei allen Berechnungen zur Ausbildung einer Art „Grundbruch“. Dieser ist, abhängig von der Höhe der Last, mehr oder weniger ausgeprägt, was Schubverzerrungen und Verschiebungsgeschwindigkeiten anbelangt. Auch die Tiefe, in die er reicht, wird durch die Lasthöhe beeinflusst. Durch die Belastung steigen in diesem Bereich die totalen Spannungen und der Porenwasserdruck gleichermaßen an. Damit bleiben kurz nach der Belastung die effektiven Spannungen unverändert. Da das gesamte System zu Beginn der Berechnung im Grenzgleichgewicht ist, kann das Versagen selbst durch geringe Änderungen in den Spannungsverhältnissen infolge der Belastung hervorgerufen werden. Dies führt zu örtlichem Plastifizieren und in weiterer Folge zu Spannungsumlagerungen und Schubverzerrungen. Auflockerung (Dilatanz) und der damit verbundene Abfall der Porenwasserdrücke sind die Folge. Nur im Bereich unterhalb der Last werden nennenswerte Schubverzerrungen gemessen. Sie liegen zwischen maximal $2,0 \times 10^{-4}$ bei 18m Belastungshöhe und $3,0 \times 10^{-6}$ bei 4,5m. Außerhalb sind sie hingegen sehr gering und bewegen sich im Bereich zwischen 10^{-7} und 10^{-6} . Das unmittelbare Versagen selbst bleibt somit auf den Grundbruch um den Lastfuß begrenzt. Es kann aber auch eine Beschleunigung von Teilen der Böschung außerhalb des geschilderten Grundbruchs beobachtet werden. Die Geschwindigkeiten und vor allem die Schubverzerrungen bleiben aber äußerst gering. Das heißt, eine unmittelbare Mobilisierung der gesamten Böschung ist anhand der erhaltenen Ergebnisse unwahrscheinlich.

13.2 Unterschiede zwischen drainierter und undrainierter Belastung

Bei den Berechnungen des Böschungsverhaltens unter undrainierten Verhältnissen stellte sich die Frage, ob nachströmendes Wasser, so wie es in der Natur auch vorkommt, Einfluss auf die bis dahin erhaltenen Ergebnisse haben kann.

Bei allen drainierten Untersuchungen ist in der Anfangsphase der Belastung eine Übereinstimmung mit den Ergebnissen der undrainierten Untersuchungen zu beobachten. Das bedeutet, dass die Annahme von undrainierten Verhältnissen unmittelbar nach der Belastung bei Böden mit sehr geringer Durchlässigkeiten korrekt ist. Die Unterschiede machen sich erst mit fortlaufender Berechnung bemerkbar.

In den Bereichen, in denen die Schubverzerrungen, dadurch die Dilatanz und somit auch der Abfall des Porenwasserdrucks gering sind, zeigt sich in der drainierten Berechnung der Einfluss der Diffusion, also des Abbaus des Porenwasserüberdrucks, der in der undrainierten fehlt. In den Zonen hingegen, wo es zum Abfall infolge Auflockerung kommt, bedingt das nachfließende Wasser eine geringere Abnahme des Porenwasserdrucks. Der damit verbundene, etwas höhere Porenwasserdruck im Modell bewirkt, dass es zu höheren Werten bei Verschiebungsgeschwindigkeiten und Schubverzerrungen kommt. Auch der mobilisierte Bereich vor der Last ist dementsprechend größer.

14 Literaturverzeichnis

Baumgartner, P. (März 1981). Erd- und Schuttströme im Gschlifgraben bei Gmunden am Traunsee (O.Ö.). Zur Geologie, Entstehung, Entwicklung und Sanierung. *Mitt. Ges. Gel. Geol. Bergbaustud. Österr.*, S. 19-38.

Bunza, G., Karl, J., & Mangelsdorf, J. (1982). *Geologisch-morphologische Grundlagen der Wildbachkunde*. Bayer.

Comegna, L., Picarelli, L., & Urciuoli, G. (2007, April 21). The mechanics of mudslides as a cyclic undrained-drained process. *Landslides*, p. 15.

Hutchinson, J., & Bhandari, R. (1971). Undrained loading, a fundamental mechanism of mudflows and other mass movements. *Géotechnique*, pp. 353-358.

Kolymbas, D. (2007). *Geotechnik*. Berlin: Springer-Verlag.

Lang, H.-J., Huder, J., Amann, P., & Puzrin, A. M. (2006). *Bodenmechanik und Grundbau*. Berlin: Springer-Verlag.

Mostler, H., & Baumgartner, P. (September 1978). Zur Entstehung von Erd- und Schuttströmen am Beispiel des Gschlifgrabens bei Gmunden (Oberösterreich). *Festschrift W. HEISSEL*, S. 113-122.

Panholzer, R. (Juni 2006). Numerische Modellierung des Verhaltens von Tunnelbauwerken im quellenden Gebirge mittels FLAC 2D. Diplomarbeit Institut für Ingenieurgeologie an der TU Wien.

Poisel, R., & Preh, A. (2008). *Zweidimensionale numerische Untersuchung mittels FLAC des Gschlifgrabens*. Wien.

Prinz, H., & Strauß, R. (2006). *Abriss der Ingenieurgeologie*. München: Elsevier GmbH.

Roth, W. (1999). Ermittlung von Sicherheitsfaktoren mittels des kontinuumsmechanischen Finiten Differenzen-Codes FLAC. TU Wien: Diplomarbeit TU Wien.

TU Wien, Institut für Grundbau und Bodenmechanik. (kein Datum). Studienblätter zu Grundbau 1.

Wikipedia. (5. August 2008). Abgerufen am 29. August 2008 von http://de.wikipedia.org/wiki/Panta_rei

15 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen und -berechnung im Erdstrom (Insel Sheppey, England) (Hutchinson & Bhandari, 1971)	11
Abbildung 2-2: Systemskizze der undrainierten Belastung (Hutchinson & Bhandari, 1971) .	12
Abbildung 3-1: Grundschemata Schichtfolge Gschlifegraben (Mostler & Baumgartner, 1978) .	15
Abbildung 3-2: Schichtaufbautypen Gschlifegraben (Mostler & Baumgartner, 1978)	16
Abbildung 5-1 Einheitswürfel (TU Wien, Institut für Grundbau und Bodenmechanik)	22
Abbildung 5-2: Aggregatzustände des Wassers im Boden (Prinz & Strauß, 2006).....	24
Abbildung 5-3: Hauptspannungszustand im elastisch-isotropen Halbraum (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006).....	26
Abbildung 5-4: Spannungszustand im Boden unter Berücksichtigung des Porenwasserdrucks u (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006).....	28
Abbildung 5-5: Mohrscher Spannungskreis im Bruchzustand (effektive und totale Spannungen) (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006)	29
Abbildung 5-6: Durch anisotropen Spannungszuwachs induzierte Porenwasserüberdrücke (Lang, Huder, Amann, & Puzrin, 2006).....	31
Abbildung 5-7: Mohr'sches Bruchkriterium (Prinz & Strauß, 2006)	33
Abbildung 6-1: Grundsätzlicher Berechnungskreislauf in FLAC (Panholzer, 2006)	35
Abbildung 7-1: Schichtaufbau und Bodenparameter (Poisel & Preh, 2008).....	40
Abbildung 7-2: Skizze Aufbau Modell 100 (Maße in m).....	41
Abbildung 7-3: Das Netz Modell 100	42
Abbildung 7-4: Skizze Aufbau Modell 300 (Maße in m).....	42
Abbildung 7-5: Das Netz Modell 300	43
Abbildung 7-6: Mechanische Randbedingungen	44
Abbildung 7-7: Hydraulische Randbedingungen	44
Abbildung 7-8: Porenwasserdruckverlauf Initialzustand	45
Abbildung 7-9: Fließgeschwindigkeiten Hangwasser	45
Abbildung 8-1: Skizze der Anordnung der Messpunkte in Modell 100	49
Abbildung 8-2: Skizze der Anordnung der Messpunkte in Modell 300	50
Abbildung 9-1: Maximale Verzerrungsrate bei Böschung mit FoS 0,61 Modell 100.....	53
Abbildung 9-2: Unbalanced force Ermittlung Grenzgleichgewicht Modell 100	54
Abbildung 9-3: Modell 100 unbalanced force Grenzgleichgewicht	55
Abbildung 9-4: Mohr'scher Spannungskreis im Grenzgleichgewicht P1 Modell 100 Einheit [N/m ²]	56
Abbildung 9-5: Mohr'scher Spannungskreis im Grenzgleichgewicht P4 Modell 100 Einheit [N/m ²]	57

Abbildung 9-6: Mohr'scher Spannungskreis im Grenzgleichgewicht P7 Modell 100 Einheit [N/m ²]	57
Abbildung 9-7: Geschwindigkeitsvektoren Grenzgleichgewicht Modell 100	58
Abbildung 9-8: Porenwasserdruckverteilung Grenzgleichgewicht Modell 100	59
Abbildung 9-9: Totale Spannungen Grenzgleichgewicht Modell 100	59
Abbildung 9-10: Effektive Spannungen Grenzgleichgewicht Modell 100	60
Abbildung 9-11: x-Geschwindigkeit Punkte P1, P4 und P7 Grenzgleichgewicht Modell 100	61
Abbildung 9-12: Maximale Verzerrungsrate bei Böschung mit fos 0,92 Modell 300	63
Abbildung 9-13: Unbalanced force Grenzgleichgewicht Modell 300	64
Abbildung 9-14: x-Geschwindigkeiten Grenzgleichgewicht Modell 300	64
Abbildung 10-1: Skizze Belastung mit 18m	67
Abbildung 10-2: Skizze Resultierende der Belastung mit 18m (Maße in m)	67
Abbildung 10-3: Skizze Belastungsbild 18m	68
Abbildung 10-4: Lastanordnung mit 18m Modell 100 (Maße in m)	68
Abbildung 10-5: Lastanordnung mit 18m Modell 300 (Maße in m)	69
Abbildung 10-6: Lastanordnung mit 9m Modell 100 (Maße in m)	70
Abbildung 10-7: Lastanordnung mit 9m Modell 300 (Maße in m)	70
Abbildung 10-8: Lastanordnung mit 4,5m Modell 100 (Maße in m)	71
Abbildung 10-9: Lastanordnung mit 4,5m Modell 300 (Maße in m)	71
Abbildung 11-1: Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen Modell 100 und 18m Belastung nach 10 steps	75
Abbildung 11-2: Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen Modell 100 und 18m Belastung nach 100 steps	75
Abbildung 11-3: Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen Modell 100 und 18m Belastung nach 1000 steps	76
Abbildung 11-4: Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen Modell 100 und 18m Belastung nach 10000 steps	77
Abbildung 11-5: Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen Modell 100 mit 18m Belastung nach 100000 steps	77
Abbildung 11-6: Modell 100 Porenwasserdruck P1 bis P7 (18m Belastung undr.)	78
Abbildung 11-7: Modell 100 undrainiert Schubverzerrungsraten P1, P4 und P7	79
Abbildung 11-8: Modell 100 undrainiert Schubverzerrungsraten P3	80
Abbildung 11-9: Modell 100 undr. Porenwasserdruck vs. x-Geschwindigkeit mit 18m Belastung nach 10000 steps	80
Abbildung 11-10: Modell 100 undr. Porenwasserdruck vs. x-Geschwindigkeit mit 18m Belastung nach 100000 steps	81
Abbildung 11-11: Modell 100 undr. x-Geschwindigkeit P1, P4, P7	82

Abbildung 11-12: Modell 100 undr. x-Geschwindigkeit P3	82
Abbildung 11-13: Modell 100 Plast. Indikatoren und Porenwasserdruck mit 18m Belastung undrainiert nach 1000 steps	83
Abbildung 11-14: Modell 100 Plast. Indikatoren und Porenwasserdruck mit 18m Belastung undrainiert nach 10000 steps	84
Abbildung 11-15: Lokaler Fos im Grenzgleichgewicht Modell 100	85
Abbildung 11-16: Lokaler Fos 18m Belastung undr. nach 1000 steps Modell 100.....	86
Abbildung 11-17: Lokaler Fos 18m Belastung undr. nach 100000 steps Modell 100.....	86
Abbildung 11-18: Mohr'sche Kreise P1 Vergleich Modell 100 undr.....	88
Abbildung 11-19: Mohr'sche Kreise P4 Vergleich Modell 100 undr.....	89
Abbildung 11-20: Mohr'sche Kreise P7 Vergleich Modell 100 undr.....	89
Abbildung 11-21: Modell 100 undr. totale Spannungen 18m Belastung nach 100000 steps	90
Abbildung 11-22: Modell 100 undr. Totale Spannungen 18m Belastung Punkte P1 bis P7..	91
Abbildung 11-23: Modell 100 undr. effektive Spannungen vs. Porenwasserdruck 18m Belastung nach 100000 steps	92
Abbildung 11-24: Modell 100 undr. effektive Spannungen 18m Belastung Punkte P1 bis P7	92
Abbildung 11-25: Modell 100 undr. tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P1	93
Abbildung 11-26: Modell 100 undr. tot., eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P3	94
Abbildung 11-27: Modell 100 undr. tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P4	94
Abbildung 11-28: Modell 100 undr. tot., eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P7	95
Abbildung 11-29: Modell 100 undr. Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen mit 9m Belastung nach 10000 steps	96
Abbildung 11-30: Modell 100 undr. Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen mit 4,5m Belastung nach 10000 steps	97
Abbildung 11-31: Modell 100 undr. x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 9m Belastung nach 10000 steps	98
Abbildung 11-32: Modell 100 undr. x-Vel Punkte mit 9m Belastung.....	98
Abbildung 11-33: Modell 100 undr. x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung nach 10000 steps	99
Abbildung 11-34: Modell 100 undr. x-Vel Punkte mit 4,5m Belastung.....	99
Abbildung 11-35: Modell 100 undr. P7 totale, effektive Spannungen und Porenwasserdruck mit 9m Belastung	100

Abbildung 11-36: Modell 100 undr. P7 totale, effektive Spannungen und Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung	101
Abbildung 11-37: Modell 300 undr. Porenwasserdruckverlauf mit 18m Belastung nach 10000 steps	102
Abbildung 11-38: Modell 300 undr. Porenwasserdruckverlauf Punkte mit 18m Belastung .	103
Abbildung 11-39: Modell 300 undr. Porenwasserdruck vs. X-Vel mit 18m Belastung nach 10000 steps	104
Abbildung 11-40: Modell 300 undr. x-Geschwindigkeiten Punkte mit 18m Belastung.....	105
Abbildung 11-41: Modell 300 undr. Schubverzerrungen Punkte mit 18m Belastung	105
Abbildung 11-42: Modell 300 undr. Eff. Spannungen vs. Porenwasserdruck mit 18m Belastung nach 10000 steps	106
Abbildung 11-43: Modell 300 undr. Eff. Spannungen Punkte mit 18m Belastung	107
Abbildung 11-44: Modell 300 undr. Tot. Eff. Spannungs- und Porenwasserdruckverläufe P9 mit 18m Belastung	108
Abbildung 11-45: Modell 300 undr. Tot. Eff. Spannungs- und Porenwasserdruckverläufe P12 mit 18m Belastung	109
Abbildung 11-46: Modell 300 undr. Tot. Eff. Spannungs- und Porenwasserdruckverläufe P13 mit 18m Belastung	109
Abbildung 11-47: Modell 300 undr. Tot. Eff. Spannungs- und Porenwasserdruckverläufe P16 mit 18m Belastung	110
Abbildung 11-48: Modell 300 undr. x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 9m Belastung nach 10000 steps	111
Abbildung 11-49: Modell 300 undr. x-Vel Punkte mit 9m Belastung nach 10000 steps ...	111
Abbildung 11-50: Modell 300 undr. x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung nach 10000 steps	112
Abbildung 11-51: Modell 300 undr. x-Vel Punkte mit 4,5m Belastung nach 10000 steps	112
Abbildung 12-1: Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen mit 18m Belastung nach 10 steps	114
Abbildung 12-2: : Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen mit 18m Belastung nach 100 steps	114
Abbildung 12-3: : Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen mit 18m Belastung nach 1000 steps	115
Abbildung 12-4: : Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen mit 18m Belastung nach 10000 steps	116
Abbildung 12-5: : Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. Schubverzerrungen mit 18m Belastung nach 100000 steps	117
Abbildung 12-6: Modell 100 flow Porenwasserdruck P1 bis P7 mit 18m Belastung.....	118

Abbildung 12-7: Modell 100 flow Schubverzerrungen P1, P4, P7 mit 18m Belastung	119
Abbildung 12-8: Modell 100 flow Schubverzerrungen P3 mit 18m Belastung	119
Abbildung 12-9: Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. X-Vel mit 18m Belastung nach 10000 steps	120
Abbildung 12-10: Modell 100 flow Porenwasserdruck vs. X-Vel mit 18m Belastung nach 100000 steps	121
Abbildung 12-11: Modell 100 flow X-Vel P1, P4, P7 mit 18m Belastung	122
Abbildung 12-12: Modell 100 flow X-Vel P3 mit 18m Belastung	122
Abbildung 12-13: Modell 100 flow Plast.indikator vs. Porenwasserdruck mit 18m Belastung nach 1000 steps	123
Abbildung 12-14: Modell 100 flow Plast.indikator vs. Porenwasserdruck mit 18m Belastung nach 10000 steps	124
Abbildung 12-15: Modell 100 flow lokaler Fos (ob) mit 18m Belastung nach 1000 steps ...	125
Abbildung 12-16: Modell 100 flow lokaler Fos (ob) mit 18m Belastung nach 100000 steps	126
Abbildung 12-17: Mohr'sche Kreise P1 Vergleich Modell 100 drainiert	127
Abbildung 12-18: Mohr'sche Kreise P4 Vergleich Modell 100 drainiert	128
Abbildung 12-19: Mohr'sche Kreise P7 Vergleich Modell 100 drainiert	129
Abbildung 12-20: Modell 100 flow Tot. Spannungen mit 18m Belastung nach 100000 steps	129
Abbildung 12-21: Modell 100 flow Totale Spannungen P1 bis P7 mit 18m Belastung	130
Abbildung 12-22: Modell 100 flow Eff. Spannungen mit 18m Belastung nach 10000 steps	131
Abbildung 12-23: Modell 100 flow Effektive Spannungen P1 bis P7 mit 18m Belastung ...	132
Abbildung 12-24: Modell 100 drainiert tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P1	133
Abbildung 12-25: Modell 100 drainiert tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P3	133
Abbildung 12-26: Modell 100 drainiert tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P4	134
Abbildung 12-27: Modell 100 drainiert tot. , eff. Spannungen und Porenwasserdruck bei 18m Belastung P7	134
Abbildung 12-28: Modell 100 flow Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen mit 9m Belastung nach 10000 steps	135
Abbildung 12-29: Modell 100 flow Porenwasserdruckverlauf vs. Schubverzerrungen mit 9m Belastung nach 10000 steps	136
Abbildung 12-30: Modell 100 flow x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 9m Belastung nach 10000 steps	137
Abbildung 12-31: Modell 100 flow x-Vel Punkte mit 9m Belastung	137

Abbildung 12-32: Modell 100 flow x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung nach 10000 steps	138
Abbildung 12-33: Modell 100 flow x-Vel Punkte mit 4,5m Belastung	138
Abbildung 12-34: Modell 100 flow P7 totale, effektive Spannungen und Porenwasserdruck mit 9m Belastung	139
Abbildung 12-35: Modell 100 flow P7 totale, effektive Spannungen und Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung	139
Abbildung 12-36: Modell 300 flow Porenwasserdruck mit 18m Belastung nach 10000 steps	140
Abbildung 12-37: Modell 300 flow Porenwasserdruckverläufe Punkte mit 18m Belastung nach 10000 steps	141
Abbildung 12-38: Modell 300 flow Schubverzerrungen P9 mit 18m Belastung	141
Abbildung 12-39: Modell 300 flow Schubverzerrungen Punkte mit 18m Belastung	142
Abbildung 12-40: Modell 300 flow Porenwasserdruck vs. X-Vel mit 18m Belastung nach 10000 steps	143
Abbildung 12-41: Modell 300 flow X-Geschwindigkeiten Punkte mit 18m Belastung	143
Abbildung 12-42: Modell 300 flow Eff. Spannungen vs. Porenwasserdruck mit 18m Belastung nach 10000 steps	144
Abbildung 12-43: Modell 300 flow Eff. Spannungen Punkte mit 18m Belastung	145
Abbildung 12-44: Modell 300 flow x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 9m Belastung nach 10000 steps	146
Abbildung 12-45: Modell 300 flow x-Vel mit 9m Belastung	147
Abbildung 12-46: Modell 300 flow Schubverzerrungen mit 9m Belastung	147
Abbildung 12-47: Modell 300 flow x-Vel vs. Porenwasserdruck mit 4,5m Belastung nach 10000 steps	148
Abbildung 12-48: Modell 300 flow x-Vel mit 4,5m Belastung	148
Abbildung 12-49: Modell 300 flow Schubverzerrungen mit 4,5m Belastung	149

16 Formelverzeichnis

Formel 5-1: Korndichte	21
Formel 5-2: Trockendichte	21
Formel 5-3: Feuchtdichte	21
Formel 5-4: Dichte unter Auftrieb	22
Formel 5-5: Wichte	22
Formel 5-6: Porosität	22
Formel 5-7: Porenzahl	23
Formel 5-8: Porenzahl definiert durch Porosität	23
Formel 5-9: Porosität definiert durch Porenzahl	23
Formel 5-10: Porosität definiert durch Trocken- und Feuchtwichte	23
Formel 5-11: Porenzahl definiert durch Trocken- und Feuchtwichte	23
Formel 5-12: Wassergehalt	24
Formel 5-13: Sättigungszahl	24
Formel 5-14: Vertikal Spannung im Boden	25
Formel 5-15: Symmetriebedingung Ruhedruck 1	25
Formel 5-16: Symmetriebedingung Ruhedruck 2	25
Formel 5-17: Symmetriebedingung Verzerrungen	25
Formel 5-18: Elastische Deformation eines Körpers	25
Formel 5-19: Ruhedruck	25
Formel 5-20: Ruhedruckkoeffizient	26
Formel 5-21: Horizontalspannung im Boden	26
Formel 5-22: Vertikaldruck im vollgesättigten Boden	27
Formel 5-23: Porenwasserdruck	27
Formel 5-24: Definition effektive Spannungen	27
Formel 5-25: Allgemeine Definition effektive Spannungen	27
Formel 5-26: Horizontale effektive Spannung	28
Formel 5-27: Schubspannung	28
Formel 5-28: Änderung des Porenwasserdrucks	29
Formel 5-29: Definition des Skemptonparameter B	30
Formel 5-30: Allseitige Zunahme des Porenwasserdrucks	30
Formel 5-31: Axiale Zunahme des Porenwasserdrucks	30
Formel 5-32: Definition des Skemptonparameters A	31
Formel 5-33: Allgemeines Mohr'sches Bruchkriterium	32
Formel 5-34: Mohr'sches Bruchkriterium bezogen auf eff. Spannungen	33
Formel 5-35: Mohr'sches Bruchkriterium bei kohäsionslosen Böden	33

Formel 6-1: Hook'sches Gesetz	35
Formel 6-2: Mohr'sches Bruchkriterium	36
Formel 6-3: Umrechnung Mobilitätskoeffizient	37
Formel 8-1: Definition Kompressionsmodul	48
Formel 8-2: Definition Schubmodul	48
Formel 8-3: Schema ats-Modus	48
Formel 9-1: Kohäsion des Grenzgleichgewichts	52
Formel 9-2: Reibungswinkel des Grenzgleichgewichts	52
Formel 10-1: Resultierende Kraft F1 der Belastung	67
Formel 10-2: Resultierende Kraft F2 der Belastung	67
Formel 10-3: Berechnung der Flächenlast q_{18m}	67
Formel 10-4: Berechnung der Flächenlast q_{9m}	69
Formel 10-5: Berechnung der Flächenlast $q_{4,5m}$	70

17 Tabellenverzeichnis

Tabelle 8-1: x, y Koordinaten der Messpunkte in Modell 100.....	49
Tabelle 8-2: x, y Koordinaten der Messpunkte in Modell 300.....	50
Tabelle 8-3: FLAC Rechenschritte zur Ermittlung des Grenzgleichgewichts Modell 100.....	51
Tabelle 8-4: FLAC Rechenschritte zur Ermittlung des Grenzgleichgewichts Modell 300.....	51
Tabelle 9-1: Erste Annahme für die Bodenparameter Modell 100.....	52
Tabelle 9-2: Bodenparameter des Grenzgleichgewichts Modell 100	54
Tabelle 9-3: Erste Annahme für die Werte der Bodenparameter Modell 300.....	62
Tabelle 9-4: Bodenparameter des Grenzgleichgewichts Modell 300	63
Tabelle 10-1: Rechenschritte Modell 100	72
Tabelle 10-2: Rechenschritte Modell 300	72
Tabelle 10-3: In Messpunkte gespeicherte Größen.....	73