

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 20

**Spannungen und Verformungen
in hohen Steinschüttdämmen im Bauzustand
unter besonderer Berücksichtigung
von Talform und Hangrauhigkeit**

Institut für Geotechnik
- BIBLIOTHEK -
Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach
Technische Universität Darmstadt
Petersenstr. 13 · 64287 Darmstadt

Dr.-Ing. Heinz Czaplak

Präsenz exemplar

März 1979

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. Einleitung	1
2. Ziel der Untersuchung	4
3. Stand der Forschung	5
3.1 Finite-Element-Methode als Berechnungsverfahren für hohe Dämme	5
3.1.1 Allgemeines	5
3.1.2 Simulierung der Dammschüttung	7
3.1.3 Stoffansätze für die Schüttmaterialien	9
3.2 Ausführungsbeispiele für hohe Steinschüttdämme	11
4. Programmentwicklungen und Berechnungsgrundlagen	17
4.1 Finite-Element-Programmsystem	17
4.2 Graphisches Datenverarbeitungssystem	20
4.3 Verwendete Finite Elemente	22
4.3.1 Vierknotiges Superelement für Kontinuum	22
4.3.2 Übergangselement für Dammaufstandsfläche	25
4.4 Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Schüttmaterialien	28
4.4.1 Stoffgesetz und Stoffparameter für Kontinuum	28
4.4.2 Stoffgesetz und Stoffparameter für Dammaufstandsfläche	33
5. Ablaufplan für Dammberechnung	41
6. Zusammenstellung der untersuchten Querschnitte	44

	Seite
7. Darstellung und Interpretation der Berechnungsergebnisse	50
7.0 Allgemeines	50
7.1 Überblick	51
7.2 Vergleich von Talquerschnitt und Dammschnitt während des Schüttvorganges zur Abschätzung der räumlichen Wirkung	101
7.2.1 Talquerschnitt bei zunehmender Schütthöhe	101
7.2.2 Dammschnitt bei zunehmender Schütthöhe und räumliche Lastabtragung	110
7.3 Einfluß der Talflankenneigung	116
7.4 Einfluß der Rauigkeit in der Dammaufstandsfläche	123
7.5 Einfluß der Talsohlenbreite	133
7.6 Einfluß von Einbauverdichtung und Querdehnungszahl	153
7.7 Einfluß der Elementeinteilung	162
8. Hinweise auf konstruktive Maßnahmen an den Talflanken	163
9. Nachwort	165
10. Zusammenfassung	167
11. Literaturverzeichnis	168

Referent:

Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Korreferent:

Prof. Dr.-Ing. H. Ebel

Tag der Einreichung:

17. Juli 1978

Tag der mündlichen Prüfung:

21. Dezember 1978

meiner Frau gewidmet

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit an dem Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt. Die Untersuchungen wurden durch Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Breth ermöglicht, dem ich für Anregungen und Förderung der Arbeit besonders dankbar bin.

Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Ebel von der Technischen Hochschule Darmstadt danke ich für seine kritische Durchsicht der Arbeit sowie die Übernahme des Korreferates.

Mein besonderer Dank gilt auch den Herren Dipl.-Ing. R. Wanninger, Dipl.-Ing. H. Rückel und Dipl.-Ing. R. Katzenbach für die wertvolle Zusammenarbeit.

Die Deutsche Forschungsgemeinschaft hat die Untersuchungen mit einer Beihilfe unterstützt.

1. EINLEITUNG

In den dreißiger Jahren wurde zum erstenmal Asphalt als Dichtungsmaterial im Staudammbau verwendet. Während zu Anfang Asphalt nur in Oberflächendichtungen zum Einsatz kam, wurden seit 1954 auch Kerndichtungen ausgeführt. Um die asphaltische Kerndichtung in ihrer Steifigkeit dem Stützkörpermaterial anzupassen, wurde der Asphalt mit Steinen versetzt. Dieser Steinasphalt wurde in den letzten Jahren vom Asphaltbeton verdrängt, mit dem bei ähnlicher Wirkung eine weitaus bessere Abstimmung der Verformungs- und Dichtungseigenschaften möglich ist.

Nach den guten Erfahrungen mit der in Deutschland entwickelten Innendichtung aus Asphaltbeton für Staudämme gewinnt diese Bauweise auch im Ausland an Interesse. Dies gilt vor allem für Talsperren in Gebirgsgegenden, wenn Steinschüttdämme zur Ausführung kommen sollen und natürliche Dichtungsmaterialien fehlen, und nicht zuletzt in Erdbebengebieten, in denen sich Dämme mit einer erosionsfesten Innendichtung im Vergleich zu Betonmauern als unempfindlich erwiesen haben.

Mit der Entwicklung zum hohen Dammbau und angesichts der Vorteile, die der Asphaltbeton für hohe Steinschüttdämme mitbringt, gewinnt die Frage an Aktualität, mit welchen Spannungen und Verformungen sich der Asphaltbeton während der Schüttung eines hohen Dammbaus auseinandersetzen hat. Zwar werden Messungen am Dammbau im allgemeinen und die Messungen der Verformungen und Spannungen während des Bauablaufes im besonderen immer eine unverzichtbare Maßnahme zur Kontrolle der Wirksamkeit einer Konstruktion sein. Zu solchem Zeitpunkt aber ist nur noch eine Reaktion auf beobachtete Phänomene, jedoch keine durchgreifende Änderung des Gesamtkonzeptes mehr möglich. Mit der Finite-Element-Methode ist dem Entwurfsbearbeiter ein Instrument an die Hand gegeben, das es ihm erlaubt, die verschiedensten Einflüsse wirklichkeitsnah parametrisch zu untersuchen

und so eine sichere und wirtschaftliche Lösung zu finden.

Für den Fall einer identischen Spannungs-Dehnungsbeziehung von Stützkörper und Asphaltbeton-Innendichtung, wie er durch Messungen an ausgeführten Dämmen bestätigt wird, haben BRETH und HARDT (1976) die Berechnungsergebnisse nach der Finite-Element-Methode für einen 150 m hohen Steinschüttdamm im Bauzustand vorgelegt. Der Verfasser hat gezeigt, welche zusätzlichen Beanspruchungen für eine Asphaltbeton-Innendichtung zu erwarten sind, wenn das Steifigkeitsverhalten des Asphaltbetons von dem des Schüttmaterials abweicht (CZAPLA, KATZENBACH, BRETH, 1979). Bei beiden Untersuchungen wurde der Dammquerschnitt als ebenes Verformungsproblem behandelt. Die berechneten Spannungen und Verformungen gelten daher in der Mitte eines langen Dammes in einem breiten Tal.

Der von der Natur vorgegebene Standort für hohe Steinschüttdämme mit Asphaltbeton-Innendichtung in Gebirgsgegenden mit engen Tälern läßt dagegen erwarten, daß die Beanspruchung der Dichtung auch von der Talform und der Rauigkeit der Talflanken abhängt. Nun hatten bereits 1973 LEFEBVRE, DUNCAN und WILSON versucht, den Gültigkeitsbereich der ebenen Finite-Element-Berechnung des Dammquerschnittes und des Damm-längsschnittes durch Vergleich mit einer räumlichen Berechnung des gesamten Dammes abzuschätzen. Als Beispiel diente ein 49 m hoher homogener Damm in einem V-Tal, wobei die Talflankenneigung parametrisch von 1:6 über 1:3 bis 1:1 erhöht wurde. Das Ergebnis, obschon mit linear-elastischem Stoffverhalten für das Schüttmaterial ermittelt, zeigte, daß die ebene Berechnung des Dammquerschnittes bei einer Talflankenneigung, die steiler als 1:3 war, nicht mehr ausreichend mit der räumlichen Berechnung übereinstimmte. Dagegen war die Übereinstimmung im Dammlängsschnitt unabhängig von der Talflankenneigung immer gleich gut, wenn dieser Querschnitt als ebenes Verformungsproblem behandelt wurde.

Diese Feststellung ließ es als berechtigt erscheinen, nunmehr auch den Steinschüttdamm im Talquerschnitt als ebenes Verformungsproblem

zu untersuchen, vor allem, weil auch für größere Talflankenneigungen als 1:1 gute Übereinstimmung zwischen ebener und räumlicher Berechnung zu erwarten war. Es konnte somit bei geringerem Aufwand an Rechenzeit eine weitaus größere Zahl von Parametern variiert werden, als es bei Einsatz einer räumlichen Dammberechnung möglich gewesen wäre. Mit der vorliegenden Untersuchung sind daher neben der Aussage über die Beanspruchung im Bauzustand auch Hinweise auf die Wirkung konstruktiver Maßnahmen an den Talflanken möglich.

Das Forschungsvorhaben wurde in dankenswerter Weise von der Deutschen Forschungsgemeinschaft gefördert.

2. ZIEL DER UNTERSUCHUNG

Zum Studium des Spannungs- und Verformungsverhalten von hohen Steinschüttdämmen in engen Tälern im Bauzustand wird auf der Grundlage der Finite-Element-Methode der Dammlängsschnitt (Talquerschnitt) als ebenes Verformungsproblem behandelt. Dabei wird der Schüttvorgang bei der Herstellung des Dammes simuliert und das nichtlineare spannungs- und spannungswegabhängige Verformungsverhalten des Schüttmaterials erfaßt.

Im einzelnen werden folgende Einflüsse auf die Beanspruchung der Dichtung eines 150 m hohen Dammes untersucht:

- a) Neigung der Talflanken
- b) Breite der Talsohle
- c) Rauigkeit in der Dammaufstandsfläche

Durch Vergleich mit den entsprechenden Berechnungsergebnissen für den Dammquerschnitt, der den Steinschüttdamm im breiten Tal repräsentiert, sowie anhand einer Gegenüberstellung mit der unendlich ausgedehnten Schüttung wird die räumliche Wirkung der Talform abgeschätzt.

Schließlich wird untersucht, inwieweit konstruktive Maßnahmen an den Talflanken zu einer abgeminderten Scherbeanspruchung führen können.

3. STAND DER FORSCHUNG

3.1 Die Finite-Element-Methode als Berechnungsverfahren für hohe Dämme

3.1.1 Allgemeines

Die ersten Berechnungen von Spannungen und Verformungen von Dämmen im Bauzustand nach der Finite-Element-Methode wurden in der zweiten Hälfte der sechziger Jahre veröffentlicht (R.W. CLOUGH, WOODWARD, 1967). Die nun einsetzende Entwicklung war durch zwei Schwerpunkte gekennzeichnet, zum einen die Verfeinerung der Simulationstechnik zur Nachahmung des Schüttvorganges und zum anderen die Verbesserung der Stoffansätze zur wirklichkeitsnahen Erfassung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen für die Schüttmaterialien. Interessanterweise stand die Frage nach der Notwendigkeit der Berechnung eines Dammes als räumliches Problem nie im Vordergrund und es wurden schon früh räumliche Berechnungen durchgeführt, ohne daß nun die ebene Berechnung aufgegeben wäre. Vielmehr war es das Ziel vieler räumlicher Untersuchungen, den Gültigkeitsbereich entsprechender ebener Querschnitte aufzuzeigen (PALMERTON, 1972; LEFEBVRE, DUNCAN, WILSON, 1973). Hierin zeigt sich nicht nur Kostendenken der frühen Autoren und die vergleichsweise zu der Menge anfallender Daten knappe Speicherkapazität der Computer, sondern vor allem die Schwierigkeit, für einen tatsächlichen Ausführungsfall die Geometrie der Dammaufstandsfläche und den inneren zonenweisen Aufbau eines Dammes zu digitalisieren.

Viele Untersuchungen galten der Spannungsumlagerung im Querschnitt von Zonendämmen, die auch aus Messungen bekannt ist und Ursache für Längsrisse in der Dammkrone und hydraulische Risse im Dichtungskern sein kann (KULHAWY, GURTOWSKI, 1976). Mit diesem Fragenkomplex hat sich ebenso HARDT (1976) in einer grundlegenden Arbeit beschäftigt. Er untersuchte für einen ebenen 150m hohen Dammquerschnitt mit variabler Kernbreite die Wirkung von unterschiedlich steifem Stützkörper- und Kernmaterial auf Spannungen und Verformungen des Dammes.

Auch im Hinblick auf die Gewölbebildung von Talflanke zu Talflanke in Dammlängsrichtung liegen bereits einige Erfahrungen vor. So hat DOLEZALOVA (1970) den Einfluß der Steilheit der Talflanken auf die Entstehung von Querrissen im Lehmkern eines 52 m hohen Dammes mit Hilfe des Differenzverfahrens aufgezeigt. Dabei wurde der Dammlängsschnitt als ebenes Problem mit den Talflankenneigungen 1:1.5, 1:1 und 2:1 untersucht. Für EISENSTEIN, KRISHNAYYA und MORGENSTERN (1972) stand das Problem der Querrisse noch stärker im Vordergrund. Die Höhe des von ihnen untersuchten Dammes beträgt 100 m und die Neigung der Talflanken 1:1. Die Berechnung des Dammlängsschnittes als ebenes Verformungsproblem wurde durch eine räumliche Dammberechnung kontrolliert, wobei sich für einen homogenen Damm nur geringfügige Unterschiede in den Berechnungsergebnissen herausstellten. In beiden Fällen wurde der Damm in der Aufstandsfläche unverschieblich festgehalten und die Talsohlenbreite vernachlässigt.

Neben der Untersuchung des Bauzustandes ermöglicht die Finite-Element-Methode auch Aussagen über bestimmte Vorgänge während des Betriebszustandes eines Dammes. So konnten von KLÜBER und BRETH (1977) die Auswirkung eines Lecks in der Außendichtung auf die Lage der Spiegelinie und die Potentialverteilung bei gefülltem Speicher aufgezeigt werden. Auch die Wirkung des Aufstaus auf die Spannungen und Verformungen eines Dammes sind mehrfach untersucht worden (HAYASHI, 1975; LEE, IDRIS, 1975). Allerdings lieferte bisher nur die Berechnung eines Dammes mit Außendichtung befriedigende Ergebnisse (MARTIN, 1978). Hierin zeigt sich vor allem das Fehlen eines zutreffenden Stoffgesetzes zur numerischen Erfassung des Aufstaus, mit dem nicht nur die eintretende hydrostatische Spannungsänderung in ihrer Wirkung auf die Verformungen berücksichtigt werden kann, sondern das gleichzeitig die an ausgeführten Bauwerken immer wieder beobachtete Sättigungssetzung beschreibt. Ein breites Feld nimmt schließlich die Untersuchung der Wirkung von Erdbeben auf einen Damm mit Hilfe der Finite-Element-Methode ein (NAYLOR, STAGG, ZIENKIEWICZ, 1975).

3.1.2 Simulierung der Dammschüttung

In der einfachsten Form wird die Dammberechnung so durchgeführt, daß mit in den Knotenpunkten der Gesamtstruktur angebrachten Eigengewichtskräften Spannungen und Verformungen errechnet werden ("Gravity Turn-on Analysis"). Man merkte bald, daß sich auf diese Art der lagenweise Schüttvorgang bei der Herstellung eines Dammes nicht simulieren läßt, da in der Berechnung sofort der gesamte Damm mitträgt, während in Wirklichkeit der Damm als Kontinuum erst im Laufe vieler Schüttvorgänge entsteht. Die so erhaltenen Verformungen sind immer - und die Spannungen in den meisten Fällen - unbrauchbar (DUNCAN, 1972).

Zur besseren Erfassung des Schüttvorganges wurde ein "Incremental Analysis" genanntes Verfahren entwickelt, das in seiner ersten Variante nichts weiter als ein modifiziertes "Gravity Turn-on" war. Der Damm wird dazu in horizontale Elementreihen eingeteilt, die die Schüttlagen darstellen. Für die Berechnung wird ein ganzer Satz von Strukturen benötigt, mit dem sich der zunehmende Baufortschritt realisieren läßt. Beginnend bei der ersten Struktur, die aus der untersten Elementreihe besteht, werden die Knotenkräfte lagenweise eingerechnet. Die jeweilige Schüttlage, deren Gewicht dem bisher geschütteten Damm gerade eingeprägt wird, ist bereits Teil der aktuellen Struktur (R.W. CLOUGH, WOODWARD, 1967). Aber auch in dieser Modifikation konnte die Vorgehensweise nicht befriedigen, weil für die Dammkrone immer noch ein Verschiebungsbetrag übrigbleibt, obwohl diese in Wirklichkeit auf Sollhöhe geschüttet wird und somit im Bauzustand keine Verschiebungen erleidet.

Schließlich hat eine zweite Variante der "Incremental Analysis" Verbreitung gefunden, bei der jeweils die Eigengewichtskräfte der neu zu schüttenden Lage auf der Kontur des bereits geschütteten Kontinuums angebracht und eingerechnet werden. Dabei ist die jeweilige Schüttlage noch nicht Teil der aktuellen Struktur. Anschließend wird mit einem neuen Elementnetz, welches um die mit Bodeneigenschaften ausgestatteten Elemente der zuletzt berücksichtigten Schüttlage erweitert worden ist,

solange analog verfahren, bis die endgültige Schütthöhe des Dammes erreicht ist (KULHAWY, DUNCAN, 1972).

Diese zweite Variante der "Incremental Analysis" ist in all den Fällen zwingend erforderlich, in denen spannungsabhängige Steifigkeitsparameter Anwendung finden sollen. Bevor eine Elementreihe Teil der aktuellen Struktur wird, müssen die Steifigkeitsparameter dieser Elemente anhand eines definierten Anfangsspannungszustandes, der im allgemeinen den Eigengewichtsspannungen entspricht, berechnet werden. So verbindet sich die Unmöglichkeit, für einen spannungslosen Zustand spannungsabhängige Steifigkeitsparameter angeben zu können, mit der Notwendigkeit des Schüttens auf Sollhöhe zu einer realistischen Simulationstechnik.

Als nachteilig wird oft die große Menge der erforderlichen Eingabedaten angesehen, die dadurch entsteht, daß nach Aufbringung einer jeden Schüttlage eine neue Struktur der Berechnung zugrunde gelegt werden muß. Um hier Abhilfe zu schaffen, gibt es die Möglichkeit, sofort und ausschließlich mit der Struktur des fertigen Dammes zu rechnen und dafür aber die Elemente in bisher noch nicht geschütteten Bereich mit Luft-eigenschaften auszustatten (DUNCAN, 1972). Dieses Verfahren hat den außerordentlichen Nachteil, daß über eine lange Zeit der Berechnung die Luftelemente mitgeschleppt werden müssen, die die Steifigkeitsmatrix und die Bandbreite des Gleichungssystems aufblähen und damit die Rechenzeit unerträglich vergrößern. In der vorliegenden Arbeit konnte durch programmgesteuerte Simulation des Schüttvorganges die Zahl der Eingabedaten sowie die Rechenzeit bedeutend reduziert werden.

3.1.3 Stoffansätze für die Schüttmaterialien

Die verwendeten Stoffgesetze für die Schüttmaterialien orientierten sich zu Anfang an den Möglichkeiten der oft aus dem Maschinenbau entlehnten Finite-Element-Programme und wurden als linear-elastisch oder linear-elastisch-plastisch angenommen. Als elastische Parameter fanden der Elastizitätsmodul und die Querdehnungszahl Verwendung. Aber auch Berechnungen mit Volumenmodul und Schubmodul sind durchgeführt worden (R.W. CLOUGH, WOODWARD, 1967). Nun war zwar bekannt, daß das Verformungsverhalten des Bodens spannungsabhängig nicht-linear ist, es fehlte jedoch an einer treffenden, d.h. vor allem praktikablen, analytischen Fassung. Punktweise Vorgabe einer oder mehrerer Arbeitslinien (EISENSTEIN, KRISHNAYYA, MORGENSTERN, 1972) oder die Definition einer Arbeitslinie mit Hilfe einer Spline-Function (DESAI, 1971) waren Versuche in dieser Richtung, die aber kaum Verbreitung gefunden haben. In dieser Situation gewann der 1970 von DUNCAN und CHANG vorgeschlagene Stoffansatz besondere Bedeutung. In seiner ursprünglichen Form (KULHAWY, DUNCAN, SEED, 1969) erlaubt dieser Stoffansatz neben der spannungsabhängig nicht-linearen analytischen Fassung für den Verformungsmodul auch eine ebensolche für die Querdehnungszahl.

Der Stoffansatz von DUNCAN und CHANG machte es erstmals möglich, das nicht-linear spannungs- und spannungswegabhängige Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens in der Finite-Element-Berechnung realisieren zu können. In der Folge wurden besonders die Spannungswegabhängigkeit des aktuellen Verformungszustandes betont und für einfach gelagerte Fälle Sonderlösungen vorgeschlagen. Speziell in bezug auf die Dammberechnung wurde daraufhingewiesen, daß die der analytischen Arbeitslinie zugrunde liegenden Dreiachsalversuche bei konstantem Seitendruck gefahren worden sind, während der tatsächlich im Damm auftretende Spannungsweg durch einen kontinuierlich ansteigenden Seitendruck gekennzeichnet ist.

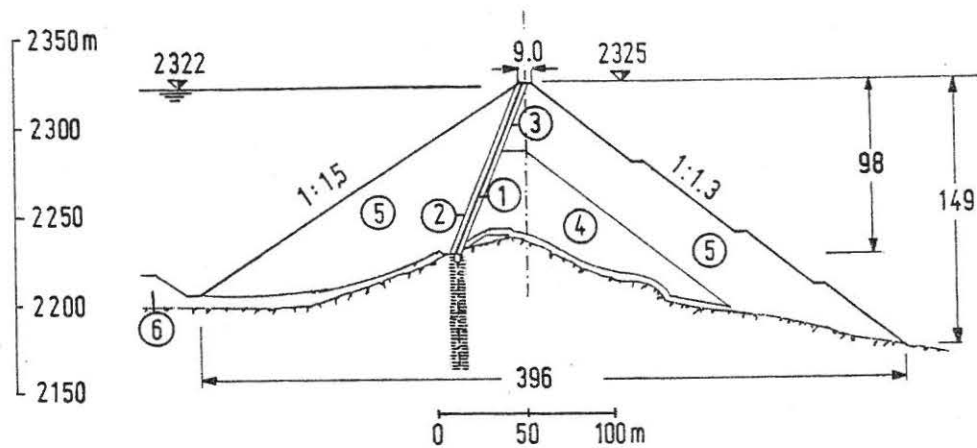
Aufbauend auf dieser Überlegung haben einige Autoren zur Berechnung von Dämmen den Ödometerversuch der Arbeitslinie zugrunde gelegt (PENMAN, CHARLES, 1973; EISENSTEIN, SIMMONS, 1975). Dies ist insoweit allerdings unbefriedigend, als nun die Querdehnungszahl, die starken Einfluß auf die Größe der Verformung hat, geschätzt werden muß.

In diesem Sinne sind die bisher genannten Stoffgesetze als phänomenologische Stoffgesetze zu bezeichnen, mit deren Hilfe versuchsmäßig ermitteltes Spannungs-Dehnungsverhalten der Schüttmaterialien in die Berechnung übertragen werden kann. Dem Vorteil der oft einfachen Bestimmung der Stoffparameter steht als Nachteil gegenüber, daß diese phänomenologischen Stoffgesetze bei komplexen Spannungswegen und unkonventionellen Spannungszuständen in ihrer Aussagekraft unsicher sein können.

Hier vermögen Stoffansätze, die die Vorgänge im Boden aus physikalischer Sicht zu beschreiben versuchen, neue Impulse zu geben. Tatsächlich ist auch in dieser Richtung bereits gearbeitet worden. Als nachteilig bleibt festzustellen, daß diese elastoplastischen Stoffansätze zu unsymmetrischen Steifigkeitsmatrizen führen. Verwertbare Erfahrungen aus Finite-Element-Berechnungen liegen bisher noch nicht vor.

3.2 Ausführungsbeispiele für hohe Steinschüttdämme

Die Anwendung der Asphaltbeton-Innendichtung war in der Vergangenheit weitgehend auf Dämme mit einer Schütthöhe bis zu 50 m beschränkt. Erst in den letzten Jahren wurde diese Marke überschritten. So konnten im Jahre 1977 im Rahmen des High-Island-Projektes in Hongkong der 95 m hohe West Dam und der 105 m hohe East Dam mit Asphaltbeton-Innendichtung fertiggestellt werden (FEINER, LEHNERT, LÖHR, 1976).



- ① Asphaltbeton-Innendichtung
- ② Übergangszone (Moräne, Korngröße 0-100 mm)
- ③ Drainagezone (Steinbruchmaterial, Korngröße 0-100 mm)
- ④ Stützkörper (Moräne, Korngröße 0-700 mm)
- ⑤ Stützkörper (Steinbruchmaterial, Korngröße 0-700 mm)
- ⑥ Felsüberschüttung (Moräne)

Bild 3.2/1 Finstertal-Staudamm

In Österreich befindet sich der Finstertal-Staudamm zur Zeit in der Ausführung (KIESSLING, RIENÖSSL, SCHÖBER, 1976). Bild 3.2/1 zeigt einen typischen Querschnitt dieses Dammes, der auf einer Felsrippe aufsitzt, sodaß bei einer Querschnittshöhe im Bereich der Asphaltbeton-

Innendichtung von 98 m die Gesamthöhe des Dammes sogar 149 m beträgt. Da die durch Gletscherschliff geformte Felsrippe sowohl talaus- wie taleinwärts abfällt, wurde der Scherwiderstand des Schüttmaterials auf natürlicher, aufgerauhter und geglätteter Felsoberfläche in großmaßstäblichen Laborversuchen bestimmt (ROSTEK, 1977). Eine Übersicht der wichtigsten Dämme mit Asphaltbeton-Innendichtung ist Tabelle 3.2/1 zu entnehmen.

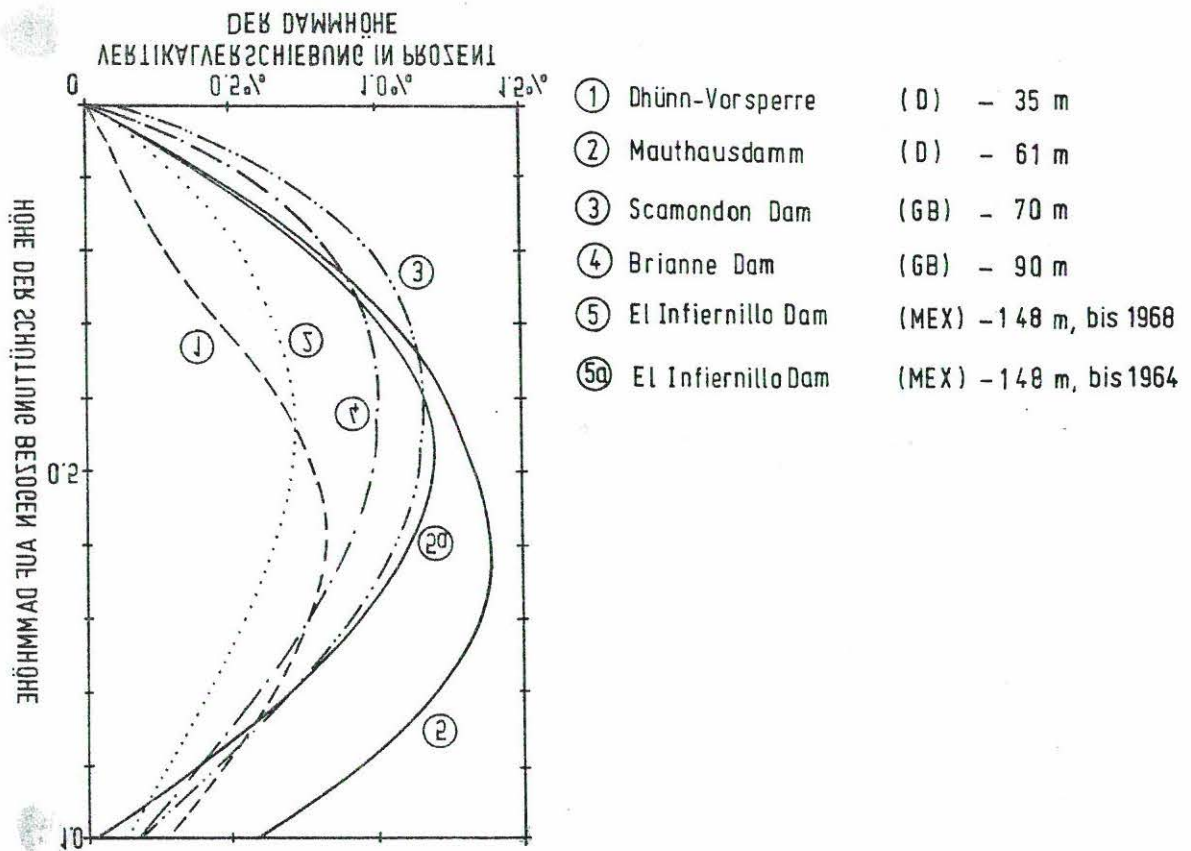


Bild 3.2/2 Vertikalverschiebungen in Prozent der Dammhöhe (FEINER, LEHNERT, LÖHR, 1976)

Die an einigen Dämmen unterschiedlicher Höhe gemessenen Setzungen liegen zwischen 0.5% und 1.4% der endgültigen Dammhöhe (Bild 3.2/2). Dabei liegt der Setzungsherd am Ende des Bauzustandes unabhängig davon, ob Asphaltbeton-Innendichtung oder natürliches Dichtungsmaterial zur Anwendung ge-

Name des Dammes	Jahr der Fertigstellung	Land	Höhe (m)	Dicke des Kern (cm)	Neigung des Kern	Menge eingebauten Asphaltbetons (t)	Böschungeneigung u wasserseitig d luftseitig
Henne	1954	D	58	100	1:0.5		u 1:1.75/2.07 d 1:1.65/2.00
Wahnbach-Vorsperre	1957	D	13	100/60	1:0		
Dhünn	1961-1962	D	35	70/60/50	1:0	10800	u 1:1.7/2.25 d 1:1.65
Bigge	1962	D	55	85	1:0.58	21000	u 1:1.75 d 1:1.16/1.7/2.0
Bremge-Vorsperre	1962	D	22	50	1:0	2900	u 1:2 d 1:2
Eichhagen-Vorsperre	1964	D	21	90/80/70	1:0	7500	u 1:2 d 1:2
Eberlaste	1967-1968	A	28	60/50/40	1:0	21000	u 1:1.75/2.5 d 1:2
Mauthaus	1969	D	16	40	1:0	2000	u 1:1.75 d 1:1.75
Legadadi Dam	1969	ET	26	60	1:0	1000	u 1:1.4 d 1:2
Poza Honda Dam	1969-1970	EC	28	60	1:0	4600	u 1:1.4 d 1:2
Wiehl	1969-1971	D	54	60/50/40	1:0	15000	u 1:1.6 d 1:1.5/1.8/2.2
Wiehl-Vorsperre Meiswinkel	1971	D	22	50/40	1:0	3400	u 1:2 d 1:2
Wiehl-Vorsperre Finkenrath	1972	D	14	40	1:0	1700	u 1:2 d 1:2
Wiehl-Vorsperre	1972	D	16	50/40	1:0	4300	u 1:2 d 1:2
West Dam	1973-1977	GB/ HK	95	120/80	1:0 oberes Drittel 1:0.235	144100	u 1:1.7 d 1:1.7
East Dam	1973-1977	GB/ HK	105	120/80	1:0 oberes Drittel 1:0.235	80300	u 1:1.7 d 1:1.7
Eicherscheid	1974	D	19	40	1:0	3490	u 1:2.5 d 1:2.5
Eixendorf	1974-1975	D	26	60/40	1:0	4000	u 1:2 d 1:2/1.75
Finstertal	im Bau	A	149	70/50	1:0.4		u 1:1.5 d 1:1.3

Tabelle 3.2/1 Zusammenstellung der wichtigsten Dämme mit Asphaltbeton-Innendichtung, nach STEFFEN (1976) sowie FEINER, LEHNERT, LÖHR (1976) und KIESSLING, RIENÜSSL, SCHOBER (1976)

kommen ist, in halber Dammhöhe. Einstau und rheologische Vorgänge im Damm führen zu zusätzlichen Setzungen, die in der Dammkrone zwischen 0.2% und 0.6% der Dammhöhe liegen können.

Die Größe der auftretenden Verformungen wird jedoch nicht nur durch die Art und Kornverteilung des Schüttmaterials sowie das Einbauverfahren bestimmt. Vielmehr hat neben dem inneren zonenweisen Aufbau des Dammes vor allem die Talform einen maßgebenden Einfluß.

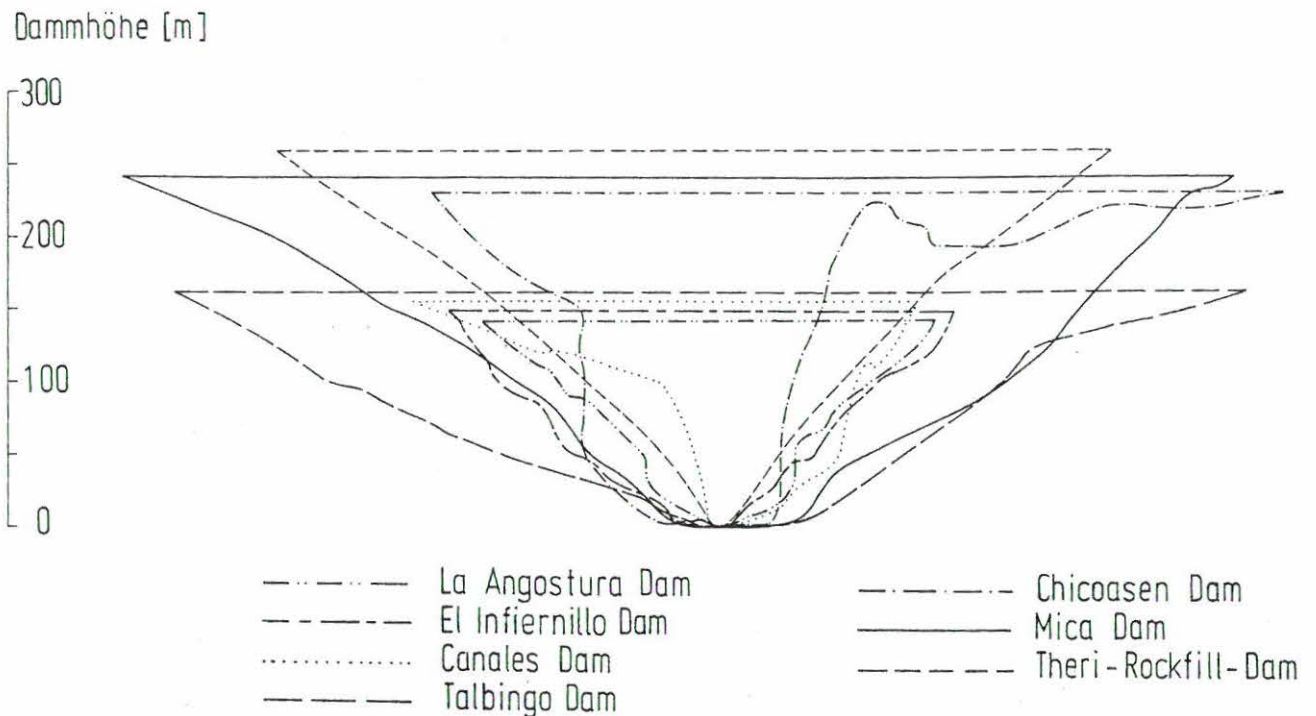


Bild 3.2/3 Typische Talquerschnitte hoher Steinschüttdämme (zum Vergleich auch Mica-Damm)

Bild 3.2/3 vermittelt einen Eindruck davon, bei welchen Talformen bereits hohe Steinschüttdämme gebaut worden sind. Weitere Details, vor allem auch bezüglich der Querschnittsausbildung dieser mit Erdkerndichtung hergestellten Dämme, sind aus Tabelle 3.2/2 ersichtlich. Zum Vergleich ist auch der Mica-Damm eingetragen, der zwar als Kiesdamm

Name des Dammes	Jahr der Fertigstellung	Land	Höhe (m)	Dicke des Kern H' relative Höhe der Dammkrone a Kronenbreite des Kerns (m)	Neigung des Kern u wasserseitig d luftseitig	Böschungsneigung u wasserseitig d luftseitig
Brianne		GB	90	0.6 H' + a	u 1:0.27 d 1:0.33	
La Angostura	1973	MEX	144	0.35 H' + a	u 1:0.35 d 1:0	u 1:2.0 d 1:1.8
El Infiernillo	1964	MEX	148	0.18 H' + a	u 1:0.0887 d 1:0.0887	u 1:1.75, 1:2.0 d 1:1.75
Canales	im Bau	E	156	0.2 H' + 4 clay core	u 1:0.45 d 1:0.5 kalkirit core	u 1:1.7 d 1:1.7
Talbingo	1972	AUS	161.5	0.7 H' + a	u 1:0.9 d 1:0.2 wasserseitig geneigt	u 1:2 d 1:1.8, 1:1.9
Mica	1972	CDN	240	0.3 H' + a	u 1:0.4 d 1:0.1 wasserseitig geneigt	u 1:2.25 d 1:2.0 im oberen Drittel 1:1.5
Theri-Rockfill- Dam	1975	IND	260	0.3 H' + a	u 1:0.5 d 1:0.2 wasserseitig geneigt	u 1:2.5 d 1:2.0
Chicoasen	1978	MEX	240	0.35 H' + 25	u 1:0.35 d 1:0	u 1:2.1 d 1:2.0
Nuzek	1978	UdSSR	310	0.5 H' + a	u 1:0.25 d 1:0.25	

Tabelle 3.2/2 Zusammenstellung einiger hoher Steinschüttdämme mit Erdkerndichtung (zum Vergleich auch Mica-Damm)

zur Ausführung kam, aber bei der Fertigstellung im Jahr 1972 mit 240 m Höhe als der Welt höchster Damm bezeichnet wurde. Dieses Attribut nimmt heute der Nurek-Damm in der UdSSR mit 310 m Höhe für sich in Anspruch. Chicoasen Dam und Canales Dam, die beide in canyonartigen Tälern mit steilen und zum Teil überhängenden Talflanken errichtet worden sind, stehen als Beispiel dafür, unter welchen extremen Bedingungen Steinschüttdämme zur Ausführung kommen können. In vielen anderen Fällen ist dagegen die Talflankenneigung nicht wesentlich steiler als 1:1 (El Infiernillo Dam) und kaum flacher als 1:3 (Talbingo Dam). Die Breite der Talsohle beträgt im V-Tal des Theri-Rockfill-Dam nur wenige Meter, während sonst 30 m bis 70 m typisch sind. Dabei kann in nicht wenigen Fällen von durchaus symmetrischer Talform mit ebenen Hängen gesprochen werden.

Nach der Vollendung des Bauzustandes erfährt der Damm zur Zeit des ersten Einstaus weitere Beanspruchungen. In dieser kritischen Phase zeigt es sich, ob der Dammentwurf und die gewählten Schüttstoffe geeignet sind, unzulässige Beanspruchungen der Dichtung zu vermeiden. Während des Betriebszustandes kommt es dann, wenn das Schüttmaterial nicht zu ausgeprägtem Kriechen neigt, lediglich noch zu einer quasi-elastischen Hin- und Herbewegung der Dammkrone infolge des wechselnden Wasserstandes.

4. PROGRAMMENTWICKLUNGEN UND BERECHNUNGSGRUNDLAGEN

4.1 Finite-Element-Programmsystem

In den letzten Jahren sind am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule in Darmstadt bereits drei Arbeiten entstanden, die sich mit der Berechnung von Spannungen und Verformungen im Boden mit Hilfe der Finite-Element-Methode beschäftigt haben. STROH (1974) hat die Wirkung des Baugrubenaushubs im Frankfurter Ton für den ebenen Fall untersucht und AMANN (1975) hat darüber hinaus für den rotationssymmetrischen Fall die anschließende Belastung aus Hochhausbau nachgerechnet. Schließlich hat HARDT (1976) die Schüttung für einen 150 m hohen Zonendamm simuliert, indem er diesen als ebenen Dammquerschnitt auffaßte.

Der Wert dieser Arbeiten ist besonders darin zu sehen, daß die Finite-Element-Methode in Zielrichtung auf spezifische Ansprüche der Bodenmechanik weiterentwickelt und einem größeren Publikumskreis als Lösungsmethode für einzelne Grundbauprobleme bekanntgemacht worden ist. Die verwendeten Rechenprogramme stellten dagegen Insellösungen dar und waren für eine effiziente Anwendung oft wegen mangelnder Handhabungsfähigkeit nur bedingt geeignet.

Um nun bei der weiteren Arbeit nicht immer neue solitäre Programme entstehen zu lassen, wurde schon früh der Wunsch an den Verfasser herangetragen, ein universelles und wirtschaftliches Finite-Element-Programm für die Belange des Grundbaus zu entwickeln, das einfach zu handhaben und gleichermaßen für die praktische Anwendung auf geotechnische Probleme wie für Forschungszwecke geeignet sein sollte. Zur Erledigung dieser umfangreichen Aufgabe bildete sich dann die Arbeitsgruppe Finite Elemente¹

1) Der Arbeitsgruppe Finite Elemente gehören an

Dipl.-Ing. Heinz Czapla,	seit 1. 8. 1973
Dipl.-Ing. Horst Rückel,	seit 1. 10. 1974
Dipl.-Ing. Rainer Wanninger,	seit 1. 10. 1974
Dipl.-Ing. Rolf Katzenbach,	seit 1. 2. 1976

als ein lockerer Zusammenschluß der mit dem Problem befaßten Bearbeiter. Heute, da das Finite-Element-Programmsystem STATAN-15 VERSION BODENMECHANIK vorliegt, darf das gesteckte Ziel als erreicht angesehen werden. Die rege Anwendung bei der Untersuchung von Dämmen, Tunneln, Baugruben und Hochhausgründungen sowie von Pfählen und Schlitzwänden bestätigt die Richtigkeit der Konzeption, zu der nicht nur modularer Aufbau in Interface-Technik und Dialogfähigkeit im Sinne von interaktivem Konstruieren, sondern auch Ablaufsteuerung in Syntax und Semantik der nicht-numerischen STATAN-15-Befehlssprache gehören. Für die Textverarbeitung wurde eigens das nicht-numerische Unterprogrammsystem NINUS geschrieben (CZAPLA, 1976). Weitere Details sind aus Tabelle 4.1/1 ersichtlich. Für den Anwender steht das STATAN-15 MANUAL zur Verfügung (CZAPLA, RÜCKEL, KATZENBACH, WANNINGER, 1978).

STATAN-15 VERSION BODENMECHANIK ist bisher an zwei Rechenanlagen implementiert, und zwar an dem TELEFUNKEN TR 440 im Rechenzentrum Darmstadt der Gesellschaft für Mathematik und Datenverarbeitung (GMD) und an der IBM/370-168 des Hochschulrechenzentrums.

Tabelle 4.1/1 Programm-Information zum Finite-Element-Programmsystem
STATAN-15 VERSION BODENMECHANIK

PROGRAMM - INFORMATION

Nr. : xxxxxx
Datum : 7/78

0.1 Titel	Finite-Element-Programmsystem für geotechnische Anwendung
0.2 Programmname :	STATAN-15 VERSION BODENMECHANIK
0.3 Programmautoren :	Name : Dipl.-Ing. H. Czapla, Dipl.-Ing. R. Katzenbach, Dipl.-Ing. H. Rückel, Dipl.-Ing. R. Wanninger

1 Fach-Bereich	1.1 Aufgabe	1.4 Eingabe	1.7 Anwendungsfall
	1.2 Verfahren	1.5 Ausgabe	1.8 Unterlagen
	1.3 Besonderheiten	1.6 Verknüpfungen	

1.1 Berechnung von Verformungen, Dehnungen und Spannungen bei interaktiver Einsatzmöglichkeit unter Berücksichtigung der Probleme des Grundbaus nach der Finite-Element-Methode für ebene, rotationssymmetrische und räumliche Kontinua. Simulation von

- Aushub
- Aussteifungen
- Schüttvorgänge
- Ausbruch
- Verankerungen
- Diskontinuitäten
- Ausbau-, Einbau-, Rückbauzustände
- Vernagelungen

1.2 Verfahren:

- Lastschritt-Methode
- Initial-Stress-Methode
- Initial-Strain-Methode
- Kombination der vorgenannten Methoden

Stoffgesetze:

- Elementweise wählbar, optional spannungs- und spannungswegabhängig
- elastisch
- bilinear
- hyperbolisch im Sinne von DUNCAN/CHANG und CLOUGH/DUNCAN
- anisotrop

1.3 --Ablaufsteuerung in Syntax und Semantik der nicht-numerischen STATAN-15-Befehlsprache
 --Logische Ablaufüberwachung mit Fehleranalyse und Korrekturmöglichkeit
 --Dialogfähigkeit im Sinne von interaktivem Einsatz
 --Dumpfähigkeit
 --Restartfähigkeit
 --Modularer Aufbau
 --Anlage und Fortschreibung einer Spannungs- und Verschiebungsgeschichte für jedes Element
 --Bildung von Teilstrukturen, die in beliebiger Reihenfolge wieder zusammengesetzt werden können
 --Minimale Eingabedaten durch programmgesteuerte Simulation von Dammschüttungen, Baugrubenaushub, Tunnelausbruch u.w.a.
 --Verfügbarkeit von mehr als 9 verschiedenen Finiten Elementen

1.4 Strukturbeschreibung, Belastungen (Linienlasten, Eigengewicht aus Strukturteilen, Spannungsfreimachen von beliebigen Konturen), Randbedingungen (beliebige Punkte können in bestimmten Richtungen festgehalten oder definiert verschoben werden, Befehlsbereich).

1.5 Spannungen, Dehnungen, Verschiebungen, Ausnutzungsgrad, Momente, Querkkräfte, Normalkräfte

1.6 Auswertung mit Hilfe des Graphischen Datenverarbeitungssystems PLOSYS, Strukturerstellung in vielen Fällen mit dem PLOSYS-Netzgenerator.

1.7 Dämme, Tunnel, Baugruben, Hochhausgründungen, Pfähle, Schlitzwände usw.

1.8 STATAN-15-MANUAL

2 Datenverarbeitungs - Bereich			
2.1 Jahr der Erstinstallation : 1975	2.2 Version-Nr. : AV-03/26	2.3 Version - Datum : 1.3.1978	
2.4 Programmiersprachen : FORTRAN IV 100%		2.5 Programmlänge : ca. 20000 St.	
Speicher	Mindest- Ausstattung	Normal- Ausstattung	Maximal- Ausstattung
2.6 Arbeitsspeicher	rechnerabhängig	65 K Worte	rechnerabhängig
2.7 Hintergrundspeicher	1 Platte	1 Platte	1 Platte
2.8 Dateien	Anzahl	Länge	Anzahl
sequentiell	29	variabel	29
indexsequentiell			
Direktzugriff			
2.9 Eingabe : Lochkarte, Magnetband, Wechselpatte, Fernschreiber, Sichtgerät			
2.10 Ausgabe : Drucker, Fernschreiber, Sichtgerät, Grafik nach PLOSYS-Konvention			
2.11 Verarbeitungsformen : Batch, Dialog (interaktiv)			
2.12 Installationen:	Hersteller	Anlagen - Typ	Betriebssystem
	AEG-Telefunken IBM	TR 440 370/168	BS3 DS/VS2
			Anzahl der Installationen
			1 1
2.13 Unterlagen : STATAN-15 MANUAL			

4.2 Graphisches Datenverarbeitungssystem

Bei der Finite-Element-Berechnung nur eines einzigen Damms mit z.B. 200 Elementen entstehen ca. 40 000 relevante Ergebnisdaten. Es liegt auf der Hand, daß diese Datenmenge mit herkömmlichen Methoden nur unter Verzicht auf einen großen Teil der Informationsinhalte auswertbar ist. Will man sich für eine realistische Beurteilung stattdessen ein vollständiges Bild über die Verhältnisse im gesamten Kontinuum verschaffen, so bietet sich die Möglichkeit der rechnergesteuerten Auswertung mit Hilfe von Plotprogrammen an. Aus diesem Grunde entstand das dialogfähige Graphische Datenverarbeitungssystem PLOSYS zur Darstellung von Daten in beliebigen Kontinua als Vektorfelder, Schichtlinienbilder oder Verteilungsdiagramme entlang vorgegebbarer Konturen (CZAPLA, 1975).

In der Zwischenzeit ist PLOSYS für einen größeren Kreis von Anwendern ein unverzichtbares Hilfsmittel zur Datenauswertung geworden. So konnte HARDT (1976) fast die gesamte Darstellung seiner Berechnungsergebnisse mit PLOSYS realisieren. Auch STROH (1974) und KLÜBER (1975) benutzten die Leistungen von PLOSYS. Dank der Universalität der Darstellungsweise und eines unkonventionellen Konzeptes findet PLOSYS aber nicht nur Anwendung als Postprozessor für Finite-Element-Programme. So wurden auch Meßergebnisse aus Großversuchen (BRETH, ARSLAN, RÜCKEL, STROH, 1976), Setzungsmessungen an einer Hochhausplatte (SOMMER, 1978) und, wie aus Tabelle 4.2/1 ersichtlich, anderes mehr mit Hilfe von PLOSYS graphisch dargestellt.

Es sei an dieser Stelle bereits erwähnt, daß in PLOSYS auch ein Netzgenerator integriert ist, mit dem die der vorliegenden Untersuchung zugrunde liegenden Finite-Element-Netze einschließlich aller Steuerdaten erzeugt worden sind. Ferner steht eine benutzerbezogene PLOSYS-Datenbank zur Verfügung. PLOSYS ist ebenfalls auf TR 440 und IBM/370-168 implementiert.

Tabelle 4.2/1 Programm-Information zum Graphischen Datenverarbeitungssystem PLOSYS

PROGRAMM - INFORMATION

Nr. : xxxxxx
Datum : 7/78

0.1 Titel	Graphisches Datenverarbeitungssystem für Daten im Kontinuum
0.2 Programmname :	PLOSYS
0.3 Programmautor	Name : Dipl.-Ing. Heinz Czapla

1 Fach-Bereich	1.1 Aufgabe	1.4 Eingabe	1.7 Anwendungsfall
	1.2 Verfahren	1.5 Ausgabe	1.8 Unterlagen
	1.3 Besonderheiten	1.6 Verknüpfungen	

1.1 Darstellung von Daten in beliebigen Kontinua bei interaktiver Einsatzmöglichkeit als Vektorfelder, Schichtlinienbilder oder Verteilungsdiagramme entlang vorgegebener Konturen. Linien gleicher Werte auch versetzt und abgeknickt möglich. Teilbereiche des Kontinuums können ausgeblendet oder vergrößert werden. Die PLOSYS-Datenbank ermöglicht parametrische Studien und vieles mehr. Im Dialog selbsterklärend mit ausführlichen Fehleranalysen und Korrekturmöglichkeiten.

1.2 -----

1.3 Das Anwendungsgebiet von PLOSYS ist im Sinne der Darstellungsweise unbegrenzt.

1.4 Darzustellende Werte; die eventuell erforderliche geometrische Beschreibung der Datenquellpunkte (Äquidistanz oder Orthogonalität nicht erforderlich) kann in vielen Fällen mit Hilfe des PLOSYS-Netzgenerators erfolgen.

1.5 Vektorbild, Schichtlinienbild, Verteilungsdiagramm entlang vorgegebener Kontur auf Tischplotter, Trommelplotter, Mikrofilmplotter und/oder graphisches Sichtgerät (z.T. in Abhängigkeit von der verfügbaren Hardware), optional Druckerprotokoll.

1.6 Datenversorgung der Plotroutinen mit Hilfe von Adaptprozessoren (Modultechnik), austauschbar gegen benutzerspezifische Adaptprozessoren. Kompatibilität mit dem Finite-Element-Programmsystem STATAN-15 VERSION BOENMECHANIK .

1.7 Bisher wurden mit PLOSYS ausgewertet:

- FE-Berechnungen für Dämme
 - Baugruben
 - Hochhausgründungen
 - Tunnel
 - Pfähle
 - Grundwasserströmung
- Differenzenverfahren für koaxiale Hochspannungsschalter
- Großversuche mit Einzelfundament auf Sand
- Großversuche mit Einzelpfahl in Sand
- Setzungsmessungen an Hochhausplatte
- Standortsicherheitsuntersuchung von Böschungen

Einige weitere Anwendungsmöglichkeiten:

- Kartographie (Höhenlinien, Grundwasserkarten usw.)
- Geologie, Felsmechanik (Lagenkugeldarstellung)
- Computergraphik

1.8 PLOSYS MANUAL

2 Datenverarbeitungs - Bereich							
2.1 Jahr der Erstinstallation : 1973/74		2.2 Version-Nr. : 4B0621		2.3 Version - Datum : 1.1.1978			
2.4 Programmiersprachen : FORTRAN IV + Calcomp-Plotter-Software bzw. Interfaces entsprechend Calcomp-Definitionen				2.5 Programmlänge : ca. 15000 St.			
Speicher		Mindest - Ausstattung		Normal - Ausstattung		Maximal - Ausstattung	
2.6 Arbeitsspeicher		entspr. dem Ausbauzustand		74 K Worte		rechnerabhängig	
2.7 Hintergrundspeicher		1 Platte		1 Platte		1 Platte	
2.8 Dateien		Anzahl	Länge	Anzahl	Länge	Anzahl	Länge
sequentiell		5	variabel	22	variabel	22	variabel
indexsequentiell							
Direktzugriff							
2.9 Eingabe : Lochkarten, Magnetband, Wechselplatte, Fernschreiber, (graph.) Sichtgerät							
2.10 Ausgabe : On-Line-, Off-Line-Plotter, Mikrofilmplotter, graph. Sichtgerät, Fernschreiber, Drucker							
2.11 Verarbeitungsformen : Batch, Dialog (interaktiv)							
2.12 Installationen :		Hersteller		Anlagen - Typ		Betriebssystem	
		AEG-Telefunken IBM		TR 440 370/168		BS3 OS/VS2	
						Anzahl der Installationen	
						1 1	
2.13 Unterlagen :		PLOSYS MANUAL					

4.3 Verwendete Finite Elemente

4.3.1 Vierknotiges Superelement für Kontinuum

Bei der lagenweisen Simulierung des Schüttvorganges und der Verwendung von spannungsabhängig nicht-linearen Steifigkeitsparametern muß für jedes Finite Element bei der erstmaligen Berücksichtigung im bis dahin geschütteten Kontinuum eine Anfangsspannung angegeben werden, mit der dann die Steifigkeitsparameter dieses Elementes für den ersten aktuellen Rechenzyklus berechnet werden.

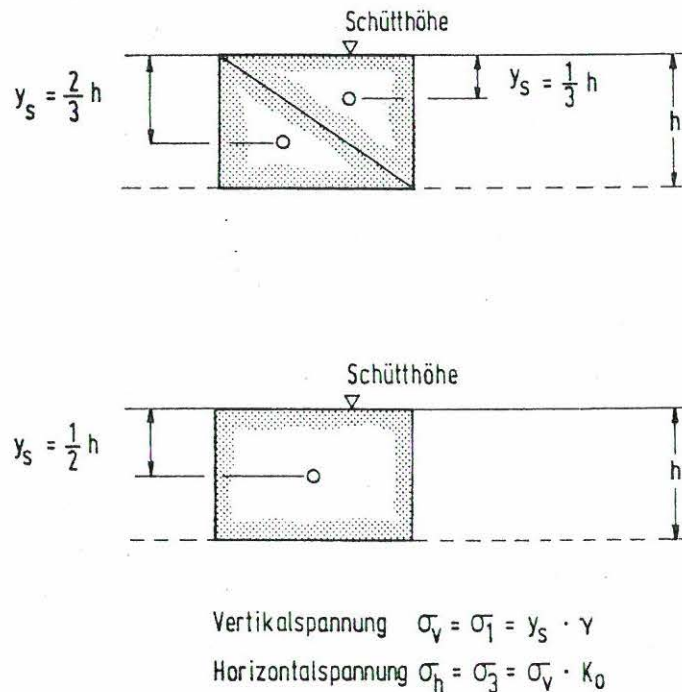
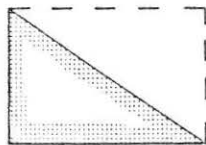


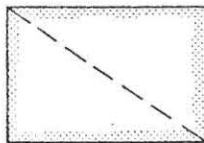
Bild 4.3/1 Anfangsspannungen bei Verwendung 3-knotiger und 4-knotiger Finiten Elemente

Gewöhnlich wird, wie auch im vorliegenden Fall, der Eigengewichtsspannungszustand im Elementschwerpunkt als Anfangsspannung angesetzt. Wird nun die Schüttlage durch dreiknotige Elemente dargestellt, so ergibt sich die Kuriosität, daß benachbarte Elemente infolge der unter-

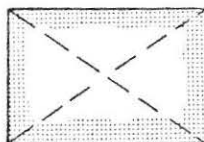
schiedlichen Schwerpunktslage keine identischen Anfangssteifigkeiten haben. Im Laufe der weiteren Berechnung kann dies dann zu völlig differierendem Steifigkeitsverhalten benachbarter Elemente und zu einer Verfälschung der Ergebnisse führen. Dieser Effekt kann jedoch durch die Verwendung eines vierknotigen Elementes ausgeschaltet werden (Bild 4.3/1).



SIMPLEX-Element



DUPLEX-Superelement $\cong 2 \times \text{SIMPLEX}$



QUADREX-Superelement $\cong \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{SIMPLEX} \\ \text{oder} \\ 2 \times \text{DUPLEX} \end{array} \right\}$ mit jeweils halber Dicke

Bild 4.3/2 Vierknotige Superelemente

Es wurde daher auf der Basis eines dreiknotigen Elementes (SIMPLEX-Element) mit linearem Ansatz der Randverschiebungen und konstanten Elementspannungen ein vierknotiges Superelement (DUPLEX-Element) definiert, das aus zwei SIMPLEX-Elementen zusammengesetzt ist (Bild 4.3/2). Neben der gewünschten Wirkung in bezug auf die Anfangssteifigkeitspara-

meter macht sich die Verwendung von DUPLEX-Elementen durch die Halbierung der erforderlichen Elementanzahl sehr vorteilhaft bei der Rechenzeit bemerkbar.

Um schließlich auch den Einfluß der Lage der inneren Diagonale auf die Beiträge des DUPLEX-Elementes zur Steifigkeitsmatrix zu eliminieren, wurde in der vorliegenden Untersuchung mit einem QUADREX-Element genannten Superelement gerechnet, das entsteht, wenn man zwei DUPLEX-Elemente mit jeweils halber Dicke und gekreuzten Diagonalen aufeinanderlegt (GALLAGHER, 1976). Eine von RÜCKEL¹ durchgeführte Vergleichsuntersuchung, bei der eine Struktur, die das eine Mal aus QUADREX-Elementen und das andere Mal in identischer Weise aus Serendipity-Elementen bestand, berechnet worden ist, ergab völlige Übereinstimmung in Spannungen und Verformungen und einen nicht unbedeutenden Rechenzeitvorteil für QUADREX-Elemente.

Im Hinblick auf eine allgemeine Anwendbarkeit lassen sich mit SIMPLEX₄, DUPLEX- und QUADREX-Elementen ebene Verformungszustände und ebene Spannungszustände ebenso berechnen wie der rotationssymmetrische Fall.

1) mündliche Mitteilung

4.3.2 Übergangselement für Dammaufstandsfläche

Bislang ist bei sämtlichen bekannt gewordenen Dammberechnungen starrer Verbund zwischen der Dammschüttung und der Dammaufstandsfläche angenommen worden. Tangentiale Relativverschiebungen entlang der Dammaufstandsfläche oder anderen geometrisch vorgegebenen Konturen lassen sich mit Kontinuums-elementen nicht hinreichend beschreiben, wenn ein kontrolliertes Scherspannungs-Scherwegverhalten simuliert werden soll.

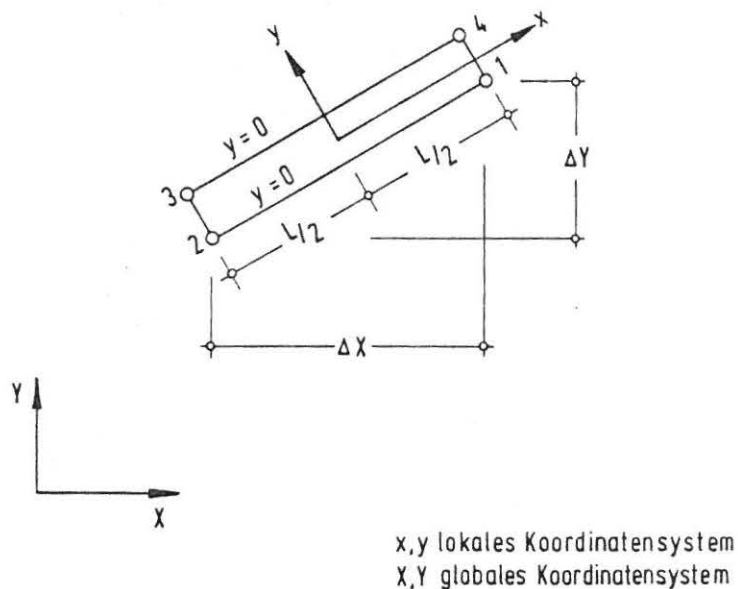


Bild 4.3/3 JOINTEX-Element, Dicke = σ ,
als Übergangselement

Zur Verwendung bei geklüftetem Fels haben GOODMAN, TAYLOR und BREKKE (1968) die Steifigkeitsmatrix für ein eindimensionales Übergangselement im örtlichen Koordinatensystem angegeben. Wegen seiner allgemeinen Definition läßt sich dieses Element, dessen Geometrie Bild 4.3/3 zeigt, aber auch auf andere Diskontinuitäten anwenden. In Tabelle 4.3/1 ist die Steifigkeitsmatrix im globalen Koordinatensystem für die Einheitsbreite angeschrieben. Die Steifigkeitsmatrix dieses JOINTEX-Elementes hängt neben den Winkel=

funktionen nur noch von zwei Größen ab, nämlich den Steifigkeiten in normaler und tangentialer Richtung. Mit dem JOINTEX-Element läßt sich das Verformungsverhalten in einer Fuge für Druck- und Zugspannungen ebenso simulieren, wie für den Fall der tangentialen Relativverschiebung und den Scherbruch.

Das mehrfach vorgebrachte Argument, die Steifigkeitsparameter für ein Übergangselement seien nicht realistisch bestimmbar (VASILESCU, 1969; NATARAJA, 1974) kann für die vorliegende Untersuchung durch den Rückgriff auf Ergebnisse von Groß-Scherversuchen (ROSTEK, 1977) entkräftet werden. Auf eine Berücksichtigung von Dilatanz, wie sie von verschiedenen Autoren vorgeschlagen wird (GOODMAN, DUBOIS, 1972; GHABOUSSI, WILSON, ISENBERG, 1973), wird bei dem hier implementierten JOINTEX-Element verzichtet, da dieser Vorgang bei einer Dammschüttung im Vergleich zu anderen generalisierenden Annahmen nur von weit untergeordneter Bedeutung ist.

$$K_{\text{Global}} = \frac{1}{6} L$$

	1	2	3	4				
1	$2k_s \cdot c \cdot c$ $+2k_n \cdot s \cdot s$	$2k_s \cdot c \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot s$	$k_s \cdot c \cdot c$ $+k_n \cdot s \cdot s$	$k_s \cdot c \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot s$	$-k_s \cdot c \cdot c$ $-k_n \cdot s \cdot s$	$-k_s \cdot c \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot s$	$-2k_s \cdot c \cdot c$ $-2k_n \cdot s \cdot s$	$-2k_s \cdot c \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot s$
	$2k_s \cdot c \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot s$	$2k_s \cdot s \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot c$	$k_s \cdot c \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot s$	$+k_s \cdot s \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot c$	$-k_s \cdot c \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot s$	$-k_s \cdot s \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot c$	$-2k_s \cdot c \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot s$	$-2k_s \cdot s \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot c$
2	$k_s \cdot c \cdot c$ $+k_n \cdot s \cdot s$	$k_s \cdot c \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot s$	$2k_s \cdot c \cdot c$ $+2k_n \cdot s \cdot s$	$2k_s \cdot c \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot s$	$-2k_s \cdot c \cdot c$ $-2k_n \cdot s \cdot s$	$-2k_s \cdot c \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot s$	$-k_s \cdot c \cdot c$ $-k_n \cdot s \cdot s$	$-k_s \cdot c \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot s$
	$k_s \cdot c \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot s$	$k_s \cdot s \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot c$	$2k_s \cdot c \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot s$	$2k_s \cdot s \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot c$	$-2k_s \cdot c \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot s$	$-2k_s \cdot s \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot c$	$-k_s \cdot c \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot s$	$-k_s \cdot s \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot c$
3	$-k_s \cdot c \cdot c$ $-k_n \cdot s \cdot s$	$-k_s \cdot c \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot s$	$-2k_s \cdot c \cdot c$ $-2k_n \cdot s \cdot s$	$-2k_s \cdot c \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot s$	$2k_s \cdot c \cdot c$ $+2k_n \cdot s \cdot s$	$2k_s \cdot c \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot s$	$k_s \cdot c \cdot c$ $+k_n \cdot s \cdot s$	$k_s \cdot c \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot s$
	$-k_s \cdot c \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot s$	$-k_s \cdot s \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot c$	$-2k_s \cdot c \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot s$	$-2k_s \cdot s \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot c$	$2k_s \cdot c \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot s$	$2k_s \cdot s \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot c$	$k_s \cdot c \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot s$	$k_s \cdot s \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot c$
4	$-2k_s \cdot c \cdot c$ $-2k_n \cdot s \cdot s$	$-2k_s \cdot c \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot s$	$-k_s \cdot c \cdot c$ $-k_n \cdot s \cdot s$	$-k_s \cdot c \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot s$	$k_s \cdot c \cdot c$ $+k_n \cdot s \cdot s$	$k_s \cdot c \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot s$	$2k_s \cdot c \cdot c$ $+2k_n \cdot s \cdot s$	$2k_s \cdot c \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot s$
	$-2k_s \cdot c \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot s$	$-2k_s \cdot s \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot c$	$-k_s \cdot c \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot s$	$-k_s \cdot s \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot c$	$k_s \cdot c \cdot s$ $-k_n \cdot c \cdot s$	$k_s \cdot s \cdot s$ $+k_n \cdot c \cdot c$	$2k_s \cdot c \cdot s$ $-2k_n \cdot c \cdot s$	$2k_s \cdot s \cdot s$ $+2k_n \cdot c \cdot c$

k_s Schersteifigkeit ($\hat{=} K_s$ in Tabelle 4.4/3)

k_n Normalsteifigkeit ($\hat{=} K_n$ in Tabelle 4.4/3)

$$c = \frac{\Delta X}{L}$$

$$s = \frac{\Delta Y}{L}$$

Tabelle 4.3/1 Steifigkeitsmatrix des JOINTEX-Elementes im globalen Koordinatensystem für die Einheitsbreite (Bezeichnungen wie Bild 4.3/3)

4.4 Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Schüttmaterialien

4.4.1 Stoffgesetz und Stoffparameter für Kontinuum

Als Schüttmaterial für die Berechnung des Dammlängsschnittes ist Mica-Gneis (KULHAWY, DUNCAN, SEED, 1969) ausgewählt worden, mit dem BRETH und HARDT (1976) bereits den Steinschüttdamm mit Asphaltbeton-Innen=dichtung als Dammquerschnitt untersucht haben.

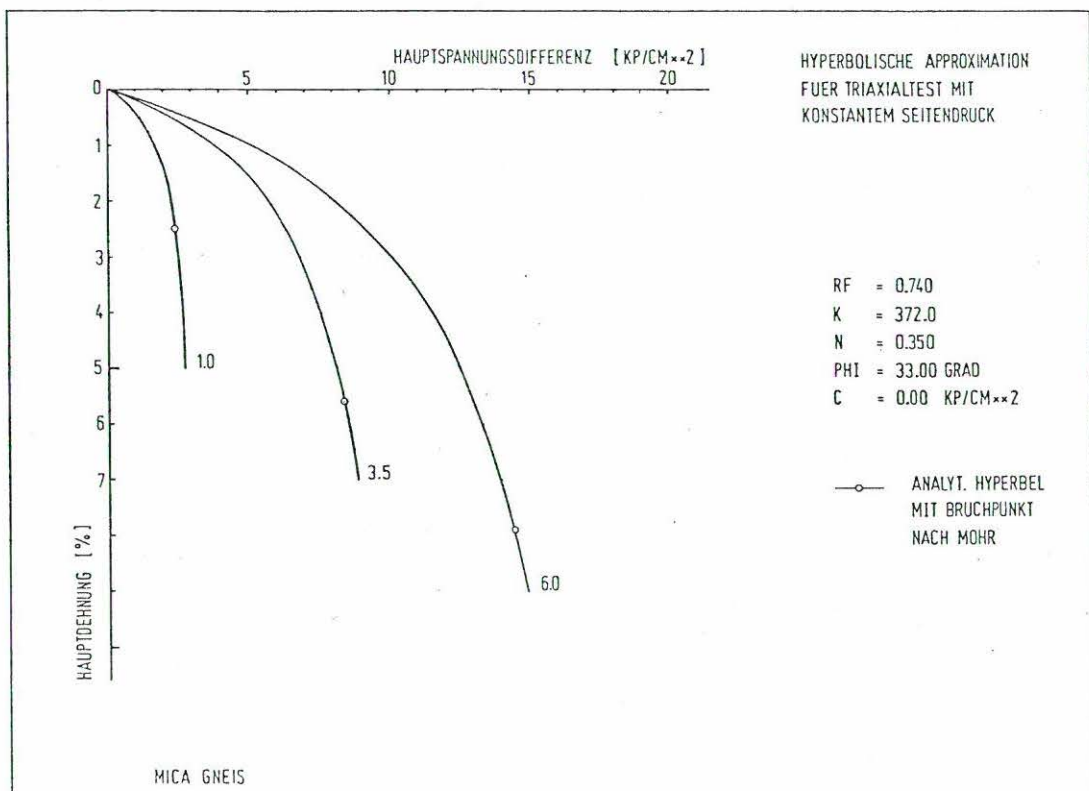
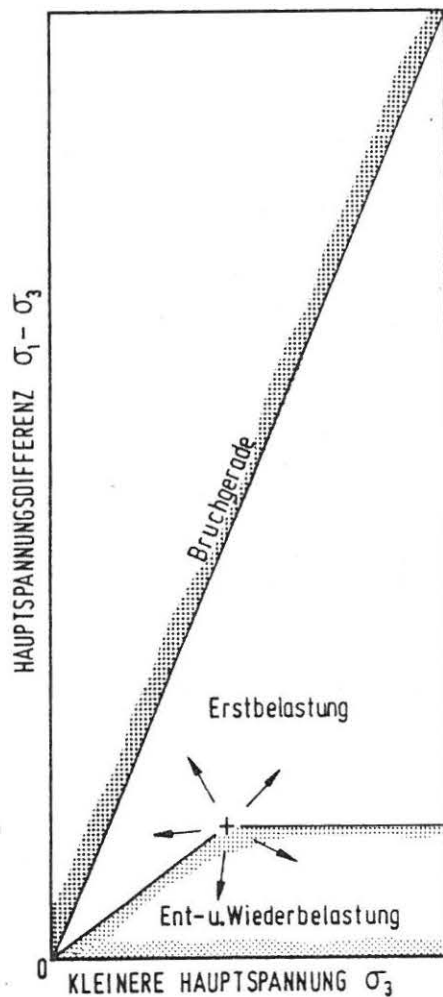


Bild 4.4/1 Analytische Spannungs-Dehnungsbeziehung für Mica-Gneis

Auf eine weitere Variation des Schüttmaterials wurde verzichtet, um die Zahl der notwendigen Berechnungen in noch überschaubarem Rahmen zu halten. Der Mica-Gneis wird mit Hilfe des nicht-linear spannungsabhängigen Stoff=

gesetzes von DUNCAN und CHANG (1970) in die Berechnung eingeführt. Über die Ermittlung der Stoffkennwerte aus Dreiachsalversuchen für dieses Stoffgesetz hat der Verfasser in Wuppertal (CZAPLA, 1974) am Beispiel einer Moräne ausführlich berichtet. Die analytische Form der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Mica-Gneis ist für einige ausgewählte Seitendrucke in Bild 4.4/1 aufgetragen. Ein Vergleich von Mica-Gneis mit anderen Schüttstoffen ist von Hardt (1976) bereits ausführlich erörtert worden.



- + Spannungszustand im letzten (abgeschlossenen) Rechenzyklus
- ↙ Möglicher Spannungsweg im aktuellen Rechenzyklus

Bild 4.4/2 Mögliche Spannungswege für das Schüttmaterial

Besondere Aufmerksamkeit erfordern die Entscheidungskriterien für mögliche Spannungswege der einzelnen Elemente. Die von einigen früheren Autoren vorgeschlagene Methode, anhand der Änderungen des Ausnutzungsgrades der Schubspannungen auf Erstbelastung oder Ent-/Wiederbelastung zu erkennen, hat sich in bezug auf das vorliegende Problem als nicht

scharf genug herausgestellt. Um auch für den Fall einer steigenden Hauptspannungsdifferenz bei gleichzeitig sinkendem Ausnutzungsgrad das Verformungsverhalten des Schüttmaterials realistisch zu erfassen, wurde das in Bild 4.4/2 dargestellte Modell in der Berechnung verwendet.

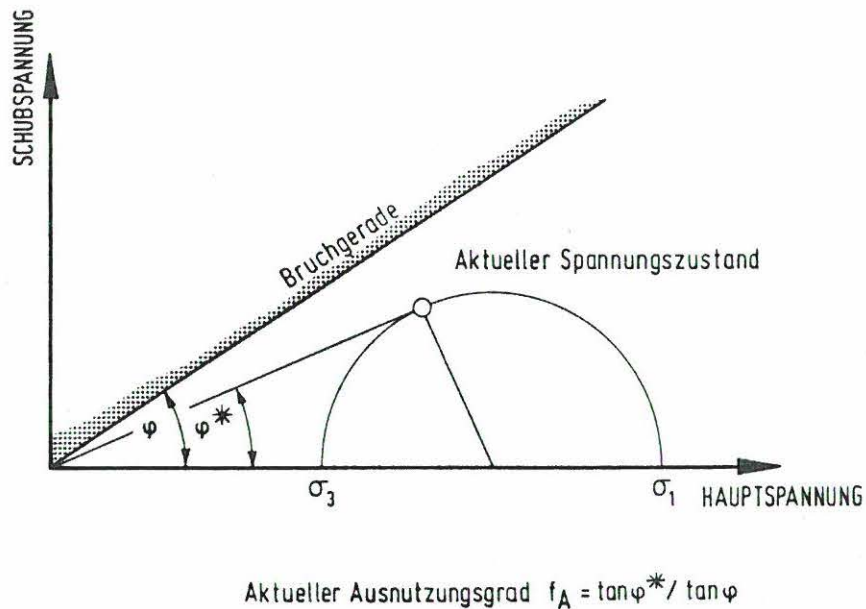


Bild 4.4/3 Aktueller Ausnutzungsgrad für das Schüttmaterial

Die Begriffe des "Aktuellen Ausnutzungsgrades" und des "Größten je aufgetretenen Ausnutzungsgrades" eines Elementes bleiben erhalten (Bild 4.4/3), ohne aber für den einzuschlagenden Spannungsweg allein maßgeblich zu sein. Hinzu tritt eine Kontrolle der Änderung in der Hauptspannungsdifferenz. Ist der aktuelle Ausnutzungsgrad kleiner als der bisher größte und ist die aktuelle Hauptspannungsdifferenz kleiner als diejenige im letzten Rechenzyklus, so sind alle Kriterien für Entlastung erfüllt; hingegen ist bei steigender Haupt=

BEZEICHNUNG	FORMELZEICHEN	WERT	FORMEL
Wichte des Schüttmaterials	γ	20.00 kN/m ³	
Einbauverdichtung	K_o	0.70	
Querdehnungszahl	ν	Ausnutzungsgrad < 60% $\rightarrow \nu = 0.3$ ab 60% bis 95% linear ansteigend bis 0.495	
Größte Hauptspannung	σ_1		
Kleinste Hauptspannung	σ_3		
Atmosph. Luftdruck	p_a	100.00 kN/m ²	
Bruchmodul	E_f	1000.00 kN/m ²	
Modulfaktor	K	372.00	
Exponent	n	0.35	
Bruchfaktor	R_f	0.74	
Reibungswinkel	φ	33.00°	
Kohäsion	c	0.00 kN/m ²	
Erstbelastungsmodul	E_t		$E_t = \left(1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}\right)^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$
Modulfaktor	K_{ur}	372.00	
Exponent	n_{ur}	0.35	
Ent-/wiederbelastungsmodul	E_{ur}		$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{n_{ur}}$

Tabelle 4.4/1 Stoffparameter für Kontinuum
(SIMPLEX- und QUADREX-Elemente)
nach Kulhawy, Duncan, Seed 1969

spannungsdifferenz dann der Spannungsweg für Wiederbelastung einzuschlagen, wenn bereits im aktuellen Rechenzyklus mit Ent- oder Wiederbelastung gerechnet worden ist und die aktuelle Hauptspannungsdifferenz kleiner ist als diejenige zu Beginn des letzten Entlastungsvorganges. Alle anderen Fälle werden, wenn nicht Bruchzustand vorliegt, als Erstbelastung behandelt.

In die Berechnung ist ein spannungsabhängiger Ent-/Wiederbelastungsmodul ebenso eingeführt worden, wie eine mit dem Ausnutzungsgrad steigende Querdehnungszahl (Bild 4.4/4). Die im einzelnen verwendeten Stoffparameter sind aus Tabelle 4.4/1 ersichtlich.

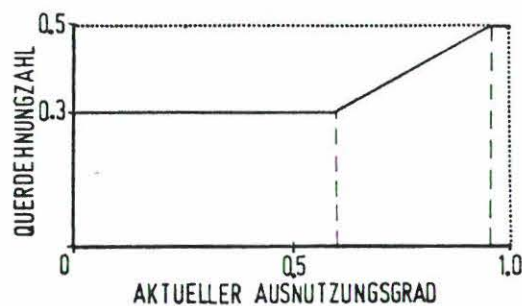


Bild 4.4/4 Variable Querdehnungszahl

4.4.2 Stoffgesetz und Stoffparameter für Dammaufstandsfläche

Im Rahmen der Voruntersuchungen für die Finstertalsperre hat ROSTEK (1977) großmaßstäbliche Scherversuche zur Klärung des Reibungsverhaltens von Schüttmaterialien auf Fels durchgeführt. Dazu wurden Felsplatten aus dem anstehenden Phyllit herausgeschnitten und im Laboratorium so eingebaut, daß mit einem 1m^2 großen Scherrahmen das Scherspannungs-Scherwegverhalten von Steinschüttmaterial auf der Felsoberfläche untersucht werden konnte.

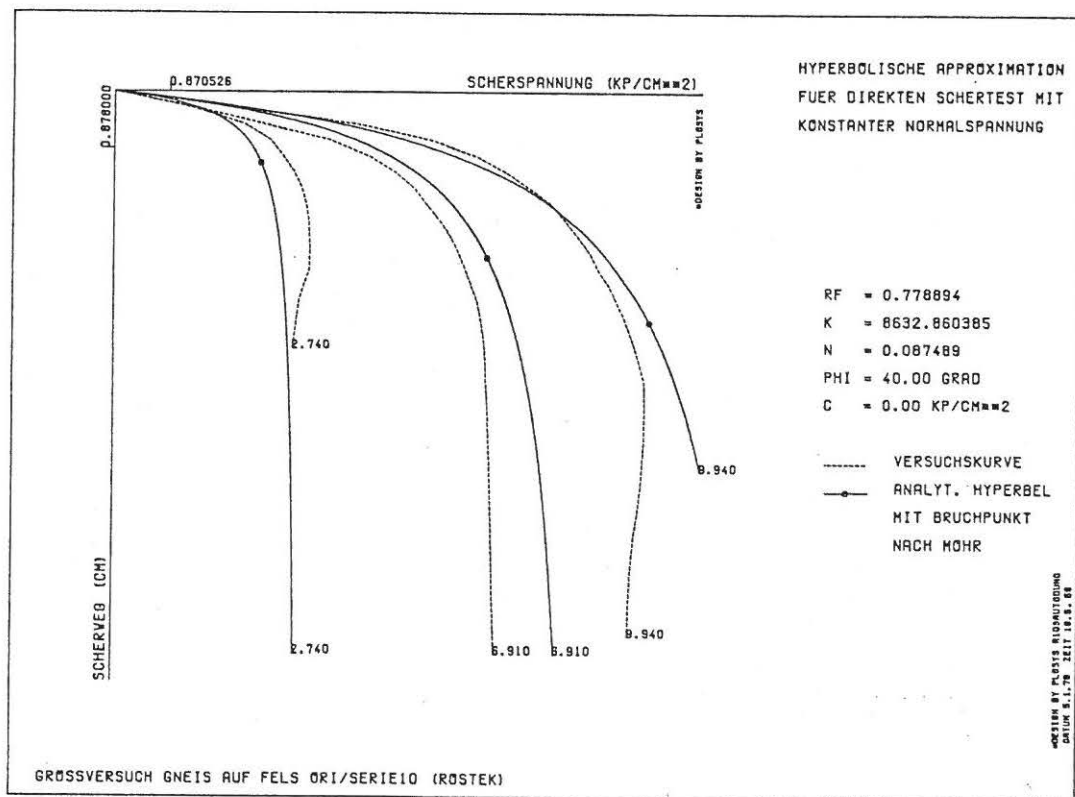


Bild 4.4/5 Analytische Approximation für Großscherversuche mit Gneis auf Fels

Zwar stand auch hier, wie vorher bei anderen Autoren, die Ermittlung der Scherparameter im Vordergrund, jedoch werden auch Scherspannungs-Scherweg=

diagramme angegeben. Die Versuche erfolgten bei unterschiedlichen Normalspannungen und mit konstantem Vortrieb.

Die analytische hyperbolische Fassung von Scherspannungs-Scherwegkurven aus direkten Scherversuchen ist von CLOUGH und DUNCAN (1971) veröffentlicht worden. Hierbei herrscht völlige Analogie zu der entsprechenden Formulierung für den Dreiachsialversuch. Der Hauptspannungsdifferenz und Vertikalstauchung entsprechen jetzt Scherspannung und Scherweg. Als Kurvenparameter ist die Normalspannung an Stelle des Seitendrucks getreten. Das Stoffverhalten wird durch die Parameter R_f , K und n beschrieben, die in ihrem interpretatorischen Wert mit den entsprechenden Größen im Stoffgesetz von DUNCAN und CHANG (1970) sinngleich sind. Zur Dimensionssteuerung tritt neben den atmosphärischen Luftdruck p_a das Raumgewicht des Wassers γ_w . Zur Auswertung von Dreiachsialversuchen nach dem Stoffgesetz von DUNCAN/CHANG und von direkten Scherversuchen nach dem Stoffgesetz von CLOUGH/DUNCAN wurde das Programm AUTODUNC geschrieben (CZAPLA, 1976). Tabelle 4.4/2 enthält weitere Einzelheiten.

ROSTEK hat seine Untersuchung für natürlich-rauhe Felsoberfläche und künstlich aufgeraute oder geglättete Oberflächen sowie unterschiedliche Schüttmaterialien durchgeführt. Für die Simulierung des Reibungsverhaltens in der Dammaufstandsfläche wurden für die vorliegende Berechnung Scherversuche mit gebrochenem Granodioritgneis bei einem Größtkorn von 200 mm (Kornverteilungskurve KV4 nach ROSTEK) auf einer natürlichen Felsoberfläche, die zu 25% mit 3.5 cm tiefen Rillen versehen war (Oberflächenrauigkeit ORI, Serie 10), ausgewählt. Der Reibungswinkel ist kaum größer, als er für natürlich-rauhe Felsoberfläche angegeben wird. Die analytische Approximation für drei Scherversuche mit unterschiedlichen Normalspannungen ist in Bild 4.4/5 aufgetragen. Der im Vergleich zum Kontinuum etwas größere Reibungswinkel in der Aufstandsfläche ist für die Aussagekraft der Berechnung unerheblich und wird durch den Vorteil der Verwendung realistischer Großversuche mehr als aufgewogen, werden doch mit Hilfe der Scherparameter lediglich die Geltungsbereiche der analytischen Stoffbeschreibungen begrenzt.

Tabelle 4.4/2 Programm-Information zur Stoffkennwertermittlung mit AUTODUNC

PROGRAMM - INFORMATION

Nr : xxxxxx
Datum : 7/78

0.1 Titel	Kennwerte für die Stoffgesetze von DUNCAN/CHANG UND CLOUGH/DUNCAN		
0.2 Programmname :	AUTODUNC		
0.3 Programmautor	Name :	Dipl.-Ing. Heinz Czapla	

1 Fach-Bereich	1.1 Aufgabe	1.4 Eingabe	1.7 Anwendungsfall
	1.2 Verfahren	1.5 Ausgabe	1.8 Unterlagen
	1.3 Besonderheiten	1.6 Verknüpfungen	

1.1 Auswertung von Dreiachsalversuchen und direkten Scherversuchen zur Ermittlung der Bodenkennwerte R_p , K und n für die nichtlinear spannungsabhängigen Stoffgesetze von DUNCAN/CHANG (Kontinuum) und CLOUGH/DUNCAN (Joint) bei interaktiver Einsatzmöglichkeit. Im Dialog selbsterklärend mit ausführlichen Fehleranalysen und Korrekturmöglichkeiten.

1.2 CLOUGH, DUNCAN: Finite Element Analysis of Retaining Wall Behaviour. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, SM12, Proc. Paper 8583, Dec., 1971, pp. 1657-1673
DUNCAN, CHANG: Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, SM5, Proc. Paper 7513, Sept., 1970, pp. 1625-1653
CZAPLA: Ermittlung der Stoffkennwerte R_p , K und n für das Stoffgesetz von Duncan/Chang am Beispiel einer Moräne. Technische Akademie e.V. Wuppertal, Seminar T47a/4/9, 30.9. bis 1.10.1974

1.3 -----

1.4 Jeweils eine Serie von drei oder mehr Versuchskurven
Dreiachsalversuch: Seitendruck, Vertikalspannung, Vertikaldehnung
Direkter Scherversuch: Normalspannung, Scherspannung, Scherweg

1.5 Ausgabe der analytischen und Versuchskurven auf Tischplotter, Trommelplotter, Mikrofilmplotter und/oder graphisches Sichtgerät (z.T. in Abhängigkeit von der verfügbaren Hardware), optional Druckerprotokoll

1.6 AUTODUNC ist mit dem Finite-Element-Programmsystem STATAN-15 VERSION BODENMECHANIK kompatibel.

1.7 Bei bindigen und nichtbindigen Böden zur Ermittlung der entsprechenden Stoffkennwerte für FE-Berechnungen und andere numerische Rechenverfahren.

1.8 AUTODUNC MANUAL

2 Datenverarbeitungs - Bereich						
2.1 Jahr der Erstinstallation : 1975	2.2 Version-Nr. : 3A0112	2.3 Version - Datum : 1.2.78				
2.4 Programmiersprachen : STANDARD FORTRAN + Calcomp-Plotter-Software bzw. Interfaces entsprechend Calcomp-Definitionen		2.5 Programmlänge : ca. 2000 St.				
Speicher	Mindest - Ausstattung	Normal - Ausstattung		Maximal- Ausstattung		
2.6 Arbeitsspeicher	rechnerabhängig	29 K Worte		rechnerabhängig		
2.7 Hintergrundspeicher	1 Platte	1 Platte		1 Platte		
2.8 Dateien	Anzahl	Länge	Anzahl	Länge	Anzahl	Länge
sequentiell	2	variabel	2	variabel	2	variabel
indexsequentiell						
Direktzugriff						
2.9 Eingabe : Lochkarten, Magnetband, Wechselplatte, Fernschreiber, (graph.) Sichtgerät						
2.10 Ausgabe : On-Line-, Off-Line-Plotter, Mikrofilmplotter, graph. Sichtgerät, Fernschreiber, Drucker						
2.11 Verarbeitungsformen : Batch, Dialog (interaktiv)						
2.12 Installationen :		Hersteller	Anlagen - Typ	Betriebssystem	Anzahl der Installationen	
		AEG-Telefunken IBM	TR 440 370/168	BS3 OS/VS2	1 1	
2.13 Unterlagen : AUTODUNC MANUAL						

Zur parametrischen Untersuchung des Einflusses der Rauigkeit wurden auch Berechnungen mit halbem Reibungswinkel zwischen Aufstandsfläche und Damm durchgeführt. Da hierfür keine Großversuche vorliegen, wurden die Stoffparameter für diesen Fall unter der Voraussetzung ermittelt, daß die Bruchverschiebungen die gleiche Größe wie bei vollem Reibungswinkel haben.

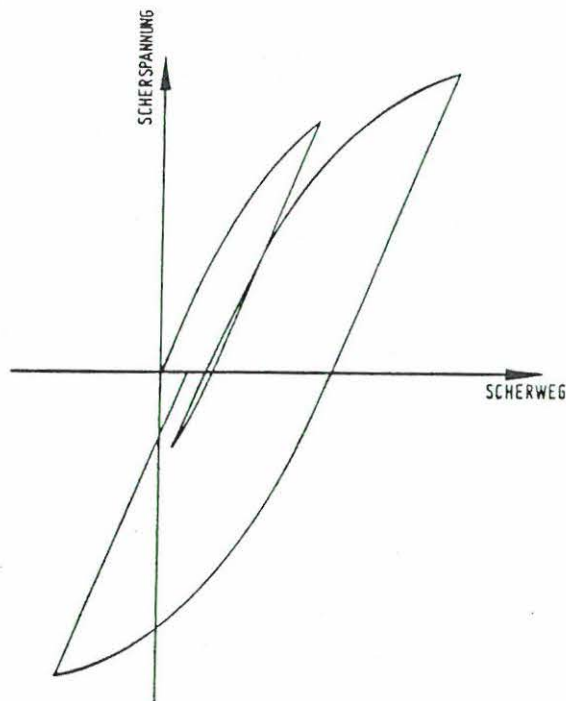


Bild 4.4/6 Angenommene Form einer Scherspannungs-Scherwegkurve für die Kontaktfläche Fels-Steinschüttung

Als Grenzfälle werden auch die "glatte" und die "starre" Aufstandsfläche untersucht. Diese Bezeichnungen werden in der Folge beibehalten. Im Fall der "glatten" Aufstandsfläche kommt ein linear-elastisches Stoffgesetz zur Anwendung, wobei die tangentialsteifigkeit fast null ist. Im anderen Grenzfall, als "starre" Aufstandsfläche bezeichnet, wird der Damm durch entsprechende Randbedingung in der Aufstandsfläche unverschieblich festgehalten. Alle Stoffparameter sind in Tabelle 4.4/3 zusammengestellt.

STOFFGESETZ		BEZEICHNUNG	FORMELZEICHEN	WERT	FORMEL
Typ	Kode=wort				
		Wichte des Schüttmaterial	γ	20.00 kN/m ³	
		Einbauverdichtung	K_o	0.70	
		Normalspannung	σ_n		
		Tangentialspannung	τ		
		Atmosph. Luftdruck	P_a	100.00 kN/m ²	
		Wichte von Wasser	γ_w	10.00 kN/m ³	
		Tangentialsteifigkeit bei klaffender Fuge	K_{sf}	10 ⁻⁴ kN/m ³	
		Normalsteifigkeit bei klaffender Fuge	K_{nf}	10 ⁻⁴ kN/m ³	
		Normalsteifigkeit bei geschlossener Fuge	K_n	10 ⁺⁸ kN/m ³	
nichtlinear spannungs- und spannungswegabhängig	RAUH1	Modulfaktor	K	8632.86	
		Exponent	n	0.087489	
		Bruchfaktor	R_f	0.778894	
		Reibungswinkel	φ	40.00°	
		Kohäsion	c	0.00 kN/m ²	
	RAUH2	Modulfaktor	K	3100.00	
		Exponent	n	0.087489	
		Bruchfaktor	R_f	0.778894	
		Reibungswinkel	φ	16.50°	
			Tangentialsteifigkeit bei geschlossener Fuge (Belastung)	K_s	
		Tangentialsteifigkeit bei geschlossener Fuge (Entlastung)	$K_{s \text{ ur}}$		$K_{s \text{ ur}} = K \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{P_a}\right)^n$
linear-elastisch	GLATT	Tangentialsteifigkeit bei geschlossener Fuge	K_s	10 ⁻⁴ kN/m ³	
	STARR	Dammaufstandsfläche unverschieblich festgehalten durch Randbedingung			

Tabelle 4.4/3 Stoffparameter für Dammaufstandsfläche (JOINTEX-Element), nach Großversuchen von ROSTEK, 1977

Mit den implementierten Möglichkeiten zur Berücksichtigung von Spannungswegen läßt sich ein tangentiales Scherspannungs-Scherwegverhalten im Sinne einer Hysterese realisieren (Bild 4.4/6). Die Entscheidung über den einzuschlagenden Spannungsweg eines jeden JOINTEX-Elementes wird anhand einer vergleichenden Wertung von Ausnutzungsgrad, absoluter Änderung der Scherspannungen und Vorzeichenwechsel der Scherspannungen getroffen (Bild 4.4/7).

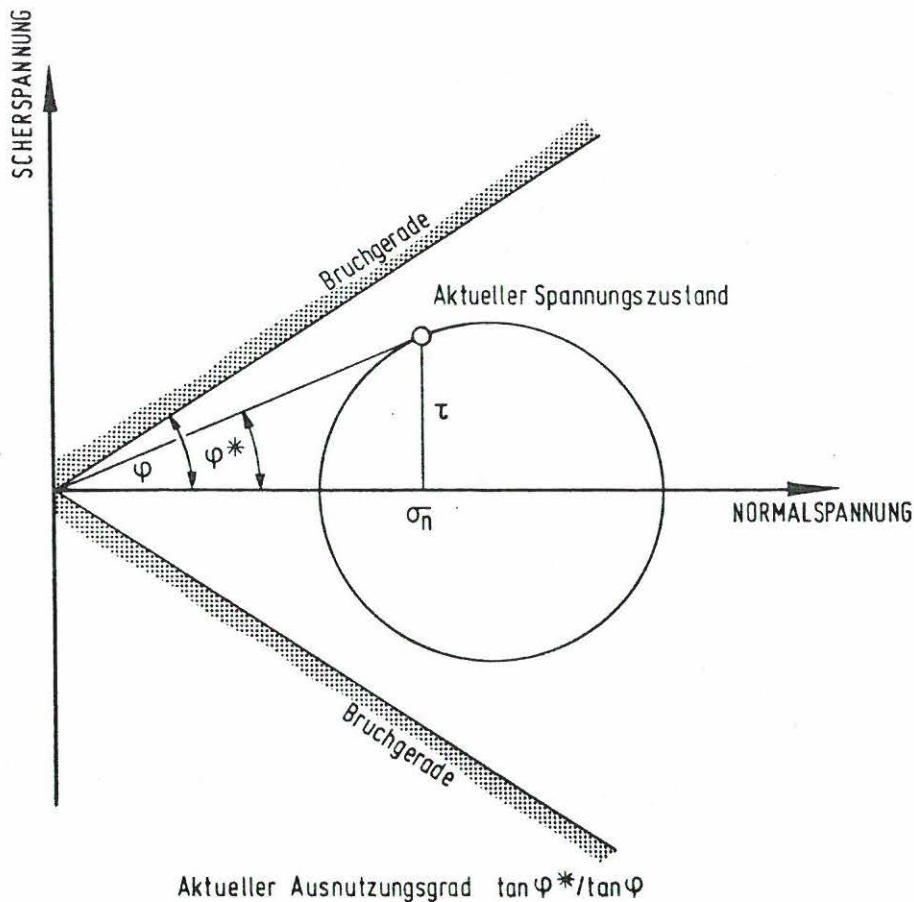


Bild 4.4/7 Aktueller Ausnutzungsgrad in der Dammaufstandsfläche

An die Stelle des "Größten je eingetretenen Ausnutzungsgrades" wie bei der Spannungswegdefinition für das Kontinuum tritt jetzt der

Begriff "Größter seit dem letzten Vorzeichenwechsel der Scherspannungen eingetretener Ausnutzungsgrad" (Bild 4.4/8). Sind die Scherspannungen des aktuellen Rechenzyklus im Vergleich zum letzten bei gleichbleibendem Vorzeichen absolut kleiner geworden und ist der aktuelle Ausnutzungsgrad kleiner als der seit dem letzten Vorzeichenwechsel der Scherspannungen eingetretene größte Ausnutzungsgrad, so wird auf Entlastung erkannt. Dieser Spannungsweg tritt allerdings im Bauzustand nicht ein.

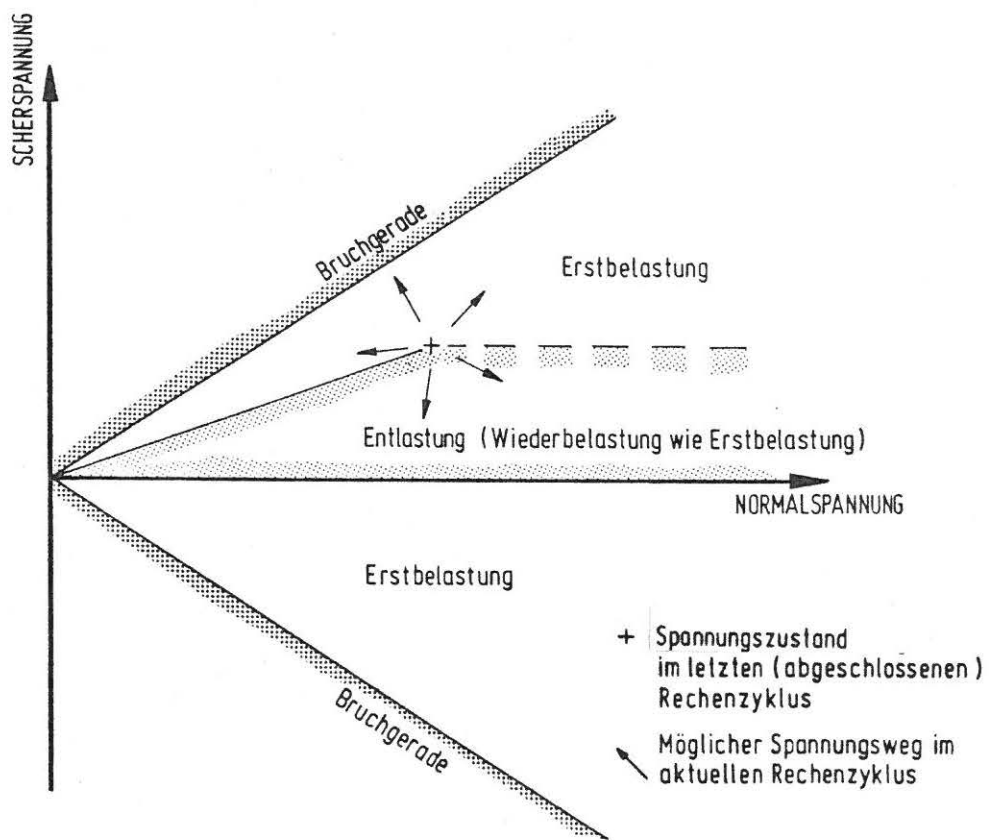


Bild 4.4/8 Mögliche Spannungswege in der Dammaufstandsfläche

In allen anderen Fällen wird, wenn nicht Bruchzustand vorliegt, der Tangentialsteifigkeitsparameter für Erstbelastung eingesetzt. Der Begriff der Wiederbelastung braucht nicht eingeführt zu werden, weil sich der Boden im Scherversuch bei einer erneuten Vorzeichenumkehr

der Scherspannungsinkremente in guter Näherung wie bei Erstbelastung verhält. Für die Normalsteifigkeit wird eine sehr große Zahl eingesetzt, um ein numerisches Durchdringen von JOINTEX-Elementen und Kontinuumselementen weitgehend auszuschließen. Ein besonderer Spannungsweg, der in der vorliegenden Arbeit jedoch keine Bedeutung hat, tritt ein, wenn die Normalspannungen zu Zugspannungen werden. Dann läßt sich ein Öffnen der entsprechenden Fuge simulieren, indem Normal- und Tangentialsteifigkeit als sehr klein angesetzt werden. Eine rechnerisch möglicherweise immer noch vorhandene Scherspannung kann dann auf iterativem Weg beseitigt werden.

5. ABLAUFPLAN FÜR DAMMBERECHNUNG

Das Finite-Element-Programmsystem STATAN-15 VERSION BODENMECHANIK läßt sich zusammen mit dem Graphischen Datenverarbeitungssystem PLOSYS im Sinne von rechnerunterstütztem Entwerfen und Konstruieren verwenden. Als Eingangswerte werden die Stoffparameter und eine Strukturbeschreibung des endgültigen Bauwerks benötigt (Bild 5/2). Die Struktur läßt sich in vielen Fällen mit dem in PLOSYS integrierten Netzgenerator erstellen. Die Parameter zur Beschreibung nicht-linear spannungs- und spannungswegabhängigen Stoffverhaltens lassen sich mit Hilfe des Programmes AUTODUNC aus entsprechenden Versuchsserien gewinnen.

Besondere Bedeutung hat die programmgesteuerte Simulierung des Schüttvorganges (Bild 5/1). Dabei braucht der Anwender lediglich die Schütthöhen bzw. die Konturen der Schüttlagen zu nennen, wie sie sich aus dem inneren elementweisen Aufbau des Dammes ergeben. Strukturmanagement und Ermittlung der Gewichtskräfte aus den aktuellen Schüttlagen bei beliebigen Schichtungen und Definition der Randbedingungen vollzieht STATAN-15 selbstständig. Der Berechnung liegt nur der jeweils bis zum aktuellen Stand bereits geschüttete Teil des Dammes zugrunde, wobei sich in dieser Weise auch das Zusammenwachsen verschiedener Schüttbereiche bei zerklüfteter Dammaufstandsfläche realisieren läßt. Hierdurch können Arbeitsaufwand, Eingabedaten sowie Rechenzeit gering gehalten werden.

Die Simulierung des lagenweisen Schüttvorganges erfordert die Anwendung der Lastschrittmethode. Das Gewicht jeder Schüttlage wird in mindestens einem Lastschritt eingerechnet; ob anschließend iteriert wird, hängt weitgehend von der Anzahl der Schüttlagen ab. Bei der Einteilung eines Dammes in zehn bis zwanzig Schüttlagen kann man den Wert der realistischen Erfassung des Schüttvorganges hinter den einer Iteration zurückstellen. Bei Strukturen mit veränderlicher

Gliederung und nicht-linear spannungsabhängigem Stoffgesetz bringt nach WANNINGER¹ eine Kombination von Lastschritt- und Initial-Stress-Methode gegenüber der reinen Lastschrittmethode bei vergleichbarer Genauigkeit keine Rechenzeitvorteile.

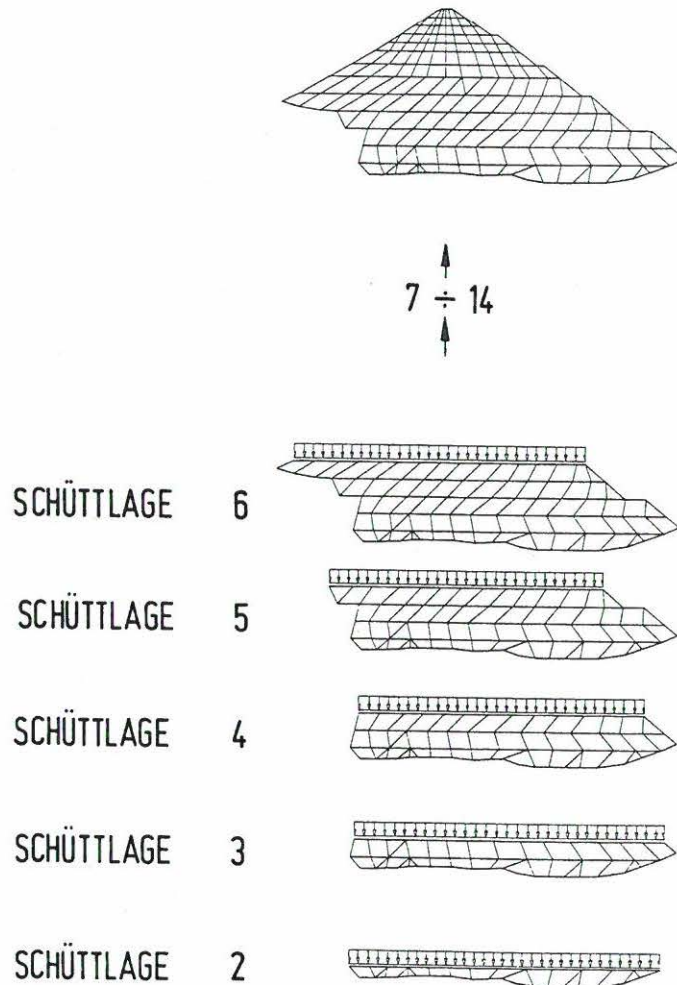


Bild 5/1 Simulation der Schüttung eines Dammes

Die am Ende einer jeden Berechnung stehende Auswertung der Ergebnisse gibt Hilfen für die Auswahl und den Einbau der Schüttstoffe sowie für die konstruktive Gestaltung des Dammes.

1) mündliche Mitteilung

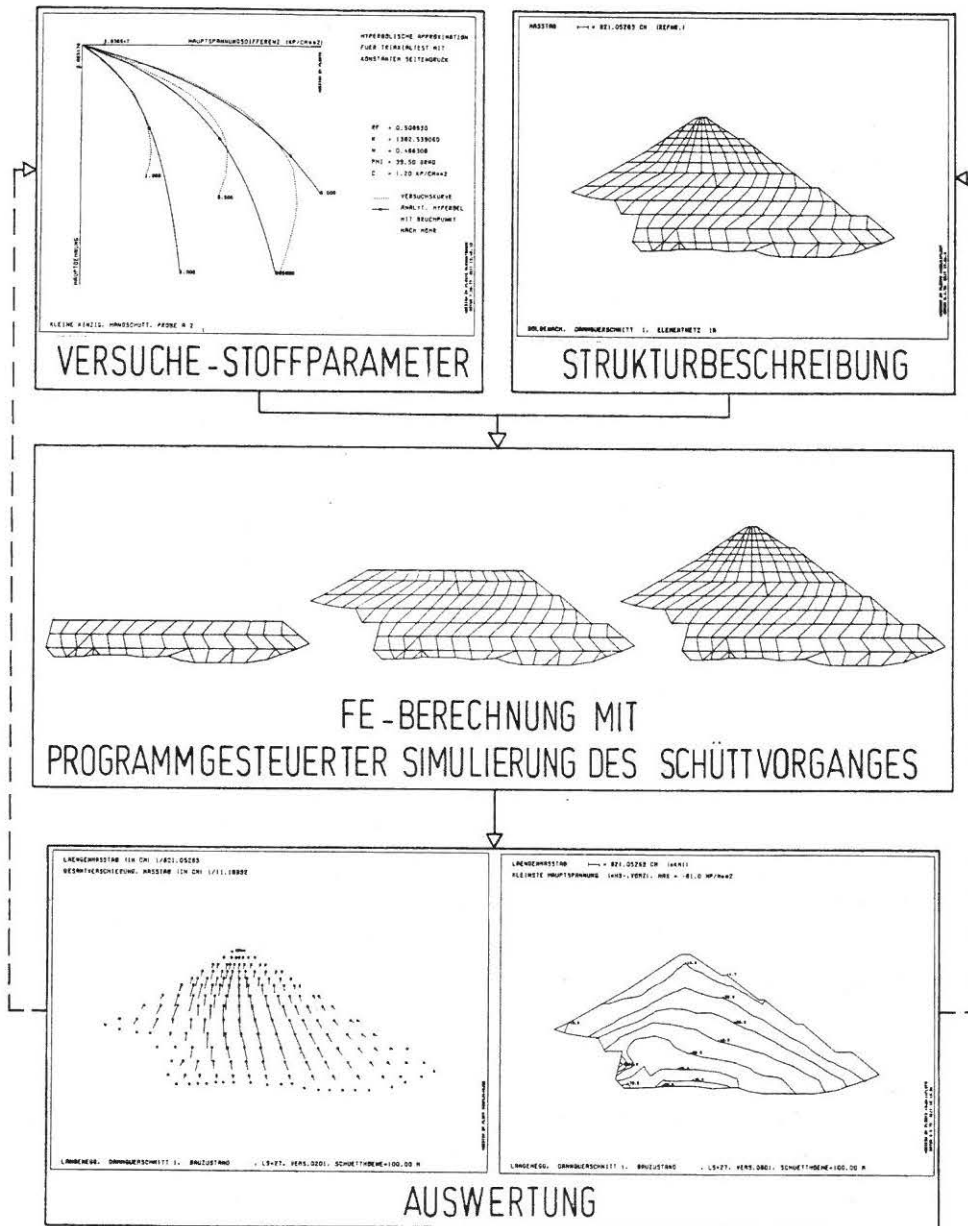


Bild 5/2 Ablaufplan für Dammberechnung (Finite-Element-Programmsystem STATAN-15 VERSION BODENMECHANIK, Graphisches Datenverarbeitungssystem PLOSYS, Stoffkennwertermittlung mit AUTODUNG)

6. ZUSAMMENSTELLUNG DER UNTERSUCHTEN QUERSCHNITTE

Für den hier behandelten 150 m hohen Steinschüttdamm im Bauzustand wurde in vereinfachender Weise ein symmetrischer und homogener Talquerschnitt mit ebenen Talflanken und horizontaler Talsohle gewählt. Dieser trapezförmige Talquerschnitt wurde als ebenes Verformungsproblem behandelt. Die Symmetrieachse wurde horizontal unverschieblich festgehalten, so daß sich die Berechnung auf eine Dammhälfte beschränken konnte. Als Untergrund wurde Fels angenommen, der im Vergleich zum Schüttmaterial aus gebrochenem Gneis keine Verformungen infolge der Baumaßnahme erfährt.

Der Schüttvorgang wurde in 15 Schüttlagen zu je 10 m Höhe simuliert. Das Eigengewicht jeder Schüttlage wurde in zwei Lastschritten aufgebracht. Bei Berücksichtigung des Anfangsspannungszustandes der untersten Schüttlage ergeben sich so 29 Lastschritte bis zum Erreichen der Dammkrone.

Die Variation der Talflankenneigung von 1:3 bis 3:1 und der Talsohlenbreite von null bis 120,0 m (Tabelle 6/1) hat Dämme mit sehr unterschiedlichem Schüttvolumen zur Folge. Um die Dicke der Schüttlagen bei vergleichbarer Elementeinteilung beibehalten zu können, wurde das Elementnetz im Bereich über der Talflanke ausgehend von der Talflankenneigung 1:1 entsprechend verzerrt. Bei Verbreiterung der Talsohle wurde die Struktur dagegen erweitert (Bild 6/1).

Die Rauhigkeit in der Dammaufstandsfläche wurde vierfach variiert. So wurden neben den Grenzfällen glatte Lagerung und fester Verbund vom Damm und Aufstandsfläche - in der Folge als starre Lagerung bezeichnet - auch zwei Fälle mit realistischem Reibungsverhalten bei vollem und halbem Reibungswinkel untersucht. Zur Berücksichtigung möglicher Scherverschiebungen in der Dammaufstandsfläche wurden dort JOINTEX-Elemente angebracht. Nur bei starrem Verbund zwischen Fels

TALQUERSCHNITT (ebener Verformungszustand)									
Aufstandsfläche		Talflankenneigung (Höhe:Länge)							
STARR	RAUH1	1:3	1:2	1:1.5	1:1	1.5:1	2:1	3:1	
GLATT	RAUH2								
Talsohlenbreite	0.0 m	x		x		x		x	
		x		x		x		x	
	30.0 m	x	x	x		x ^{1,2}	x	x	x
		x	x	x		x	x	x	x
60.0 m					x				
120.0 m					x				

Kronenbreite		Böschungsneigung (Höhe:Länge)	
19 m		1:1.5	

UNENDLICH AUSGEDEHNTE SCHÜTTUNG	
---------------------------------	--

- 1) zusätzlich Variation von Querdehnungszahl (0.2/0.3/0.4) und Einbauverdichtung ($K_D=0.46/0.70/0.80$)
- 2) mit einfacher und doppelter Anzahl Schüttilagen

Tabelle 6/1 Zusammenstellung der untersuchten Querschnitte (Schütthöhe 150 m)

Computer	Anzahl der Elemente	Anzahl der Knoten	CPU-Zeit	Verweilzeit	Zahlendarstellung zur Auflösung der Steifigkeitsmatrix
TR 440	165	183	22.67 Min.	1.5 h	48 bit
IBM/370-168	165	183	4.50 Min.	3.3 h	64 bit

Tabelle 6/2 Rechenzeit-Verbrauch für einen typischen Querschnitt (STATAN-15 VERSION BODENMECHANIK)

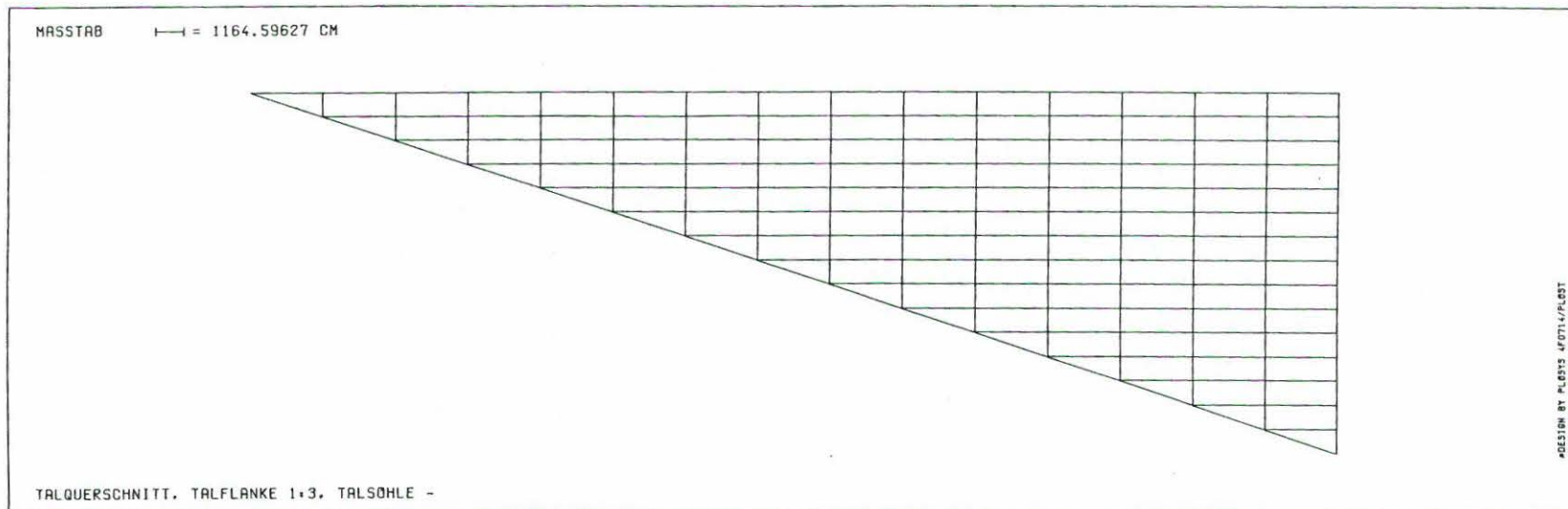
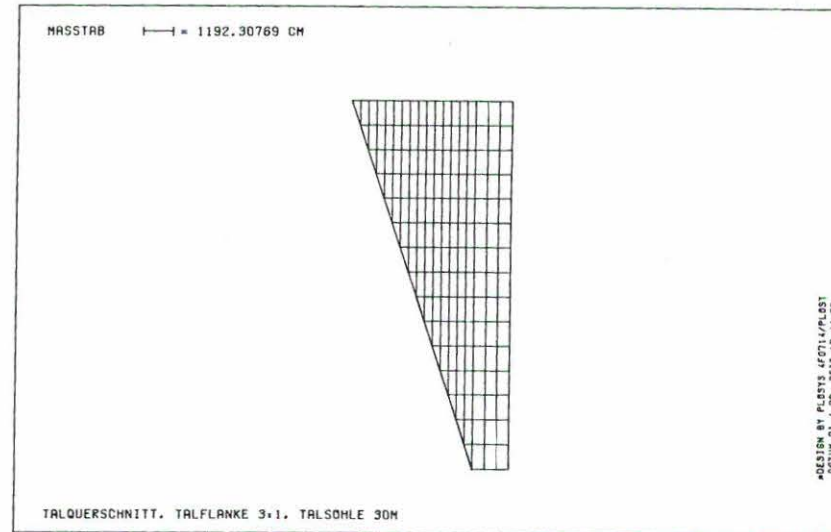
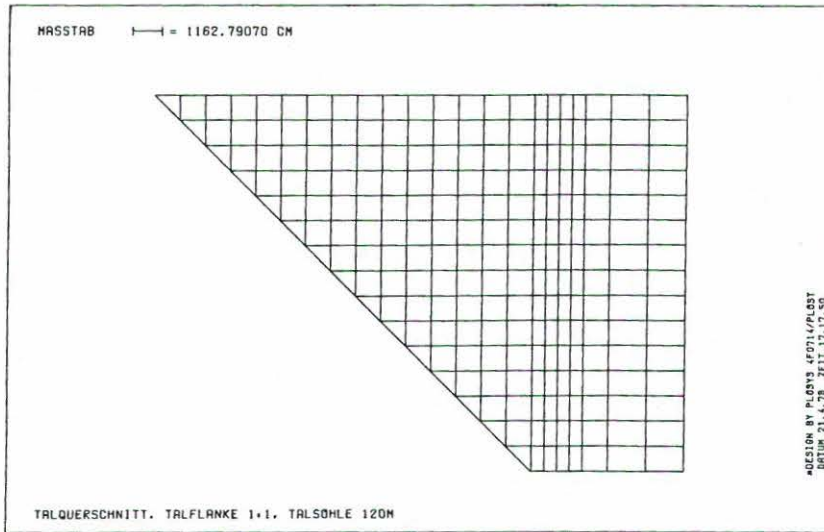


Bild 6/1 Elementnetze für einige unterschiedliche Talflankenneigungen und Talsohlenbreiten

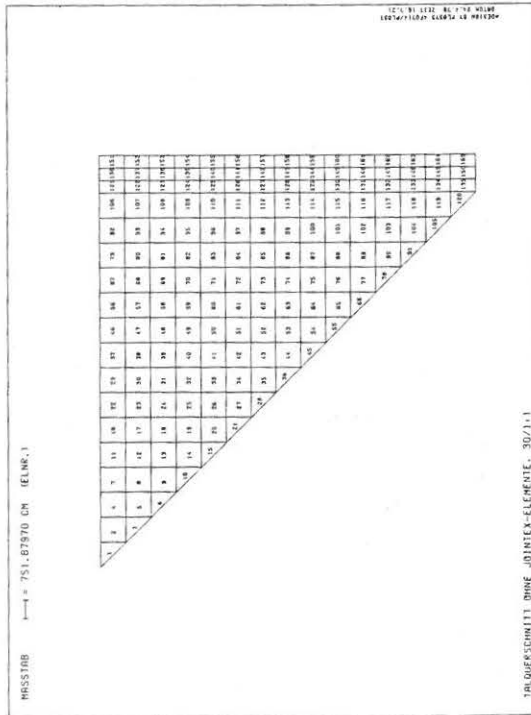
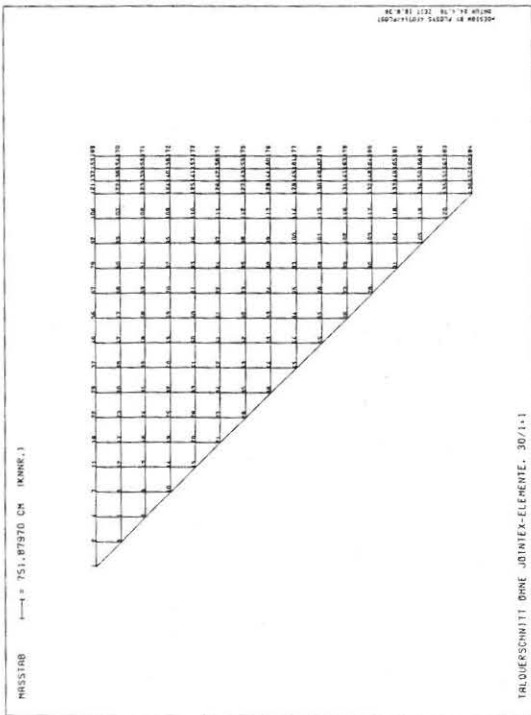
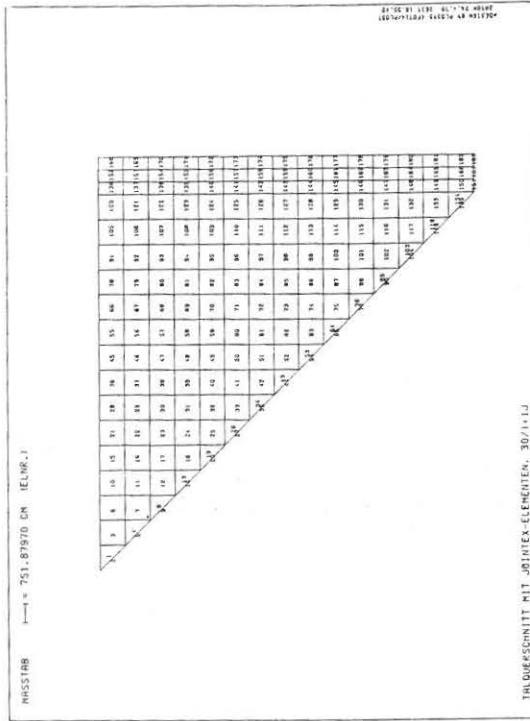
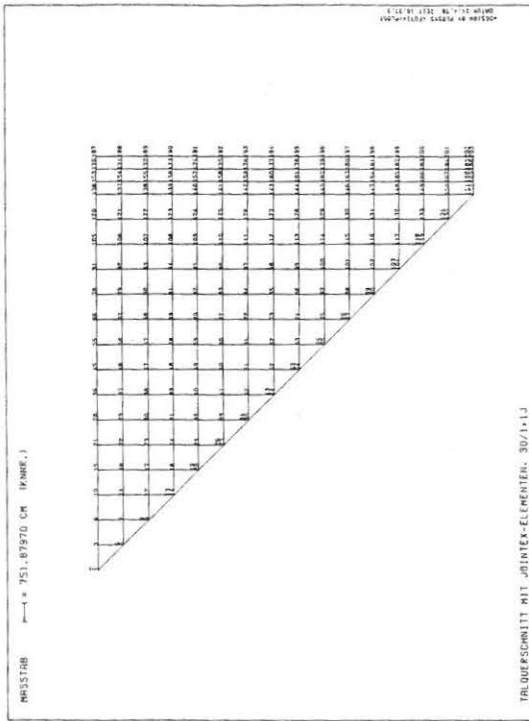


Bild 6/2 Knoten- und Elementnummerierung bei Talflankenneigung 1:1, Talsohlenbreite 30 m

und Dammschüttung wurde auf JOINTEX-Elemente verzichtet (Bild 6/2).

Eine Kombination sämtlicher Dammquerschnitte mit allen Untersuchungszielen hätte wegen des damit verbundenen Aufwandes in keiner Relation zu dem Zugewinn an Information gestanden. Daher wurden die Berechnungen ausgehend von einem Damm mit der Talflankenneigung 1:1 und 30 m breiter Talsohle entsprechend dem Erkenntnisstand gezielt durchgeführt.

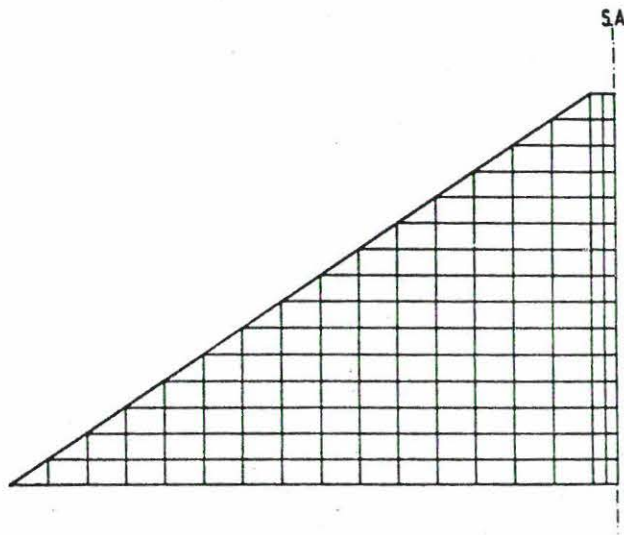


Bild 6/3 Elementnetz für den Dammquerschnitt

Zur Abschätzung der räumlichen Wirkung wurde außer der unendlichen langen Talauffüllung auch ein unendlich langer Damm (Bild 6/3) als ebenes Verformungsproblem untersucht und mit einer großflächigen, nach allen Seiten hin unendlich ausgedehnten Schüttung (Bild 6/4) verglichen. Diese ist in gleicher Weise ein Grenzfall für den Damm mit unendlich breiter Talsohle bei beliebiger Rauigkeit der Aufstandsfläche wie für den Damm mit unendlich breiter Krone. Durch Vergleich mit dieser Berechnung kann sowohl der Einfluß der Talform und Talflankenrauigkeit als auch der Einfluß der Kronenbreite und der Böschungsneigung aufgezeigt werden.

Zur Relativierung der Berechnungsergebnisse in bezug auf einzelne Bodenkennwerte und die Elemententeilung wurden schließlich der Einfluß der Querdehnungszahl und der Einbauverdichtung aufgezeigt sowie die Höhe der Schüttlagen halbiert.

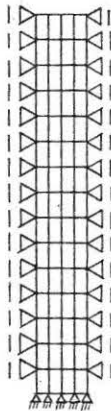


Bild 6/4 Elementnetz für unendlich ausgedehnte Schüttung (doppelsymmetrischer ebener Verformungszustand)

Sämtliche Elementnetze sowie alle weiteren Eingabedaten, zusammen ca. 86000 Daten, wurden mit dem PLOSYS-Netzgenerator erzeugt. Insgesamt wurden 43 Berechnungen durchgeführt, davon der größte Teil auf IBM/370-168. Tabelle 6/2 zeigt typische Rechenzeiten. Die Auswertung der 1.7 Mio Ergebnisdaten erfolgte dagegen auf dem TR 440.

7. DARSTELLUNG UND INTERPRETATION DER BERECHNUNGSERGEBNISSE

7.0 Allgemeines

Eine Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse nach der Finite-Element-Methode mit Messungen an ausgeführten Bauwerken ist eine notwendige Forderung an dieses Berechnungsverfahren, das für sich in Anspruch nimmt, praxisrelevant zu sein. Trotzdem stellt das Berechnungsergebnis kein Abbild des ausgeführten Bauwerkes dar, noch ist es mit diesem gar identisch. Dies gilt für die Probleme des Grundbaus umso stärker, als weder "exakte" theoretische Lösungen existieren, an denen sich die Berechnung messen könnte, noch der Boden als Material an jeder Stelle des untersuchten Kontinuums in seinen Eigenschaften wirklich genügend genau bekannt ist. Vielmehr hat die Berechnung eine eigene Realität und es gilt, den Unterschied zwischen der Wirklichkeit des ausgeführten Bauwerkes und der Wirklichkeit der Berechnung zu erkennen, um ihren tatsächlichen Wert würdigen zu können.

Bewußt wird auf eine pragmatische Korrektur der Berechnungsergebnisse im Sinne einer Einprägung von sogenannten Erfahrungswerten zugunsten einer Offenlegung der Berechnungswirklichkeit verzichtet. So herrscht bei Verwendung von Finiten Elementen mit konstanten Elementspannungen immer an den Rändern der Struktur eine Randspannung, die an der Strukturoberseite etwas größer und an der Strukturunterseite etwas kleiner ist, als sie sich nach Plausibilitätsüberlegungen ergeben hätte. Der Leser mag selbst erkennen, wie diese randliche Störung durchaus sichtbar, aber für das Gesamtergebnis kaum von Bedeutung ist.

Zur Vorzeichenregelung sei bemerkt, daß Druckspannungen negativ und die Verschiebungen in positiver Koordinatenrichtung positiv definiert sind.

7.1 Überblick

Vorab werden die Berechnungsergebnisse für die vier Rauigkeiten in der Dammaufstandsfläche bei verschiedenen Talflankenneigungen und 30 m Talsohlenbreite nach beendeter Schüttung vorgestellt (Bild 7.1/1 - 48). Die Diskussion der Ergebnisse erfolgt in den nachfolgenden Kapiteln. Dazu werden die wichtigsten Argumente aus den verschiedenen Berechnungen als Verteilungsdiagramme entlang vorgegebener Schnittflächen aufgetragen, so daß direkte Vergleiche gezogen werden können.

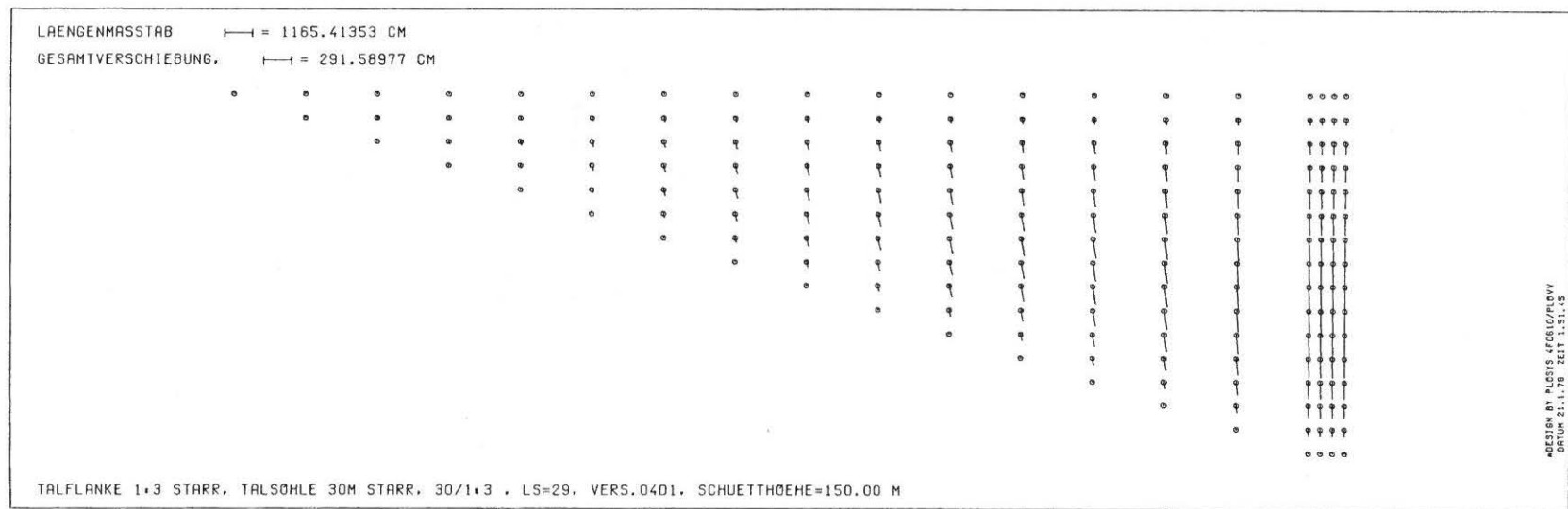
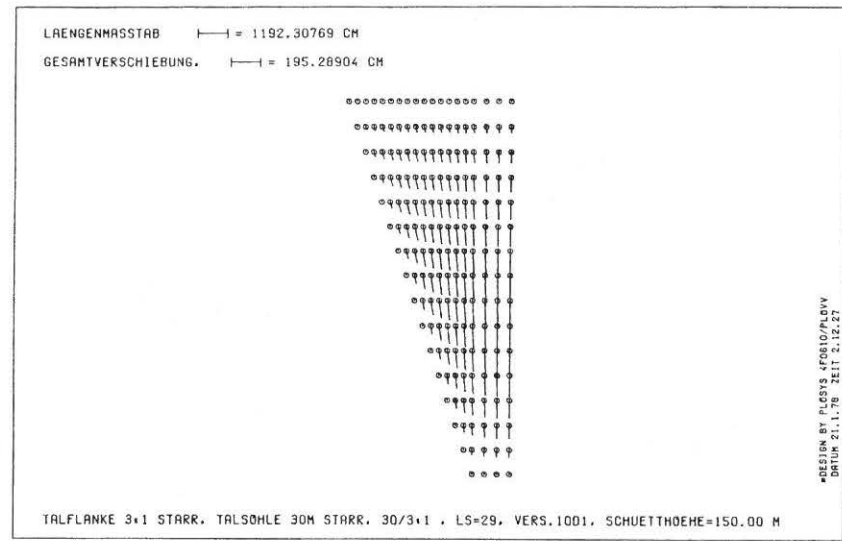
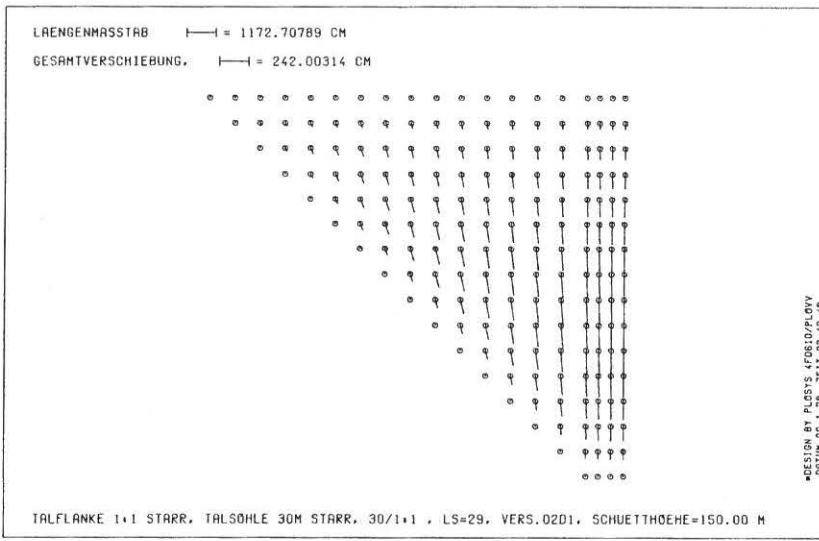


Bild 7.1/1 Gesamtverschiebung, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

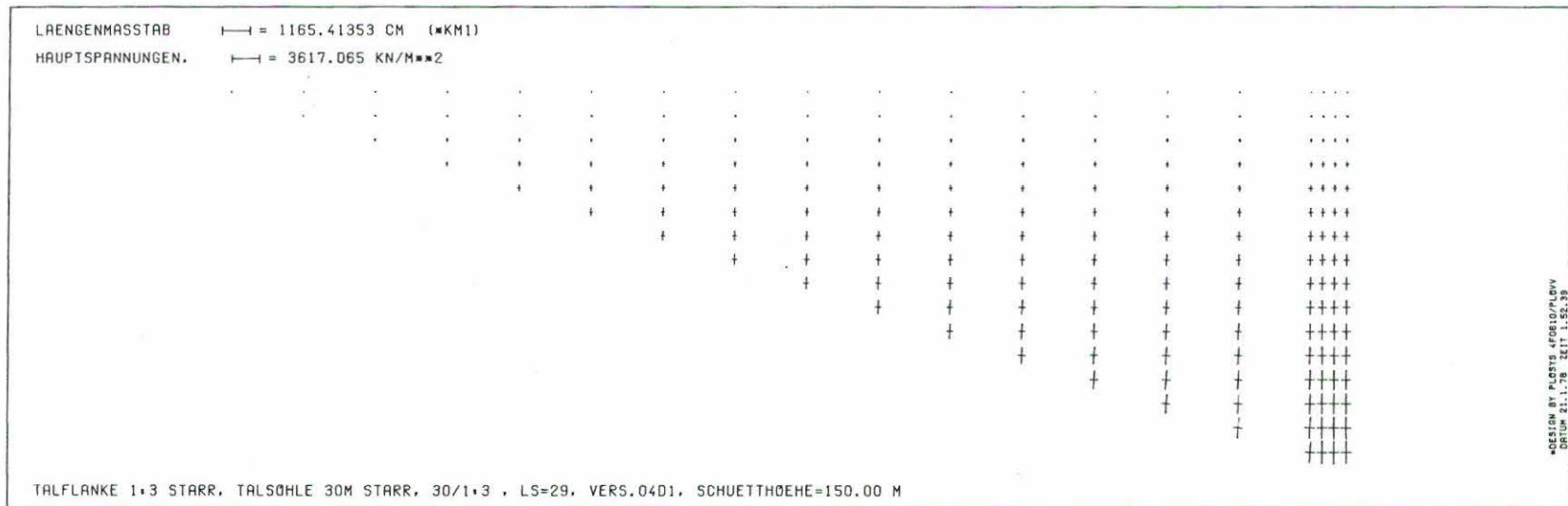
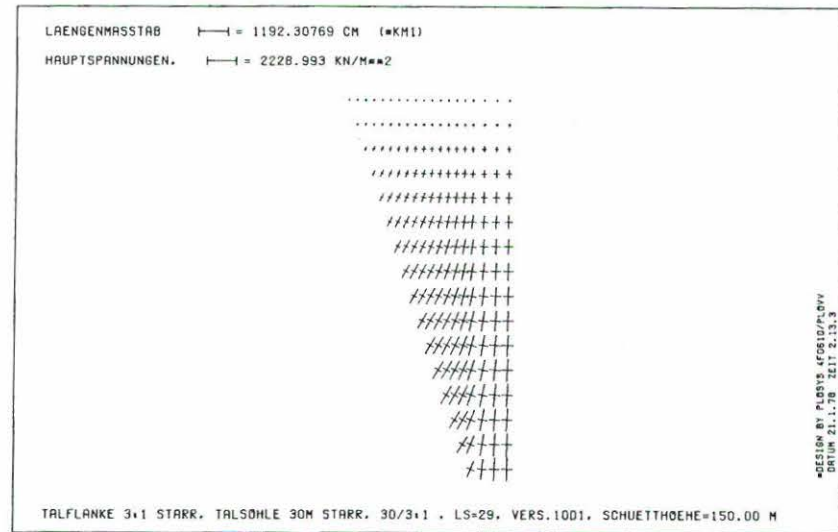
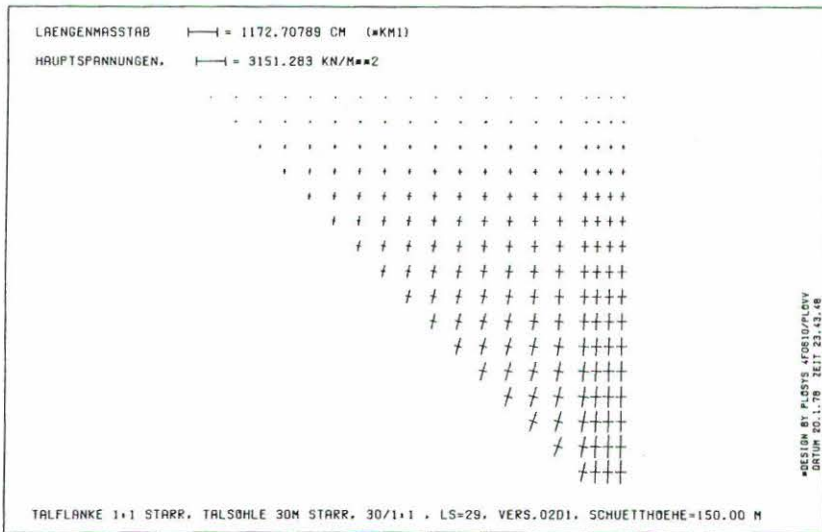


Bild 7.1/2 Hauptspannungen, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

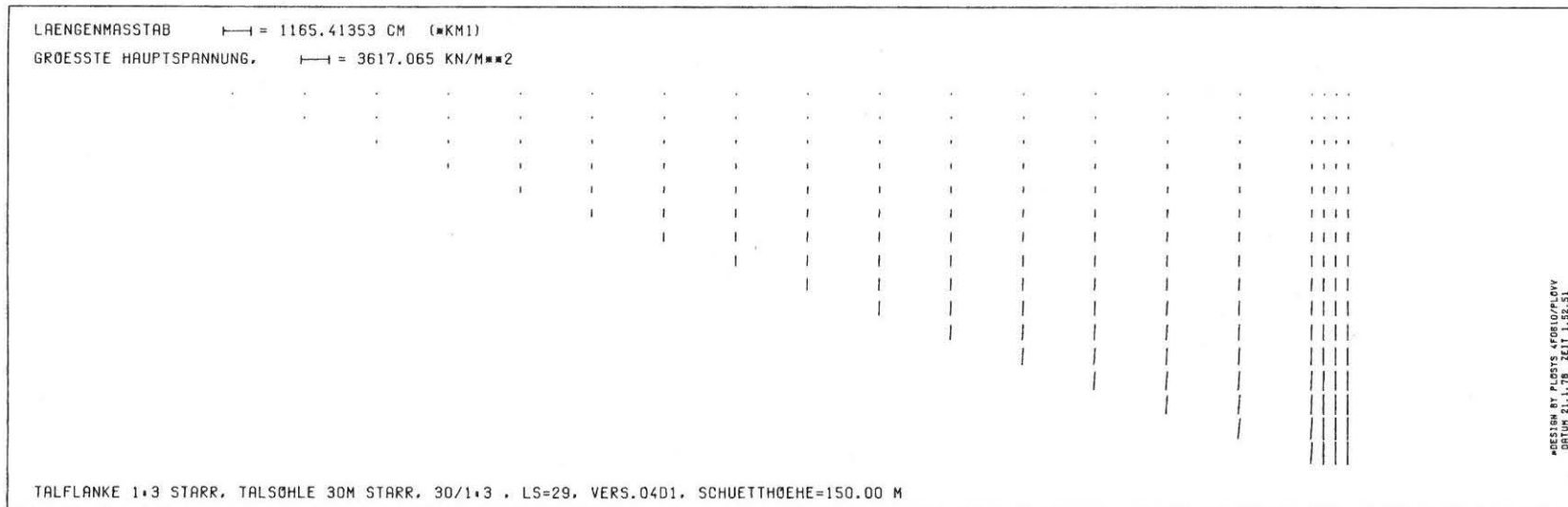
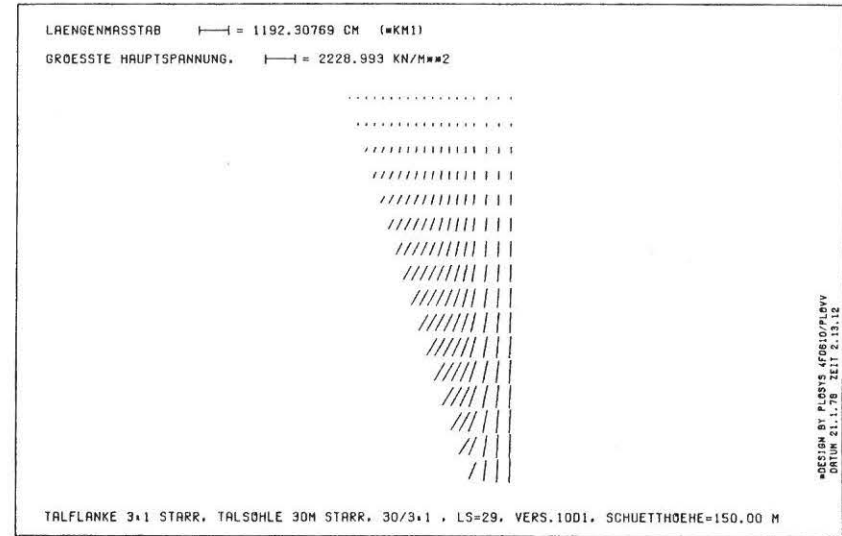
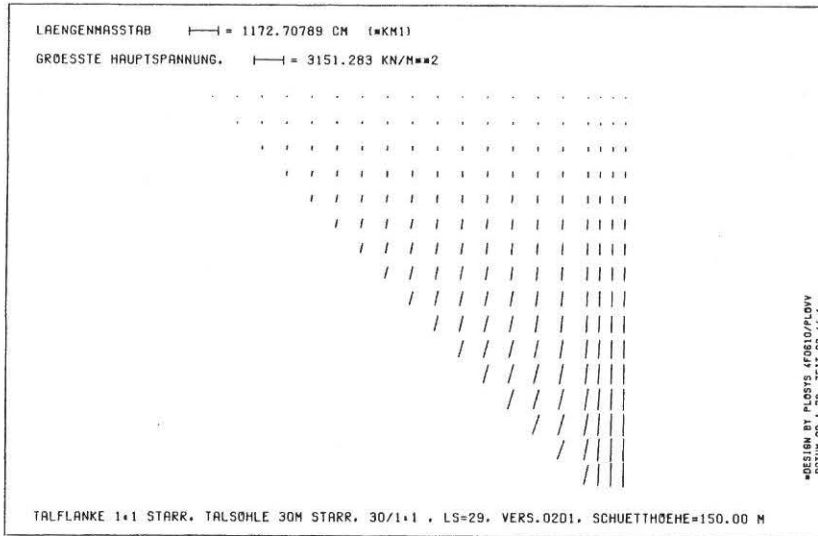


Bild 7.1/3 GröÙte Hauptspannung nach GröÙe und Richtung, AufstandsfläÙe STARR, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

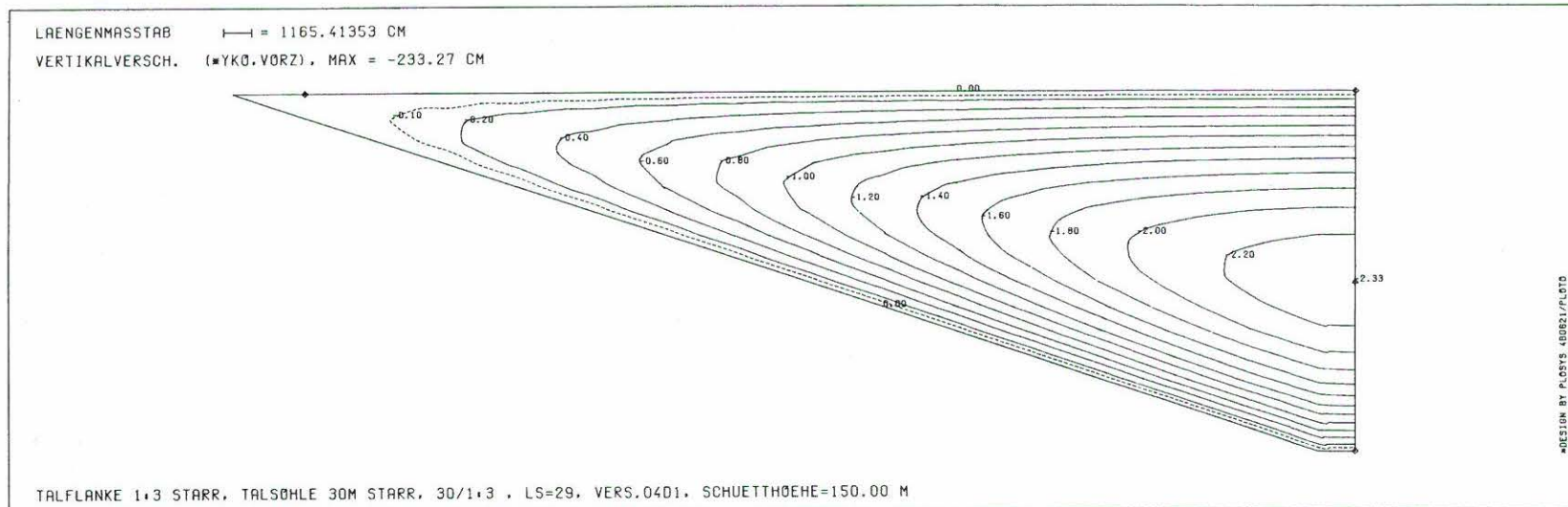
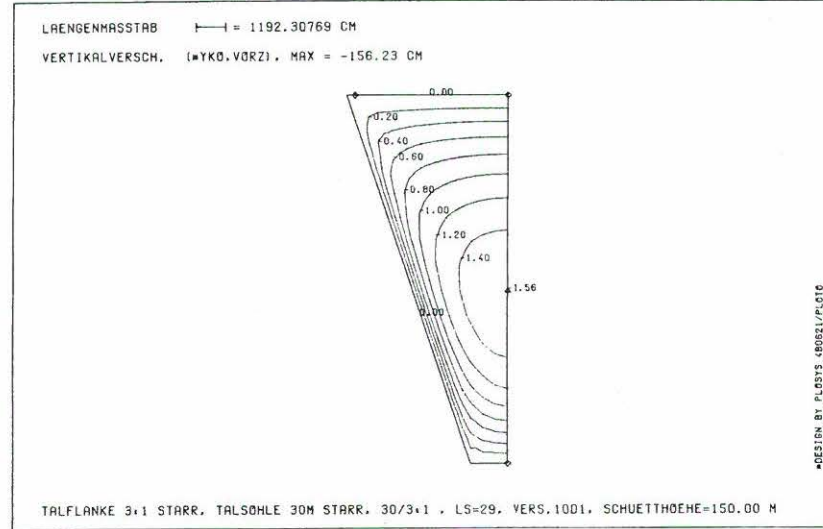
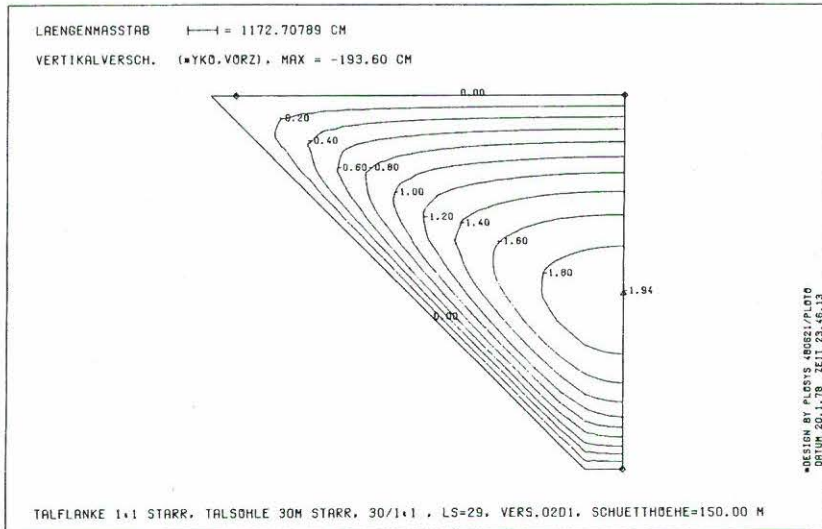


Bild 7.1/4 Vertikalverschiebung (m), Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

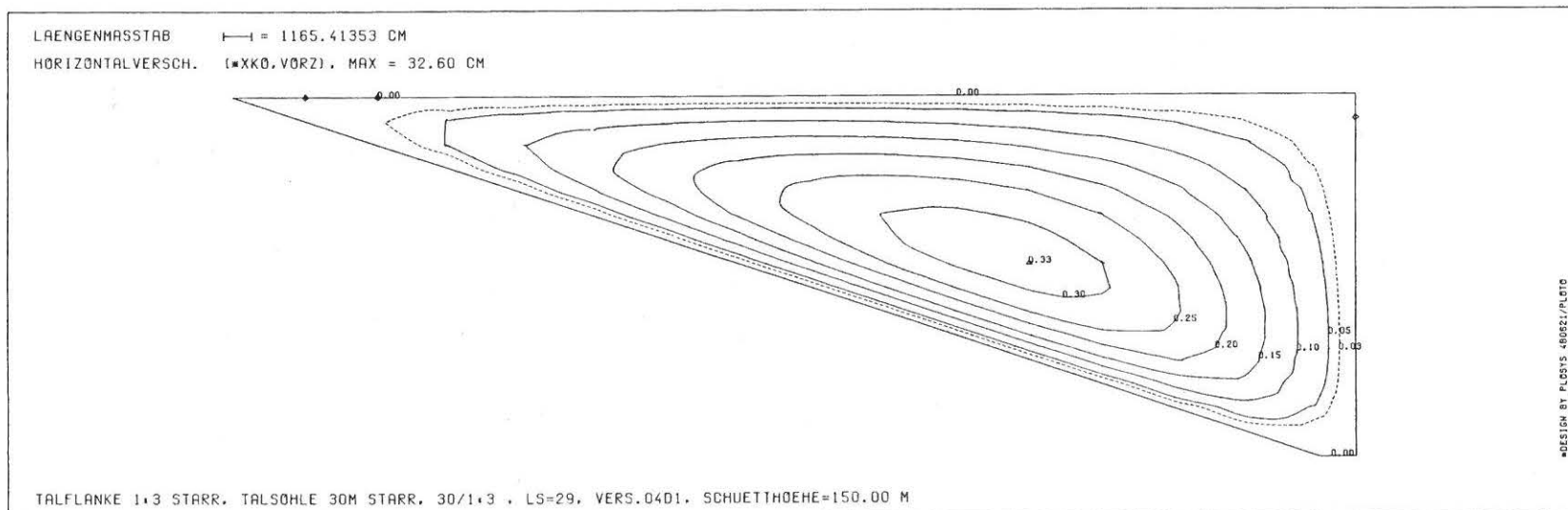
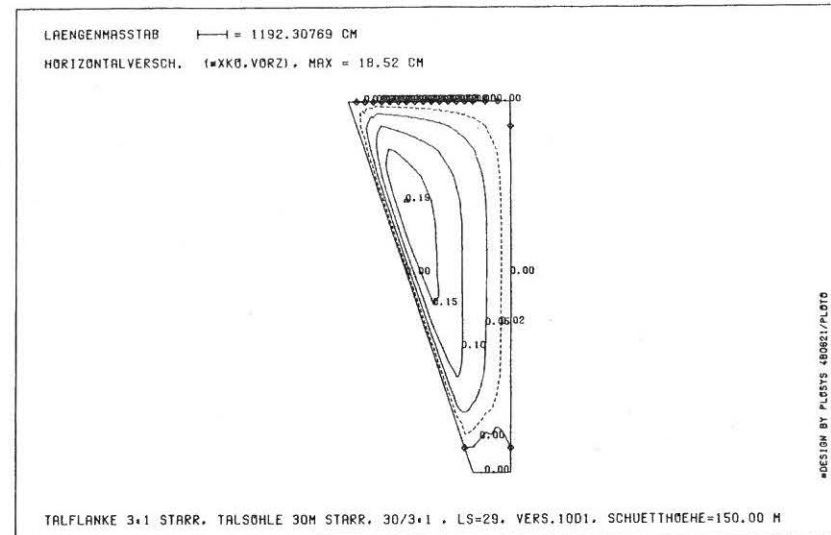
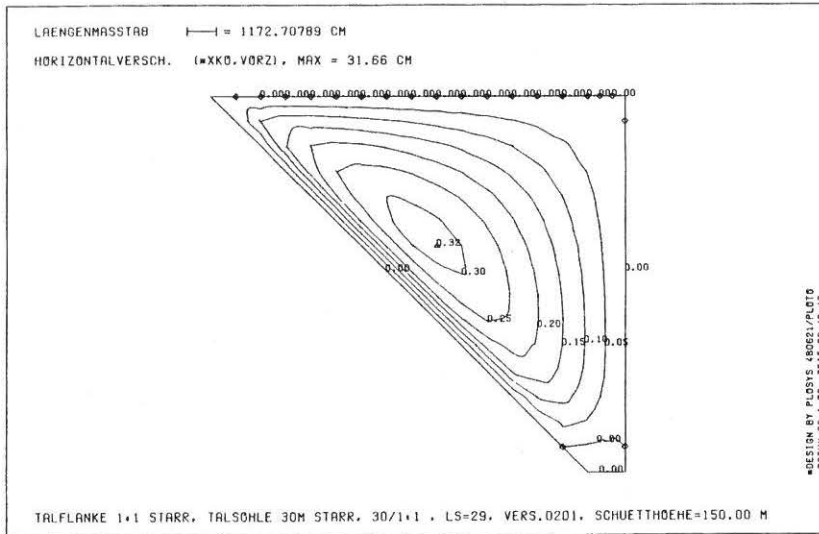


Bild 7.1/5 Horizontalverschiebung (m), Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

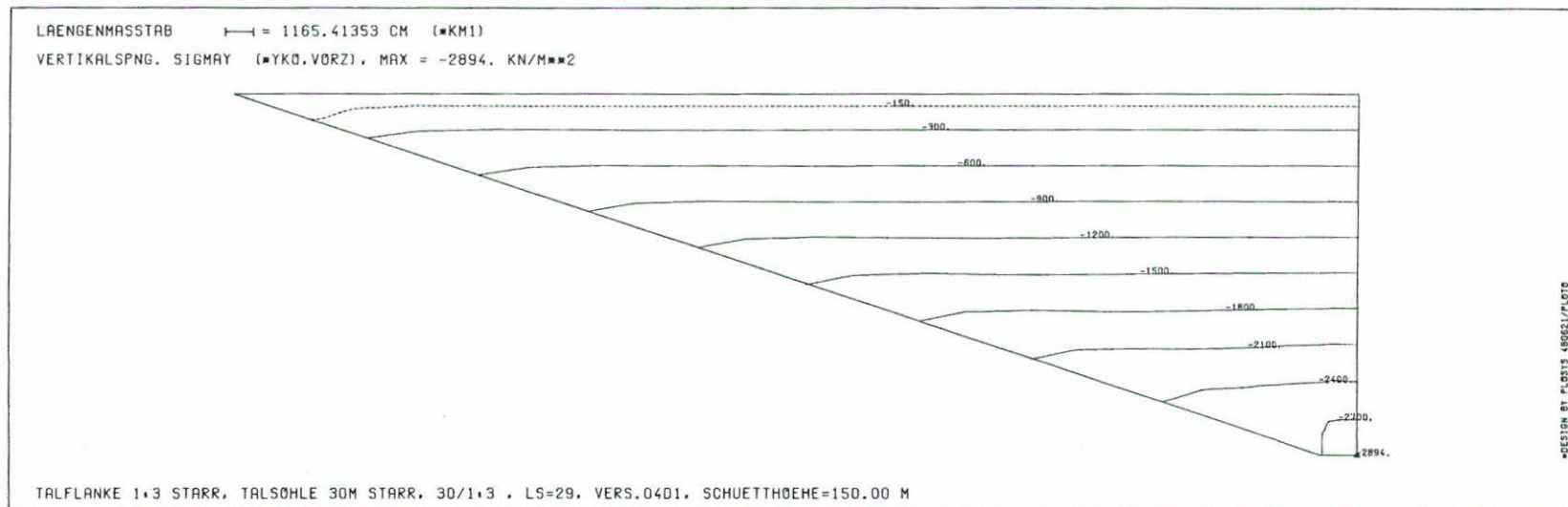
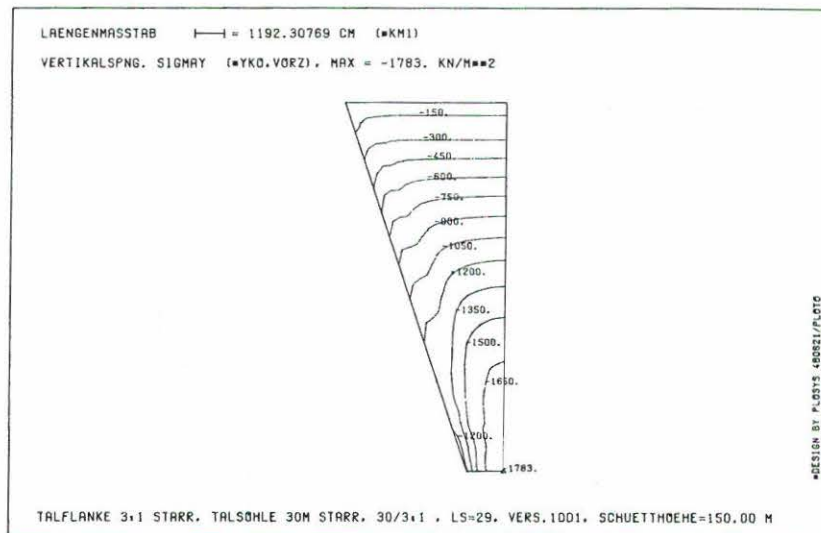
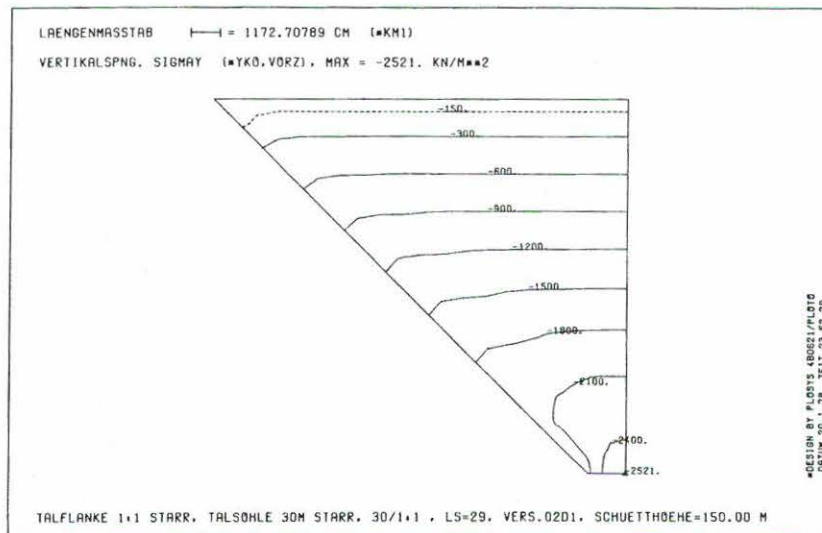


Bild 7.1/6 Vertikalspannung, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

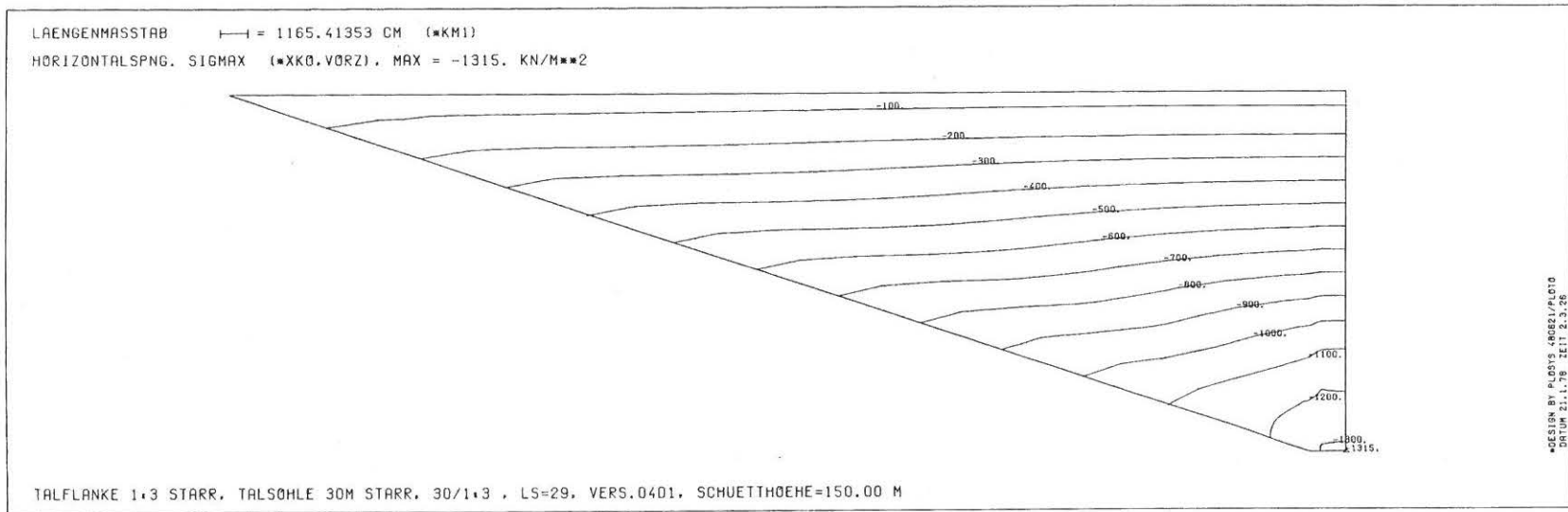
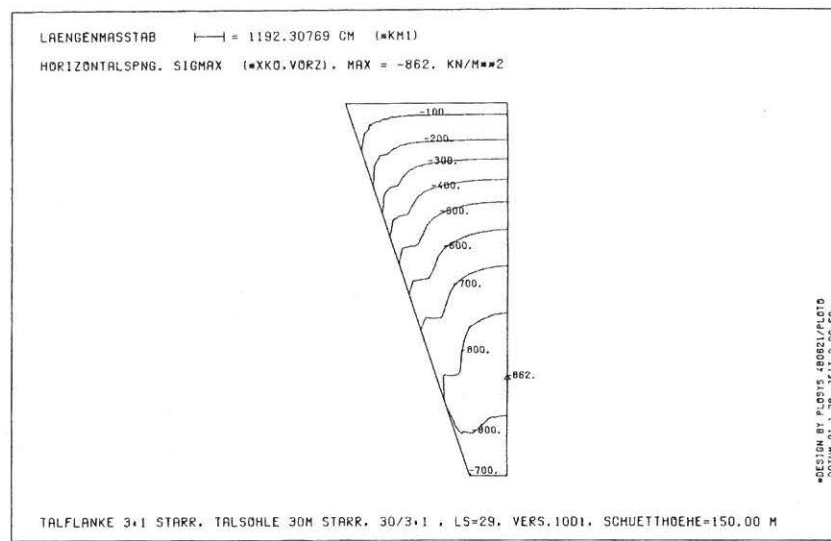
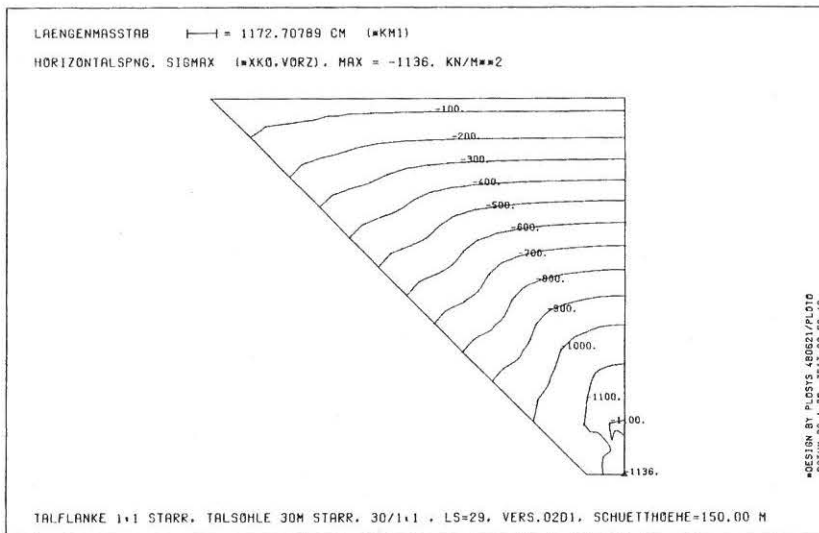


Bild 7.1/7 Horizontalspannung, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

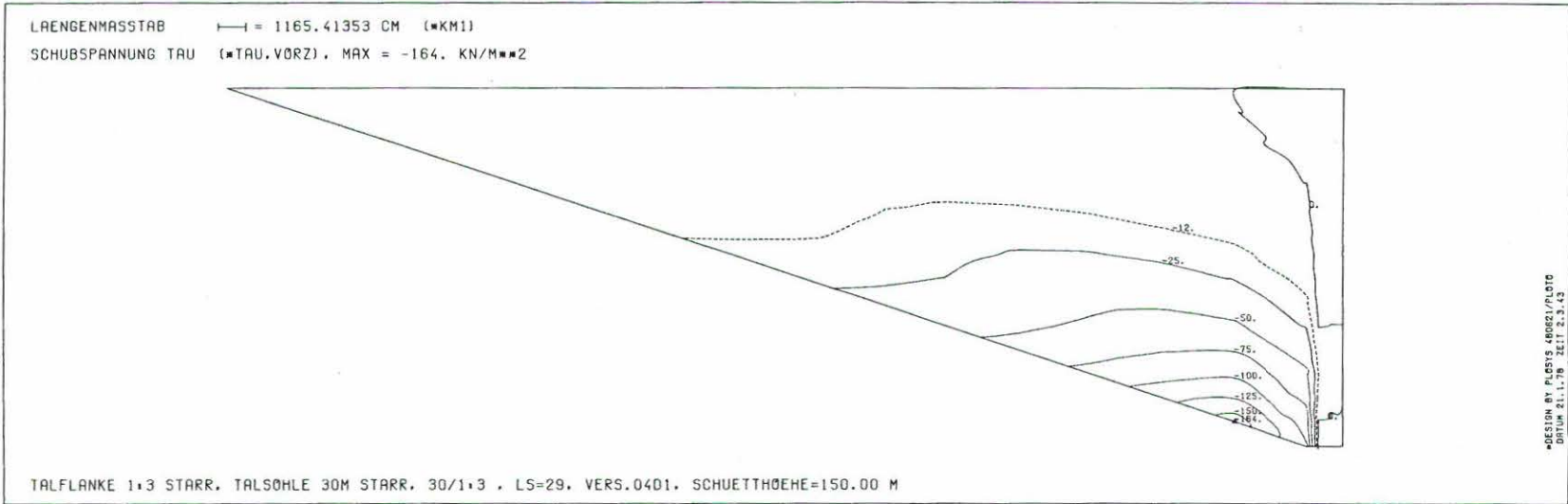
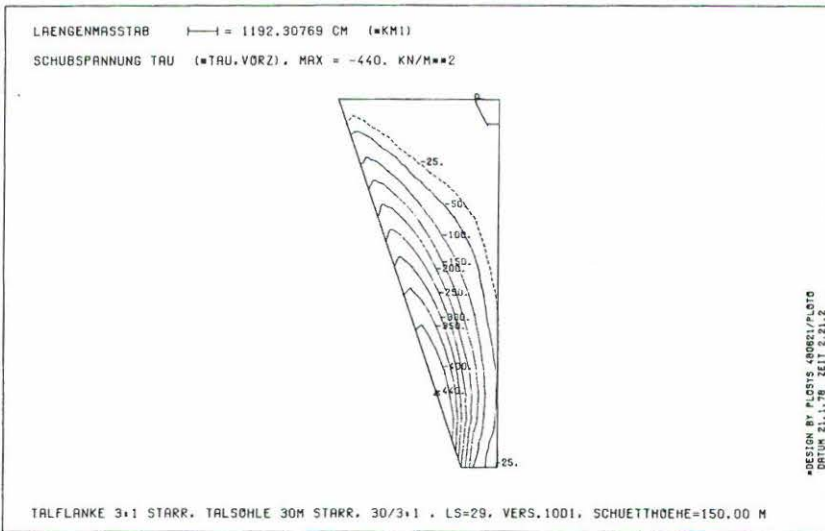
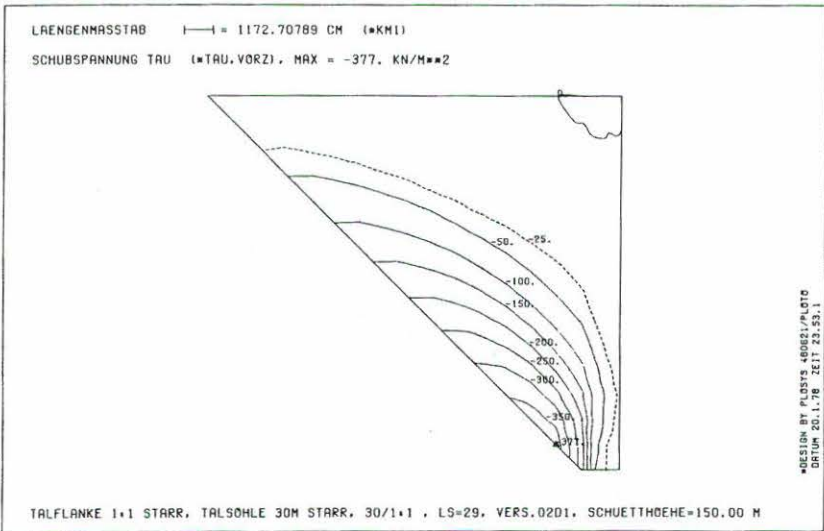


Bild 7.1/8 Schubspannung τ_{xy} , Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

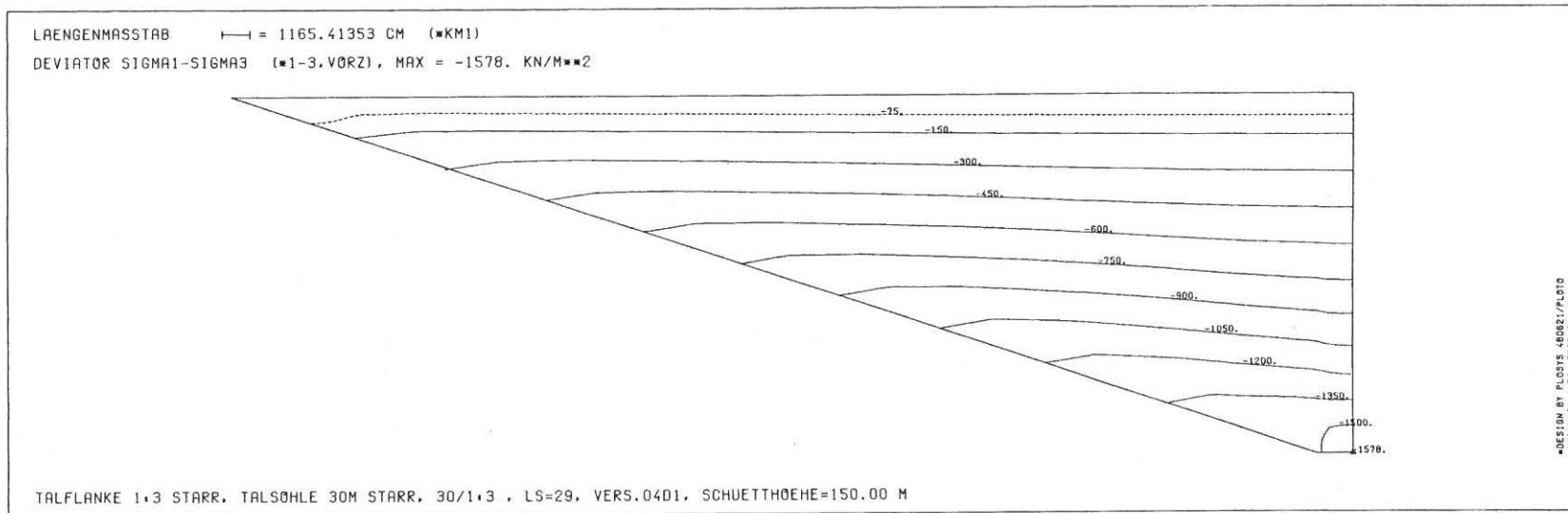
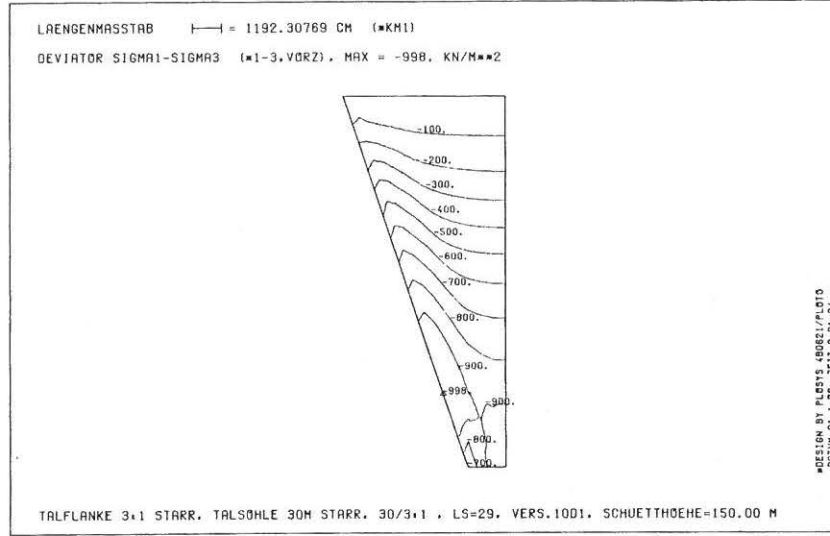
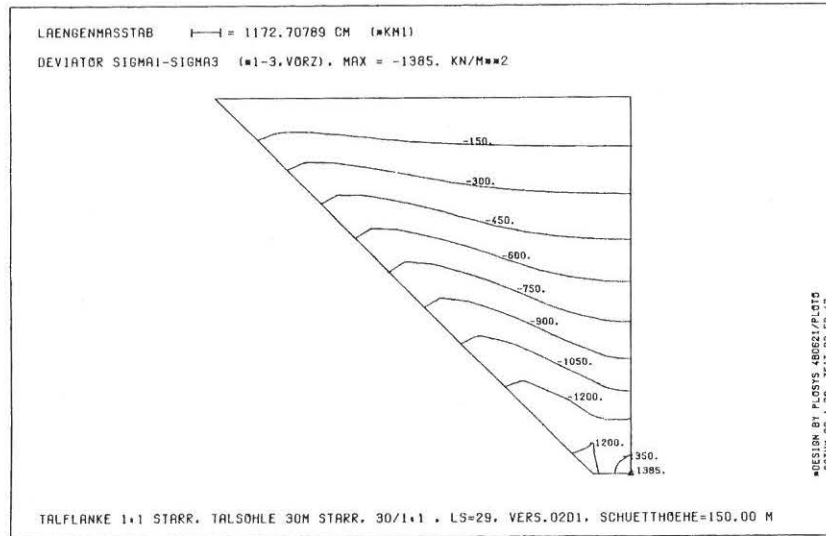


Bild 7.1/9 Hauptspannungsdifferenz, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

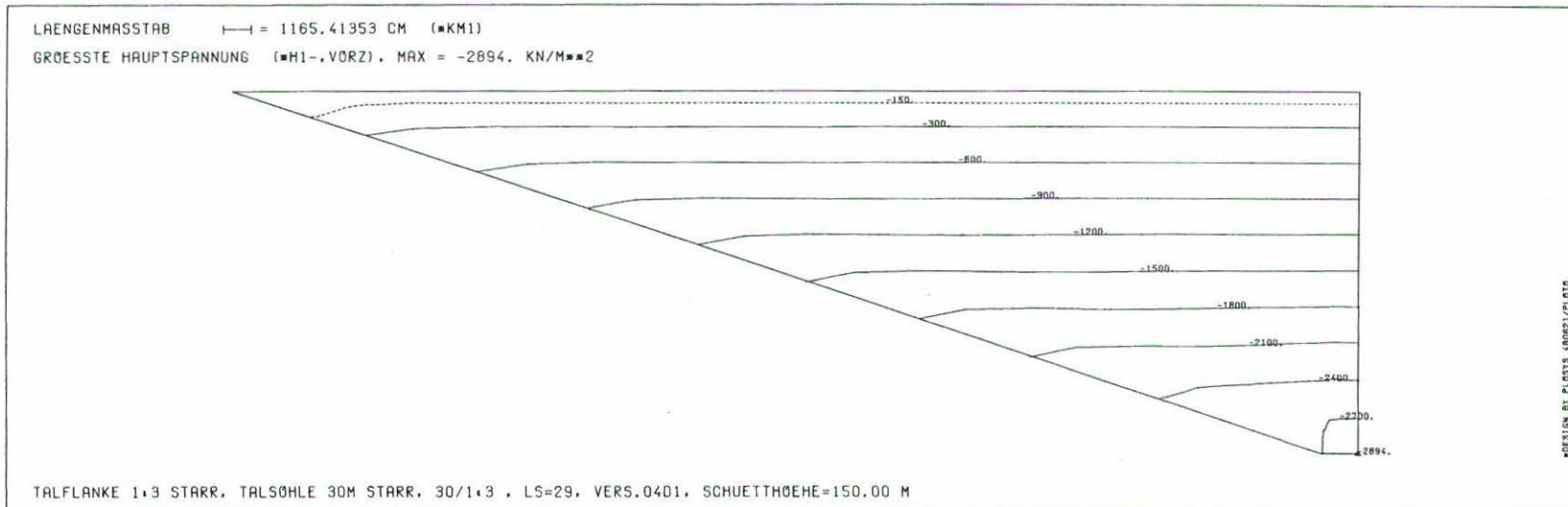
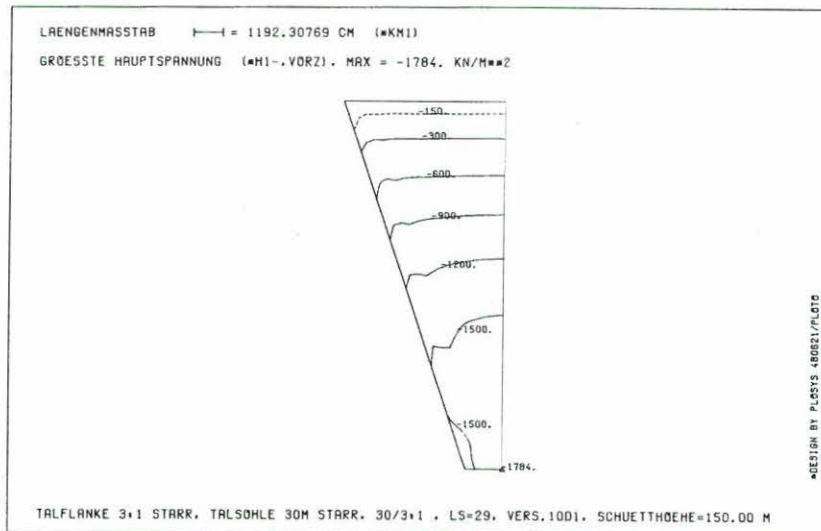
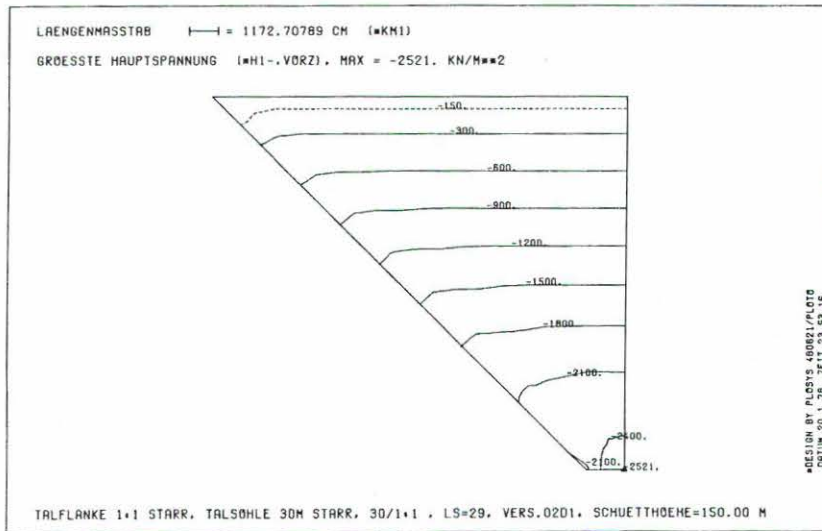


Bild 7.1/1o Größte Hauptspannung, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

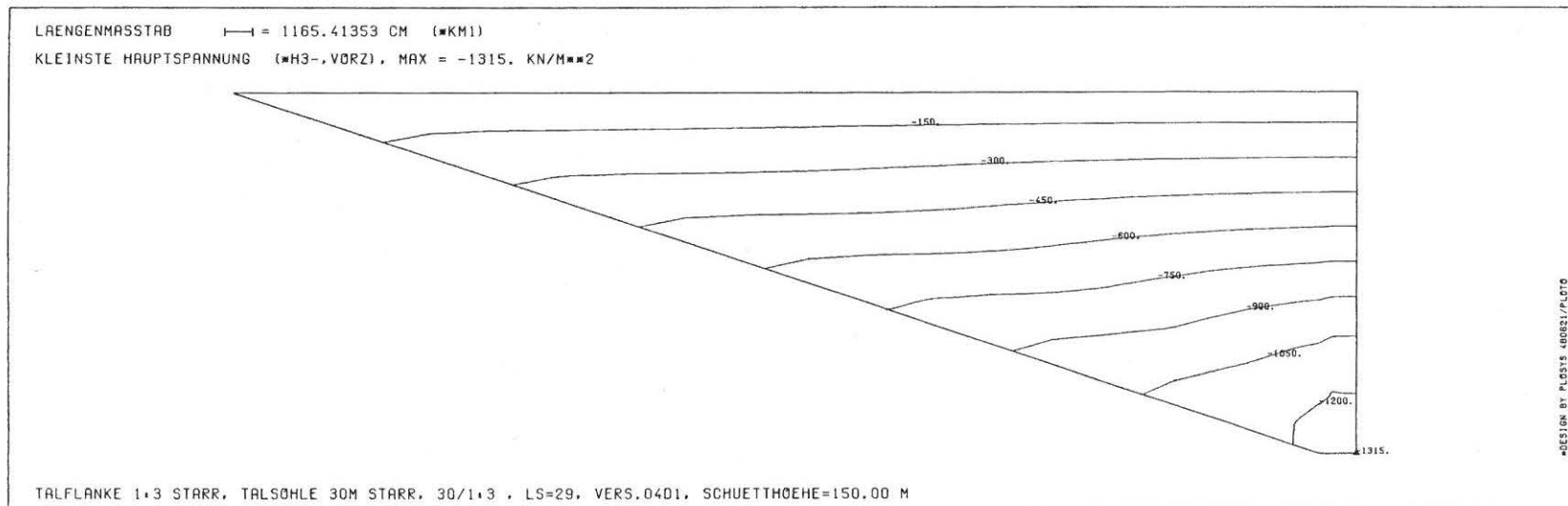
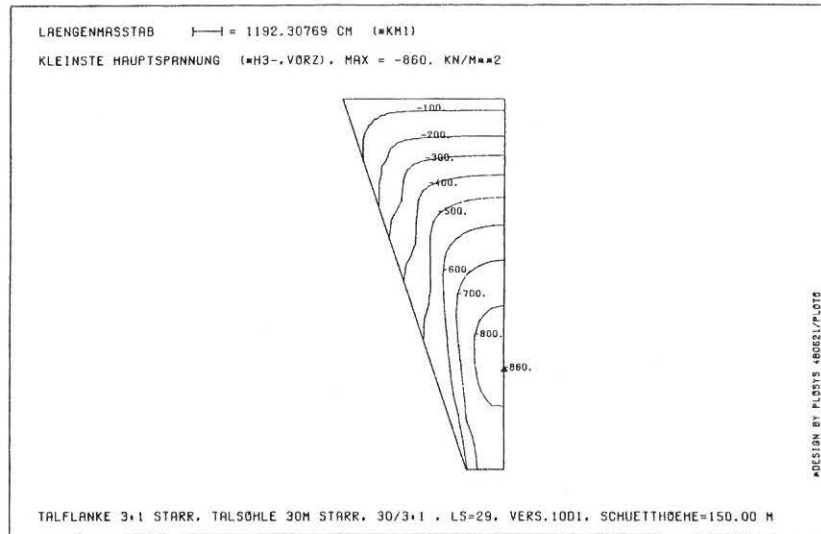
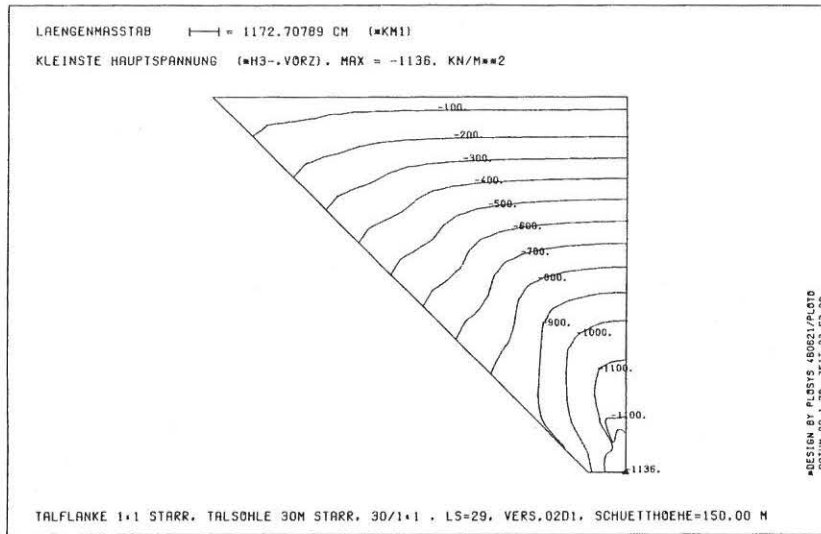


Bild 7.1/11 Kleinste Hauptspannung, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

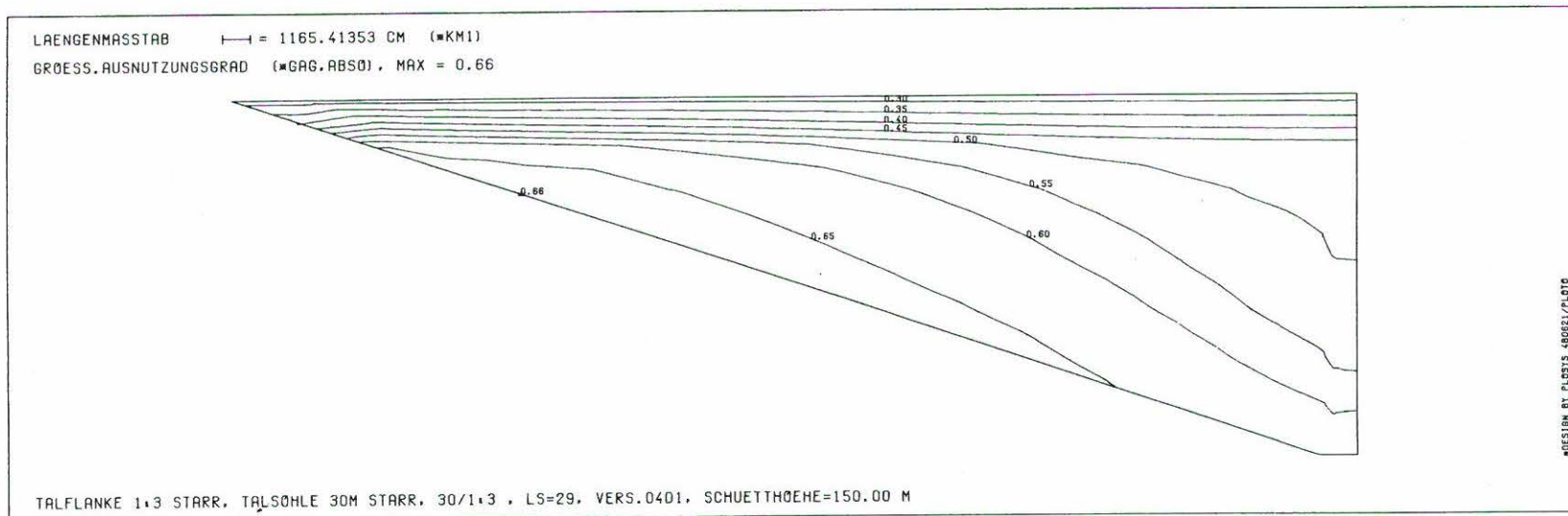
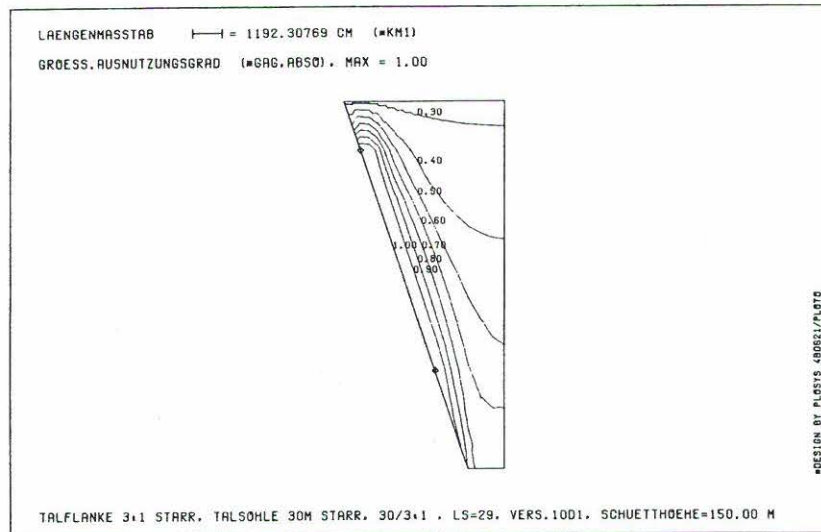
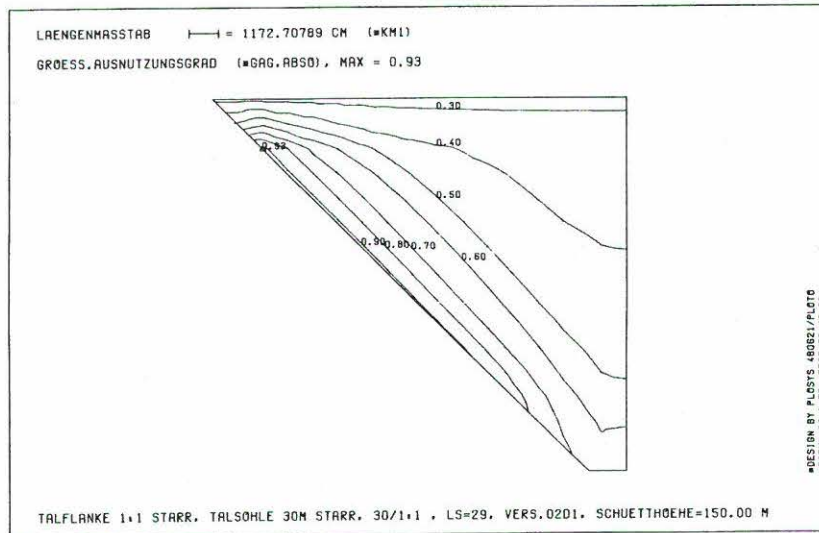


Bild 7.1/12 Größter bisher aufgetretener Ausnutzungsgrad der kritischen Schubspannungen, Aufstandsfläche STARR, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

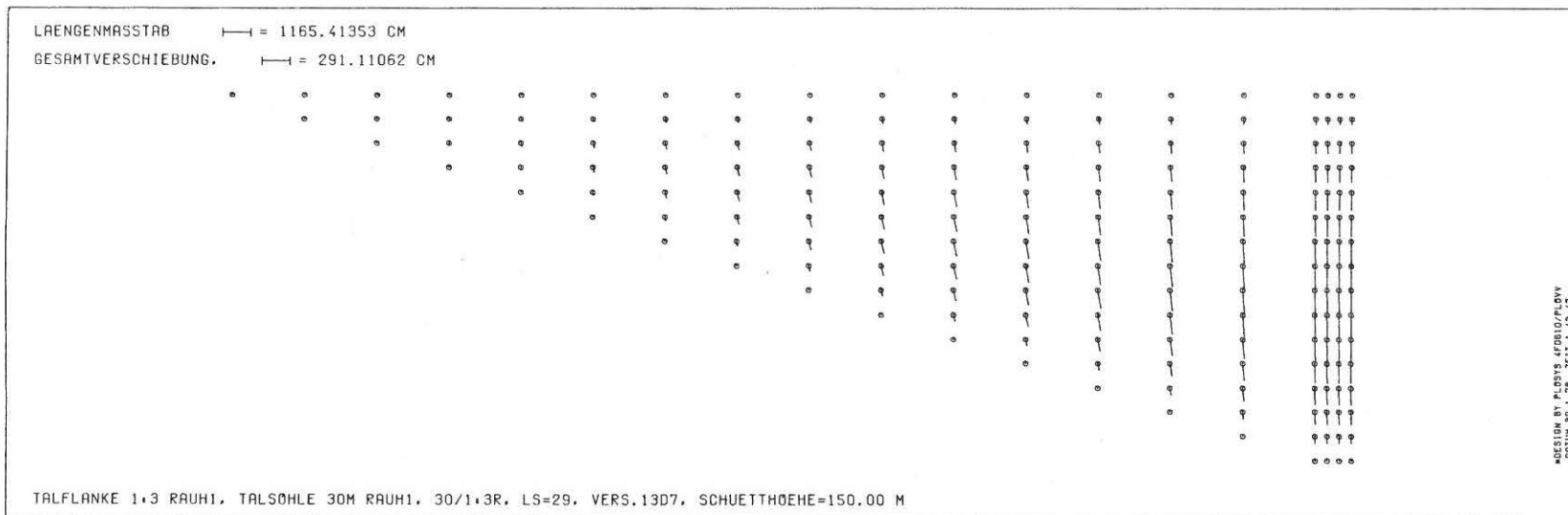
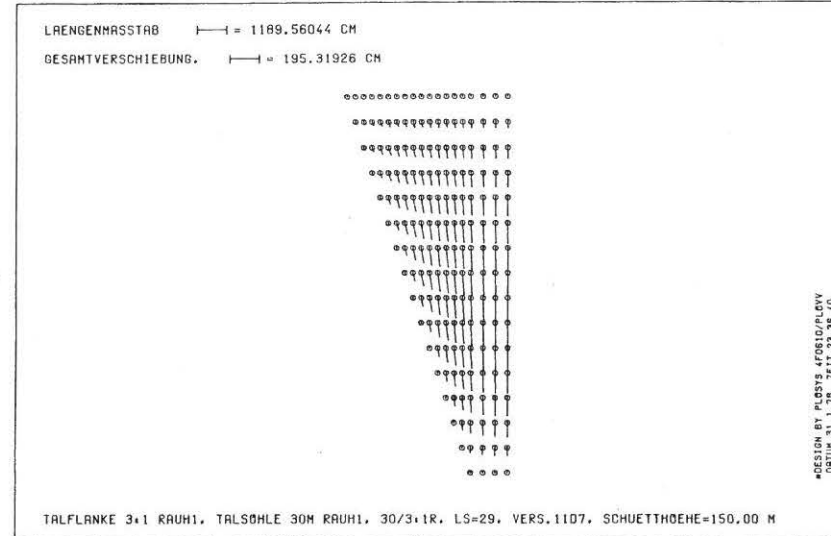
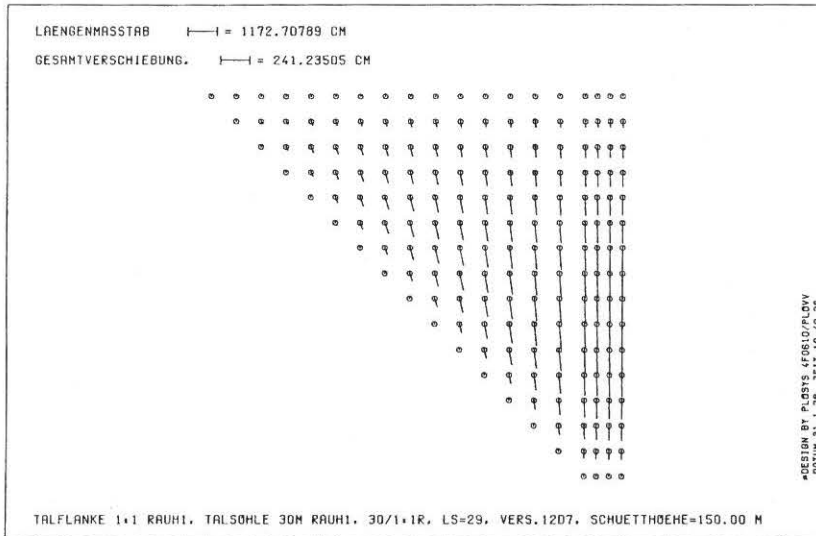


Bild 7.1/13 Gesamtverschiebung, Aufstandsfläche RAUH1,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

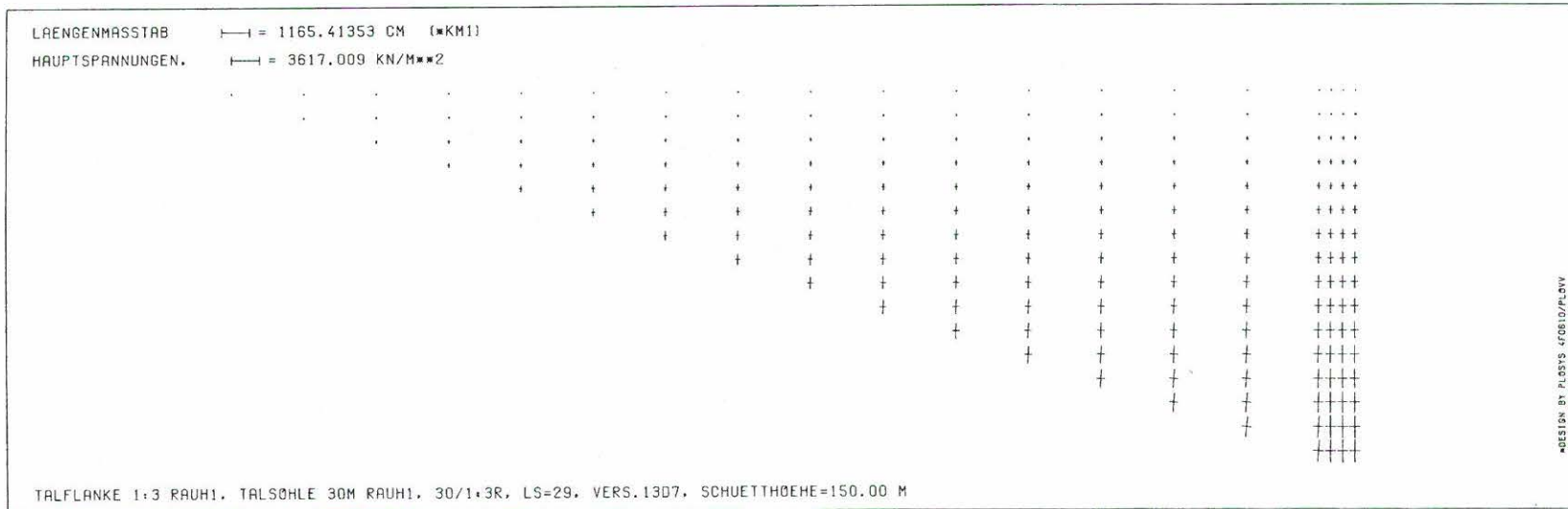
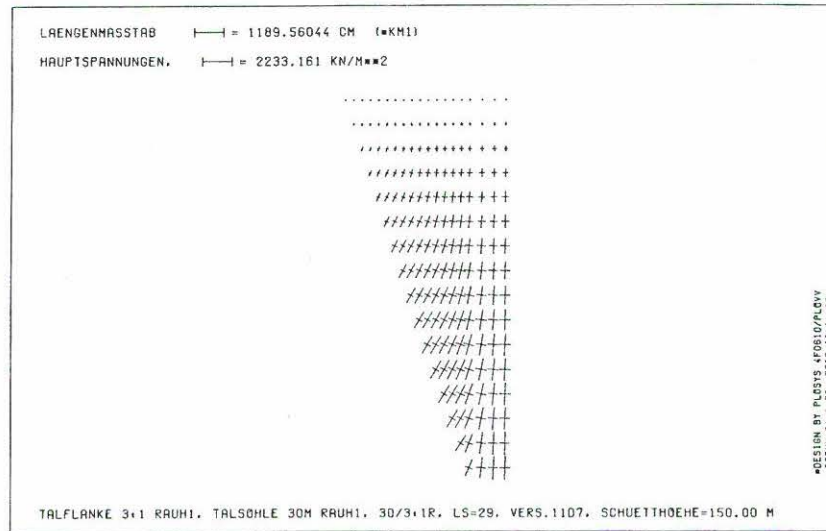
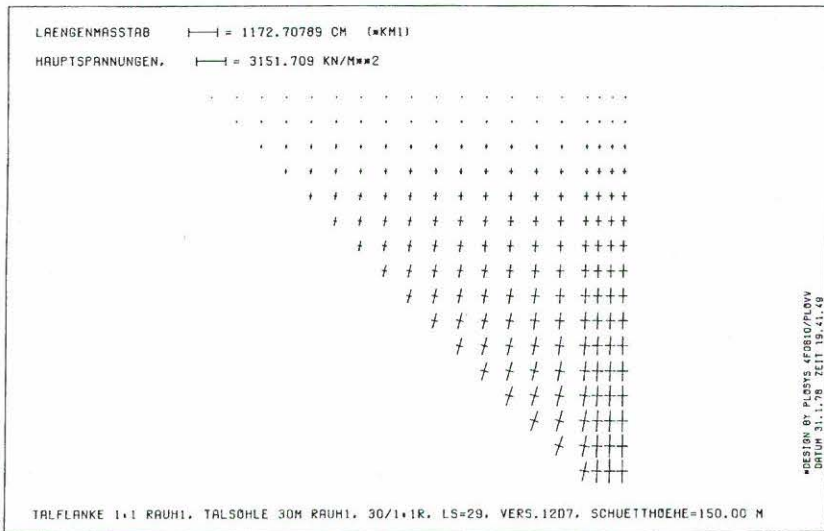


Bild 7.1/14 Hauptspannungen, Aufstandsfläche RAUH1,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

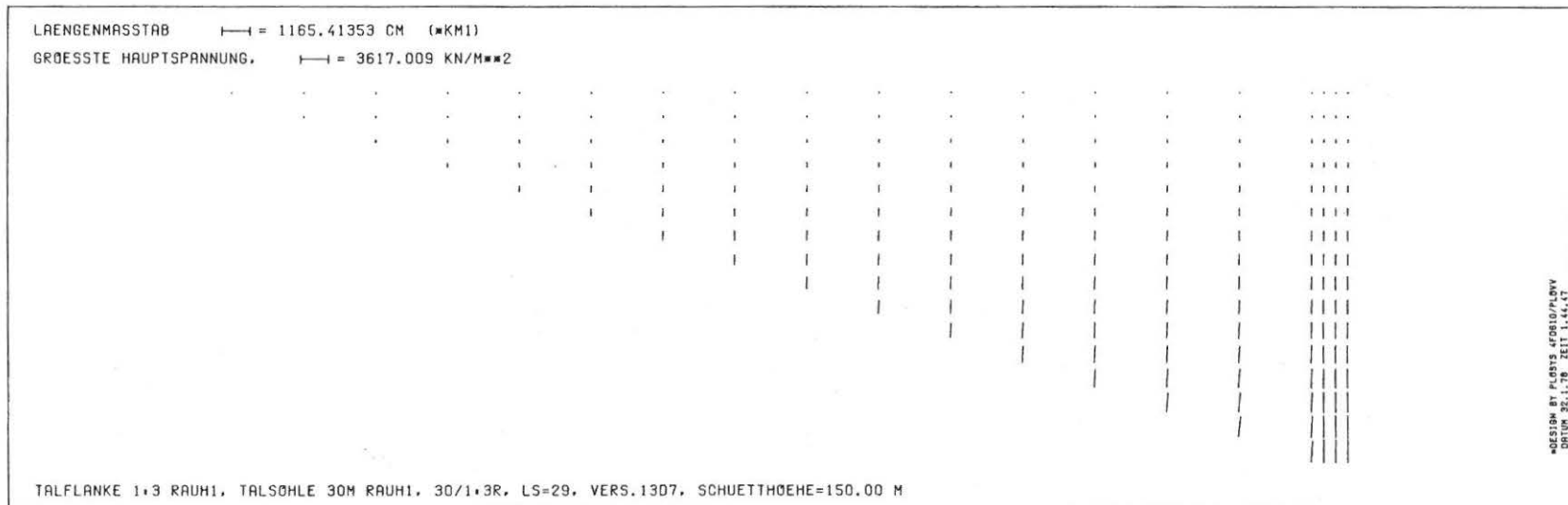
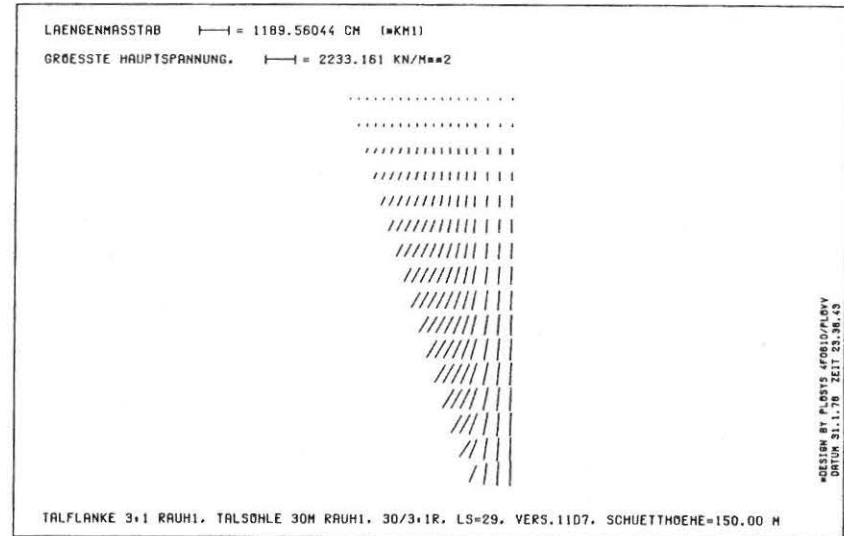
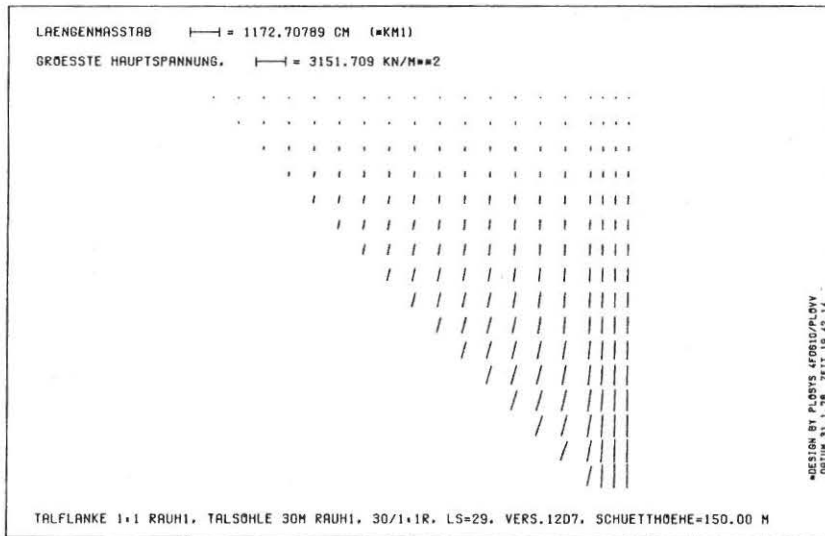


Bild 7.1/15 Größte Hauptspannung nach Größe und Richtung, Aufstandsfläche RAUH1, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

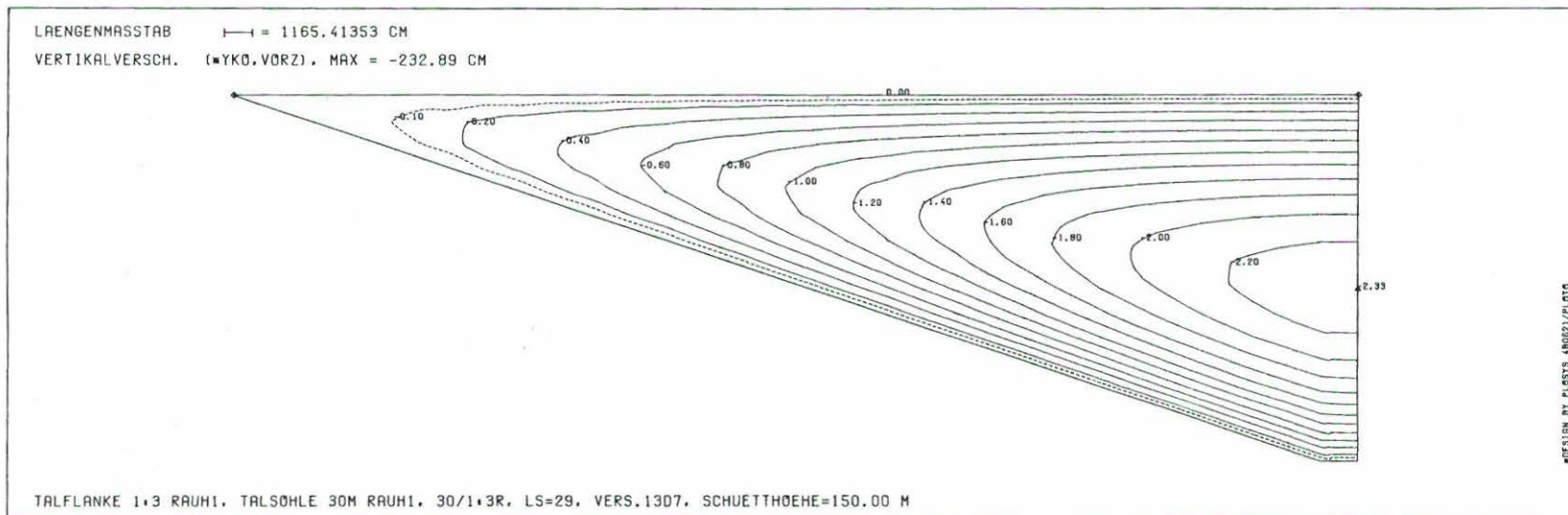
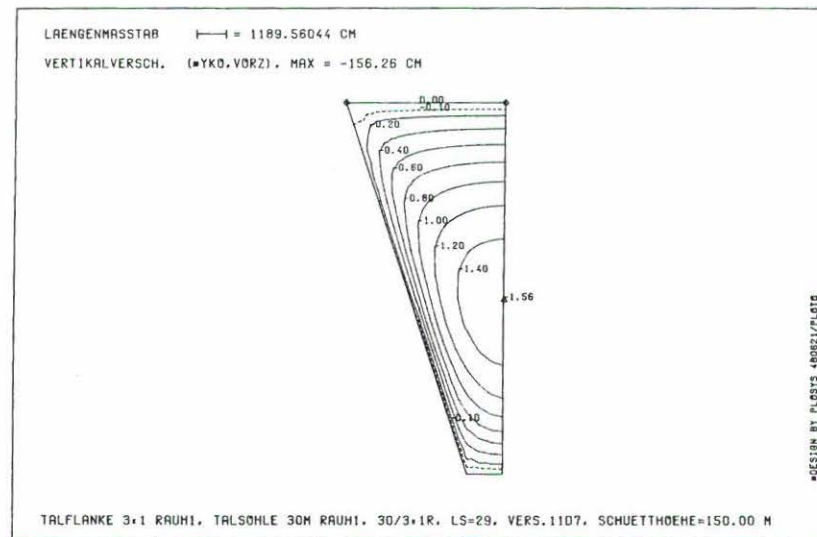
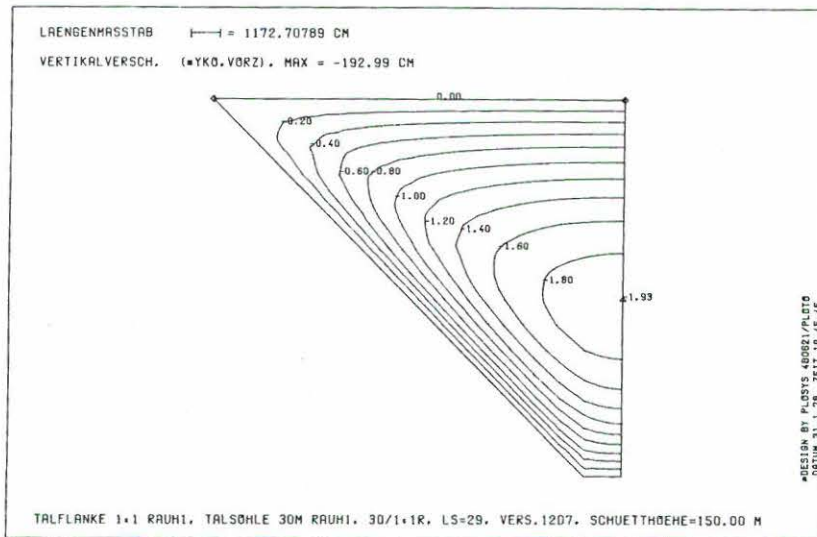


Bild 7.1/16 Vertikalverschiebung (m), Aufstandsfläche RAUH1,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

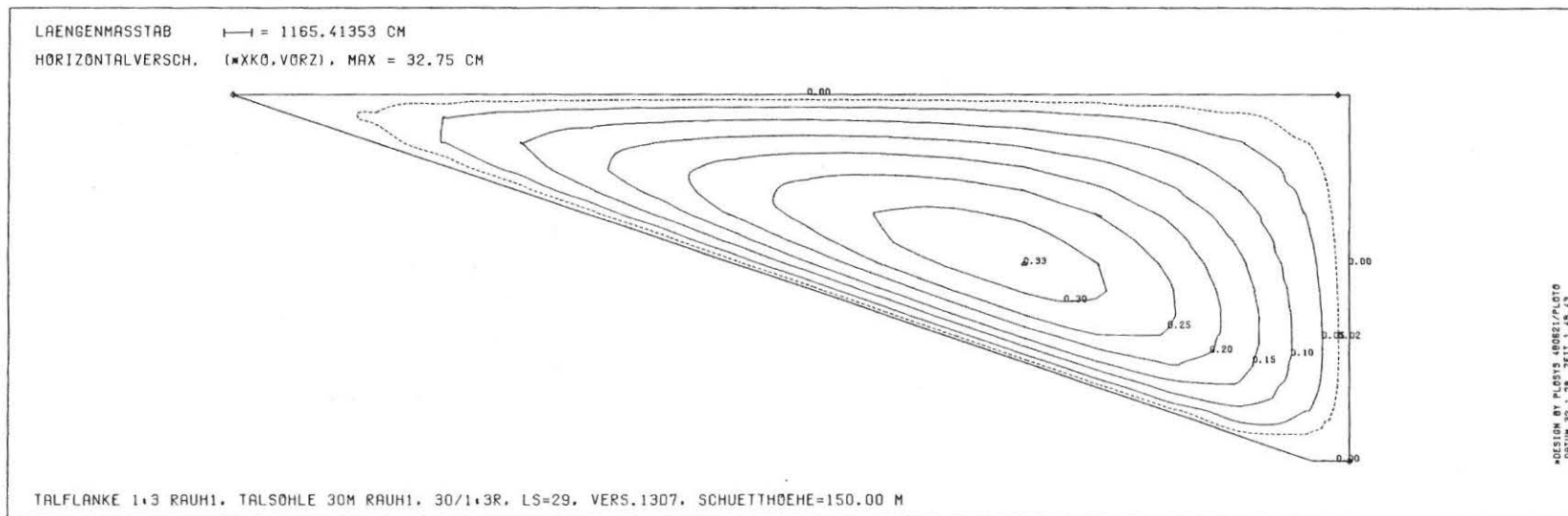
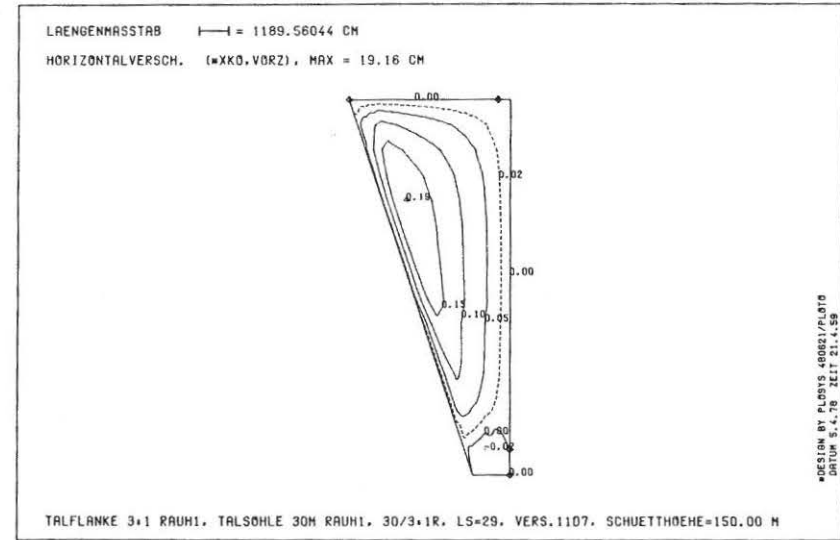
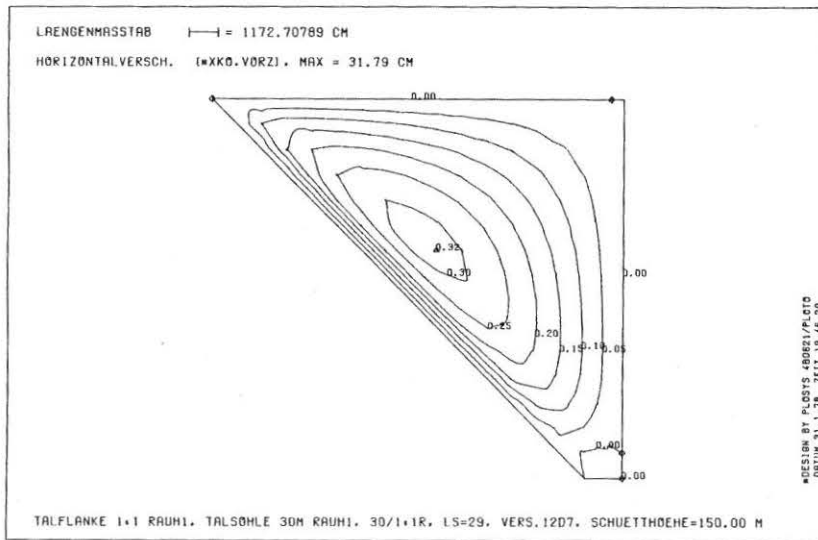


Bild 7.1/17 Horizontalverschiebung (m), Aufstandsfläche RAUH1,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

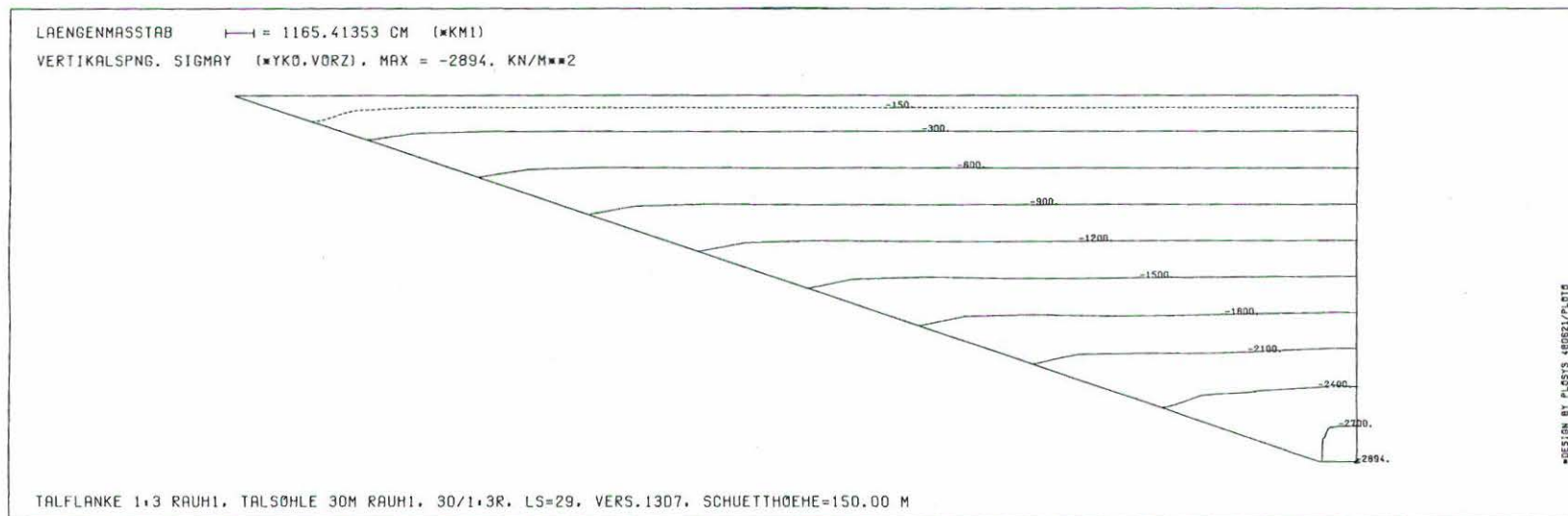
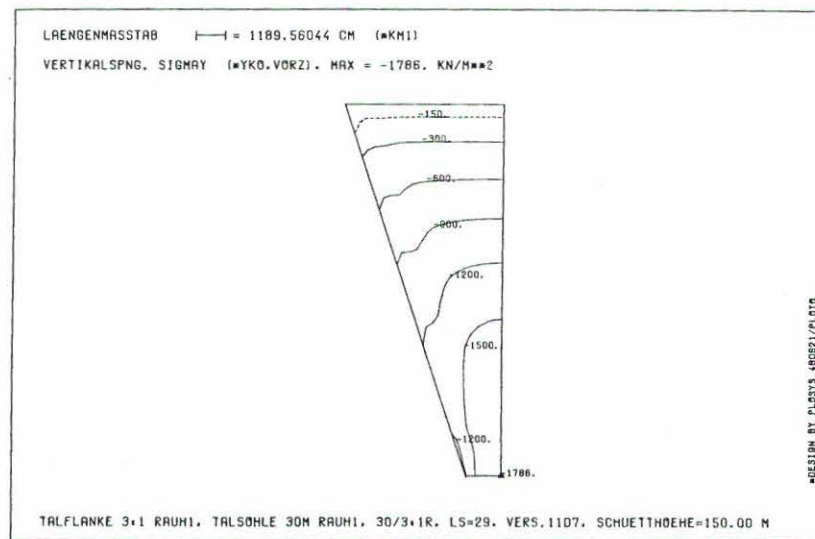
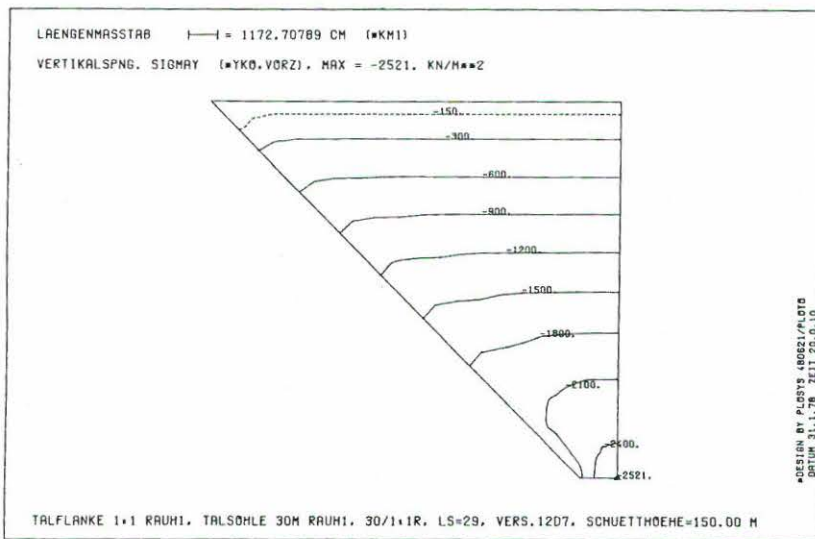


Bild 7.1/18 Vertikalspannung, Aufstandsfläche RAUH1,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

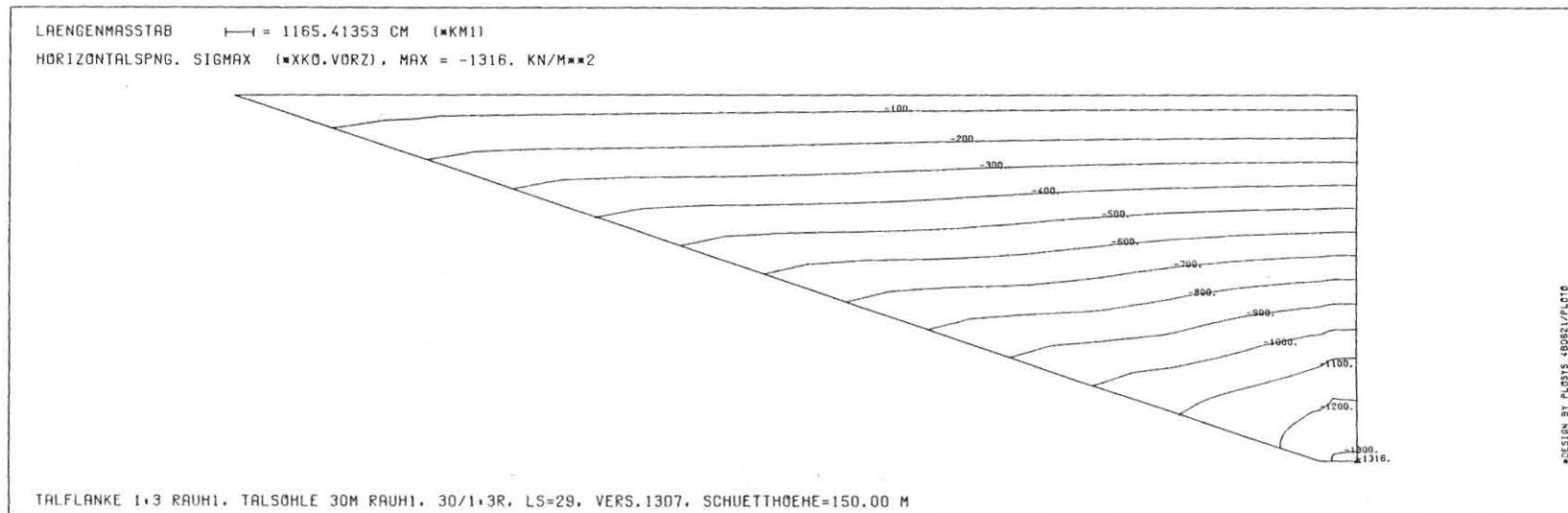
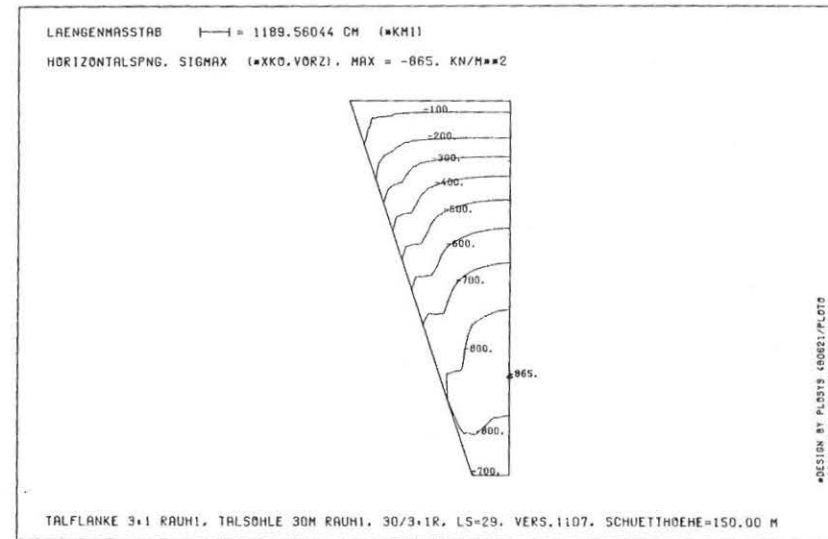
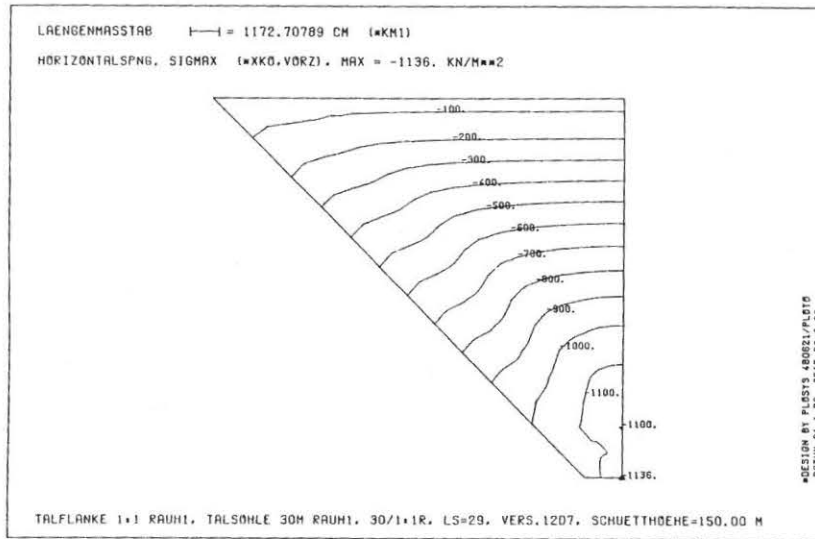


Bild 7.1/19 Horizontalspannung, Aufstandsfläche RAUH1,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

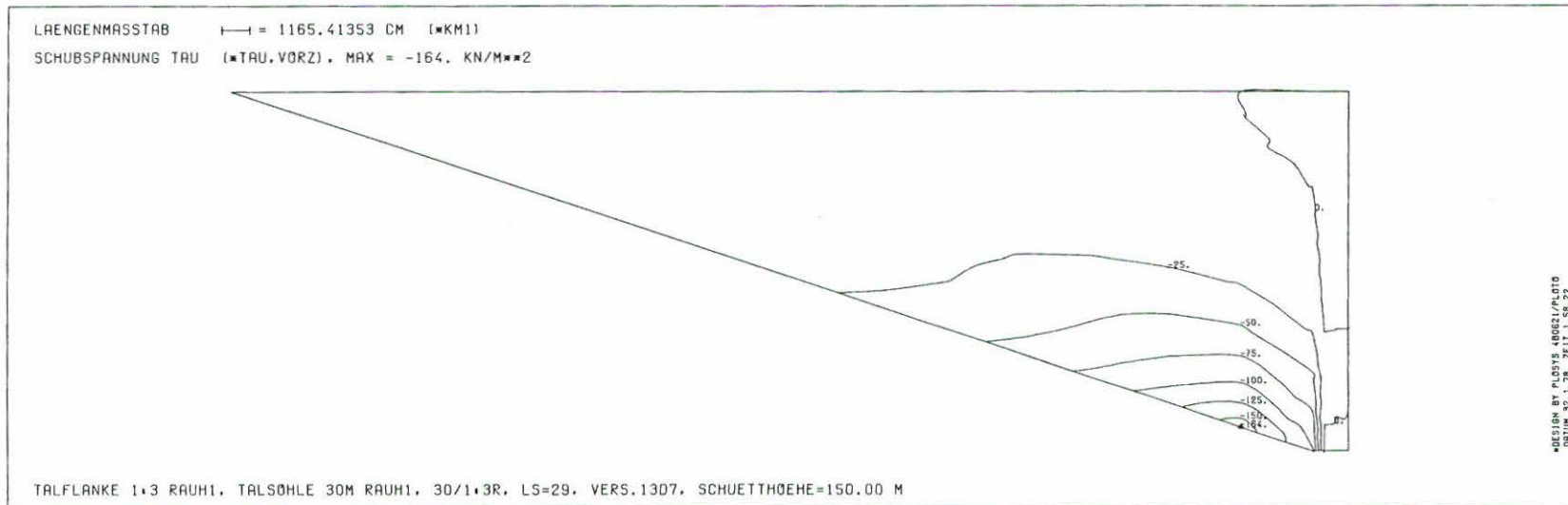
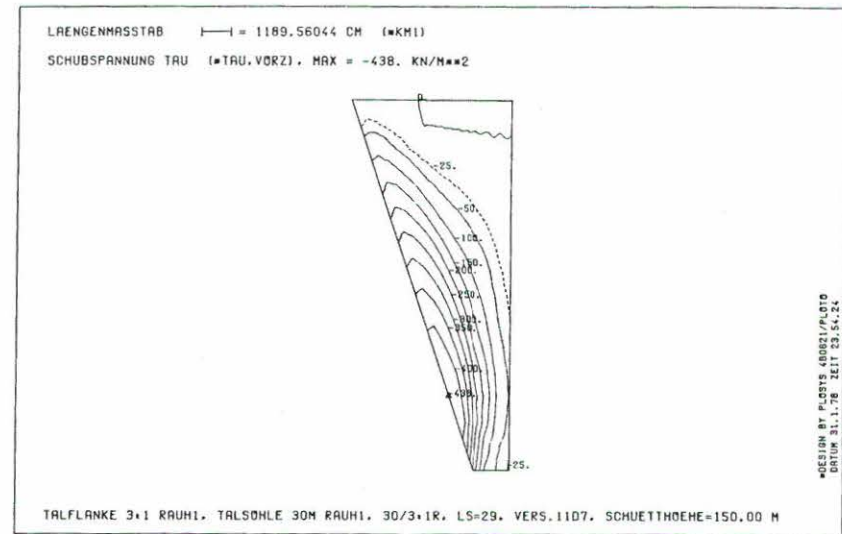
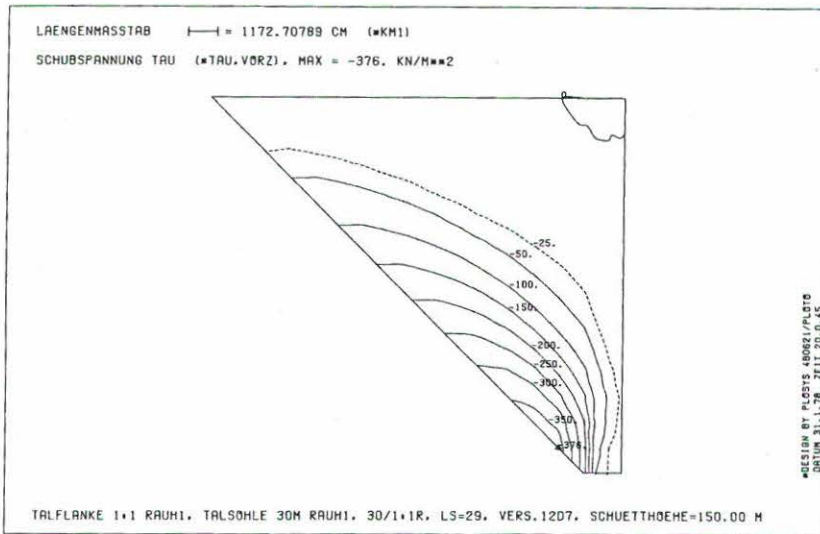


Bild 7.1/2o Schubspannung τ_{xy} , Aufstandsfläche RAUH1,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

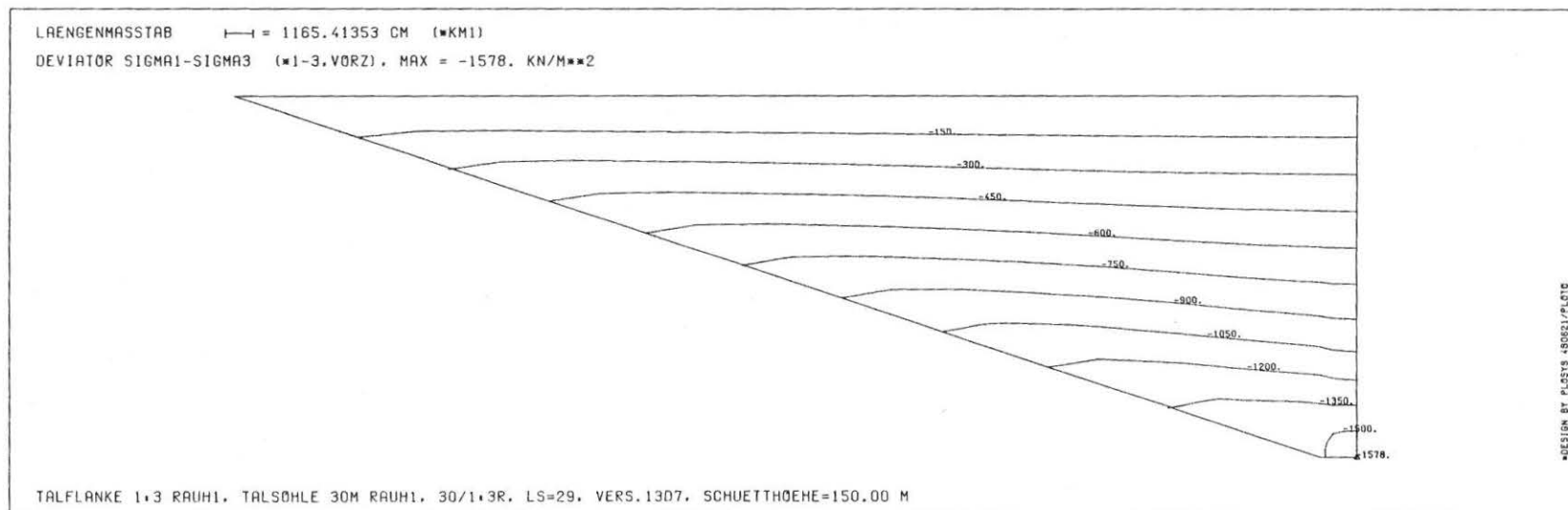
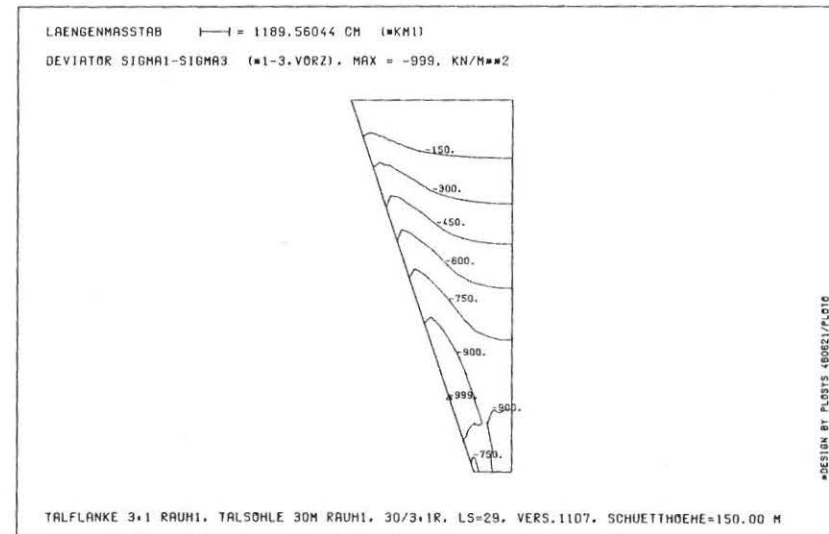
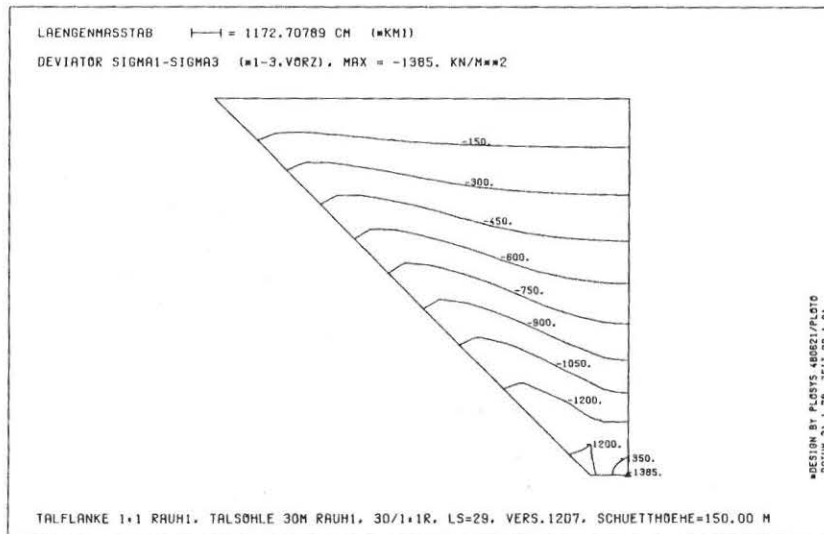


Bild 7.1/21 Hauptspannungsdifferenz, Aufstandsfläche RAUH1,
Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

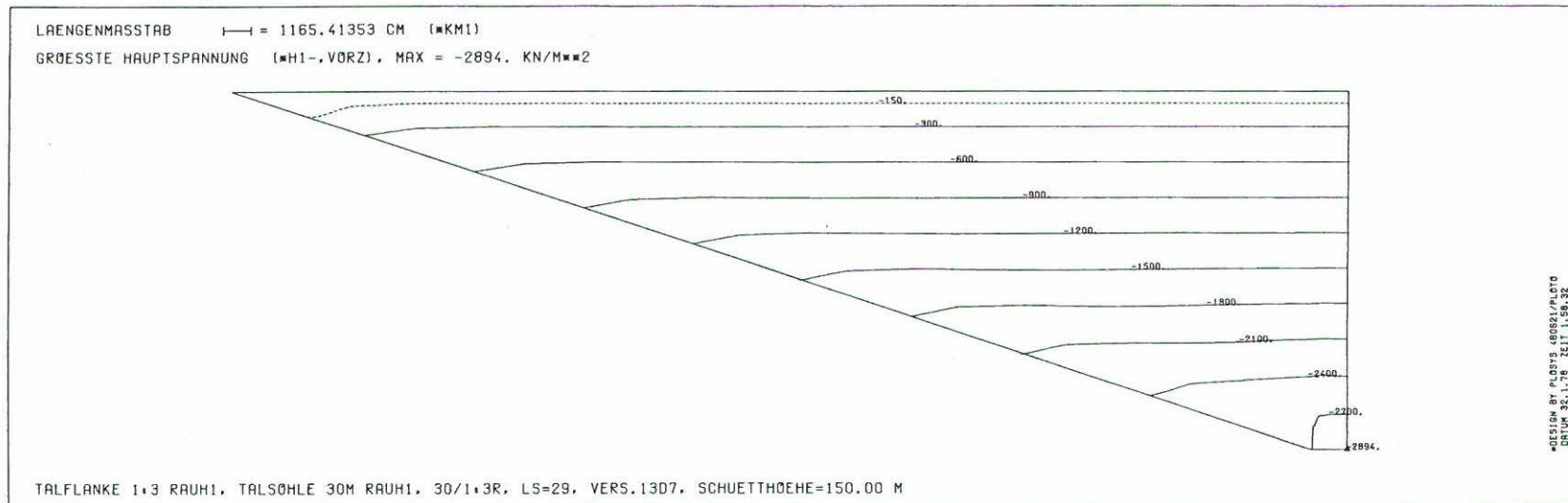
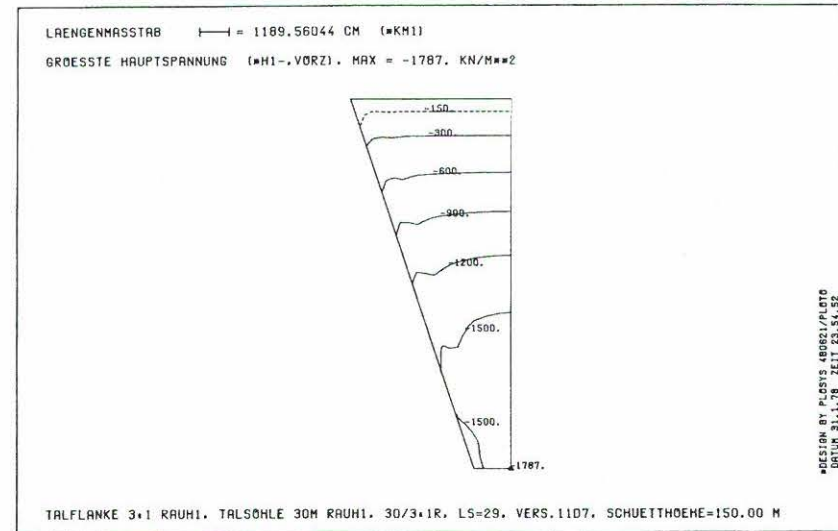
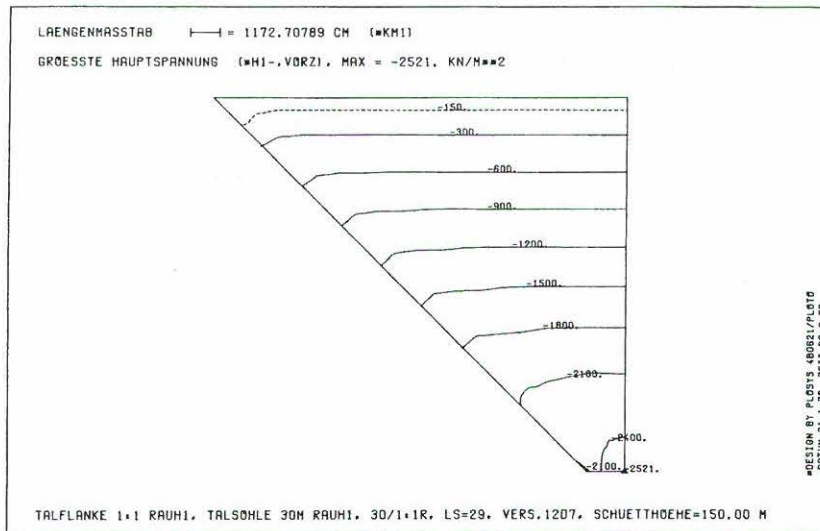


Bild 7.1/22 Grösste Hauptspannung, Aufstandsfläche RAUH1,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

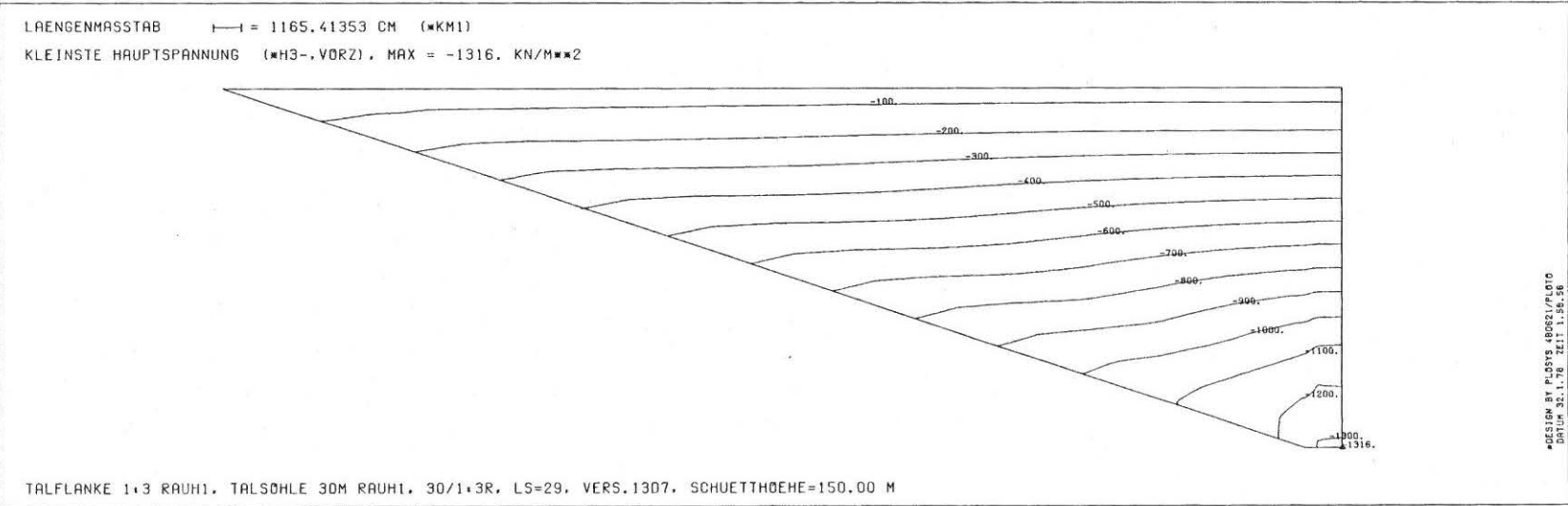
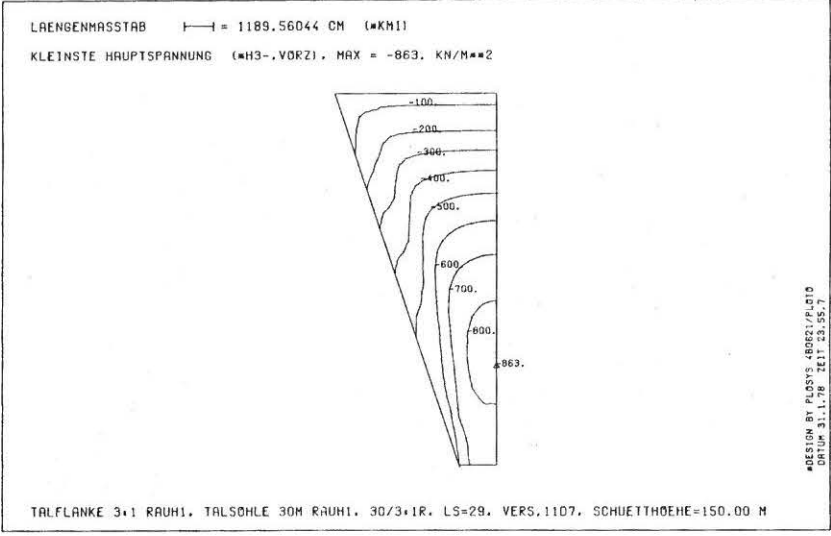
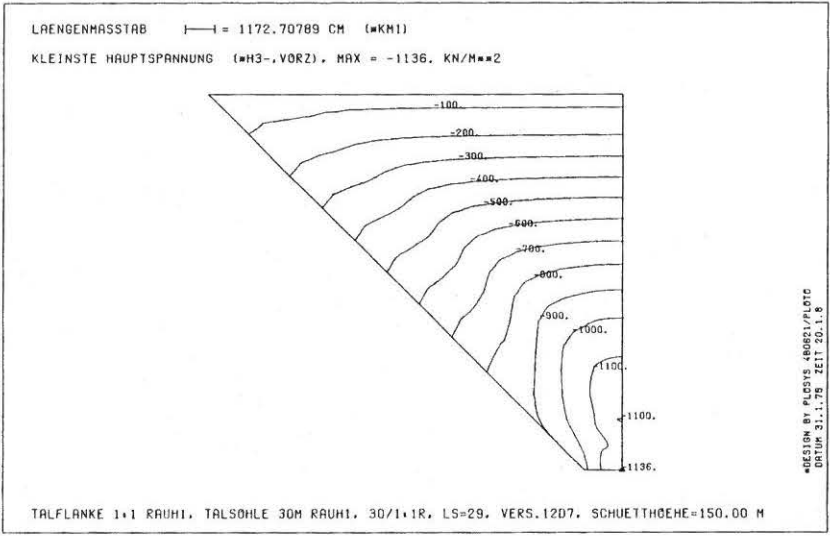


Bild 7.1/23 Kleinste Hauptspannung, Aufstandsfläche RAUH1,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

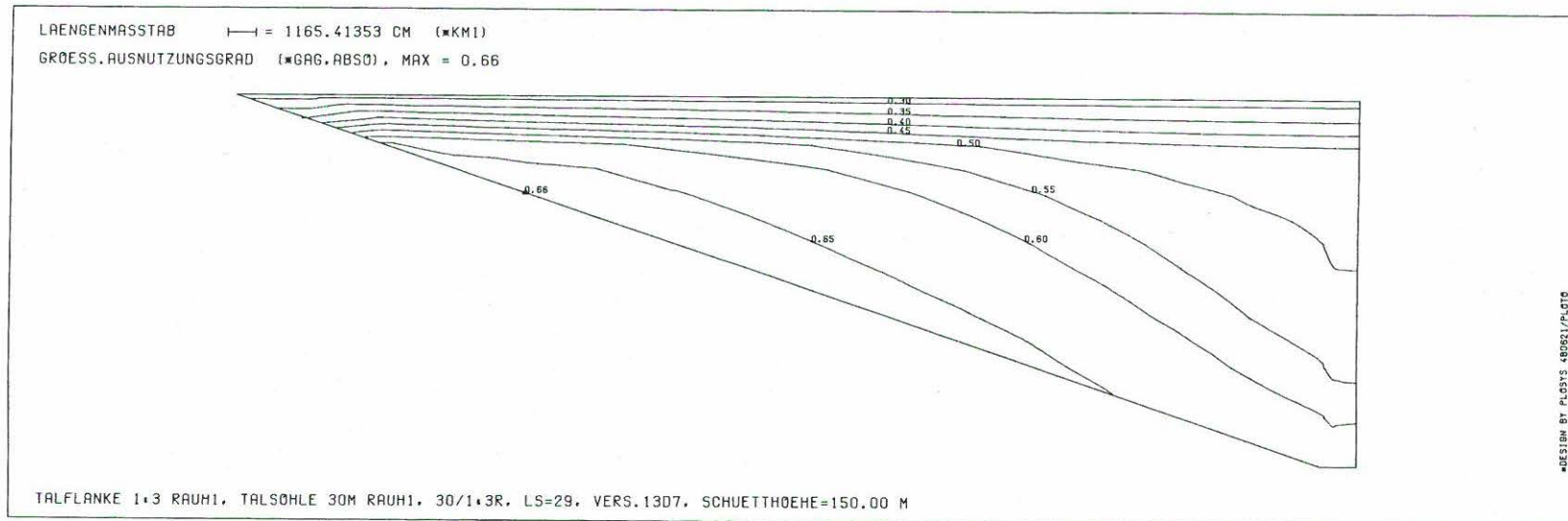
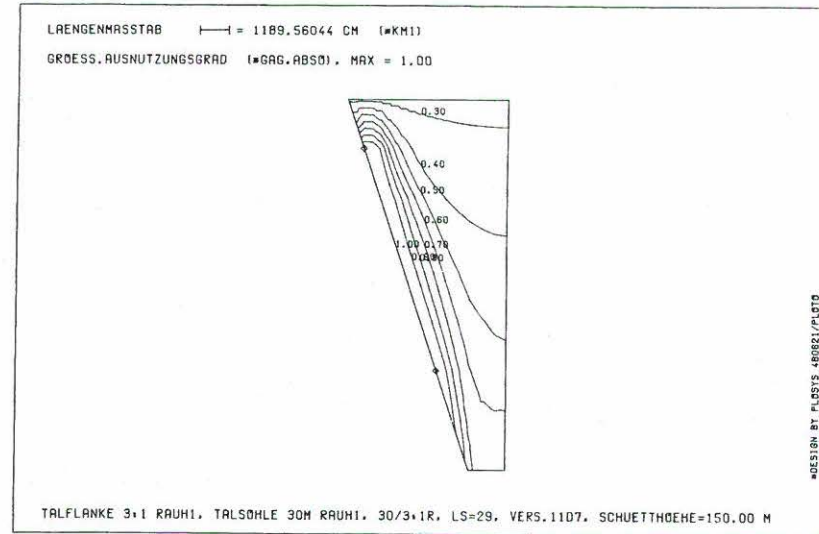
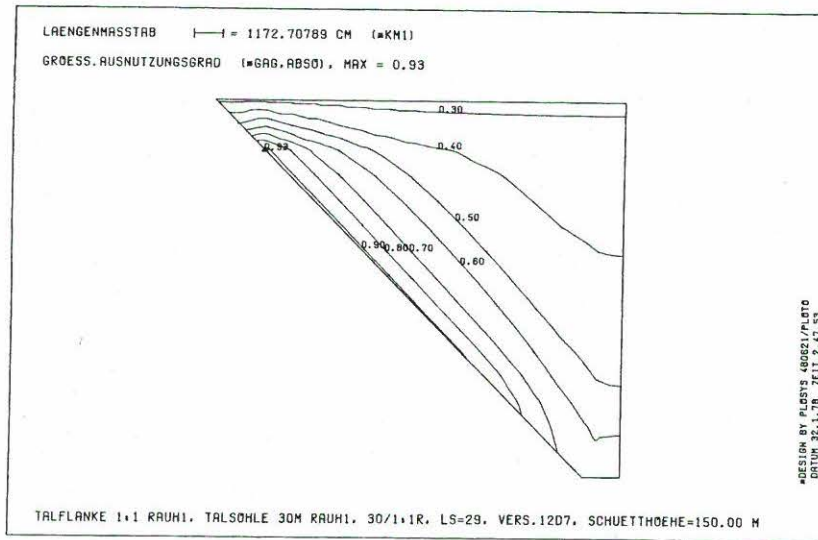


Bild 7.1/24 Größter bisher aufgetretener Ausnutzungsgrad der kritischen Schubspannungen, Aufstandsfläche RAUH1, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

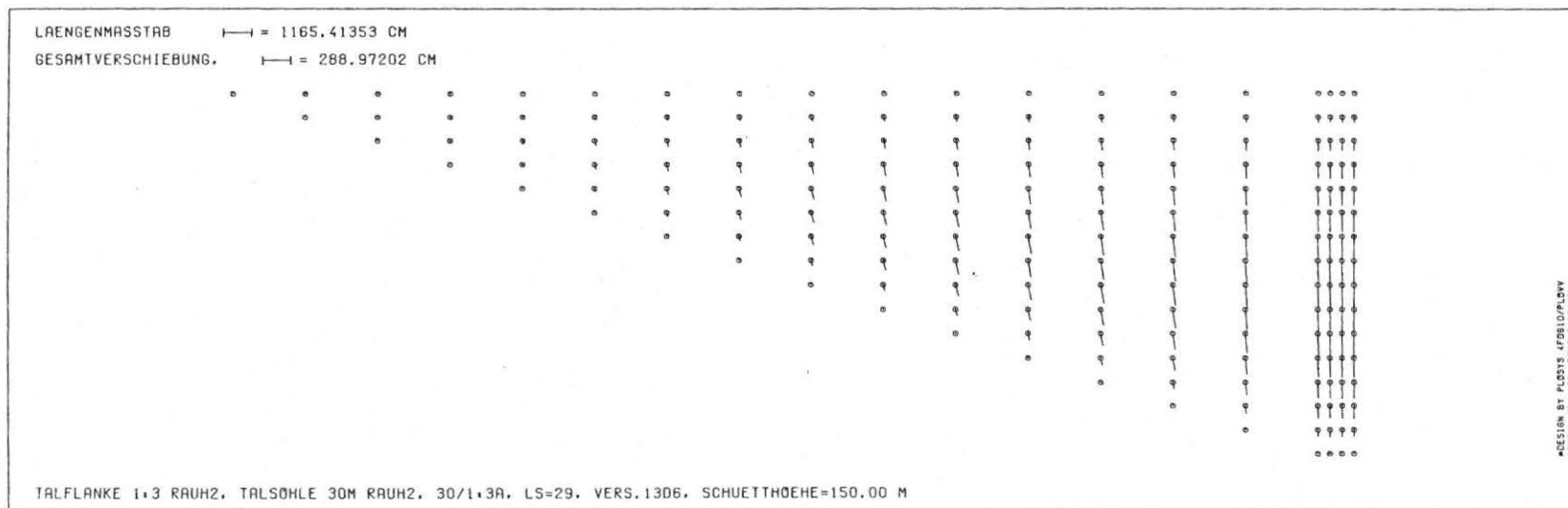
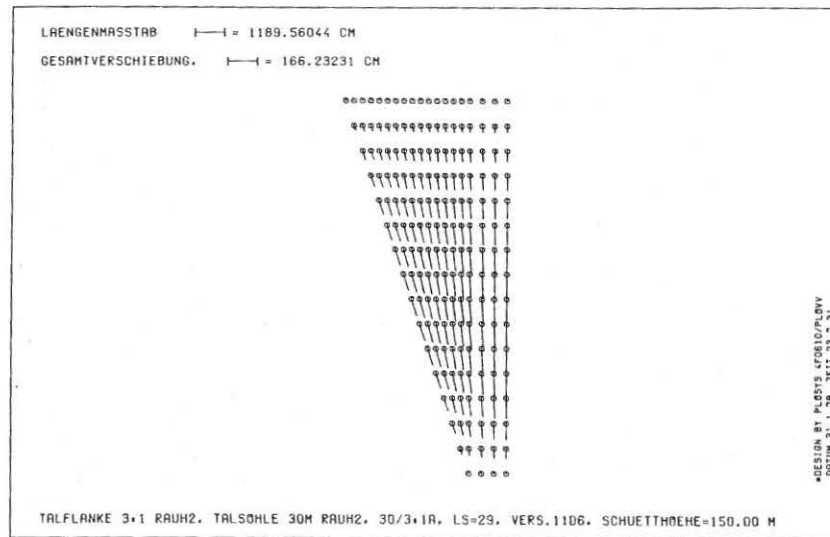
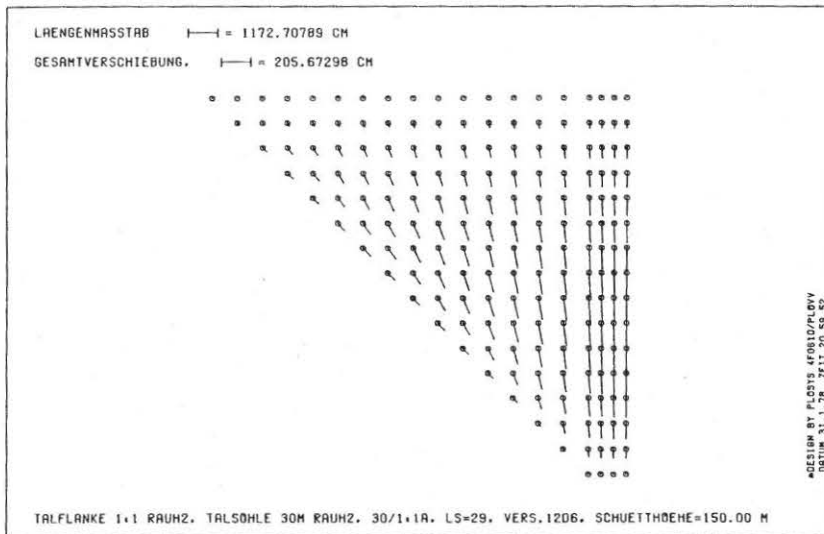


Bild 7.1/25 Gesamtverschiebung, Aufstandsfläche RAUH2,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

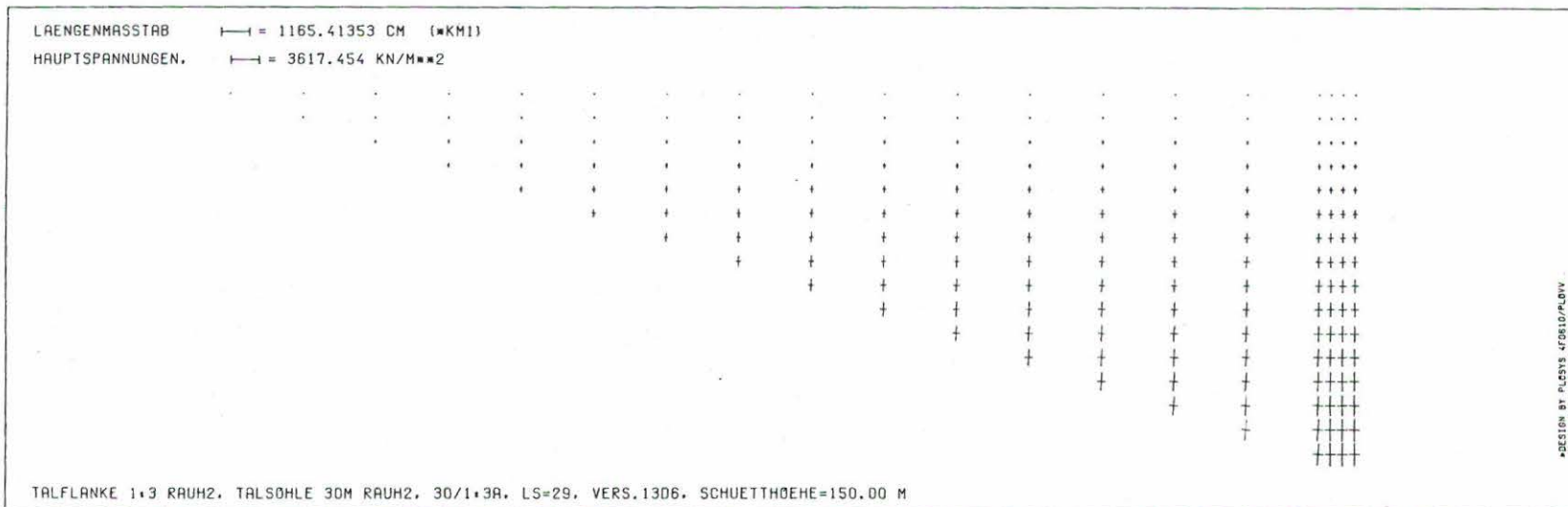
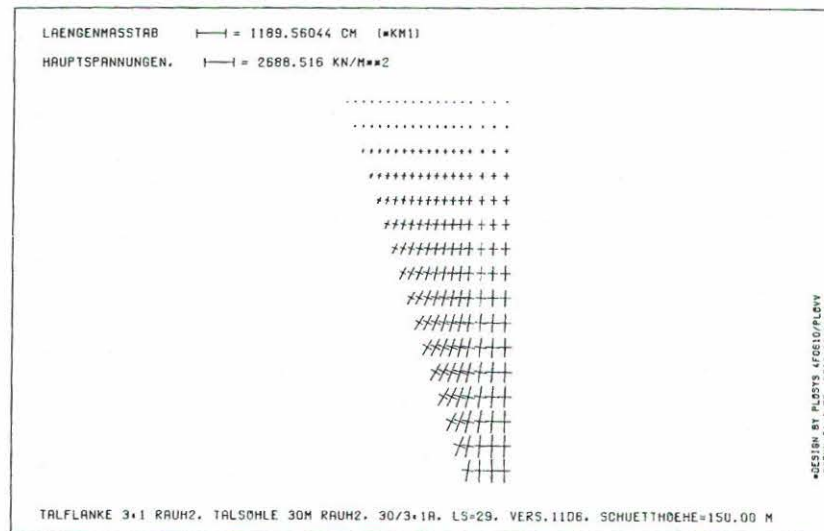
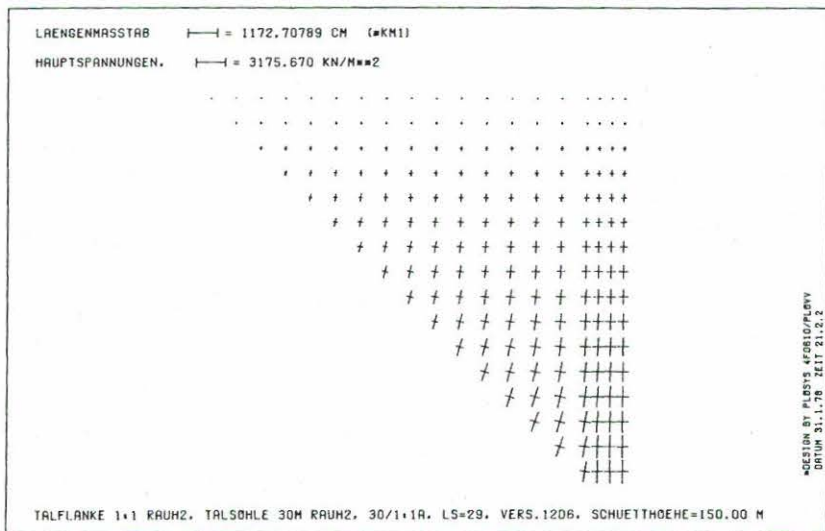


Bild 7.1/26 Hauptspannungen, Aufstandsfläche RAUH2,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

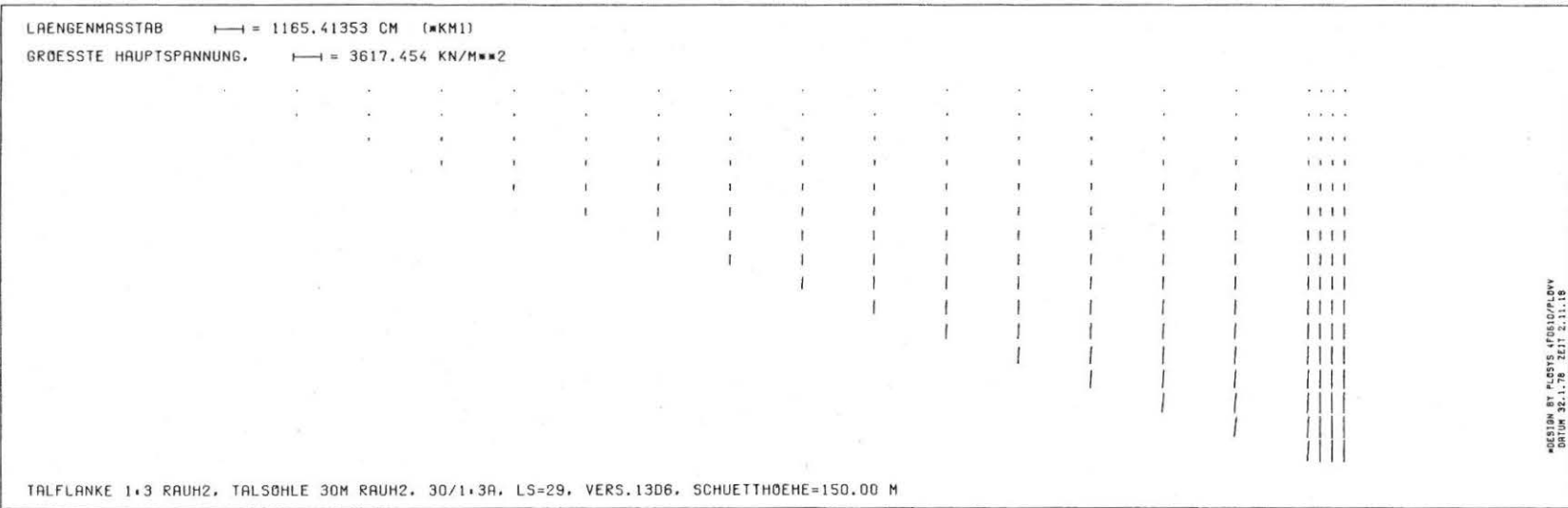
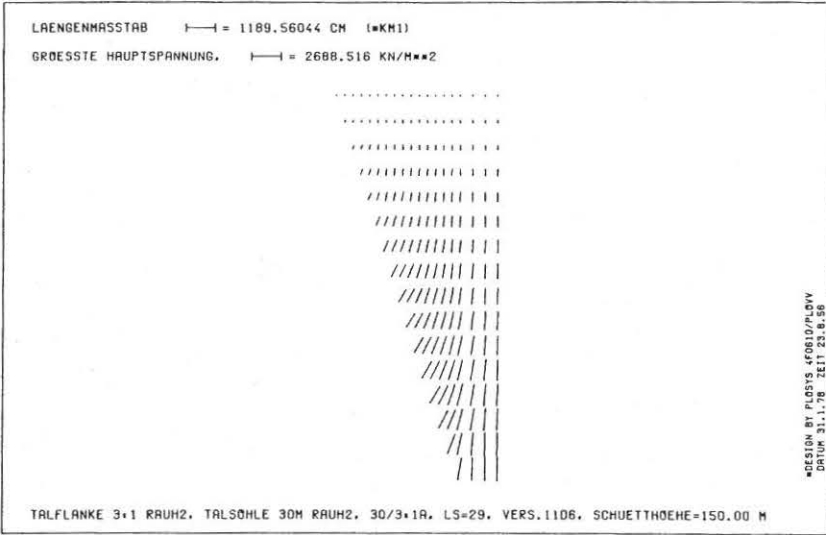
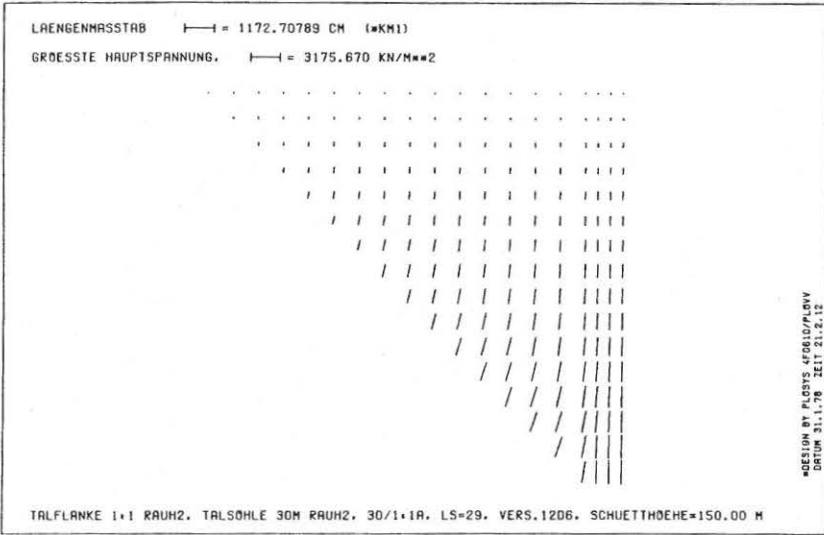


Bild 7.1/27 GröÙte Hauptspannung nach GröÙe und Richtung, AufstandsfläÙe RAUH2, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

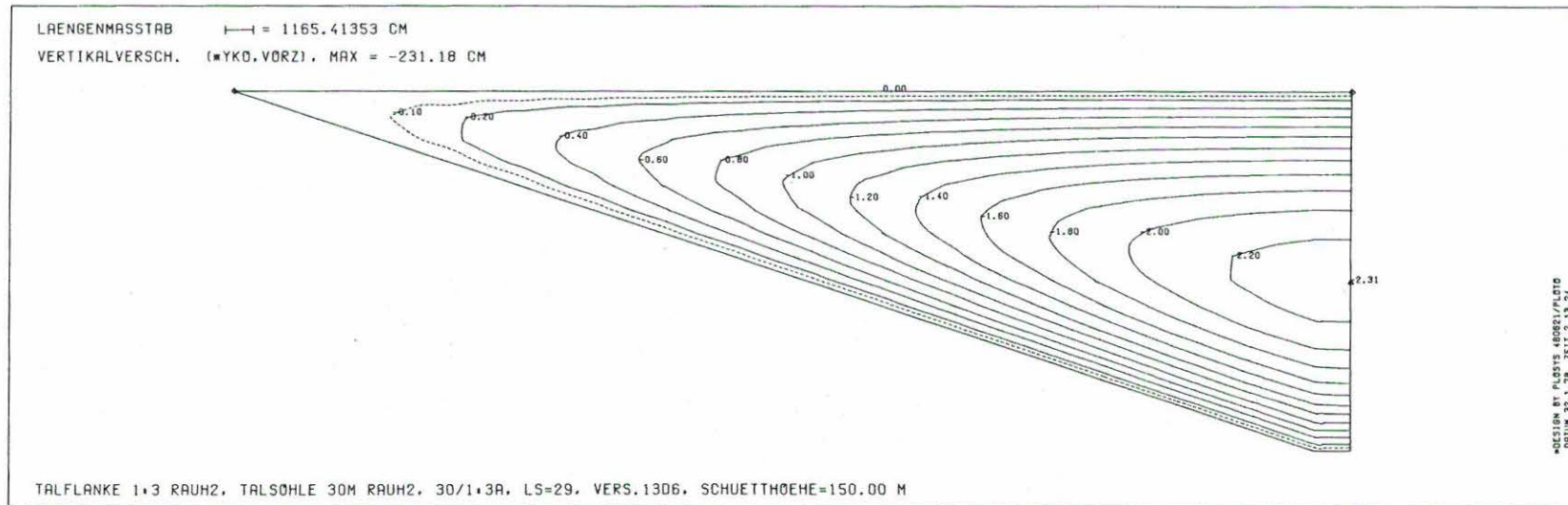
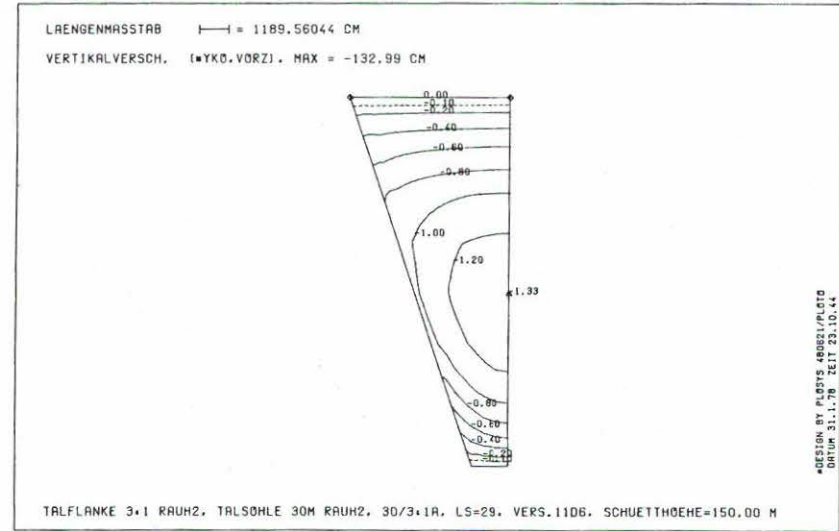
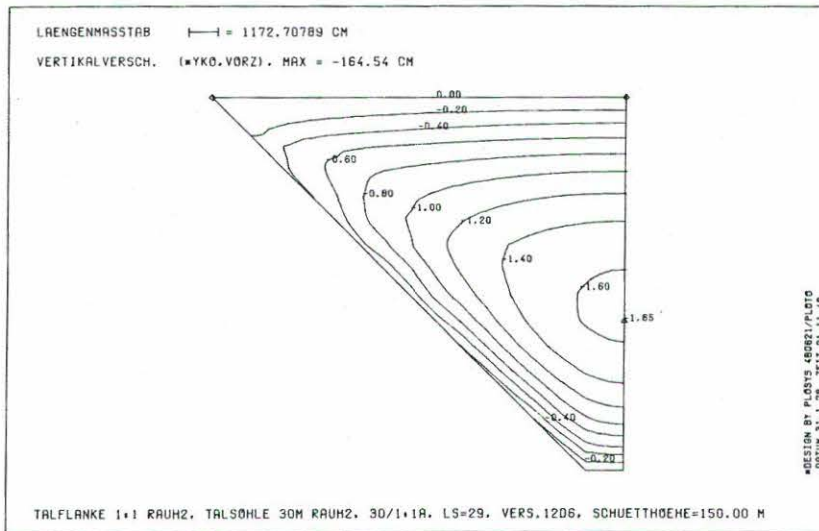


Bild 7.1/28 Vertikalverschiebung (m), Aufstandsfläche RAUH2,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

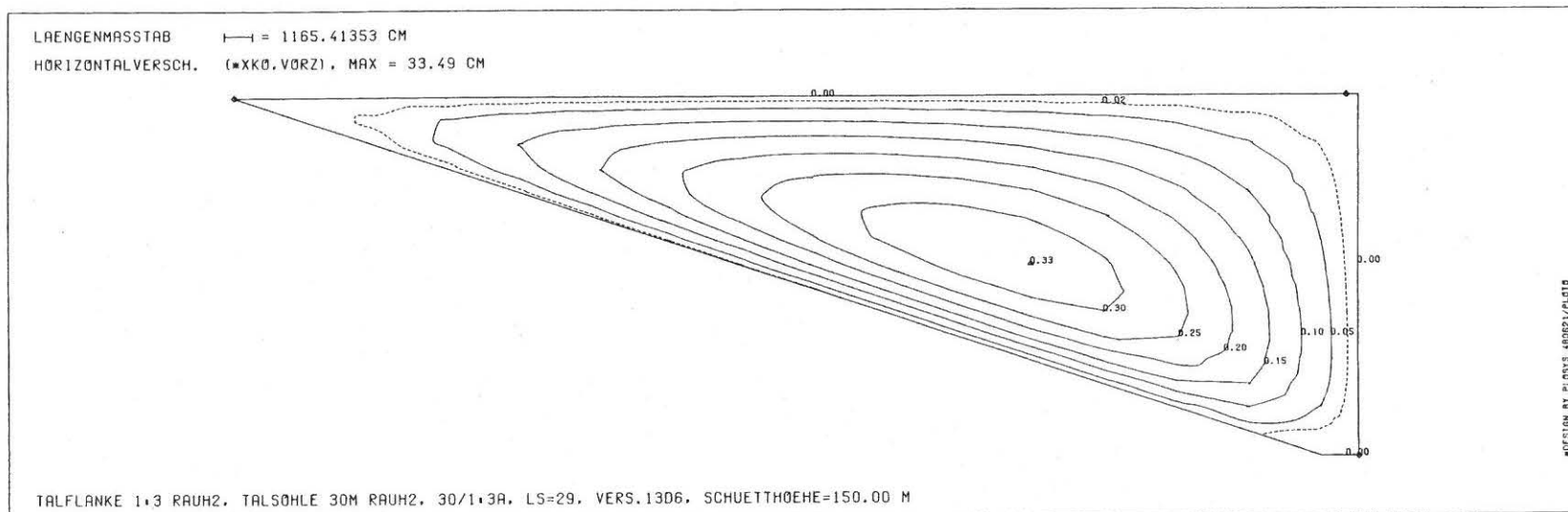
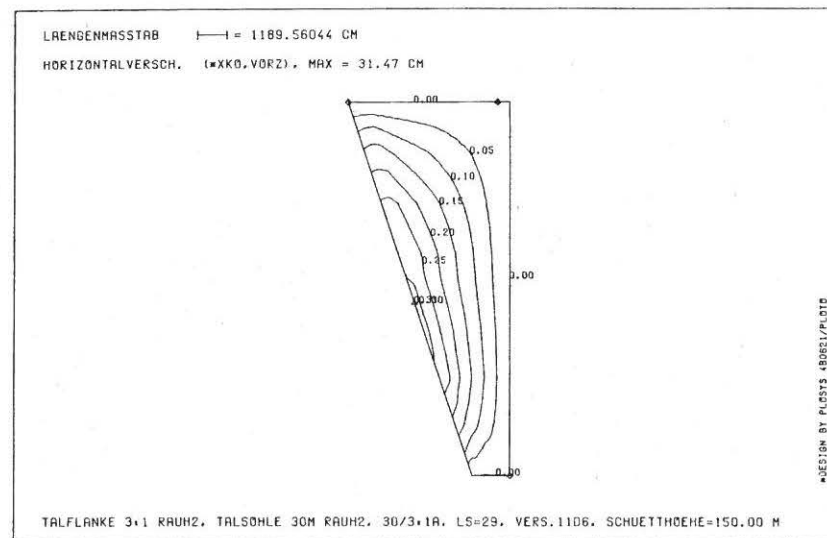
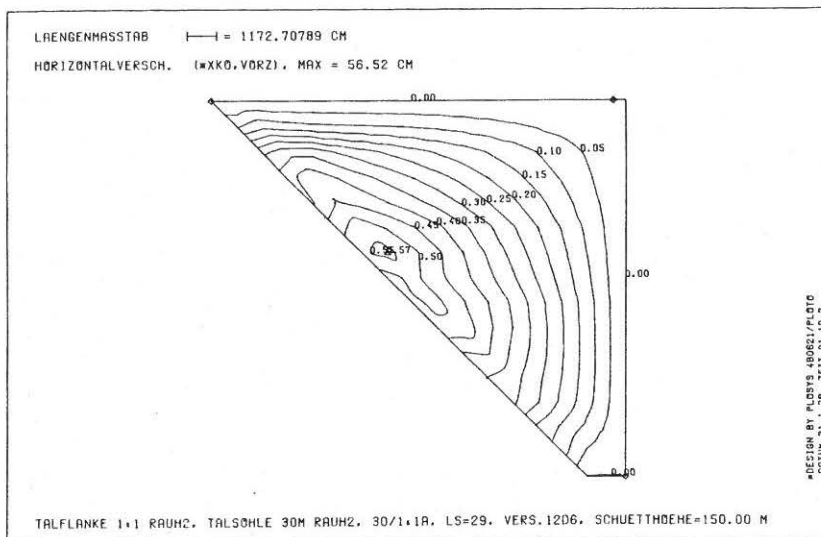


Bild 7.1/29 Horizontalverschiebung (m), Aufstandsfläche RAUH2,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

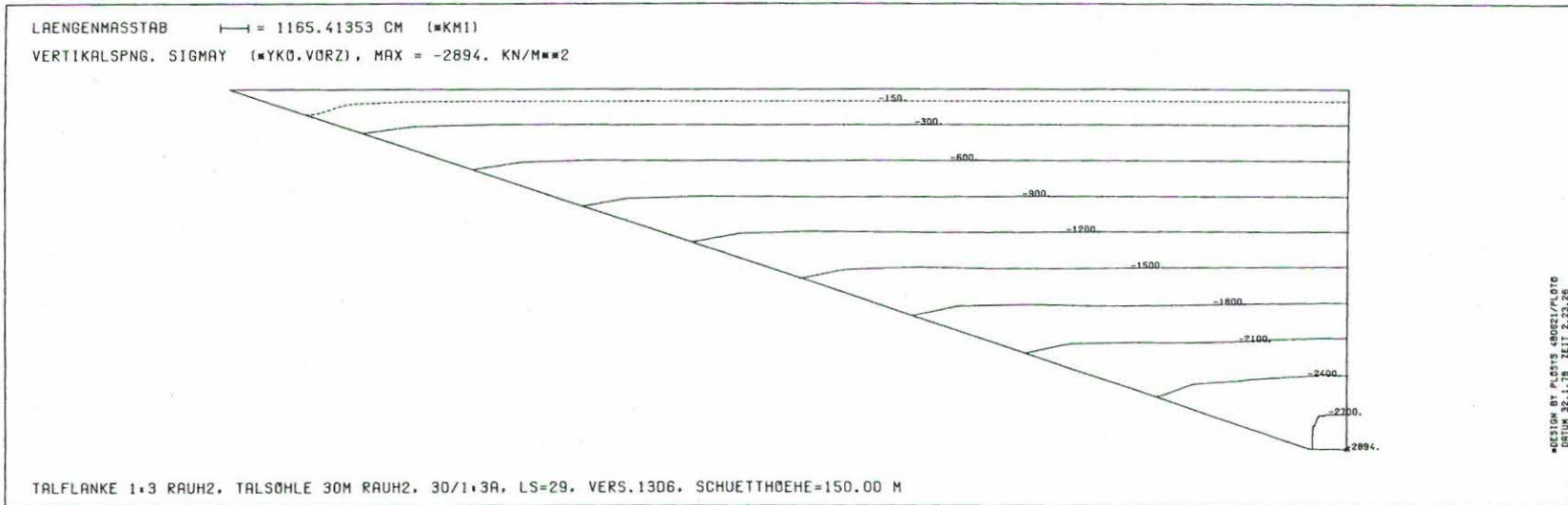
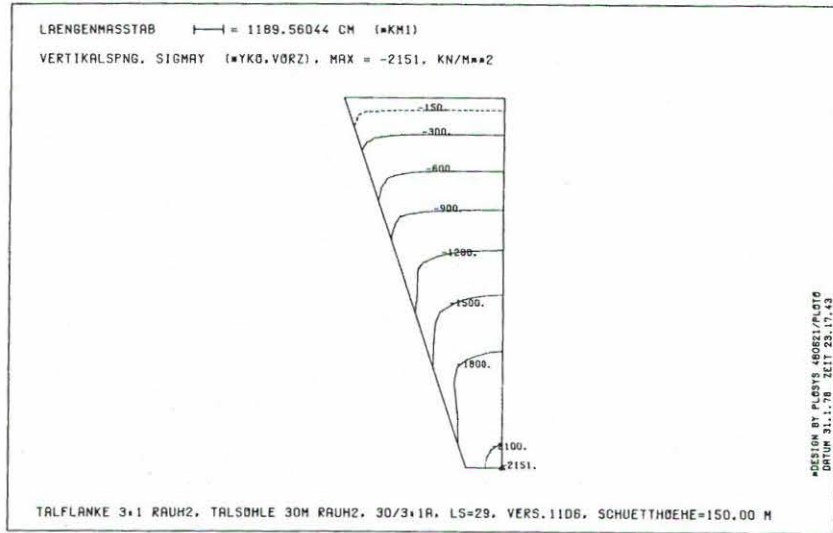
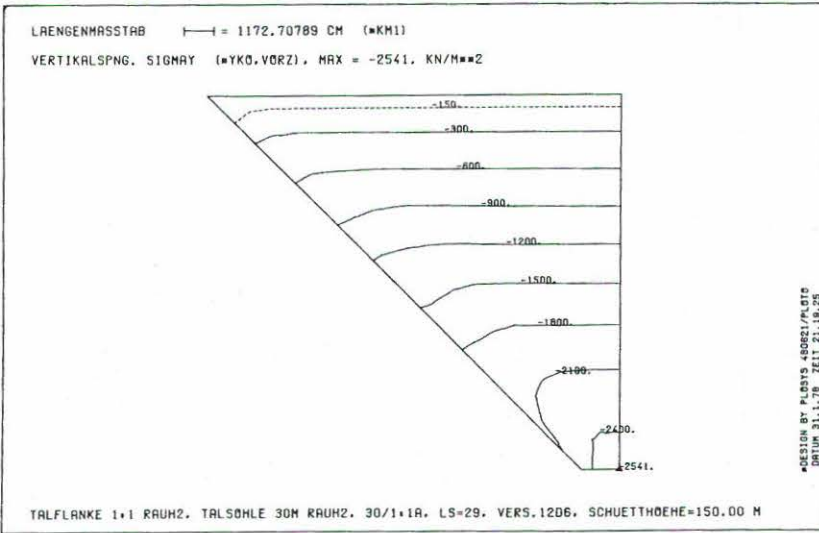


Bild 7.1/3o Vertikalspannung, Aufstandsfläche RAUH2,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

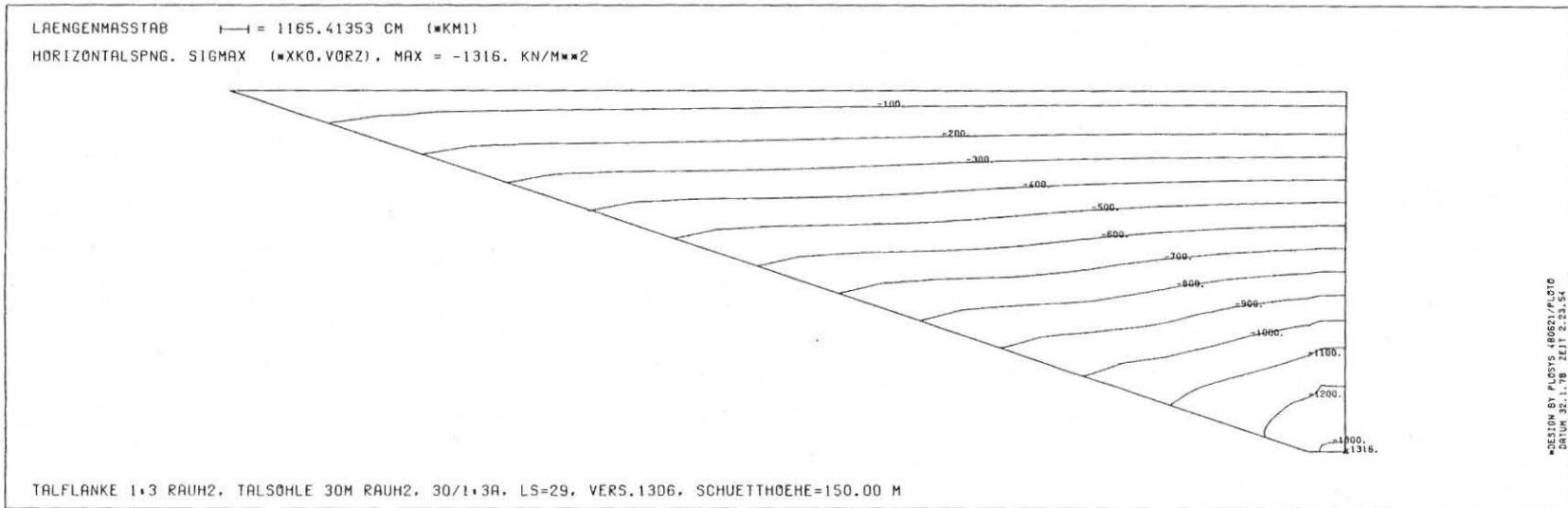
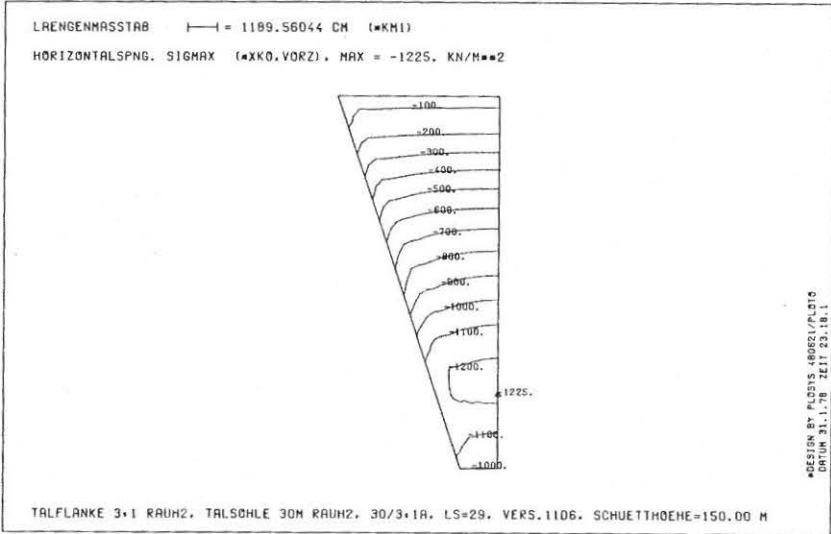
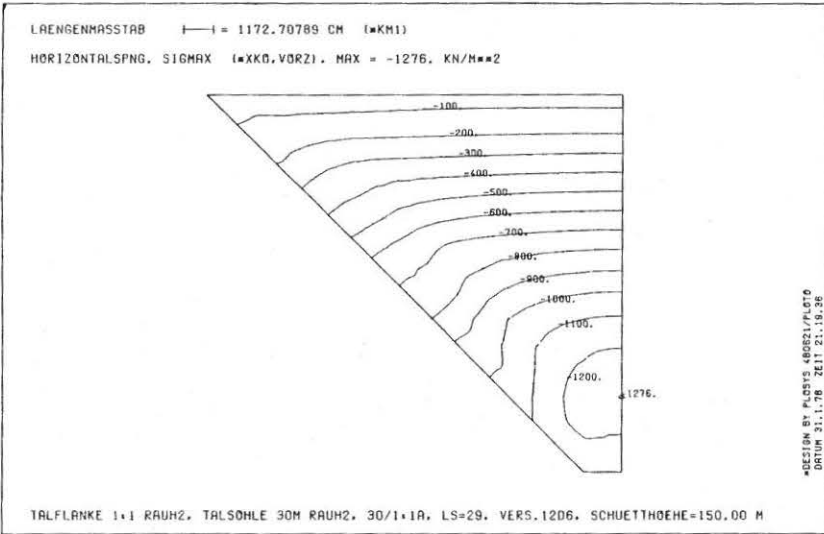


Bild 7.1/31 Horizontalspannung, Aufstandsfläche RAUH2,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

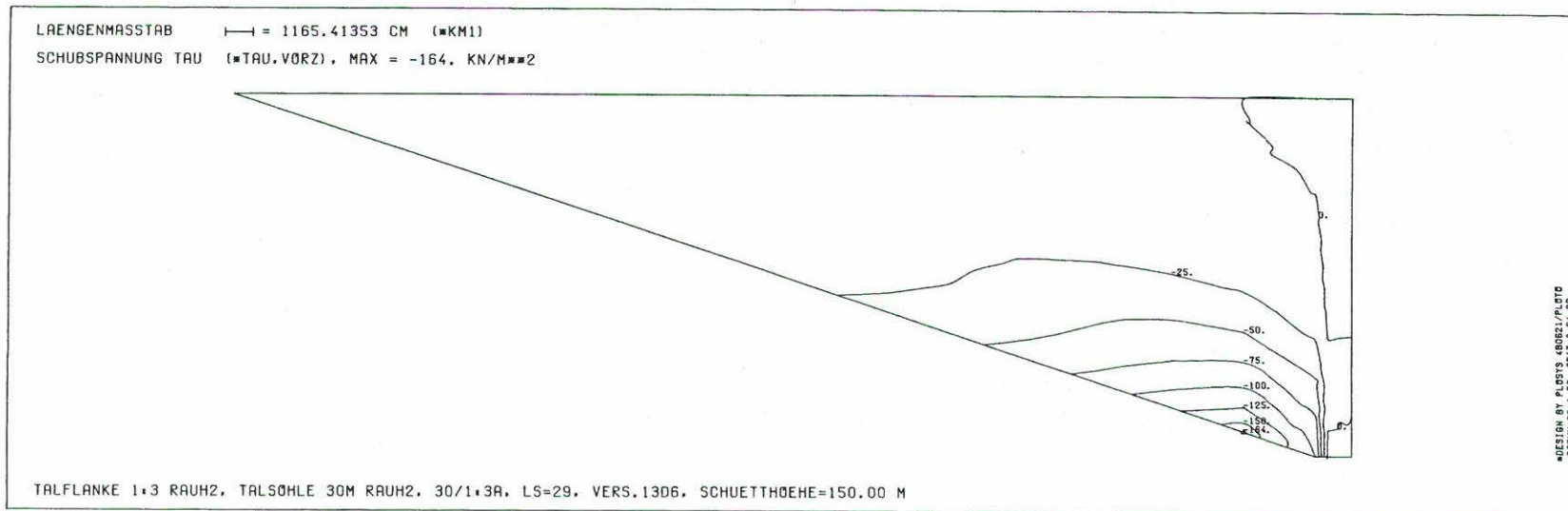
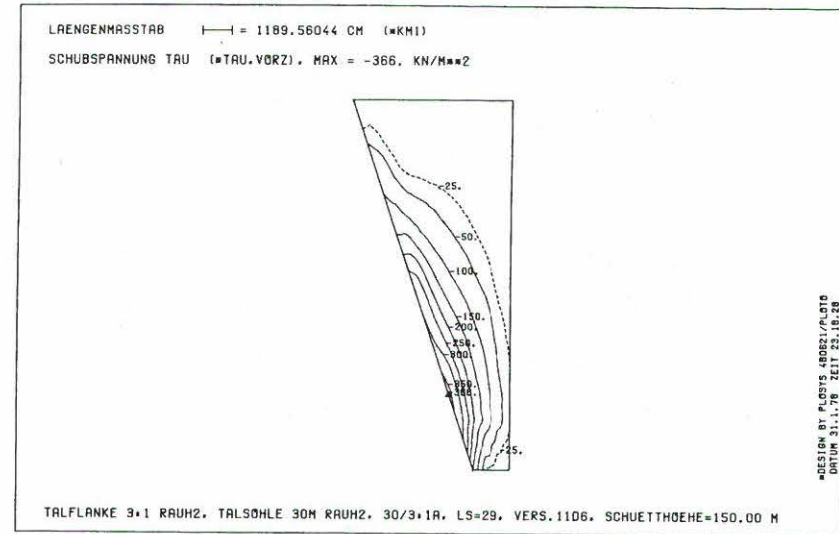
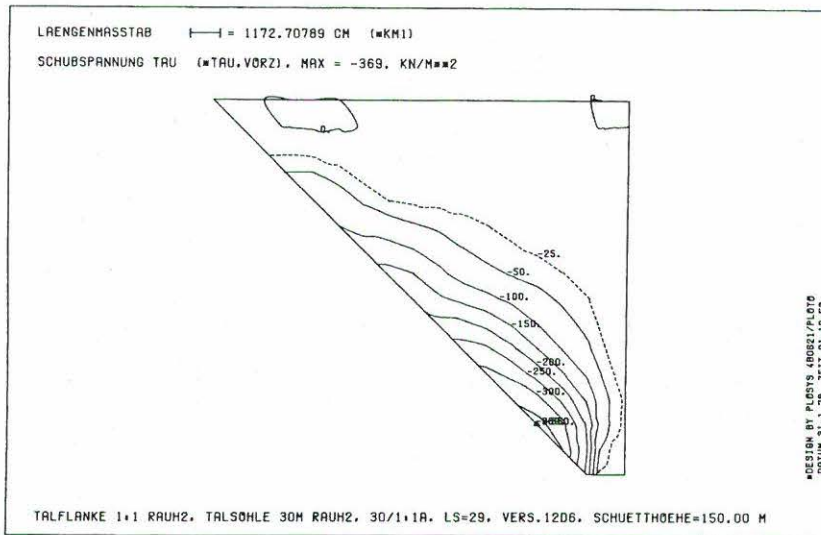


Bild 7.1/32 Schubspannung τ_{xy} , Aufstandsfläche RAUH2,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

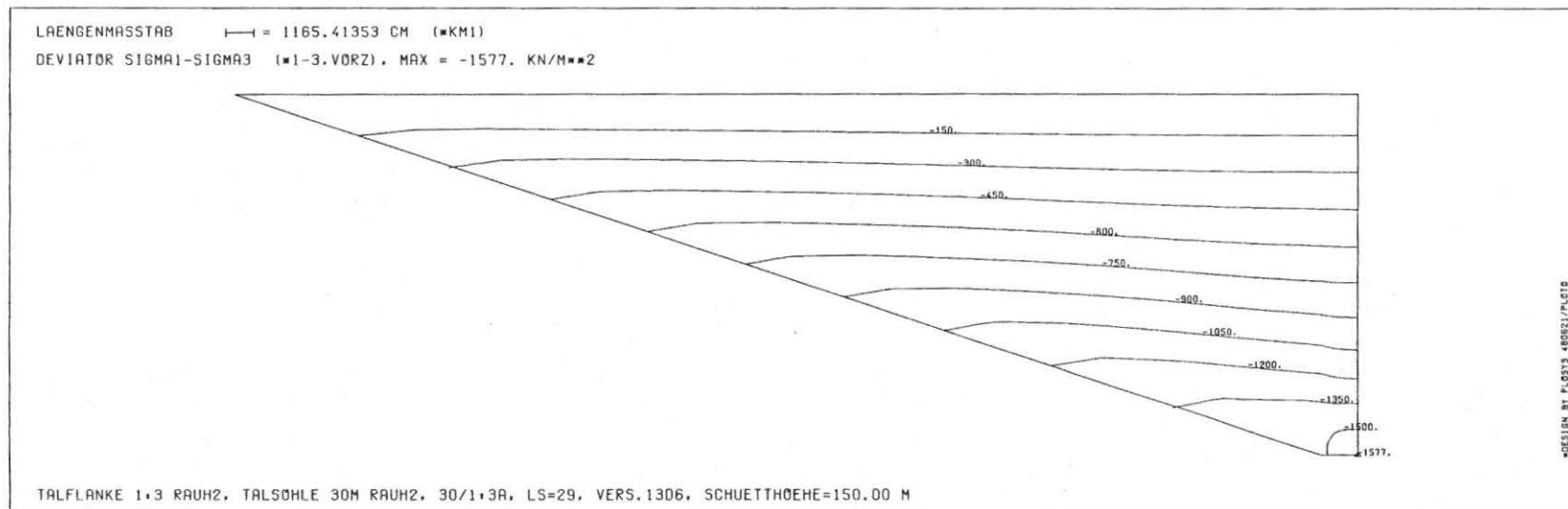
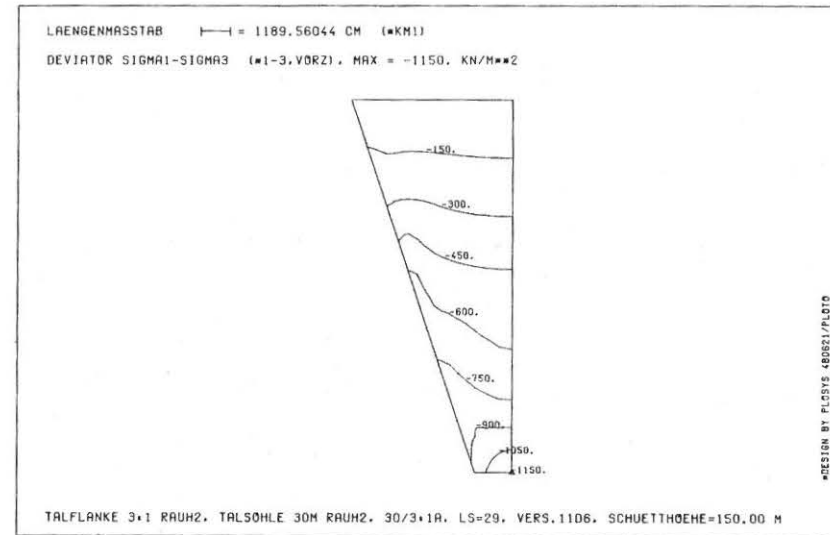
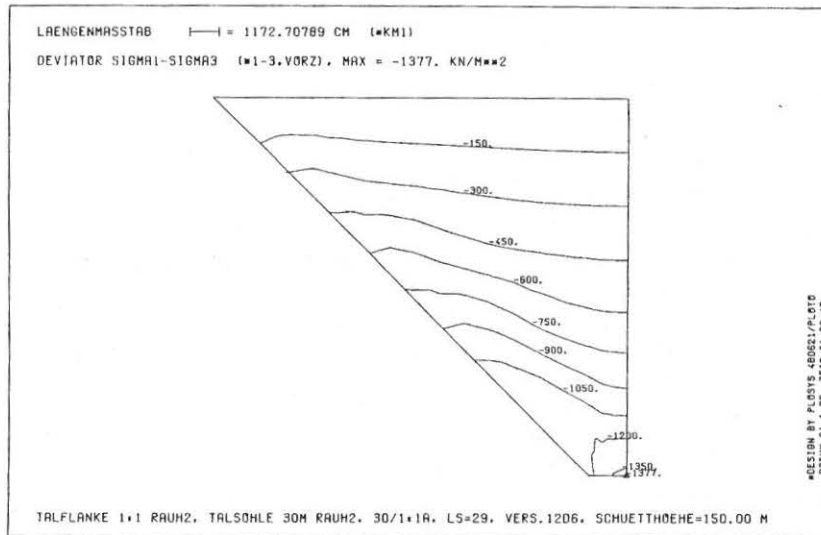


Bild 7.1/33 Hauptspannungsdifferenz, Aufstandsfläche RAUH2,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

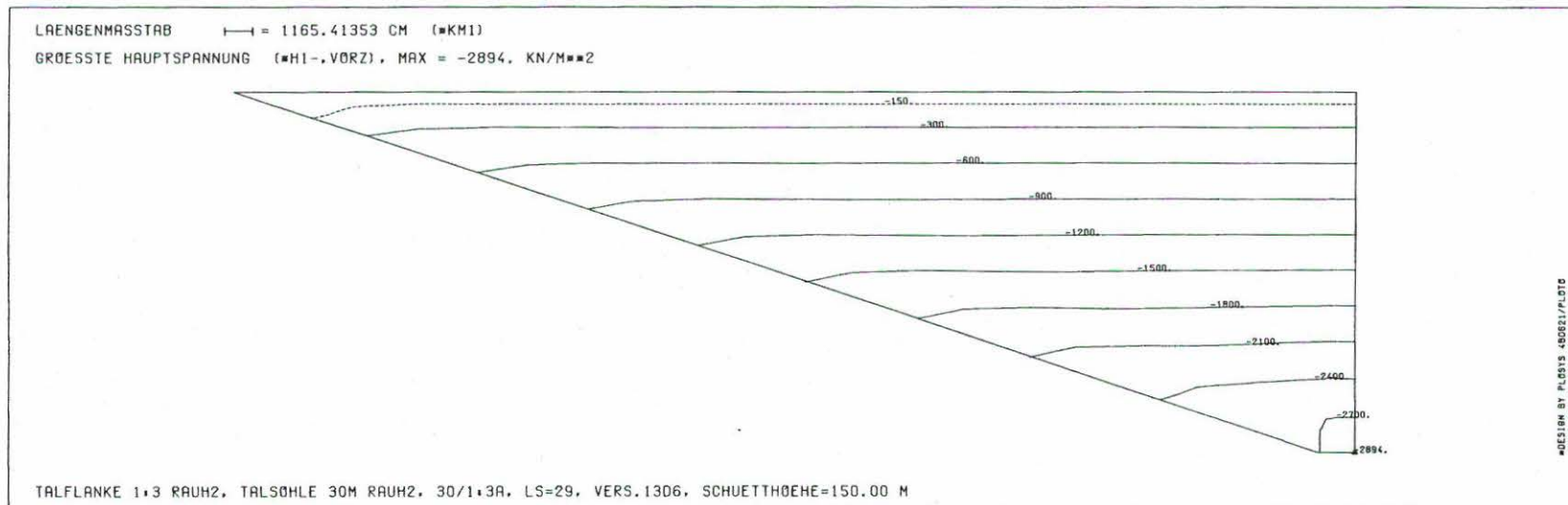
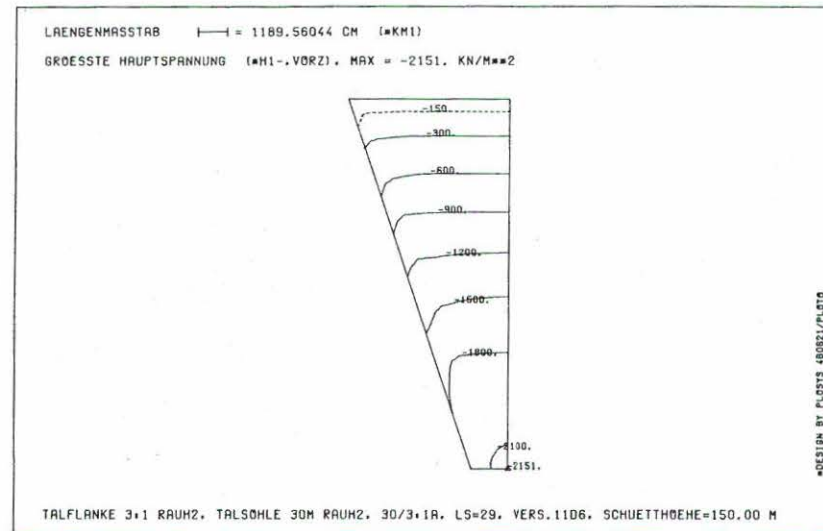
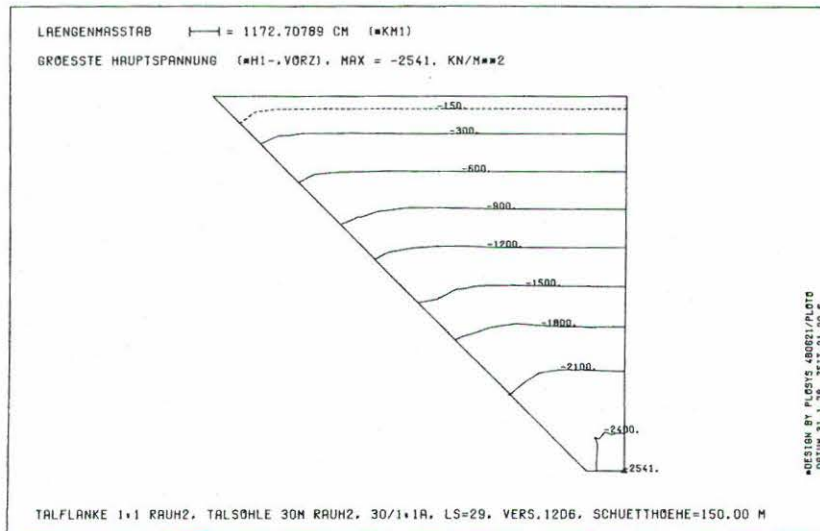


Bild 7.1/34 Größte Hauptspannung, Aufstandsfläche RAUH2,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

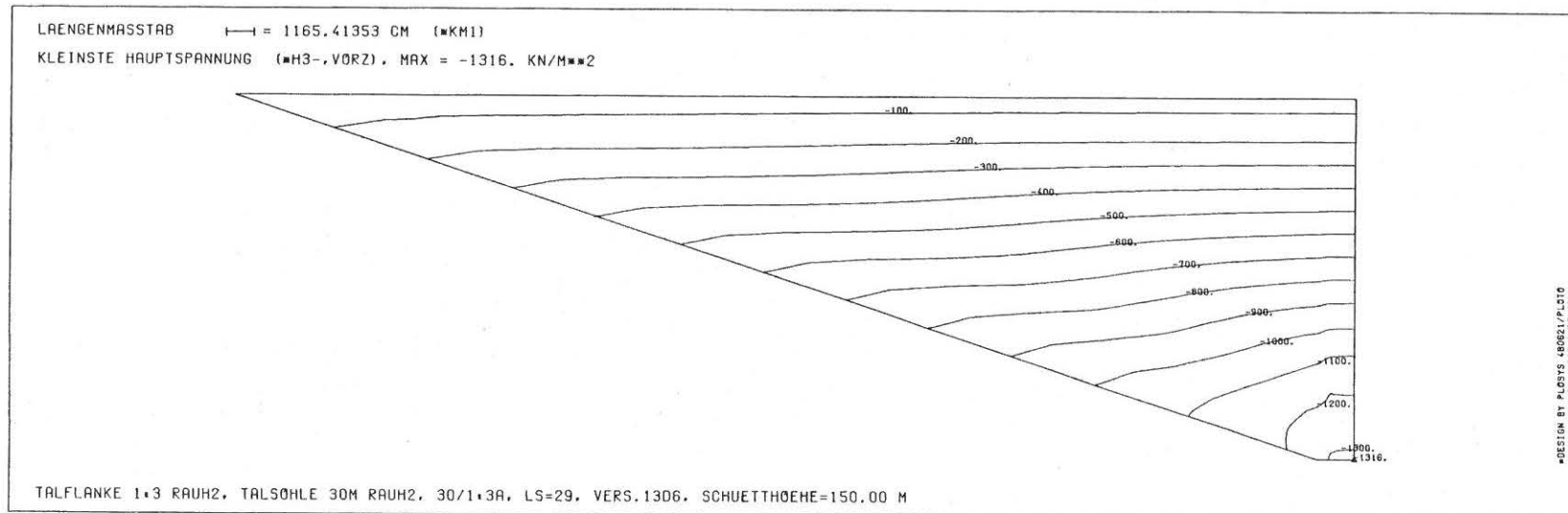
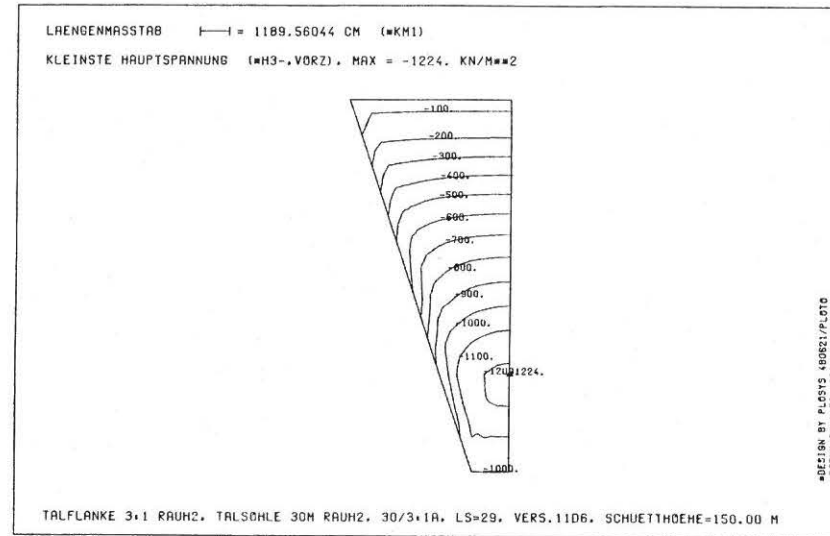
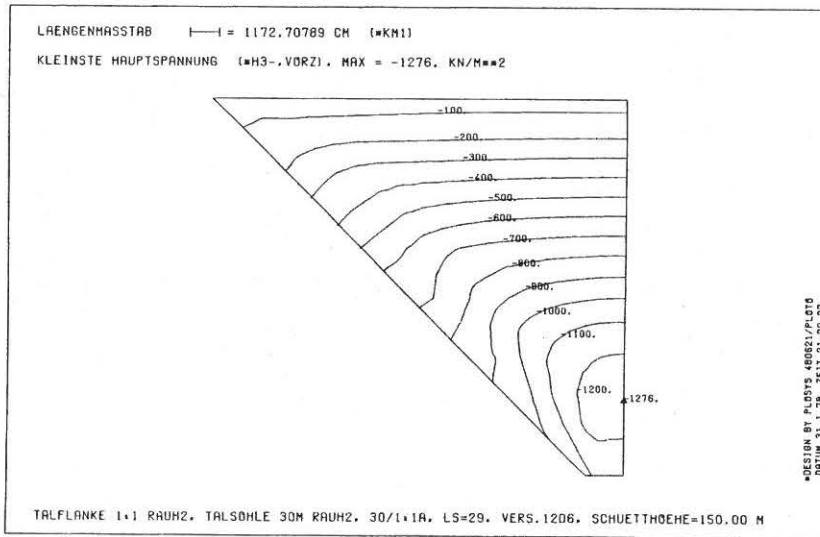


Bild 7.1/35 Kleinste Hauptspannung, Aufstandsfläche RAUH2,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

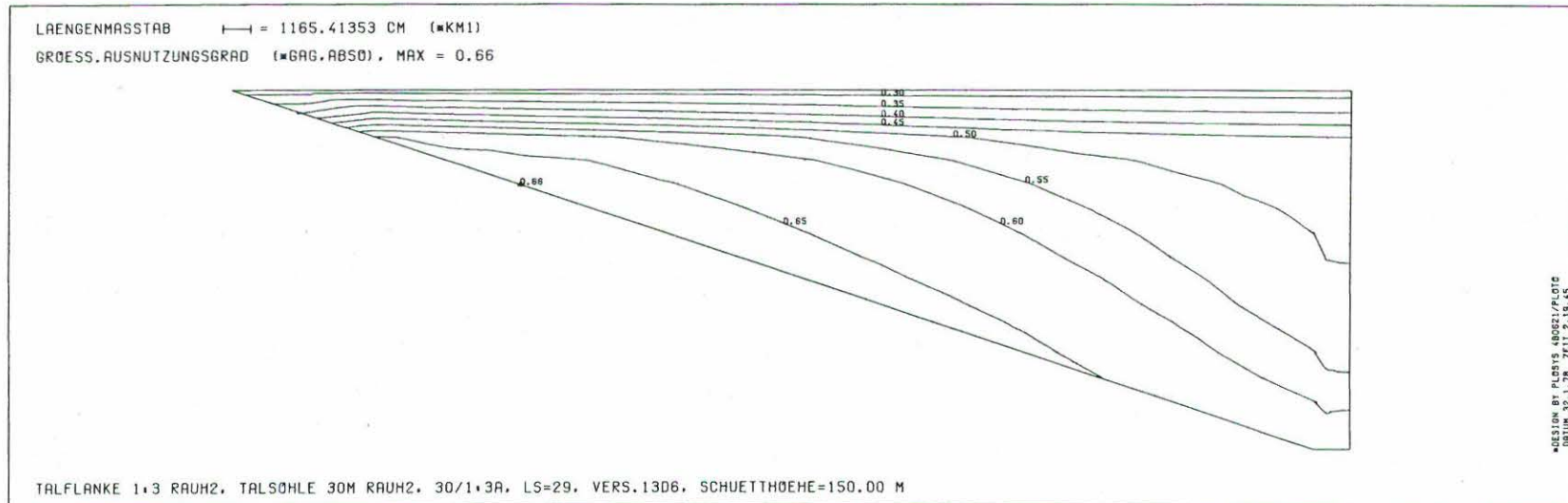
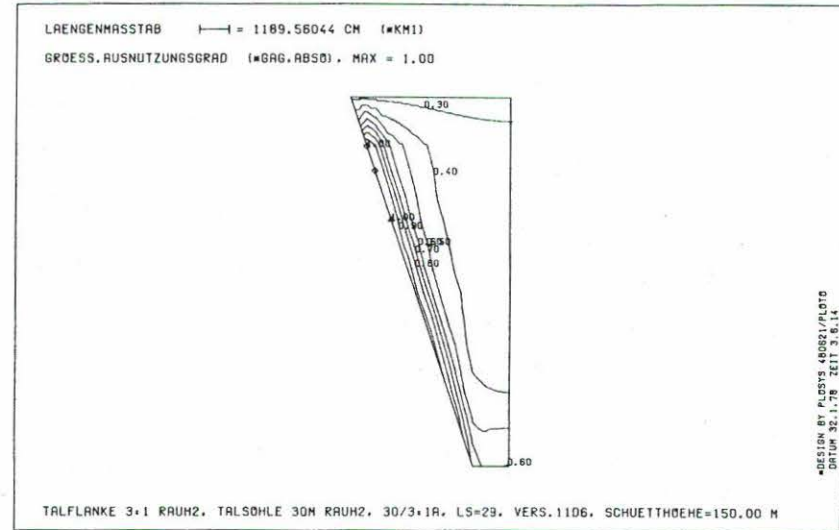
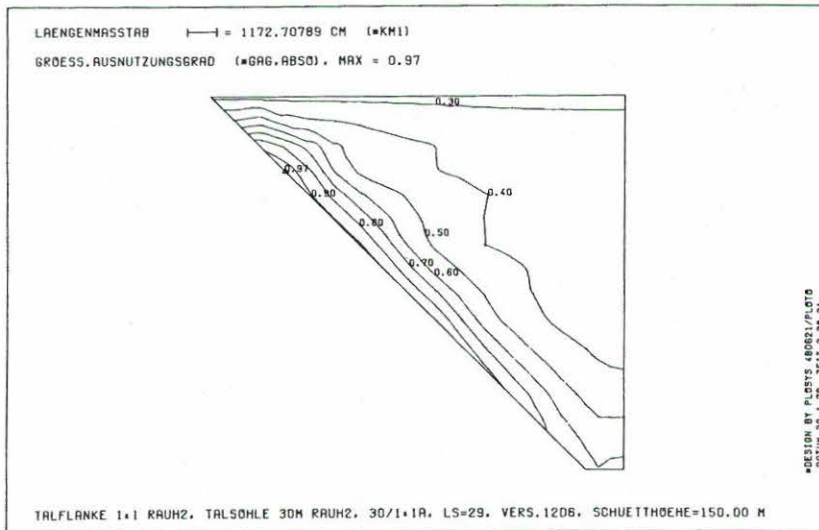


Bild 7.1/36 Größter bisher aufgetretener Ausnutzungsgrad der kritischen Schubspannungen, Aufstandsfläche RAUH2, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

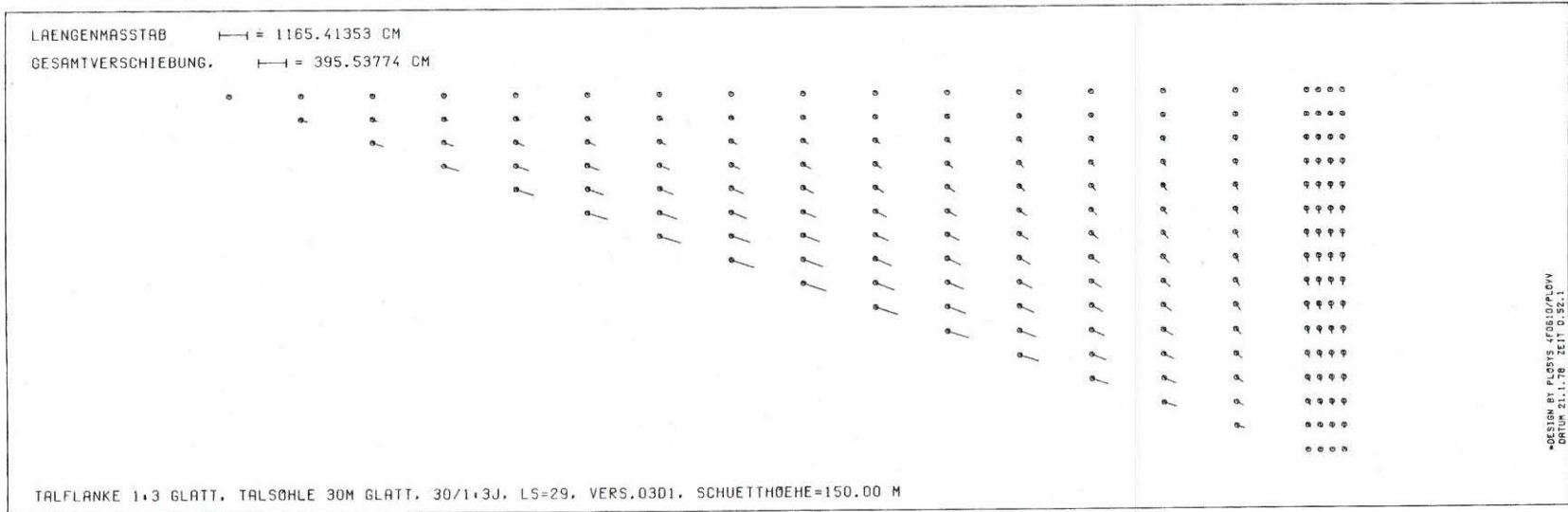
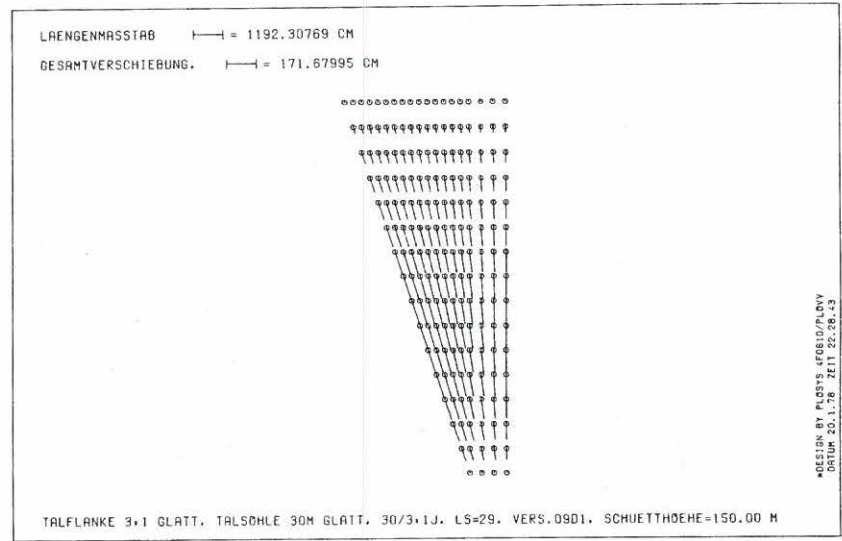
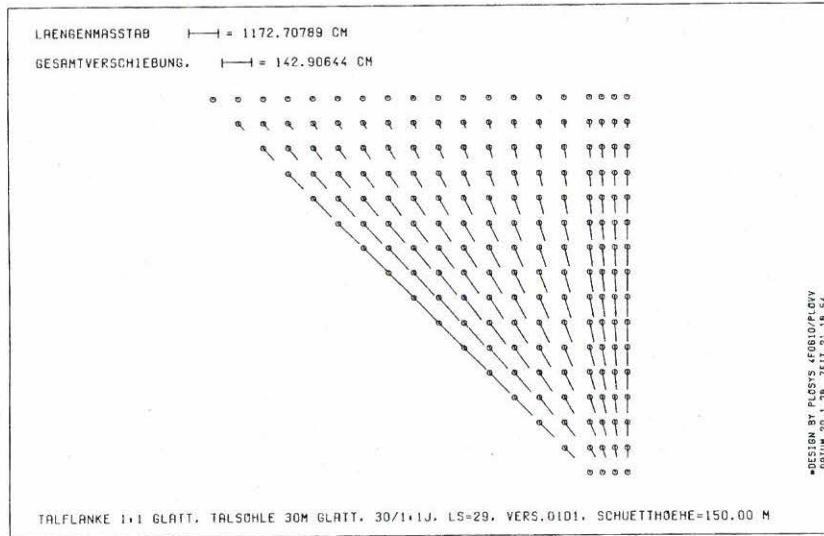


Bild 7.1/37 Gesamtverschiebung, Aufstandsfläche GLATT,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

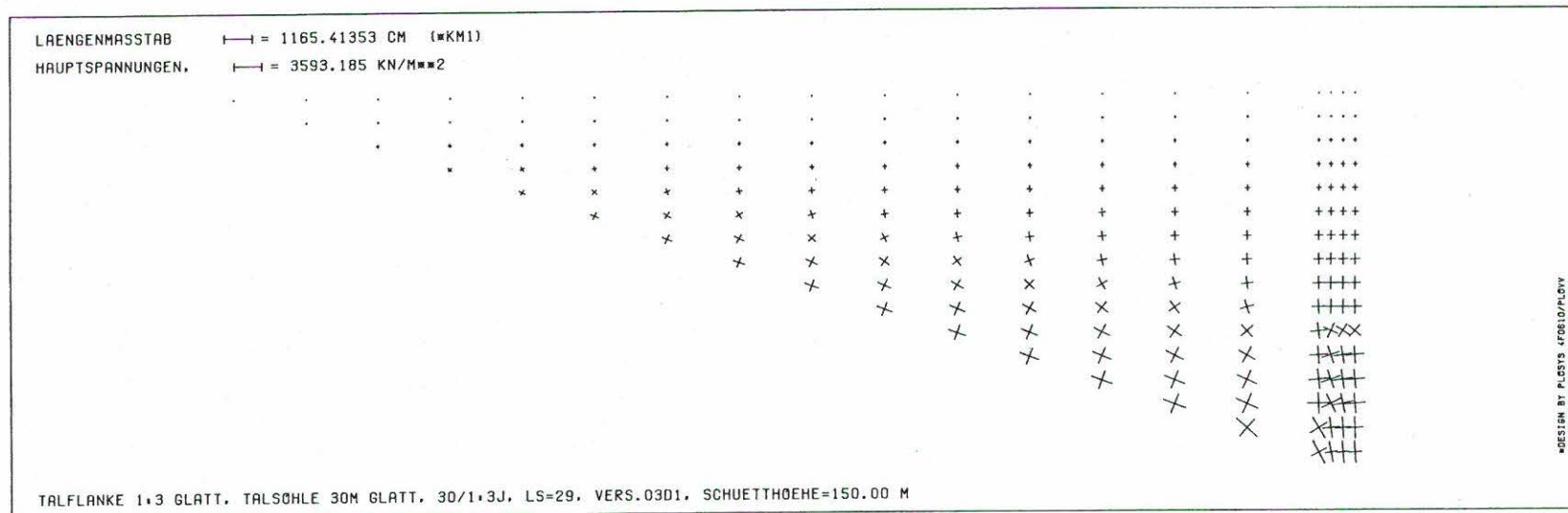
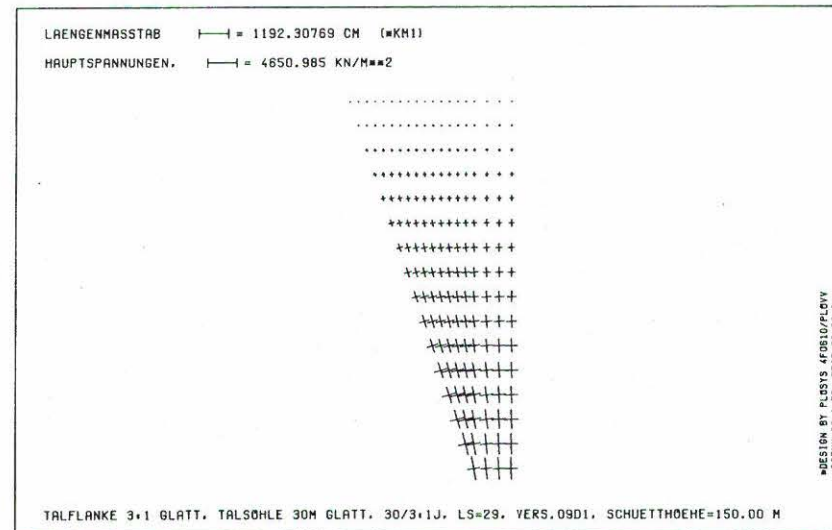
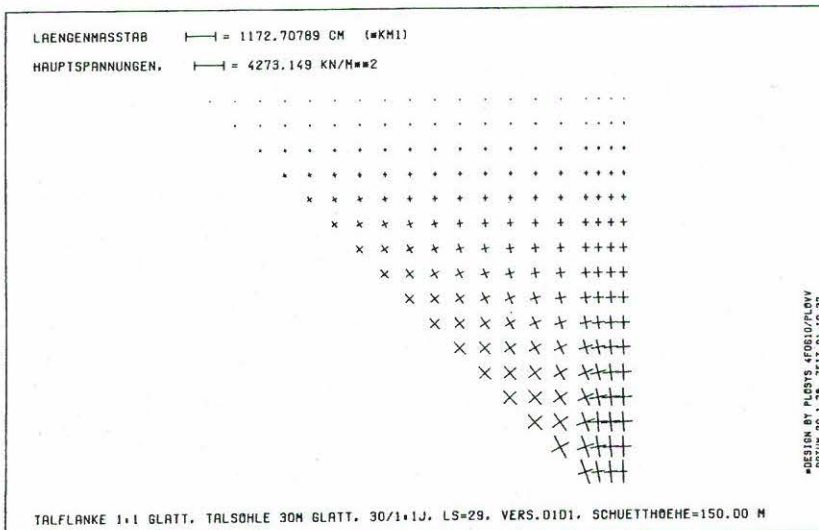


Bild 7.1/38 Hauptspannungen, Aufstandsfläche GLATT,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

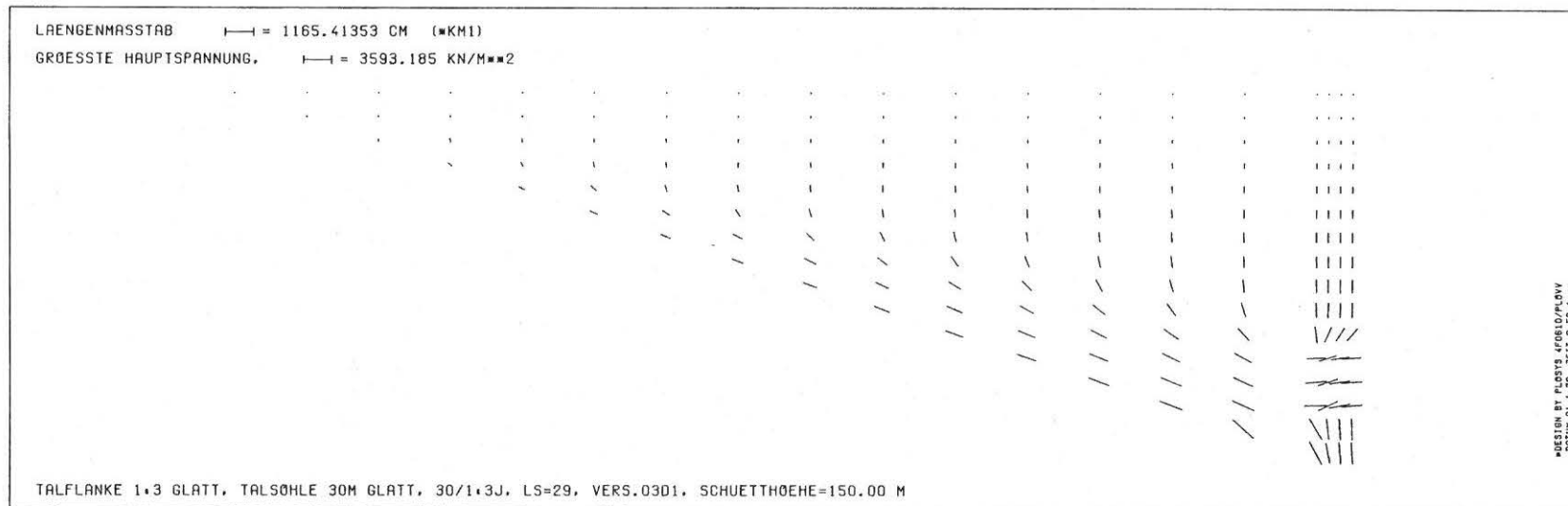
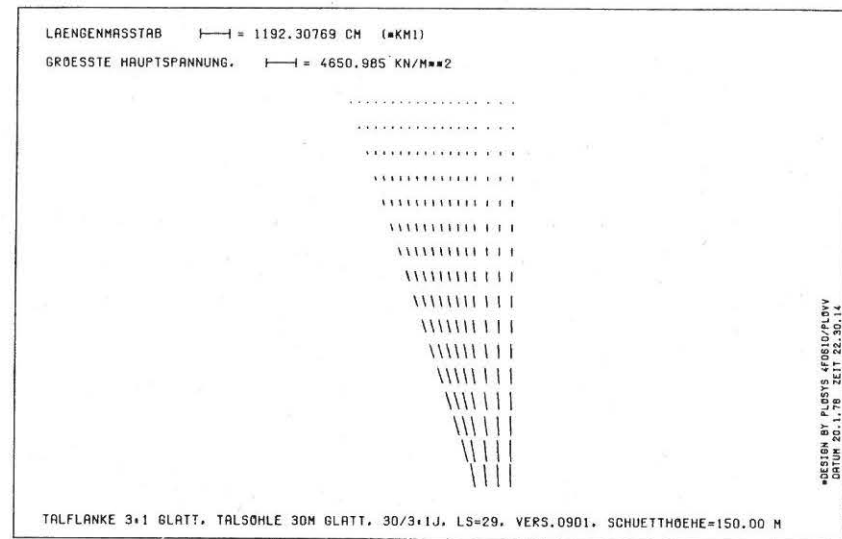
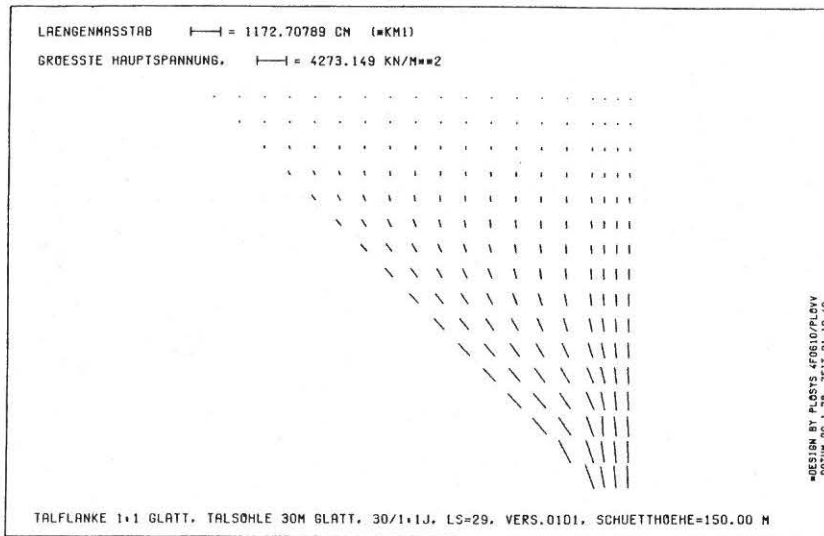


Bild 7.1/39 Größte Hauptspannung nach Größe und Richtung, Aufstandsfläche GLATT, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

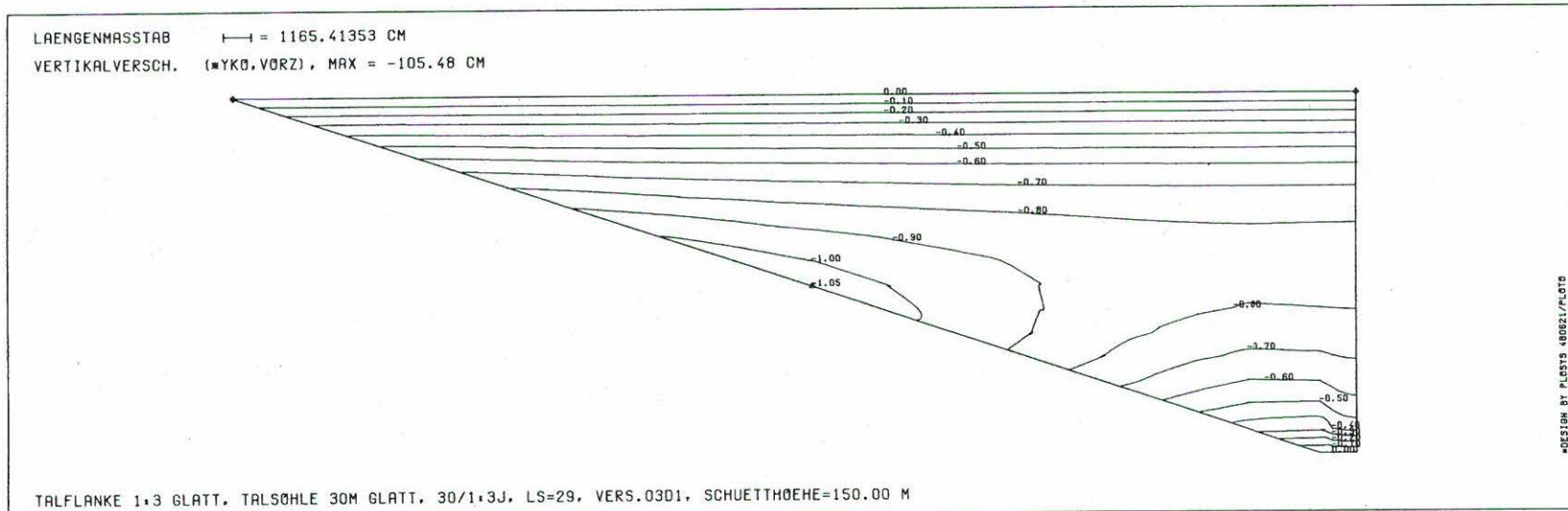
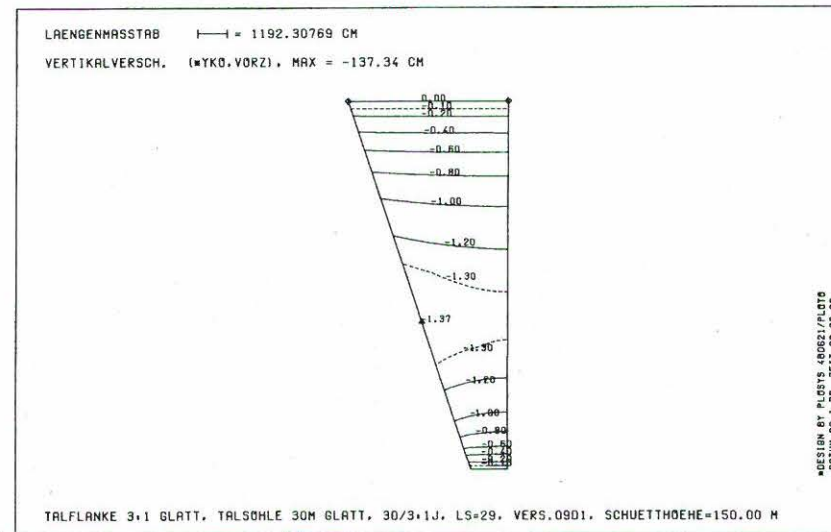
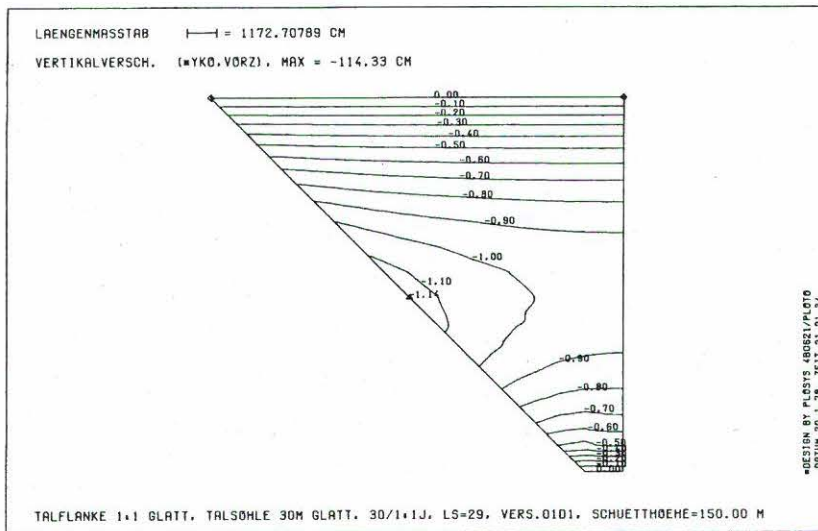


Bild 7.1/40 Vertikalverschiebung (m), Aufstandsfläche GLATT,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

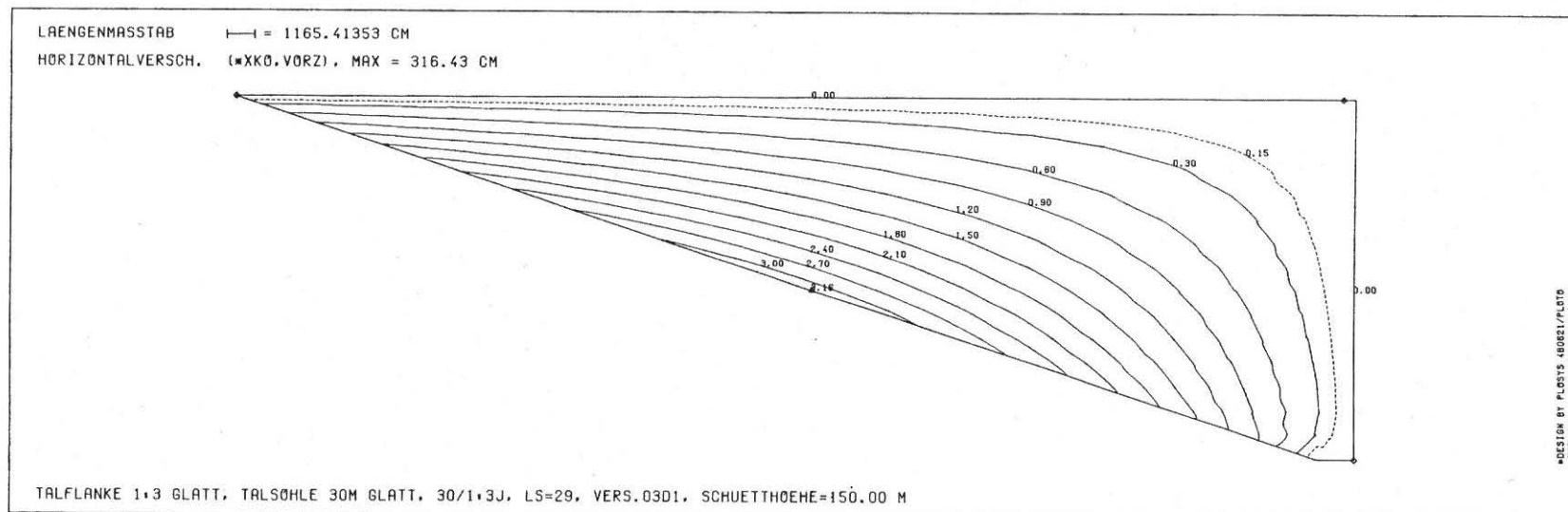
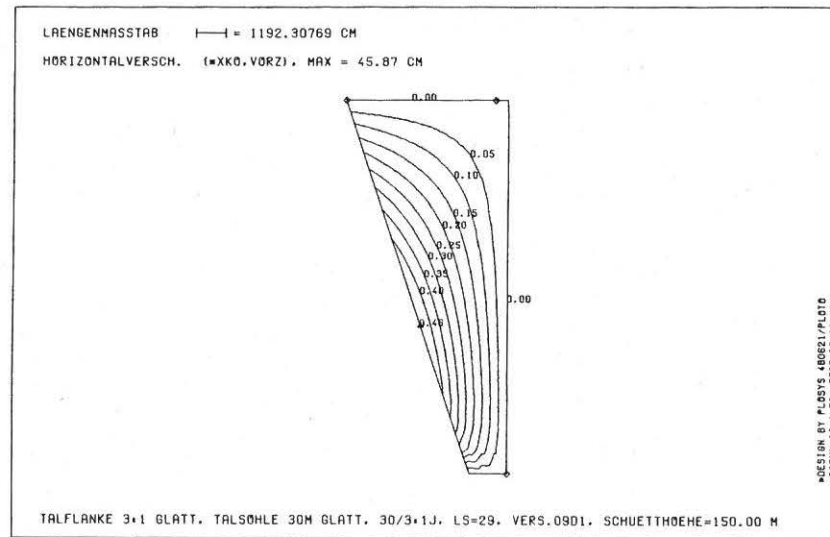
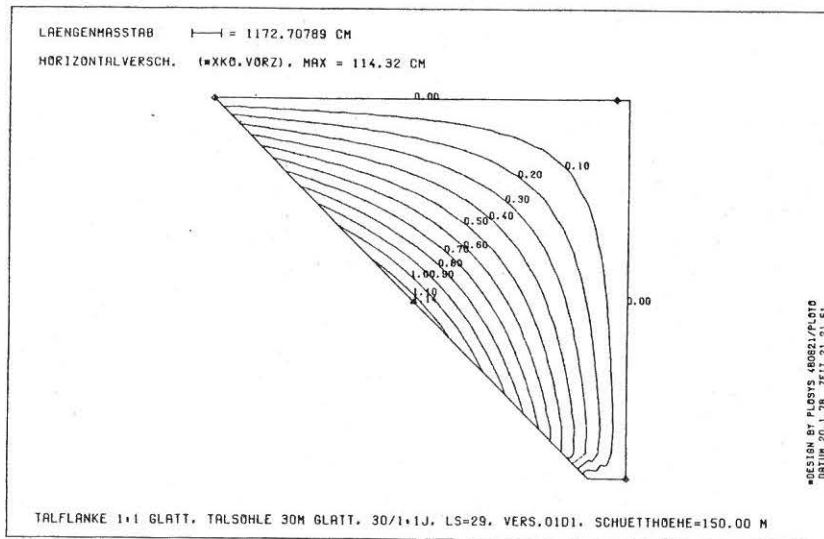


Bild 7.1/41 Horizontalverschiebung (m), Aufstandsfläche GLATT,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

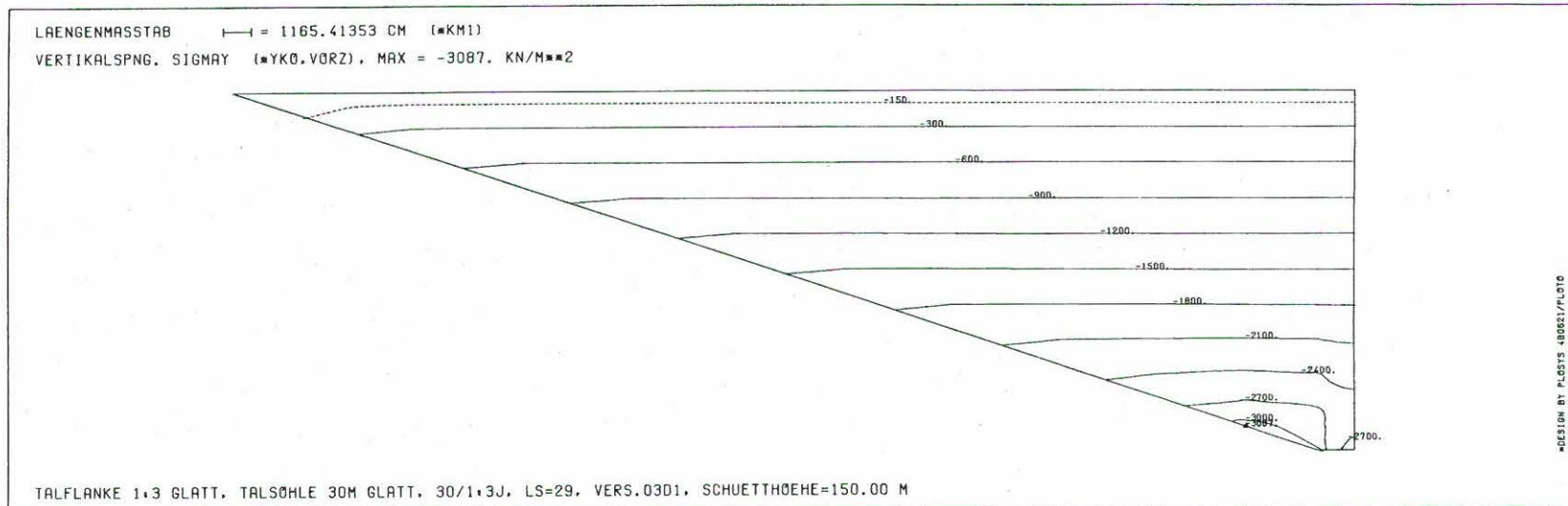
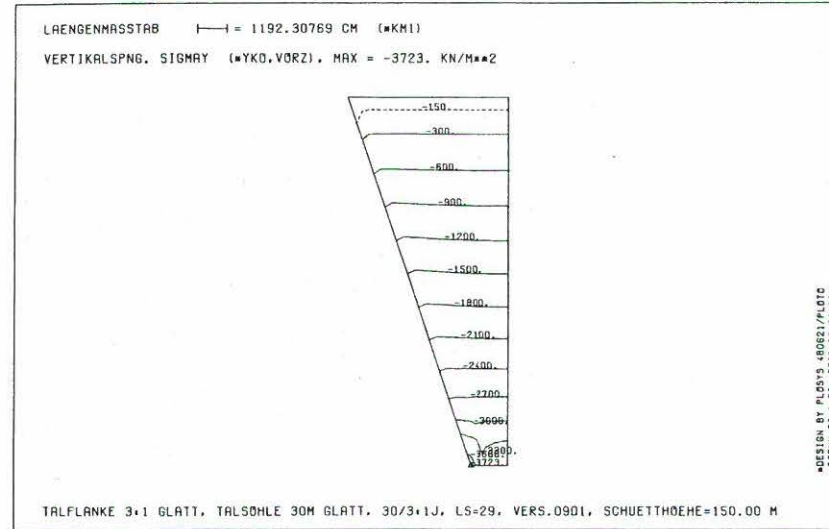
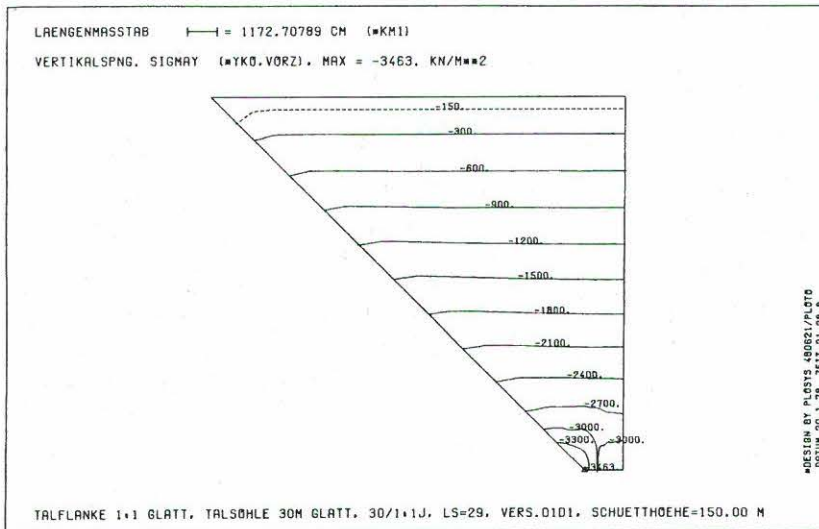


Bild 7.1/42 Vertikalspannung, Aufstandsfläche GLATT,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

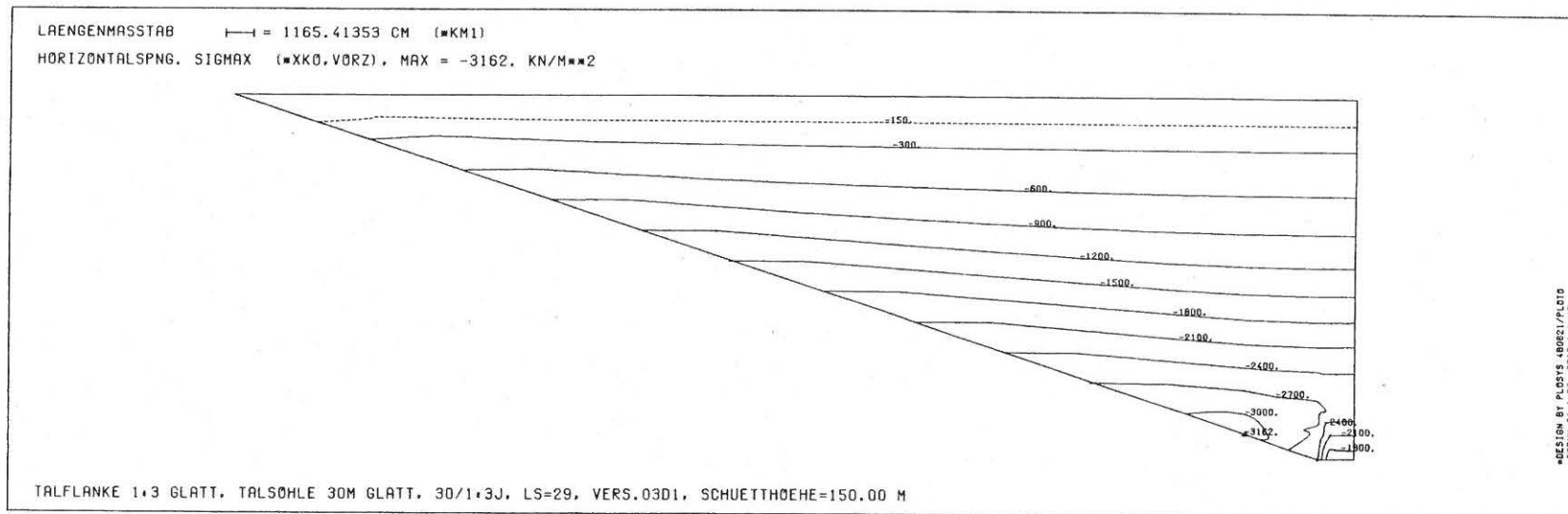
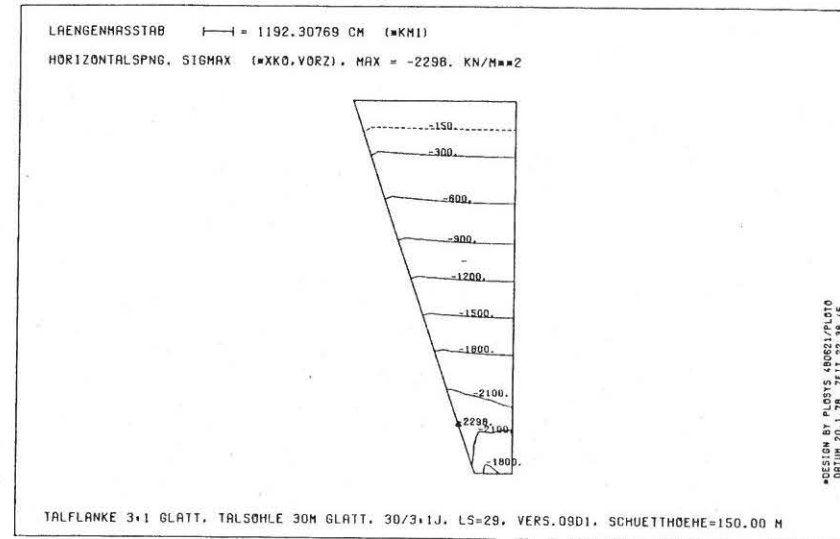
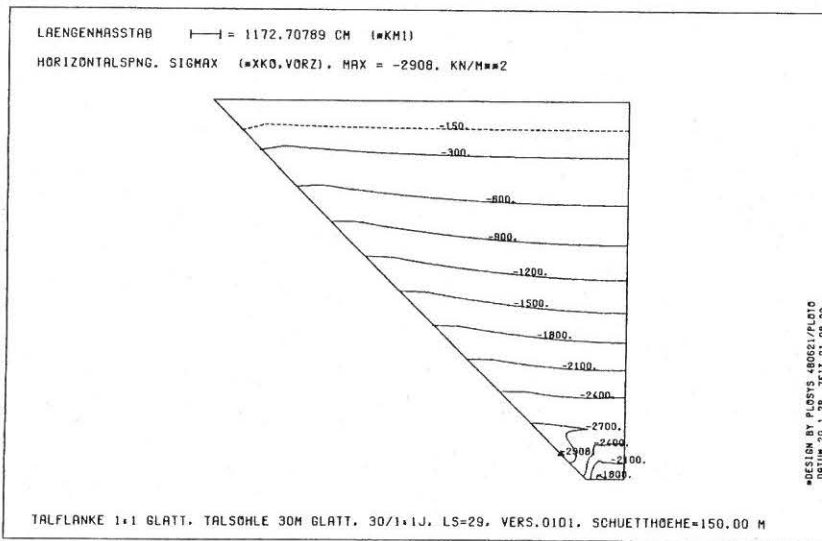


Bild 7.1/43 Horizontalspannung, Aufstandsfläche GLATT,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

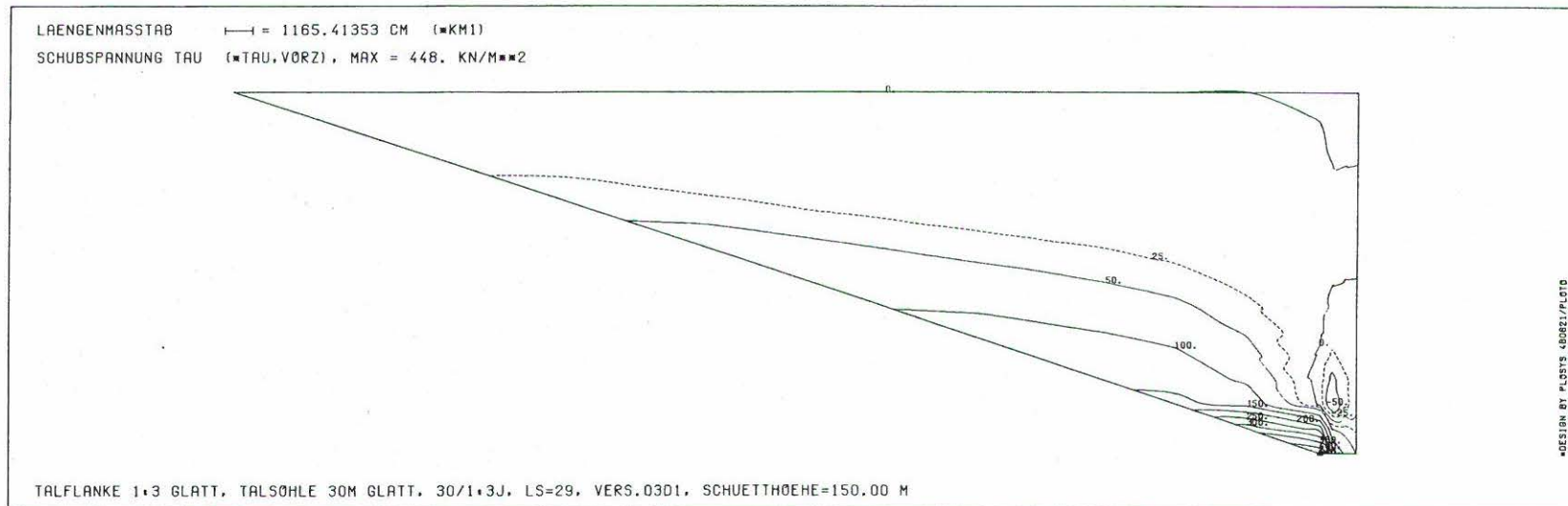
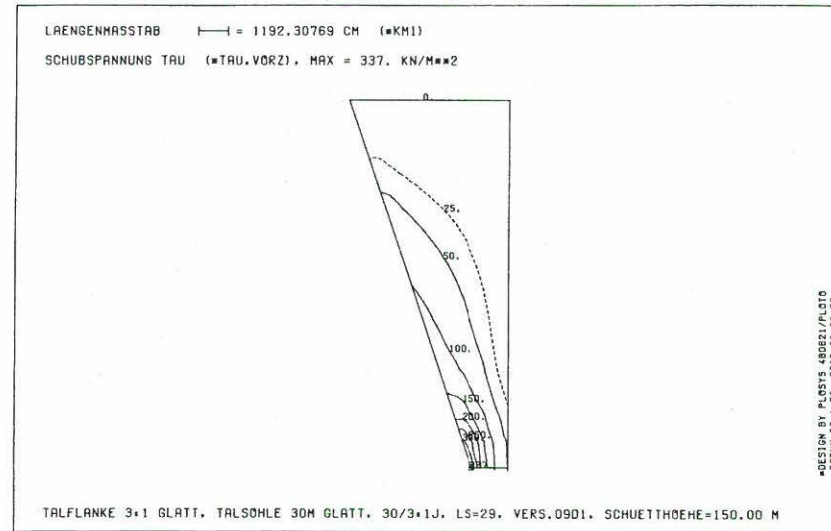
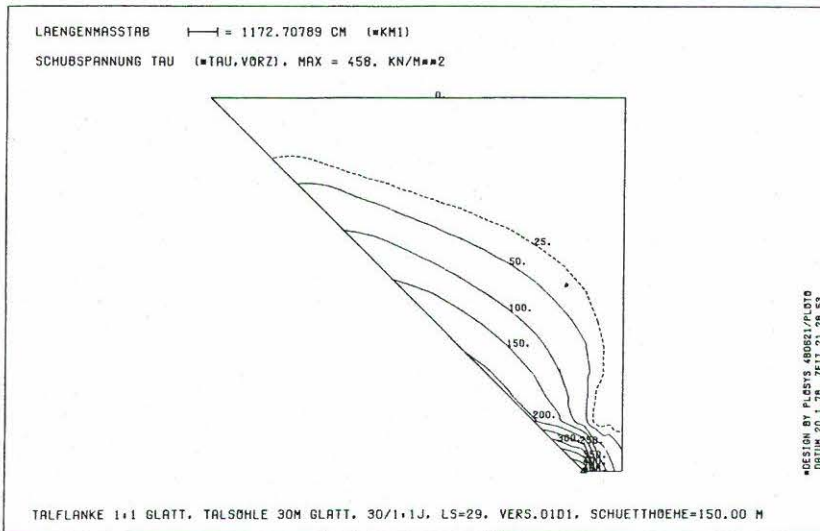


Bild 7.1/44 Schubspannung τ_{xy} , Aufstandsfläche GLATT,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

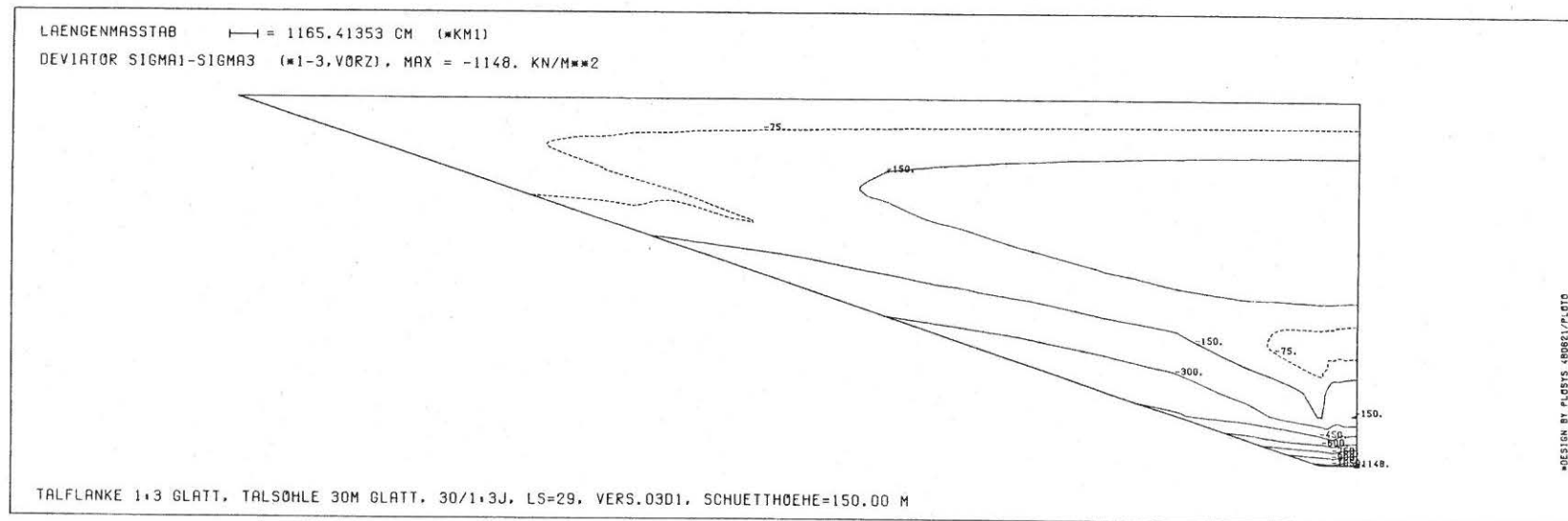
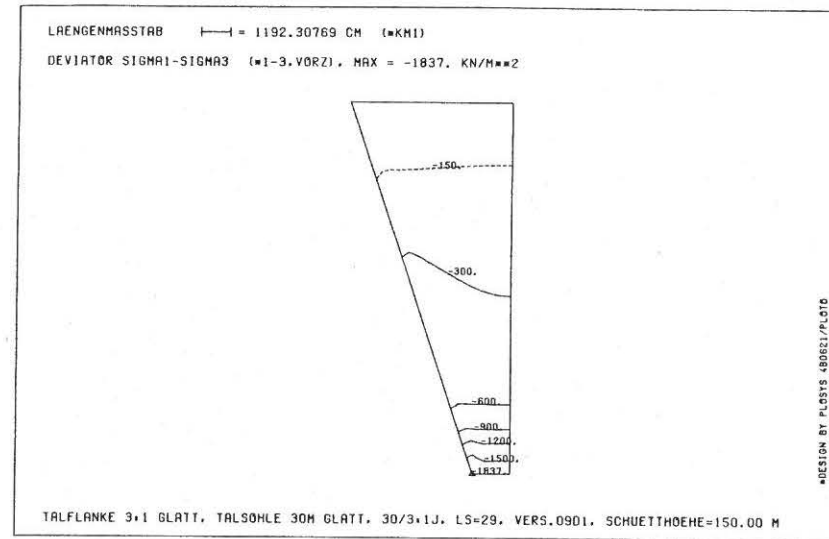
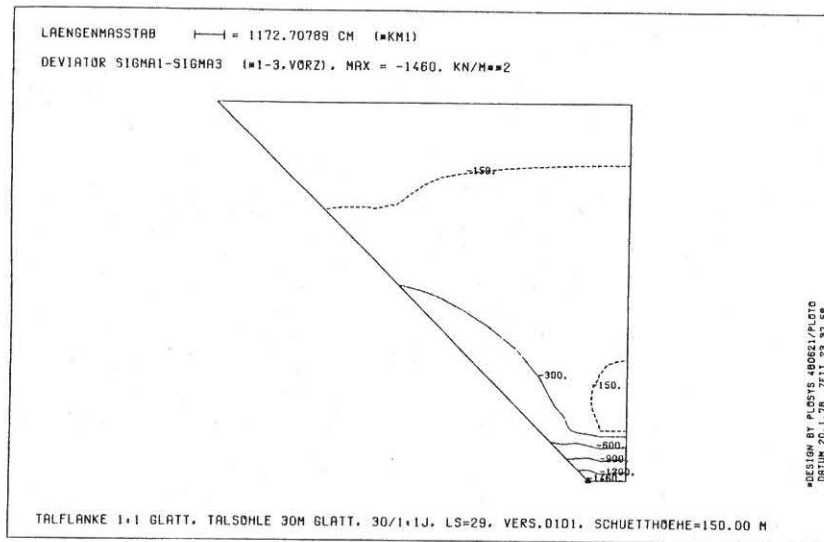


Bild 7.1/45 Hauptspannungsdifferenz, Aufstandsfläche GLATT,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

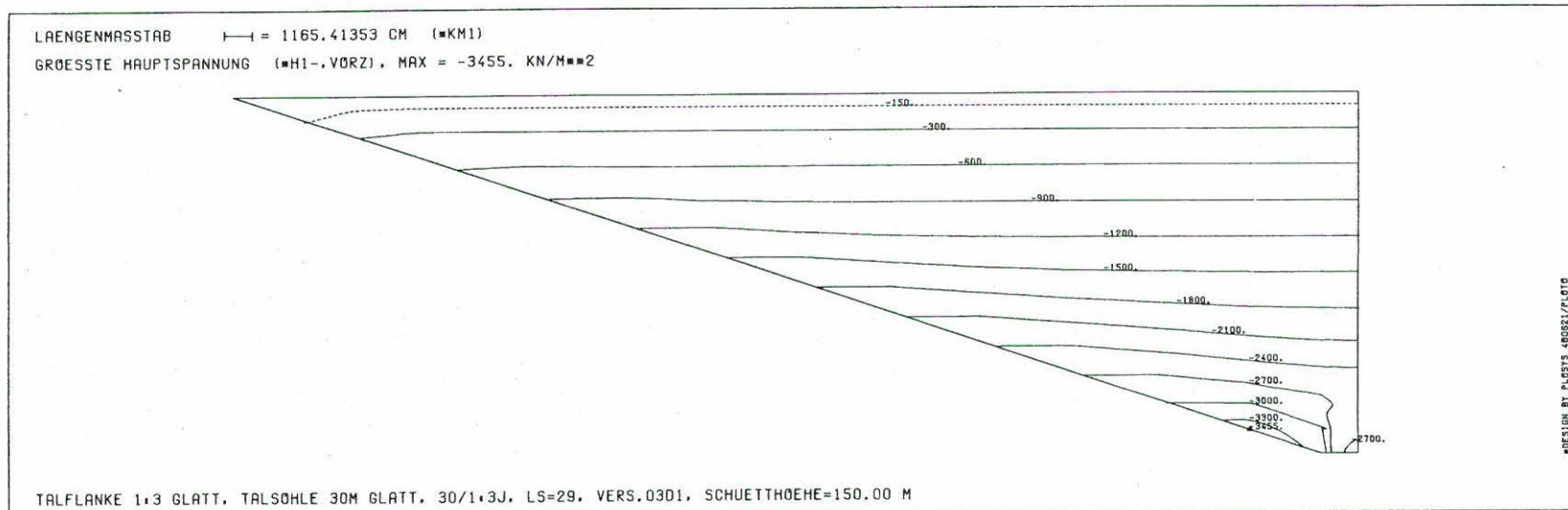
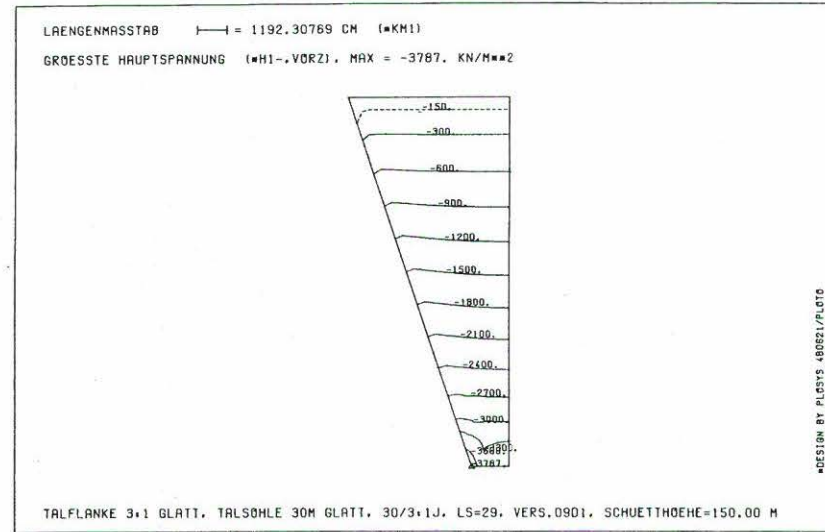
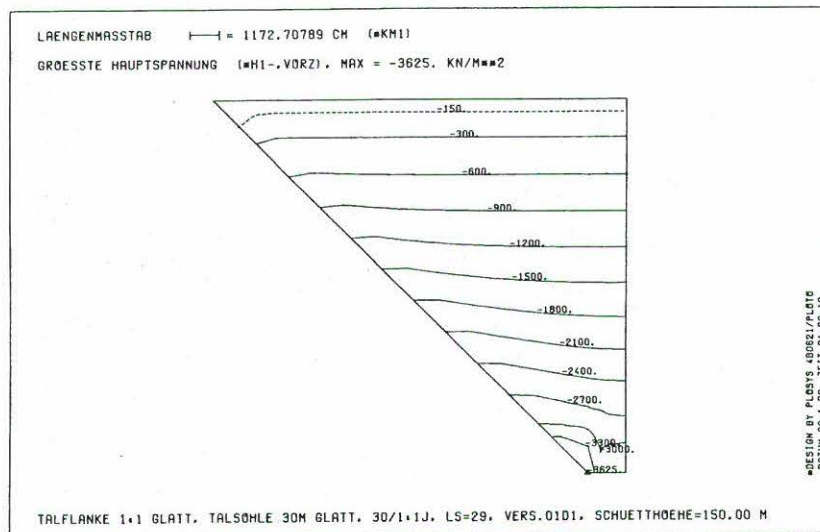


Bild 7.1/46 Größte Hauptspannung, Aufstandsfläche GLATT,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m

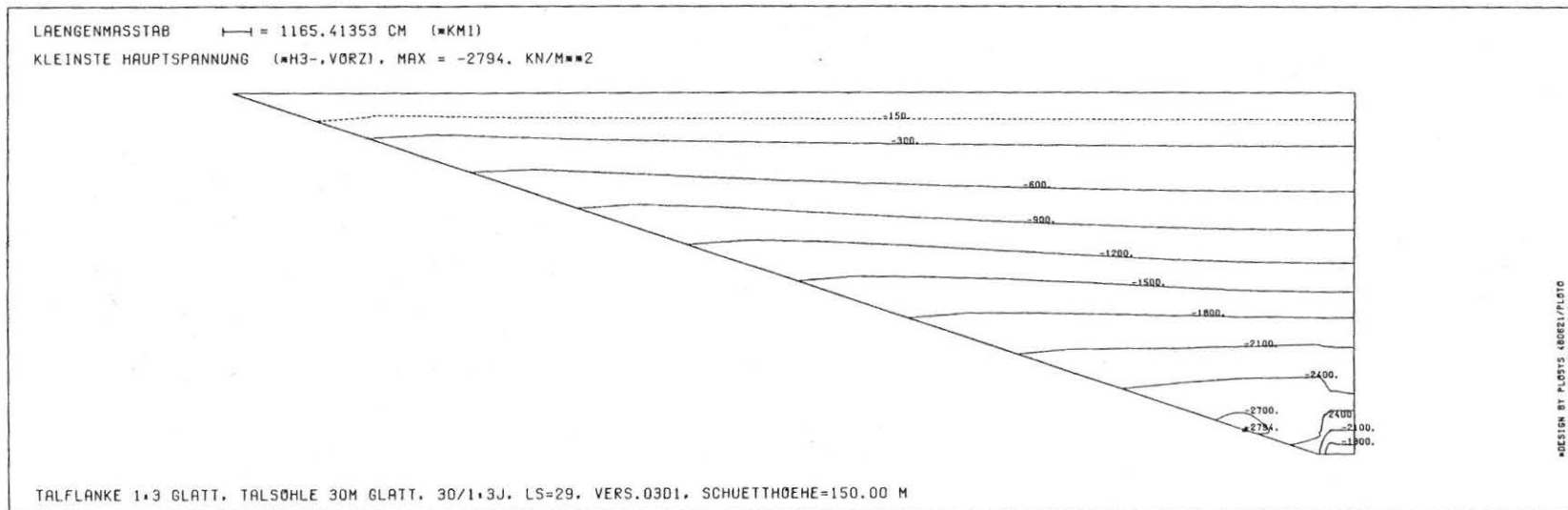
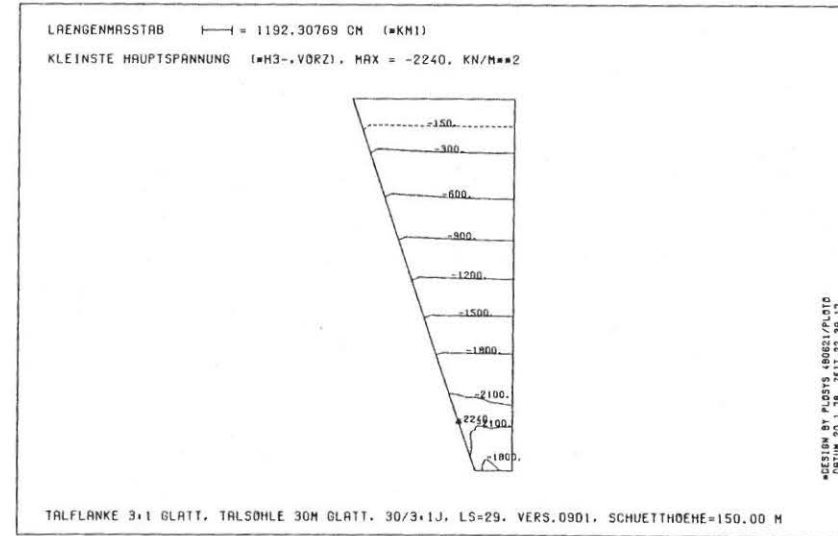
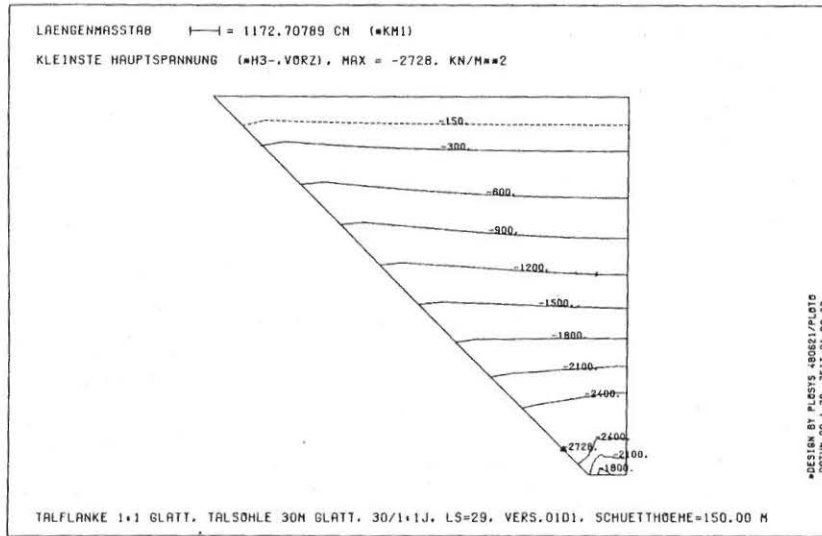


Bild 7.1/47 Kleinste Hauptspannung, Aufstandsfläche GLATT,
 Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

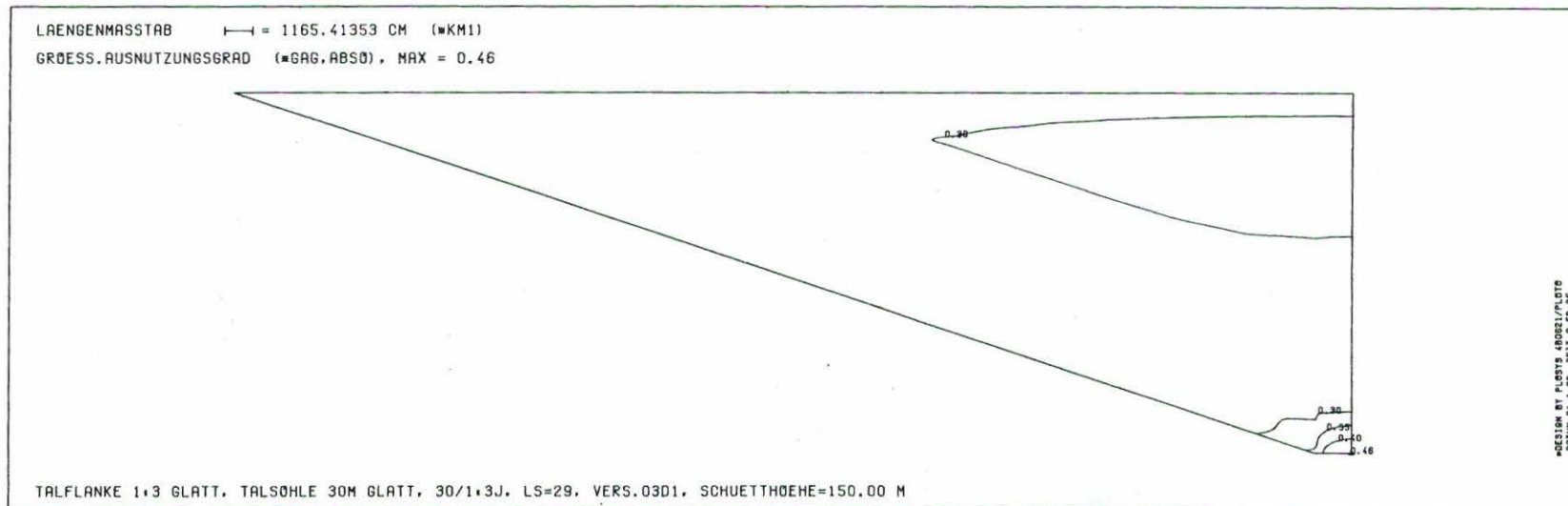
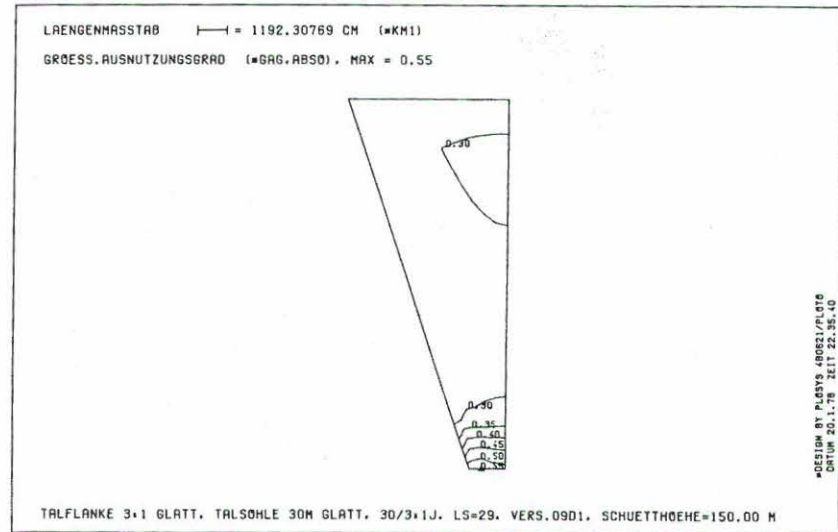
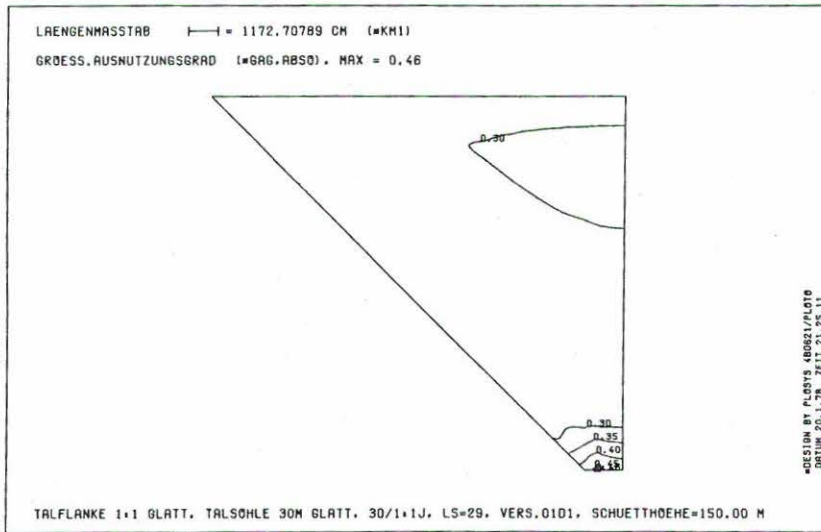


Bild 7.1/48 Größter bisher aufgetretener Ausnutzungsgrad der kritischen Schubspannungen, Aufstandsfläche GLATT, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30 m

7.2 Vergleich von Talquerschnitt und Dammquerschnitt während des Schüttvorganges zur Abschätzung der räumlichen Wirkung

7.2.1 Talquerschnitt bei zunehmender Schütthöhe

Die Entwicklung der Verformungen und Spannungen während des Schüttvorganges wird exemplarisch anhand eines Dammes mit der Talflankenneigung 1:1 und 30 m breiter Talsohle in Bild 7.2/1 bis 7.2/4 dargestellt. Für die Rauigkeit werden die beiden Grenzfälle der glatten und der unverschieblich starren Aufstandsfläche gegenübergestellt. Die Argumente sind ab einer Schütthöhe von 30 m in Schritten zu 20 m bis zum Erreichen der Dammkrone aufgetragen. Die Schnittführungen sind aus den Beschriftungen sowie Bild 7.2/1 ersichtlich.

Die Vertikalverschiebungen in der Symmetrieachse (Bild 7.2/1) haben bei *s t a r r e r* Aufstandsfläche ihr Maximum geringfügig unterhalb der jeweils halben aktuellen Schütthöhe. Bei geringen Schütthöhen liegt das Maximum 14% und bei Erreichen der Endhöhe von 150 m noch 7% unterhalb dieser Marke. Gleichzeitig erhöhen sich die Vertikalverschiebungen von 0.8% auf 1.3% der aktuellen Schütthöhe. Dies ist die Wirkung eines mit wachsender Schütthöhe steigenden Ausnutzungsgrades und damit einhergehend eines Weicherwerdens des Schüttmaterials. Über dem Talflankenfuß (Bild 7.2/2) zeigen sich die gleichen Verhältnisse. Die Nähe der Talflanke führt zu 1.3% kleineren Setzungen im Endzustand.

Im Fall der *g l a t t e n* Aufstandsfläche ergeben sich die gleichen Tendenzen für die Lage der Maxima der Vertikalverschiebungen in diesen Schnitten. Dabei nehmen die Vertikalverschiebungen jedoch bei wachsender Schütthöhe nicht im selben Maße zu und erreichen im Endzustand nur die Hälfte des Vergleichwertes. Dies ist ebenso eine Folge des Ausnutzungsgrades, wie die relativ großen, dem Wert bei *s t a r r e r* Aufstandsfläche nahekommenden Vertikalverschiebungen an der Basis des Dammes. Während nämlich in weiten Bereichen des Querschnittes der Aus-

nutzungsgrad viel kleiner ist, nimmt dieser in den unteren 15 m die Größenordnung an, die er auch im Damm bei s t a r r e r Aufstandsfläche in dieser Zone hat (Bild 7.1/12 und 7.1/48). Deutlicher werden die Unterschiede anhand der Spannungen. Die Vertikalspannungen in der Symmetrieachse entsprechen sowohl bei s t a r r e r als auch bei g l a t t e r Aufstandsfläche in der oberen Hälfte des jeweils bisher geschütteten Bereiches den Überlagerungsspannungen aus Eigengewicht¹. In der unteren Hälfte fallen die Vertikalspannungen bei s t a r r e r Aufstandsfläche auf 86% des Überlagerungsgewichtes ab, während sie bei g l a t t e r Aufstandsfläche um 12% ansteigen. Dieser Vorgang entwickelt sich mit zunehmender Schütthöhe und ist ab Erreichen der halben Dammhöhe voll ausgeprägt.

Im Fall der s t a r r e n Aufstandsfläche nimmt die Horizontalspannung in der Symmetrieachse (Bild 7.2/1) im oberen Teil der jeweiligen bisher geschütteten Bereiche stärker zu, als es die Überlagerungsspannung erwarten läßt. Bei Erreichen der Endhöhe ist die tatsächliche Horizontalspannung in Dammitte um 26% größer als die Horizontalspannung aus Überlagerungsgewicht. Im unteren Fünftel des Dammes fallen die Horizontalspannungen dagegen auf 83% ab. Dies ist das Indiz für ein großes Gewölbe innerhalb des Schüttmaterials, das sich auf den beiden Talflanken abstützt und in der oberen Dammhälfte seinen Scheitelpunkt hat. Berücksichtigt man nun, daß in dem untersuchten Talquerschnitt jede aktuelle Schütthöhe gleichzeitig Endhöhe für einen gedachten Damm sein kann, so erkennt man, wie bei größeren Dammhöhen der relativ kleiner werdende Einfluß der Talsohlenbreite zu einer Zunahme der Spannungsumlagerung von Talflanke zu Talflanke führt.

Dem aufmerksamen Betrachter wird die erneute relative Zunahme der Horizontalspannungen in der Symmetrieachse an der Basis des Dammes bei steigender Schütthöhe nicht entgangen sein. Ein Vergleich mit Bild 7.2/2 zeigt über dem Talflankenfuß in halber Dammhöhe ebenfalls

1) Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde auf Eintragen der Überlagerungsgewichtsspannungen in Bild 7.2/1 bis 7.2/4 verzichtet, hierzu siehe jedoch Bild 7.2/5.

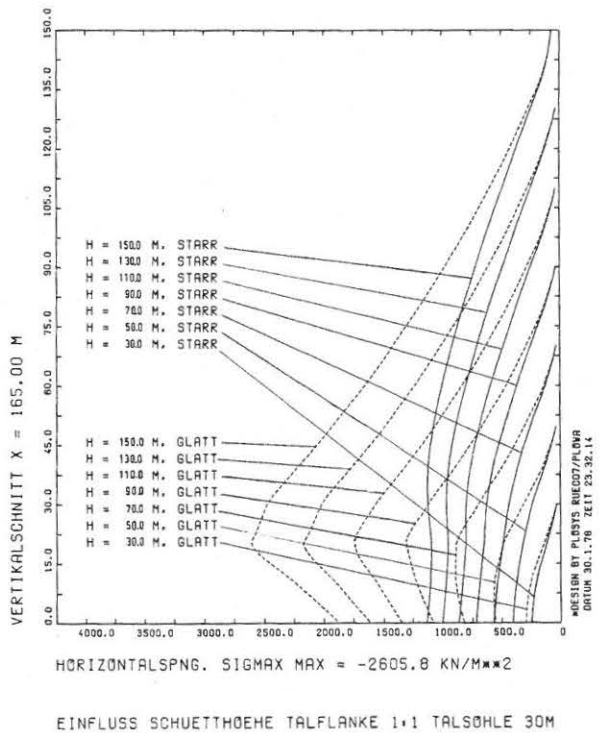
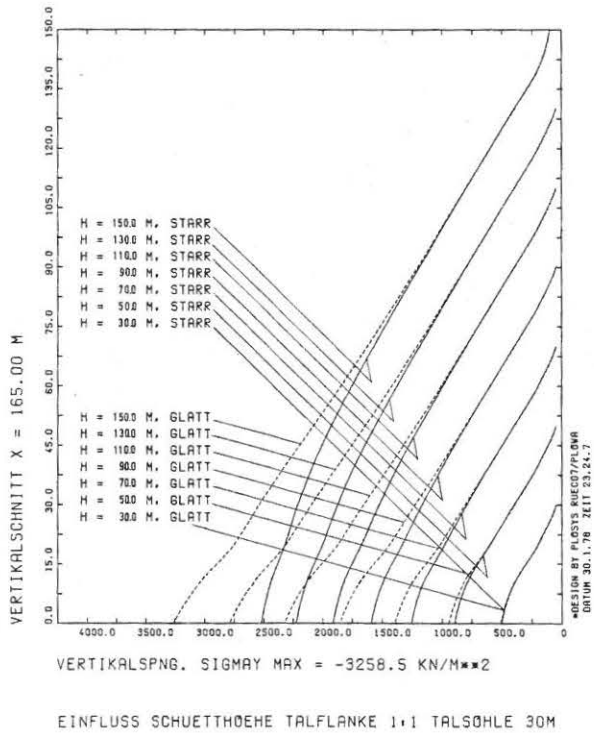
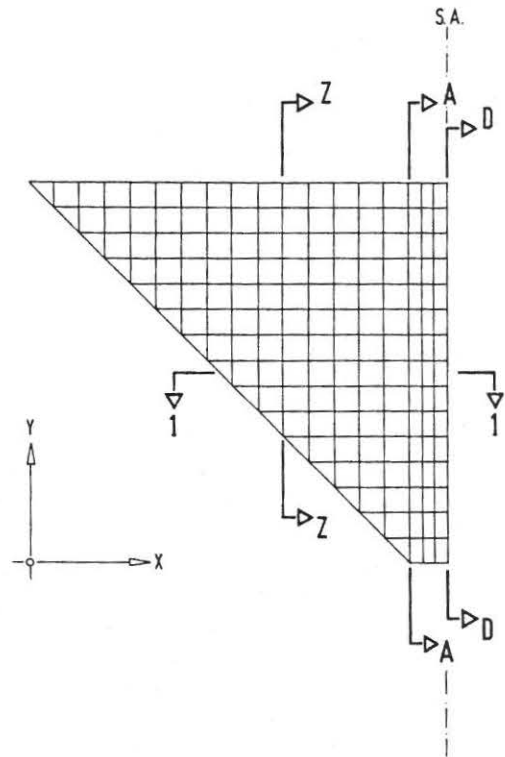
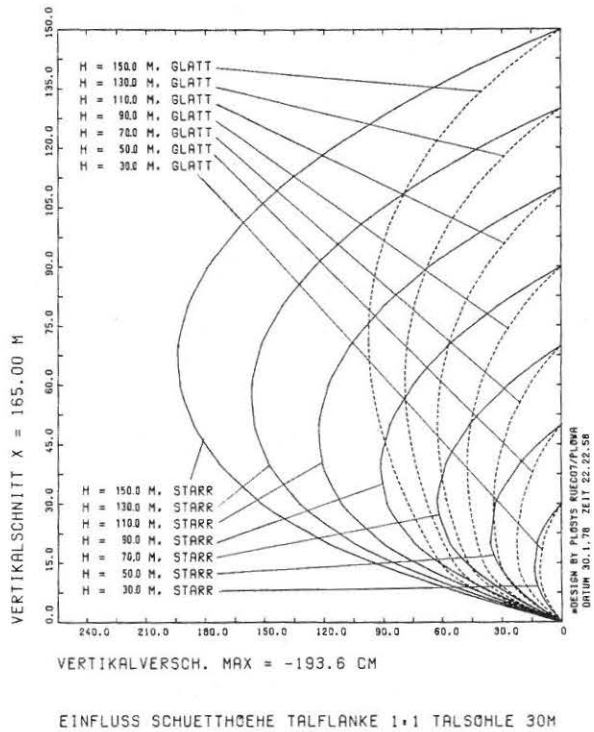
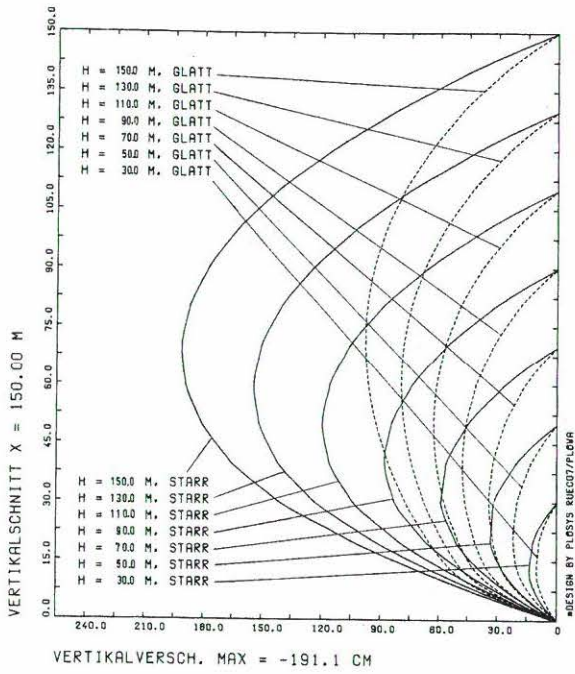
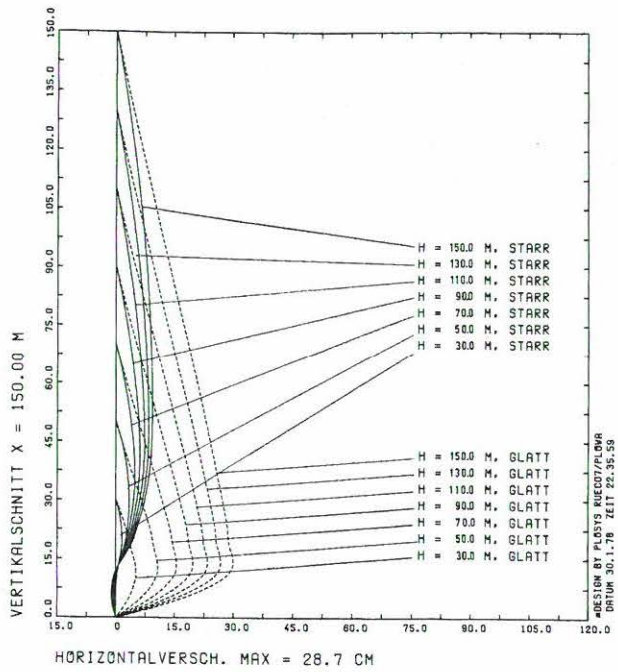


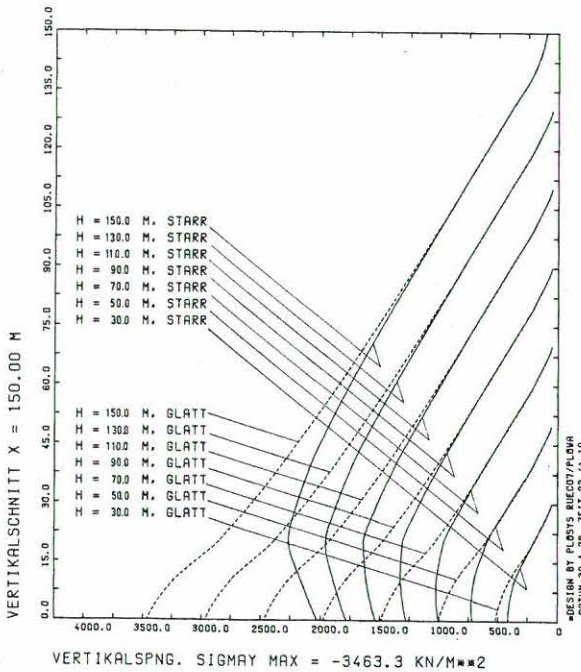
Bild 7.2/1 Spannungen und Verformungen im Talquerschnitt bei verschiedenen Schütthöhen, Schnitt D-D, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30m



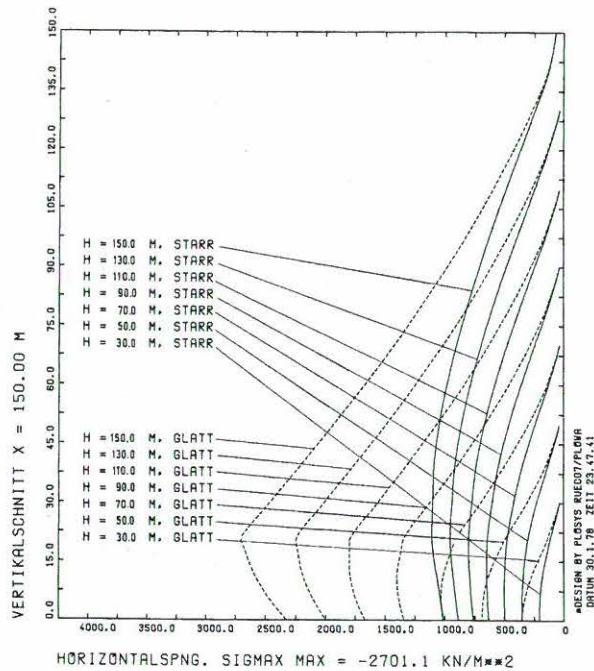
EINFLUSS SCHUETTHOEHE TALFLANKE 1:1 TALSÖHLE 30M



EINFLUSS SCHUETTHOEHE TALFLANKE 1:1 TALSÖHLE 30M



EINFLUSS SCHUETTHOEHE TALFLANKE 1:1 TALSÖHLE 30M



EINFLUSS SCHUETTHOEHE TALFLANKE 1:1 TALSÖHLE 30M

Bild 7.2/2 Spannungen und Verformungen im Talquerschnitt bei verschiedenen Schütthöhen, Schnitt A-A, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsöhle 30m

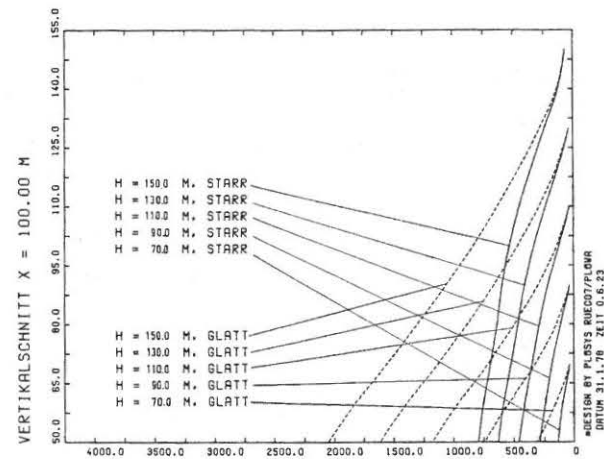
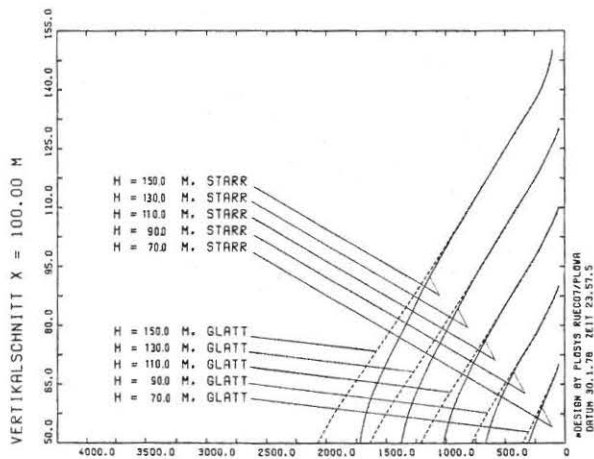
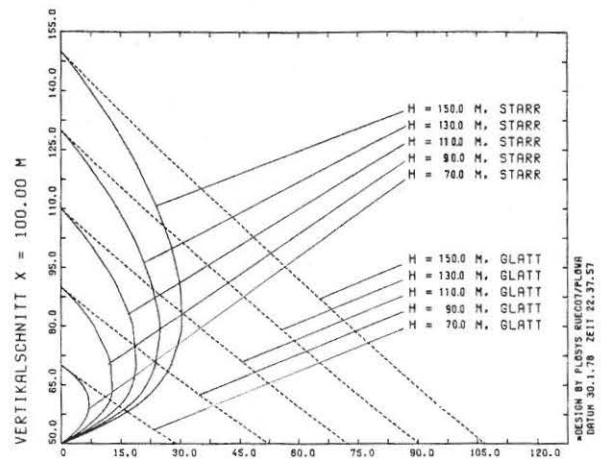
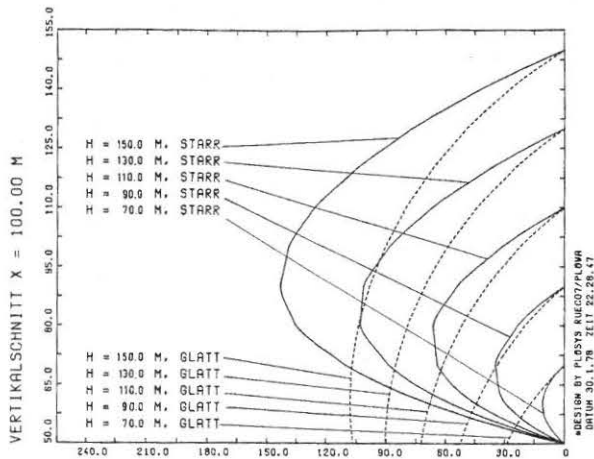
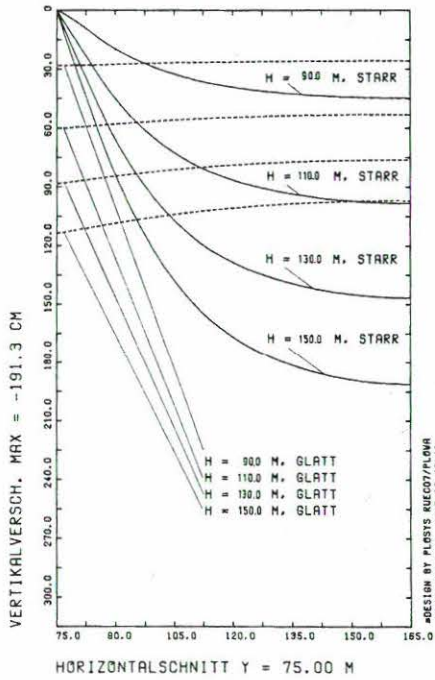
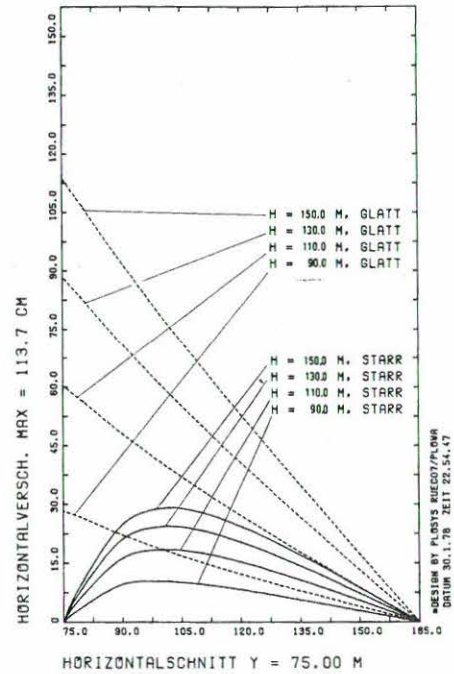


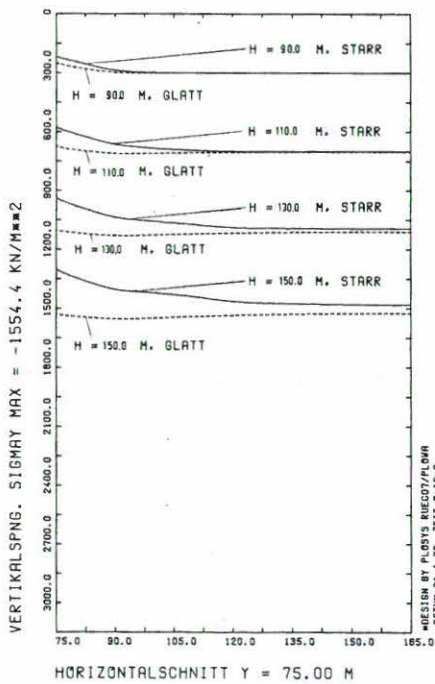
Bild 7.2/3 Spannungen und Verformungen im Talquerschnitt bei verschiedenen Schütthöhen, Schnitt Z-Z, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30 m



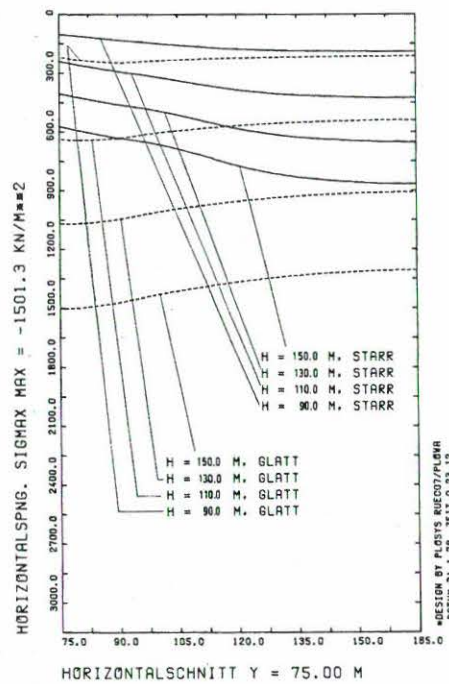
EINFLUSS SCHUETHÖHE TALFLANKE 1:1 TALSOHLE 30M



EINFLUSS SCHUETHÖHE TALFLANKE 1:1 TALSOHLE 30M



EINFLUSS SCHUETHÖHE TALFLANKE 1:1 TALSOHLE 30M



EINFLUSS SCHUETHÖHE TALFLANKE 1:1 TALSOHLE 30M

Bild 7.2/4 Spannungen und Verformungen im Talquerschnitt bei verschiedenen Schütthöhen, Schnitt 1-1, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30 m

die Zunahme der Horizontalspannungen infolge des großen Gewölbes von Talflanke zu Talflanke. Der Abfall der Horizontalspannungen auf 76% verläuft jedoch stetig bis zur Basis des Dammes. Im Endzustand sind die Horizontalspannungen in der Höhe von 15 m bis 30 m sogar größer als in diesem Bereich der Symmetrieachse. Die Vertikalspannungen zeigen eine deutliche Zunahme in der Beschleunigung des Spannungsabfalles. Hieraus folgt, daß sich im Schüttmaterial zwei weitere kleinere Gewölbe mit einer Scheitelhöhe von 20 m aufspannen, diesmal jeweils zwischen Talflanke und Talsohle zur Überbrückung des Talflankenfußes. Im Vorgriff auf spätere Kapitel sei über den Entstehungsmechanismus schon soviel gesagt, daß im V-Tal mit null Meter Talsohlenbreite diese drei Gewölbe zu einem Gewölbe werden, während bei sehr breitem Tal das Gewölbe von Talflanke zu Talflanke in seiner Bedeutung zurücktritt und hauptsächlich die Überwölbung des linken und rechten Talflankenfußes zu beobachten ist.

Bei glatter Aufstandsfläche kommt es zu keiner Gewölbebildung (Bild 7.2/1). Vielmehr führt ein gewaltiger Talzuschub infolge des Abgleitens des Schüttmaterials auf den Talflanken zu Horizontalspannungen, die mehr als doppelt so groß sind, als sie sich aus dem Überlagerungsgewicht ergeben hätten. Erst dicht über der Talsohle fallen die Horizontalspannungen infolge der horizontal glatten Lagerungsbedingungen wieder ab. Durch die starke horizontale Verspannung des Kontinuums und die dadurch mögliche Übertragung erhöhter Schubspannungen in vertikalen Schnitten kommt es vor allem in der unteren Hälfte des Dammquerschnittes zu Vertikalspannungen, die größer als das Überlagerungsgewicht sind.

Betrachtet man die Horizontalverschiebungen über dem Talflankenfuß (Bild 7.2/2) für den Fall der starren Aufstandsfläche, so stellt man fest, daß bei einer allgemeinen Tendenz zur Hineinbewegung in die Taltiefe doch in einem Bereich dicht über der Talsohle eine Umkehrung der Bewegungsrichtung eintritt. Dies ist dem Zusammenwirken von Talflankenneigung und bzw. veränderter Verschieblichkeit in der Talflanke zuzuschreiben. Während nämlich das Eigengewicht jeder Schüttlage an der Symmetrieachse direkt nach unten

geleitet wird, wird im Bereich der Talflanke ein Teil des Eigengewichtes durch die Rauigkeit kompensiert. So erfahren tiefer liegende Bereiche zunehmend ungleichmäßige, an der Symmetrieachse größere, Belastungen (Bild 7.2/4). Dadurch bedingt weicht das Schüttmaterial dann in Richtung auf die Talflanke aus.

Auch bei glatter Aufstandsfläche tritt am Talflankenfußpunkt keine Horizontalverschiebung ein (Bild 7.2/3). Infolge der glatten Aufstandsfläche kommt es in einem vertikalen Schnitt über der Talflanke zu einer linearen Verteilung der Horizontalverschiebungen. Allein die Steifigkeit des Schüttmaterials bestimmt den Verformungsablauf. Der Talflankenfußpunkt als Eckpunkt verhindert jedoch sämtliche Verformungen, es sei denn, es würde eine klaffende Fuge zwischen Schüttmaterial und Felsuntergrund entstehen. Dies wird jedoch durch die hohe Verspannung des Kontinuums verhindert und so bestätigt sich die Richtigkeit der zugrundegelegten Tangential- und Normalsteifigkeiten in der Dammaufstandsfläche. Horizontal- und Vertikalverschiebung werden auf der Talflanke durch die Talflankenneigung miteinander ins Verhältnis gesetzt.

Horizontal- und Vertikalspannungen in Bild 7.2/3 zeigen speziell bei starrer Aufstandsfläche wieder einen Abfall, der vor allem daraus resultiert, daß sich in der Nähe der Talflanke die Richtung der größeren Hauptspannung aus der Vertikalen auf die Talflanke zu dreht (Bild 7.1/2 und 7.1/3). Zusammen mit einem gleichzeitigen Abfall der Hauptspannungen im Bereich direkt oberhalb der Talflanke (Bild 7.1/10 und 7.1/11) ergibt sich so der Eindruck des simultanen Wirkens eines Stützgewölbes von Talflanke zu Talflanke und eines Hineinwanderns des Kontinuums zum Ort der größten Vertikalverformung in der Dammitte. Das mögliche Auftreten von vertikalen Rissen an den Talflanken während des Bauzustandes ist letztlich vom Wechselspiel dieser Kräfte abhängig.

Die Beobachtung eines Stützgewölbes von Talflanke zu Talflanke bei s t a r r e r Aufstandsfläche und eines horizontalen Verspannens des Schüttkörpers bei g l a t t e r Aufstandsfläche wird durch den Verlauf der Spannungen und Verformungen in einem horizontalen Schnitt in halber Dammhöhe (Bild 7.2/4) bestätigt. Bei s t a r r e r Aufstandsfläche treten die größten Setzungen immer in der Dammachse, die größten Horizontalverschiebungen jedoch in der Nähe der Talflanke auf. Die Vertikalspannungen entsprechen in der Dammachse sehr gut dem Überlagerungsgewicht und nehmen zur Talflanke um 15% ab. Die Horizontalspannungen dagegen sind in der Dammachse im gleichen Maße größer als sie an der Talflanke kleiner sind. Insgesamt ergibt sich das Bild eines Kontinuums, dessen Verformungen durch einen Setzungs-herd in der Mitte des Dammes maßgeblich geprägt werden. Bei g l a t t e r Aufstandsfläche ist die Wirkung des Talzushubes so groß, daß die größten Setzungen ebenso wie die größten Horizontalverschiebungen an der Talflanke auftreten. Die Vertikalspannungen sind im gesamten Horizontalschnitt nur geringfügig größer als das Überlagerungsgewicht. Die Horizontalspannungen sind dagegen an der Talflanke, also dem Ort, wo der Zuwachs an Eigengewicht in Talzuschub umgewandelt wird, mehr als doppelt so groß. Sie klingen zur Dammachse hin etwas ab, was sicherlich im Zusammenhang mit der geringeren Setzung an dieser Stelle gesehen werden muß. Jetzt haben wir das Bild eines sich zunehmend horizontal verspannenden Kontinuums mit der Tendenz zu vertikalem Auspressen der Talauffüllung.

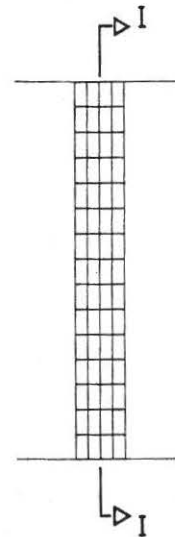
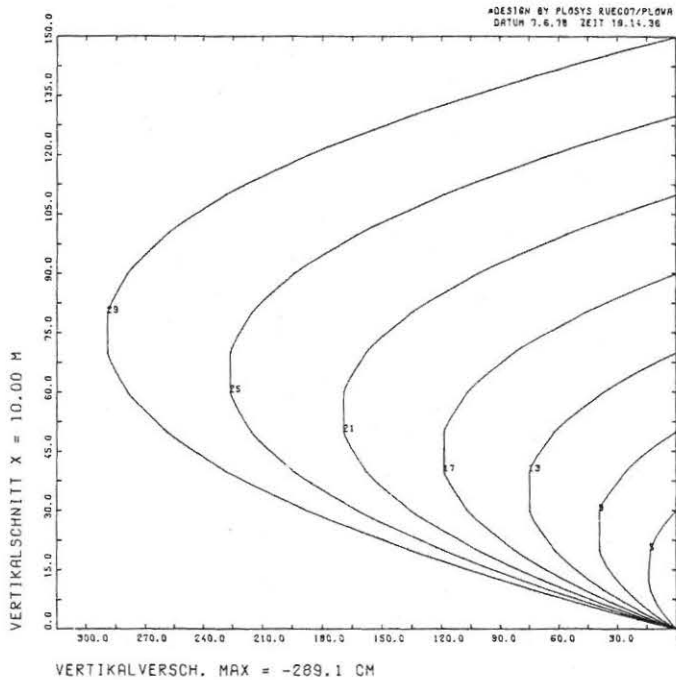
7.2.2 Dammquerschnitt bei zunehmender Schütthöhe und räumliche Lastabtragung

In diesem Abschnitt soll anhand einer Gegenüberstellung der Veränderung von Spannungen und Verformungen während des Schüttvorganges für den Dammquerschnitt und den Dammlängsschnitt im Vergleich mit der unendlich ausgedehnten Schüttung das räumliche Lastabtragungssystem in einem Steinschüttdamm aufgezeigt werden.

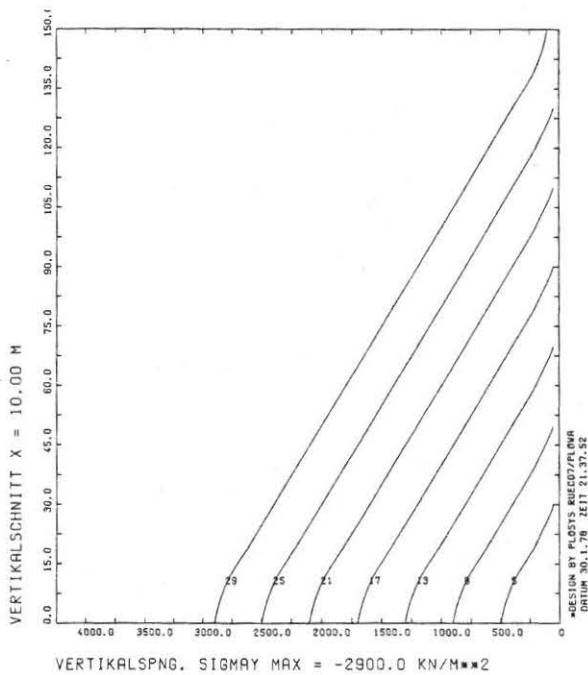
Der Fall der unendlich ausgedehnten Schüttung wurde als ebenes Verformungsproblem berechnet. Zusammen mit der vorgegebenen Randbedingung der horizontalen Unverschieblichkeit gelten die Ergebnisse nicht nur für den ebenen Fall in Dammlängsrichtung und in Dammquerrichtung sondern stellen gleichzeitig die Lösung für das räumliche Problem dar. Der Unterschied zu den entsprechenden Ergebnissen im Talquerschnitt zeigt den Einfluß der Talsohlenbreite und der Hangneigung sowie der Hangrauhigkeit. Im Vergleich mit dem Dammquerschnitt zeigt sich der Einfluß von Böschungneigung und Kronenbreite.

Bei unendlich ausgedehnter Schüttung (Bild 7.2/5) entsprechen die Vertikalspannungen bei jeder Schütthöhe dem Überlagerungsgewicht, während die Horizontalspannungen 46% der Vertikalspannungen ausmachen. Dies ist der gleiche Seitendruckbeiwert, wie er sich auch nach den bekannten Gleichungen für den Ruhe-
druck ergibt¹. Die Konstanz des Seitendruckbeiwertes ist der Tatsache zu verdanken, daß die spannungsabhängige Querdehnungszahl in weiten Bereichen der Schüttung bei dem Wert 0.312 liegt. Es braucht nicht besonders betont zu werden, daß es zu keinerlei Spannungsumlagerung oder Gewölbebildung kommt. Gleichzeitig erkennt man bereits jetzt, wie die Einbauverdichtung in Hinblick auf den sich später einstellenden Seitendruck gegenüber der Versuchswirklichkeit des

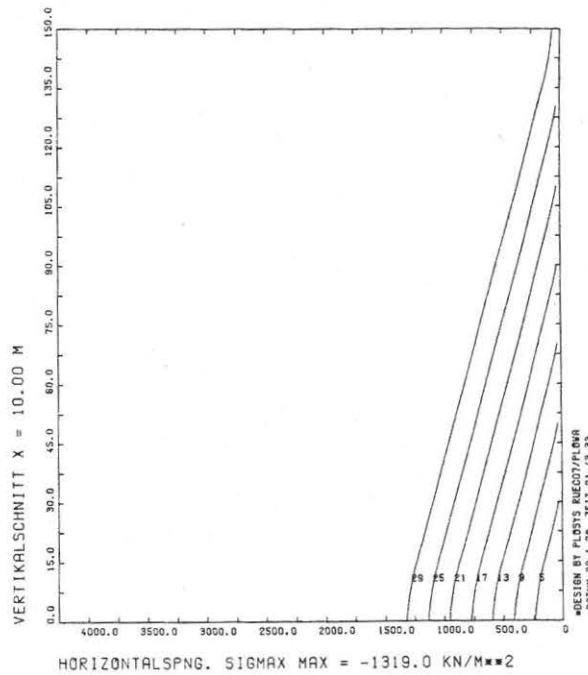
1) $K_0 = 1 - \sin \varphi$, $K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$



EINFL.SCHUETTHOEHE (TALQU.) UNENDLICH BREITES TAL



EINFL.SCHUETTHOEHE (TALQU.) UNENDLICH BREITES TAL



EINFL.SCHUETTHOEHE (TALQU.) UNENDLICH BREITES TAL

Bild 7.2/5 Spannungen und Verformungen in der unendlich ausgedehnten Schüttung bei verschiedenen Schütthöhen, Schnitt I-I

der Berechnung zugrunde liegenden Dreiachsalversuches zurücktritt¹. Immer, wenn in der vorliegenden Arbeit von Überlagerungs-(Gewichts-) Spannungen die Rede ist, sind die Vertikal- bzw. Horizontalspannungen in der unendlich ausgedehnten Schüttung gemeint.

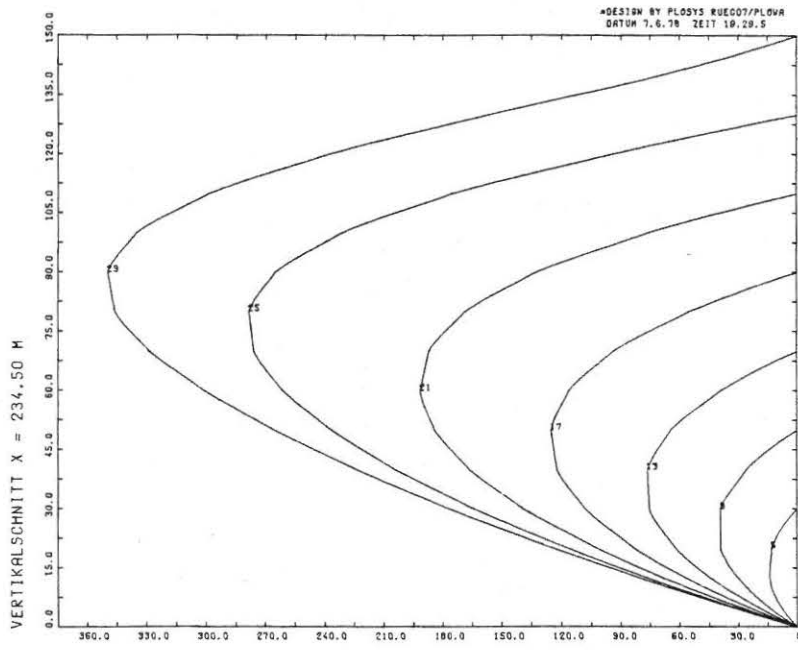
Das Maximum der Vertikalverschiebungen liegt bei *u n e n d l i c h* *a u s g e d e h n t e r* *S c h ü t t u n g* in der halben aktuellen Schütthöhe. Die Setzungen steigen mit wachsender Schütthöhe von 1.3% auf 1.9% der aktuellen Schütthöhe an.

Im *D a m m q u e r s c h n i t t* sind die Setzungen bis zu einer Schütthöhe von 60% der Gesamthöhe des Dammes mit denen bei unendlich ausgedehnter Schüttung nach Größe und Verteilung identisch. Erst darüber macht sich der Einfluß aus Kronenbreite und Böschungsneigung bemerkbar, indem das Verschiebungsmaximum auf 2.3% der Dammhöhe ansteigt und 20% über der halben Dammhöhe liegt. (Bild 7.2/6). Die Horizontalspannungen sind in beiden Fällen ebenso bis zu 60% der Dammhöhe und die Vertikalspannungen sogar bis 73% der Dammhöhe gleich groß. Erst dann fallen die Horizontalspannungen in der Dammachse auf 76% und die Vertikalspannungen auf 81% des Überlagerungsgewichtes ab. Im Bereich der Dammkrone erhöhen sich die Horizontalspannungen geringfügig.

Aus diesen Ergebnissen folgt, daß in einem breiten Tal mindestens bis zu einer Schütthöhe von 60% der endgültigen Dammhöhe der Ansatz des ebenen Verformungszustandes für die Berechnung des Talquerschnittes zutreffend ist. Für realistische Ausführungsbeispiele wird diese Marke noch höher liegen, weil bei dem vorliegenden Dammschnitt der Einfluß der Böschungsneigung in Abhängigkeit vom Schüttmaterial maximiert worden ist.

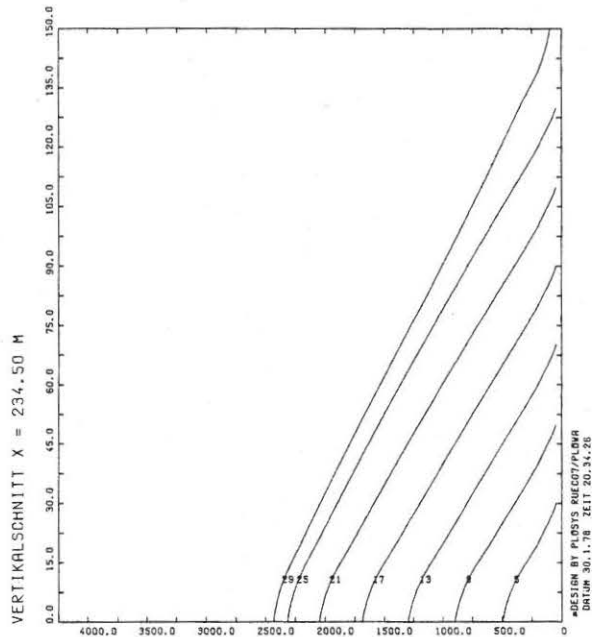
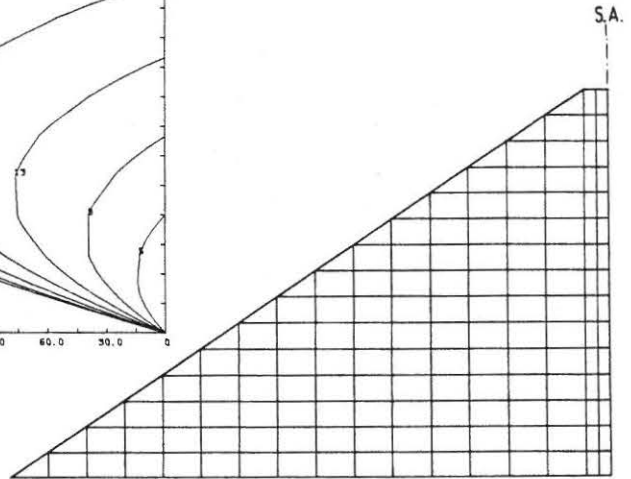
Für den Talquerschnitt darf man bei nur 30m breiter Talsohle nicht so gute Übereinstimmung mit den Spannungen und Verformungen des Dammschnittes erwarten (Bild 7.2/1). Trotzdem ergibt sich bis zu einer Schütthöhe von 30% bis 50% der endgültigen Dammhöhe und starrer Aufstandsfläche ein Zutreffen des ebenen Verformungszustandes für den

1) Hierzu siehe auch Kapitel 7.6



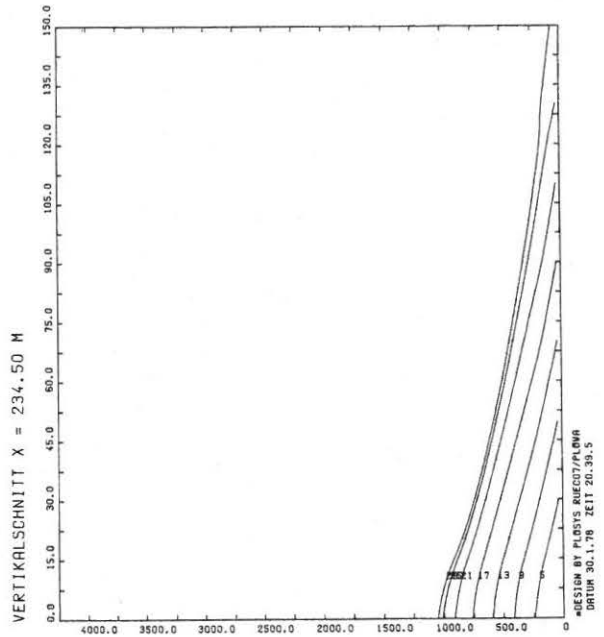
VERTIKALVERSCH. MAX = -349.6 CM

EINFLUSS SCHUETHOEHEN (DAMMQUERSCHNITT) 1:1.5/19



VERTIKALSPNG. SIGMAX MAX = -2431.2 KN/M**2

EINFLUSS SCHUETHOEHEN (DAMMQUERSCHNITT) 1:1.5/19



HORIZONTALSPNG. SIGMAX MAX = -1050.8 KN/M**2

EINFLUSS SCHUETHOEHEN (DAMMQUERSCHNITT) 1:1.5/19

Bild 7.2/6 Spannungen und Verformungen im Dammquerschnitt bei verschiedenen Schütthöhen, Schnitt in der Symmetrieachse

Dammquerschnitt, wobei diese Tendenz bei steigender Talsohlenbreite noch zunimmt.

Am Ende des Bauzustandes sind die Vertikalverschiebungen im Dammquerschnitt um 21% größer und im Talquerschnitt 33% kleiner als für die unendlich ausgedehnte Schüttung. Der Ort des Verschiebungsmaximum liegt dabei im Talquerschnitt immer geringfügig unter der Dammitte, während er beim Dammquerschnitt deutlich in die obere Dammhälfte wandern kann. Ein Vergleich mit Messungen (Bild 3.2/2) zeigt, daß dort ähnliche Erfahrungen gesammelt werden konnten.

Der Verlauf der Vertikal- und Horizontalspannungen deutet für beide Querschnitte auf eine Gewölbebildung hin. Auch im Dammquerschnitt ist, ähnlich wie schon vorher beim Talquerschnitt, eine Wiederrücknahme der Horizontalspannungen an der Basis des Dammes zu beobachten. Dies ist die Ausstrahlung des Gewölbewiderlagers im Bereich des Dammfußes. Bedenkt man, daß Dammquerschnitt und Talquerschnitt zwei rechtwinklig aufeinanderstehende Schnitte durch das räumliche Kontinuum des Dammes sind, so wird klar, wie die in den beiden Schnittebenen auftretenden Gewölbe Teil ein und desselben räumlichen Abtragungssystems sind. Dieses räumliche Gewölbe spannt sich innerhalb des Dammes ähnlich wie eine Kuppel auf und stützt sich auf den Talflanken und im Bereich des Dammfußes auf der Talsohle ab (Bild 7.2/7). Dabei ist die Dicke des Gewölbes nicht gleichmäßig verteilt und nimmt zur Aufstandsfläche hin zu. Dadurch entsteht innerhalb des Dammes ein etwa tonnenförmiger Bereich, in dem die Spannungen abgeschirmt werden. In den beiden talflankenseitigen Widerlagern dieses Hauptgewölbes bildet sich dann jeweils ein Nebengewölbe zur Überbrückung des Talflankenfußes zwischen Talflanke und Talsohle aus. Bei kleiner werdender Talsohlenbreite verschmelzen die Nebengewölbe mit dem Hauptgewölbe und die Hauptabtragungsrichtung fixiert sich von Talflanke zu Talflanke. Umgekehrt nimmt die Bedeutung der Nebengewölbe bei größer werdender Talsohlenbreite in dem Maße zu, wie sich die Abtragungsrichtung des Hauptgewölbes zur Ebene des Dammquerschnittes hin verlagert.

In Zonendämmen werden bedingt durch den Einbau unterschiedlicher Schüttstoffe weitere Spannungsumlagerungen eintreten. Das hier am Beispiel des homogenen Dammes aufgezeigte Prinzip der räumlichen Lastabtragung wird jedoch seine Gültigkeit behalten.

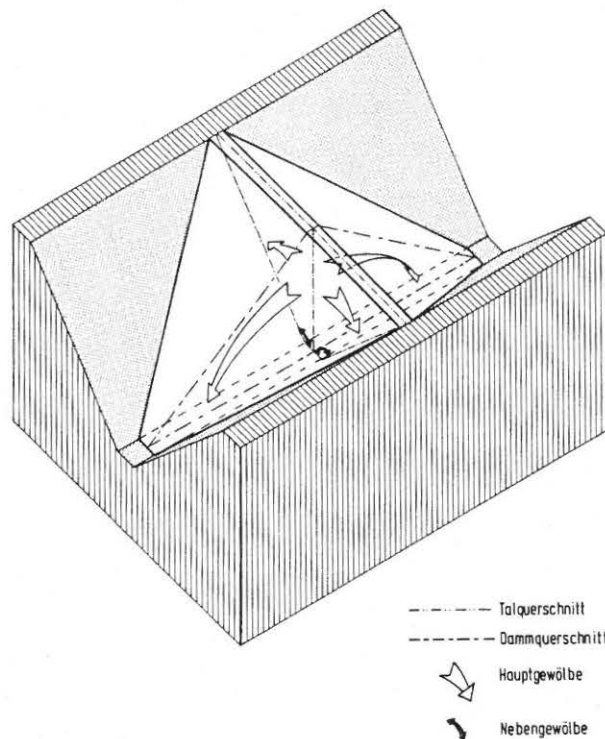


Bild 7.2/7 Räumliche Lastabtragung in einem Dam

Spannungsumlagerung und Gewölbebildung sind eine Folge unterschiedlicher Steifigkeiten. Insoweit diese aus den Lagerungsbedingungen, der äußeren Geometrie des Dammes und der spannungsabhängigen Steifigkeit des einheitlichen Schüttmaterials herrühren, sind sie bereits erfaßt. Die materialbedingten unterschiedlichen Spannungs-Dehnungsbeziehungen im Zonendamm werden das Hauptgewölbe zwar deformieren, nicht aber seine funktionale Wirksamkeit in Frage stellen.

7.3 Einfluß der Talflankenneigung

Zur Ermittlung des Einflusses der Talflankenneigung auf Spannungen und Verformungen wurden sieben Neigungen zwischen 1:3 und 3:1 bei starrer und glatter Aufstandsfläche untersucht. An dieser Stelle werden die Ergebnisse für die 30.0 m breite Talsohle vorgestellt (Bild 7.3/1 bis 7.3/4). Die entsprechenden Berechnungen für null Meter Talsohlenbreite haben keine prinzipiell anderen Ergebnisse gebracht. Man beachte, daß Bild 7.3/3 die Argumente in einem Vertikalschnitt durch den unteren Drittelpunkt der Talflanken und Bild 7.3/4 in einem Horizontalschnitt in halber Dammhöhe über der Talflanke bei normiertem Projektionsmaßstab zeigt.

Die Vertikalverformungen nehmen bei *s t a r r e r* Aufstandsfläche in der Symmetrieachse mit steigender Talflankenneigung ab (Bild 7.3/1). Während sie bei der Neigung 1:3 schon 81% der Vertikalverschiebung bei unendlich ausgedehnter Schüttung betragen, sind sie bei 3:1 jedoch auf nur 54% abgefallen.

Gerade umgekehrt ist es bei *g l a t t e r* Aufstandsfläche. Dort nehmen die Vertikalverformungen in der Symmetrieachse mit steigender Talflankenneigung zu. Interessanterweise ist die Vertikalverschiebung bei 3:1 steiler Talflanke immer noch um 55% kleiner als im Grenzfall der unendlich ausgedehnten Schüttung und auch noch um 17% kleiner als bei starrer Aufstandsfläche und gleicher Talflankenneigung. Der Talzus Schub nimmt zwar mit steigender Talflankenneigung ab, reicht aber immer noch aus, um diese Wirkung zu erzeugen (Bild 7.3/1).

Das Hauptgewölbe von Talflanke zu Talflanke bei *s t a r r e r* Aufstandsfläche, wie wir es bereits kennengelernt haben, nimmt zwar mit flacher werdender Talflankenneigung ab, bleibt aber deutlich sichtbar (Bild 7.3/1). Die sehr flache Talflanke wirkt ähnlich wie eine Verbreiterung der Talsohle, so daß sich die Abtragungsrichtung des Hauptgewölbes auf die Tallängsrichtung beschränkt. Im gleichen Sinne

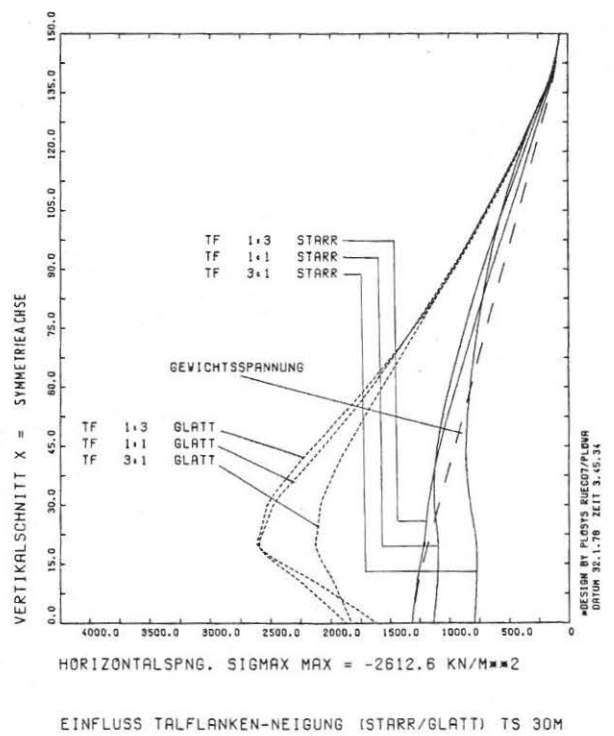
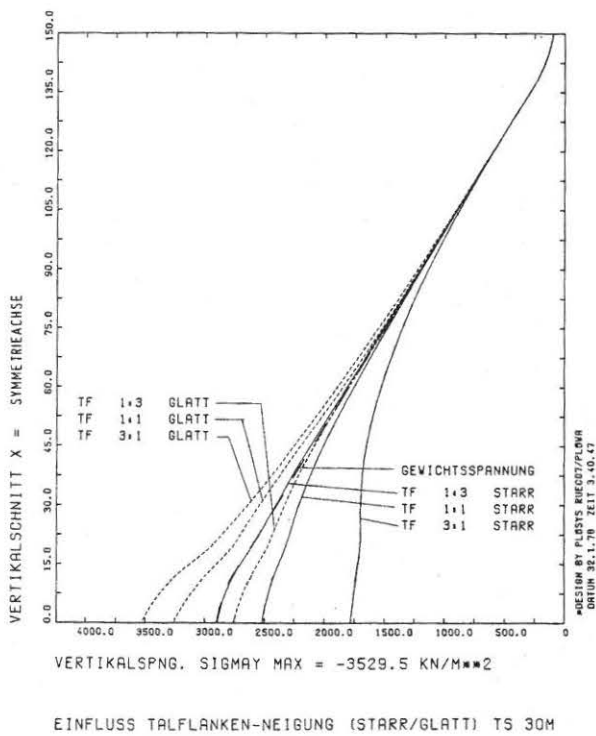
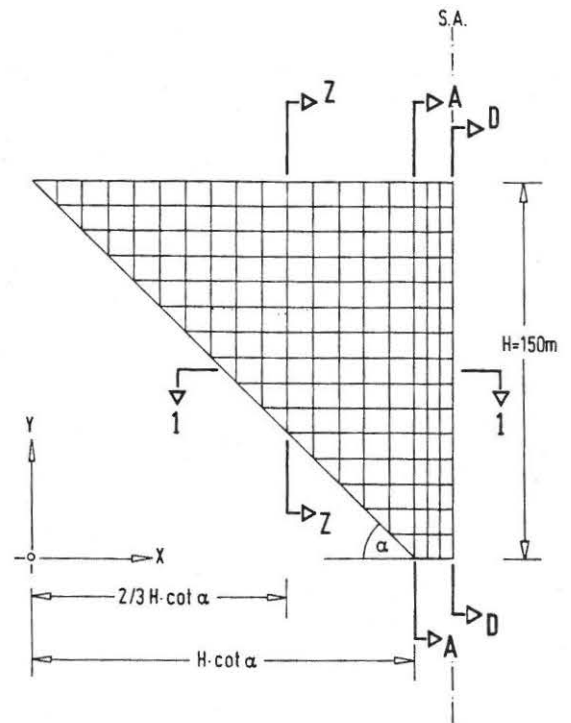
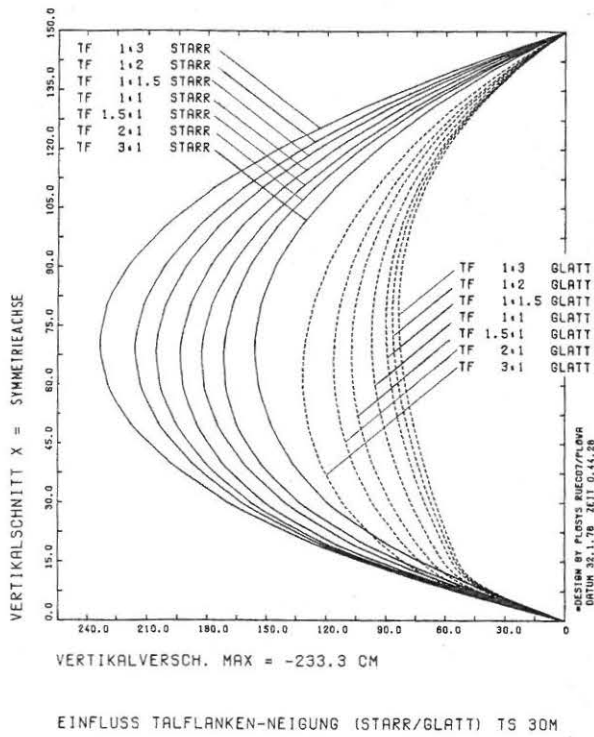
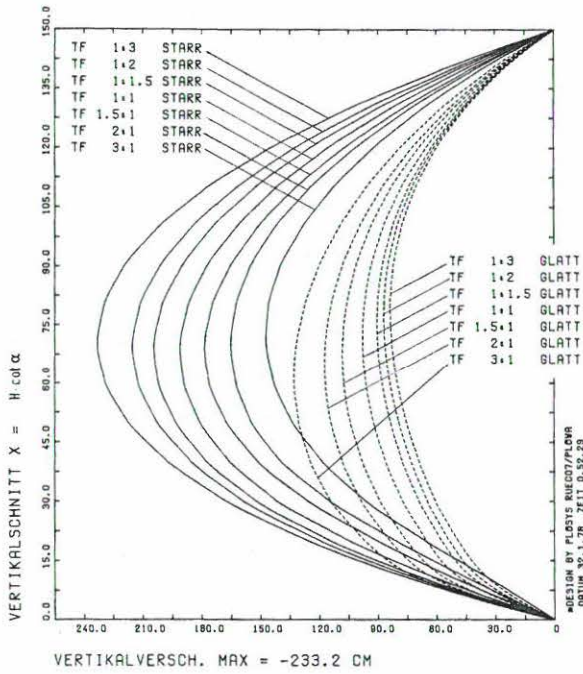
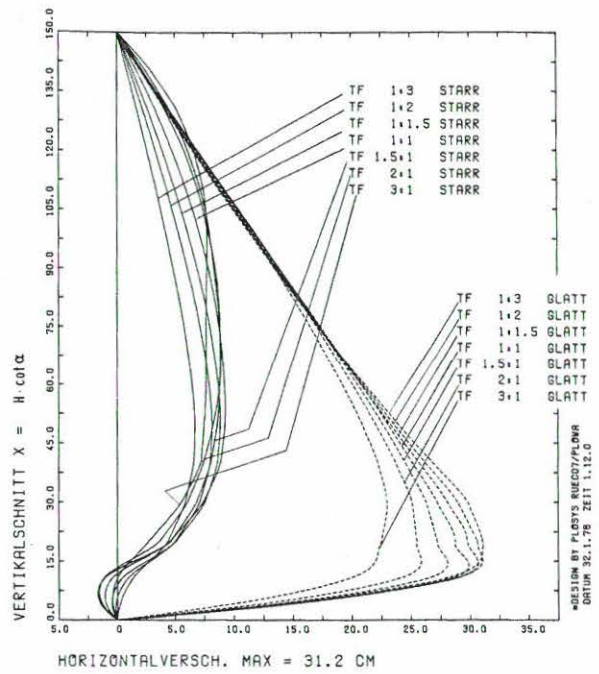


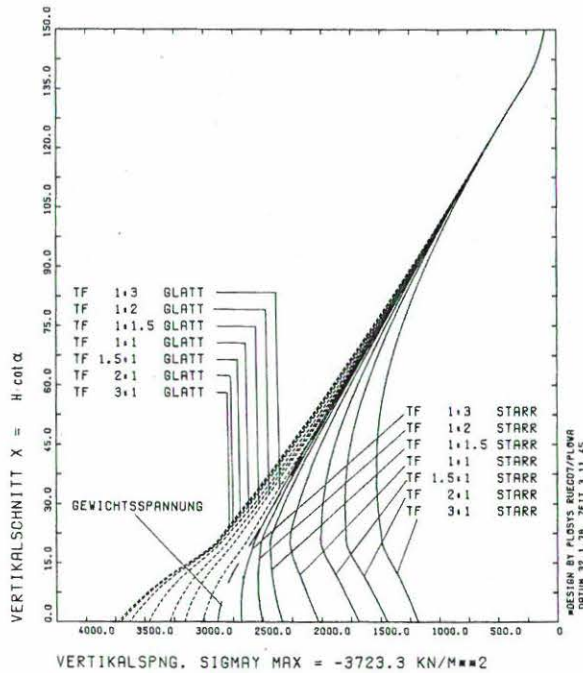
Bild 7.3/1 Einfluß der Talflankenneigung, Schnitt D-D, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talsohle 30m



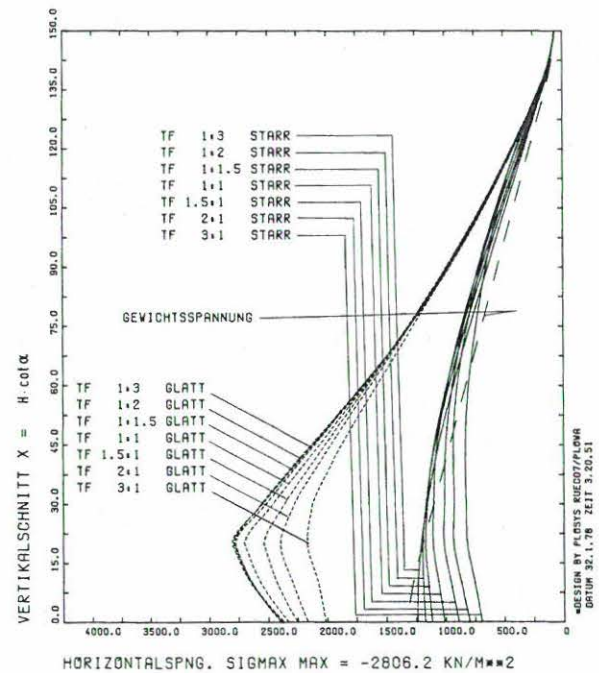
EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M



EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M

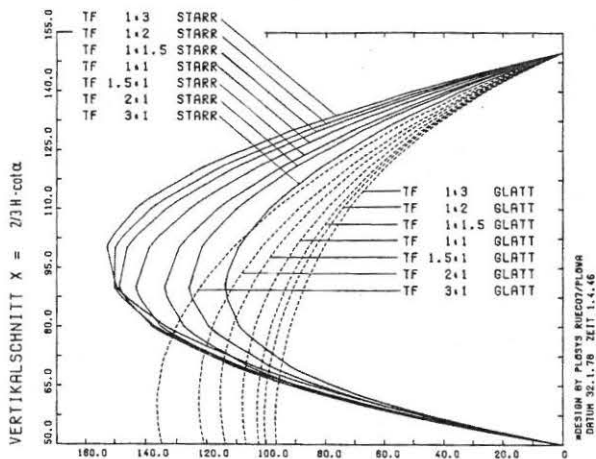


EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M



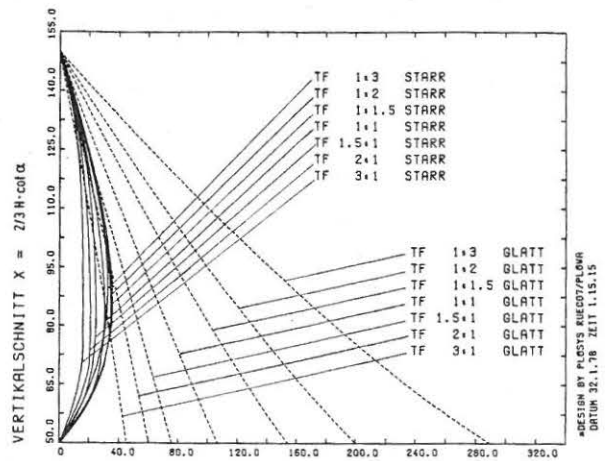
EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M

Bild 7.3/2 Einfluß der Talflankenneigung, Schnitt A-A, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talsohle 30 m



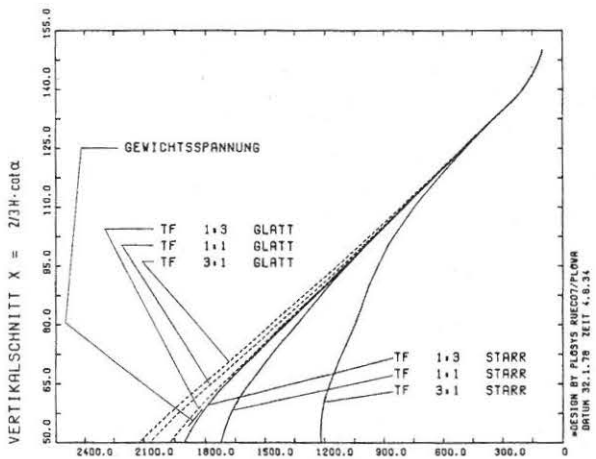
VERTIKALVERSCH. MAX = -152.4 CM

EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M



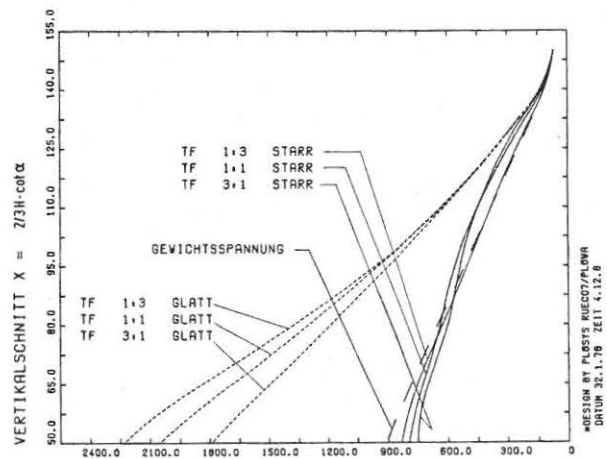
HORIZONTALVERSCH. MAX = 289.7 CM

EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M



VERTIKALSPNG. SIGMA MAX = -2122.2 KN/M**2

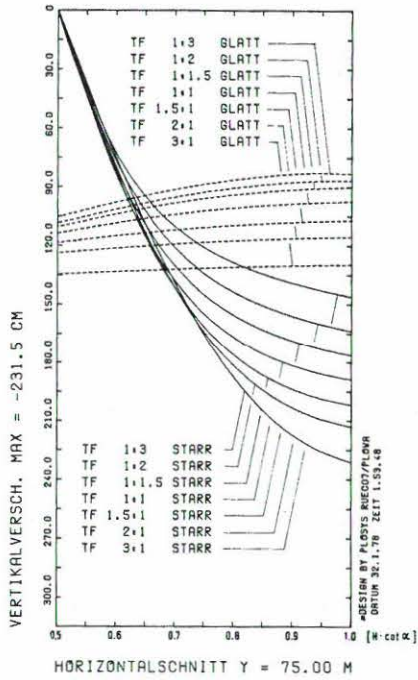
EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M



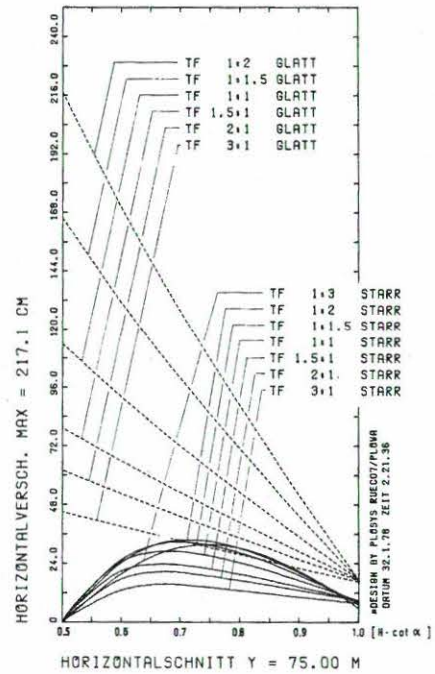
HORIZONTALSPNG. SIGMA MAX = -2234.3 KN/M**2

EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M

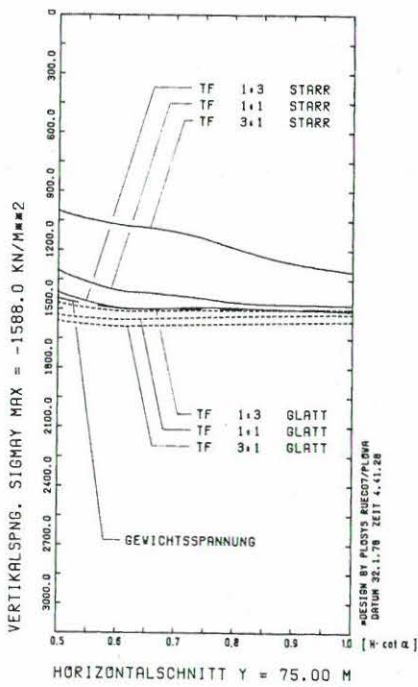
Bild 7.3/3 Einfluß der Talflankenneigung, Schnitt Z-Z,
Aufstandsfläche STARR und GLATT,
Talsohle 30 m



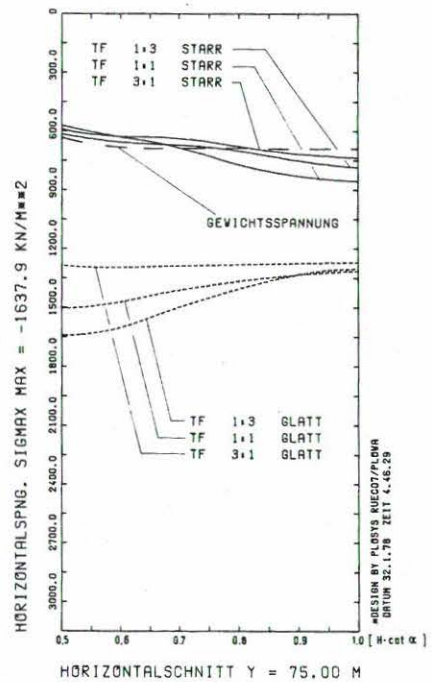
EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M



EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M



EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M



EINFLUSS TALFLANKEN-NEIGUNG (STARR/GLATT) TS 30M

Bild 7.3/4 Einfluß der Talflankenneigung, Schnitt 1-1, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talsohle 30 m

ist das Nebengewölbe von Talflanke zu Talsohle bei der flachen Neigung von 1:3 so wenig entwickelt, daß die Vertikalspannungen in einem Vertikalschnitt durch den Talflankenfuß gut mit den Überlagerungsspannungen übereinstimmen (Bild 7.3/2).

Die Horizontalverschiebungen im gleichen Schnitt nehmen bei glatter Aufstandsfläche mit steigender Talflankenneigung und geringer werdendem Talzuschub ab, sind aber in jedem Fall mehr als doppelt so groß als bei starrer Aufstandsfläche. Dort nehmen die Horizontalverschiebungen mit steigender Talflankenneigung bis zur Neigung 1:1 zu. Dann jedoch gerät das Schüttmaterial zunehmend in den Bereich eines hohen Ausnutzungsgrades und volumenkonstanten Verhaltens. Dies wirkt sich in einer kleiner werdenden maximalen Horizontalverschiebung bei gleichzeitig größeren Horizontalverschiebungen in der oberen Dammhälfte und abnehmender Vertikalverschiebung aus.

Die Vertikalverschiebungen nehmen in einem Horizontalschnitt in halber Dammhöhe (Bild 7.3/4) bei starrer Aufstandsfläche zur Mitte des Dammes hin umso stärker zu, desto flacher die Talflanke ist. Bei glatter Aufstandsfläche ist es gerade umgekehrt und bei der steilen Talflankenneigung 3:1 sind die Setzungen schon fast gleichmäßig verteilt. Die Horizontalspannungen fallen in diesem Schnitt für die steile Talflankenneigung und starrer Aufstandsfläche geringfügig ab und sind zusammen mit dem verstärkten Abfall der Vertikalspannungen ein Indiz für das Höherwandern des Gewölbescheitels bei steigender Talflankenneigung. Das vertikale Ausweichen des Kontinuums bei glatter Aufstandsfläche führt bei flachen Talflankenneigungen wegen höherer horizontaler Verspannung nicht nur zu geringeren Setzungen, sondern auch zu Vertikalspannungen, die geringfügig über dem Überlagerungsgewicht liegen.

Zusammenfassend wird deutlich, wie bei starrer Aufstandsfläche die Beanspruchung des Schüttmaterials ab einer größeren Talflankenneigung als 1:1 stark zunimmt (Bild 7.1/12) und die Spannungen des

Dammes in der Taltiefe durch das Hauptgewölbe so sehr abgeschirmt werden, daß sie auf mehr als die Hälfte des Überlagerungsgewichtes abfallen können¹. Dagegen bewirkt der Talzuschub bei g l a t t e r Aufstandsfläche fast hydrostatische Spannungszustände, wobei die größere Hauptspannung durchaus mit der kleineren die Richtung vertauschen kann (Bild 7.1/38 - 39).

1) Zum Reißproblem siehe Kapitel 8

7.4 Einfluß der Rauigkeit in der Dammaufstandsfläche

Die Rauigkeit in der Aufstandsfläche wurde für drei Talflankenneigungen vierfach variiert (Tabelle 6/1). Die Ergebnisse sind aus den Bildern 7.1/1 bis 7.1/48 zu ersehen. Ausgewählte Argumente sind in den Bildern 7.4/1 bis 7.4/9 zum direkten Vergleich gegenübergestellt.

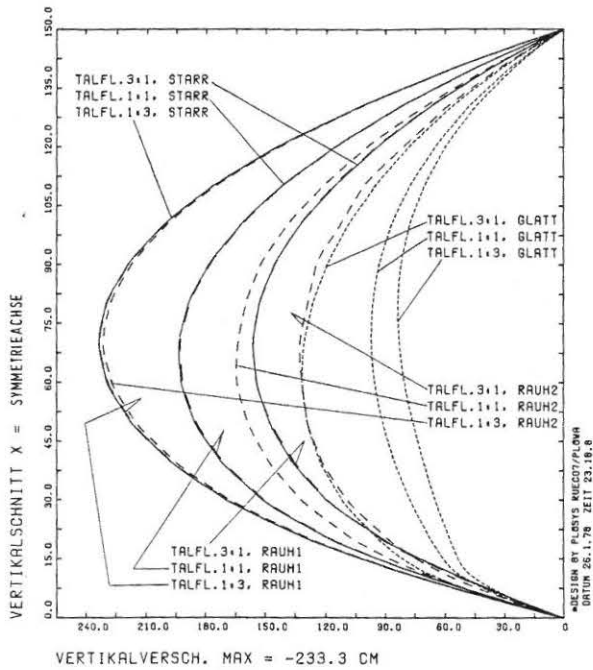
Über die unterschiedliche Lastabtragung bei starrer und glatter Aufstandsfläche ist bereits früher gesprochen worden. Jetzt zeigt sich, daß der Damm bei rauher Aufstandsfläche (RAUH1) die gleiche Gewölbebildung wie bei starrer Aufstandsfläche (STARR) erfährt. Dies gilt in gleicher Weise auch bei halbem Reibungswinkel (RAUH2). Wenn man weiß, daß ROSTEK (1977) selbst nach Polieren der Oberfläche immer noch einen Reibungswinkel von 16° zwischen Steinschüttung und Fels ermittelt hat, so wird deutlich, wie der Fall der glatten Aufstandsfläche (GLATT) einen Grenzfall darstellt, der in der Natur sehr weit von der Wirklichkeit entfernt ist.

Bei voll rauher Aufstandsfläche (RAUH1) reicht nicht einmal bei der Talflankenneigung 3:1 die maximale Tangentialverschiebung von 0.1% der Dammhöhe aus, um eine nennenswerte Änderung gegenüber dem Fall der starren Aufstandsfläche zu erreichen (Bild 7.4/6). Bei der flachen Talflankenneigung von 1:3 sind sogar die Ergebnisse für halbe Rauigkeit (RAUH2) mit denen der starren Aufstandsfläche (STARR) identisch (Bild 7.4/1). Erst mit steigender Talflankenneigung und mit auf 0.6% der Dammhöhe zunehmender Tangentialverschiebung entlang der Talflanke kommt es zur Beeinflussung des Kontinuums. Der Talzus Schub wächst ebenso, wie die Horizontalverschiebungen zunehmen (Bild 7.4/2), ohne daß die lastabtragenden Gewölbe dadurch in ihrer Wirkung beeinträchtigt würden. Zur Verdeutlichung betrachte man das Wandern der Verschiebungsmaxima innerhalb des Kontinuums. Bei starrer Aufstandsfläche tritt die maximale Setzung etwas unterhalb der halben Dammhöhe in der Symmetrieachse und die maximale Horizontalverschiebung im oberen Drittel über der Talflanke auf (Bild 7.1/4 - 5). Der Ort der maximalen Horizontalverschiebung

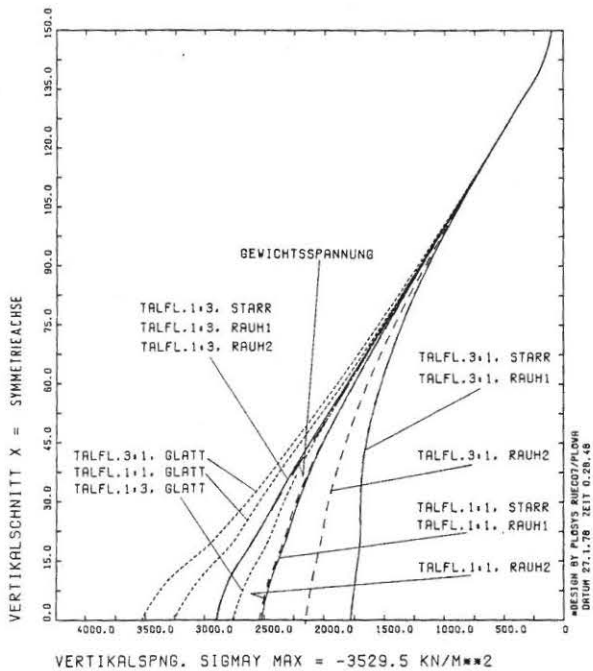
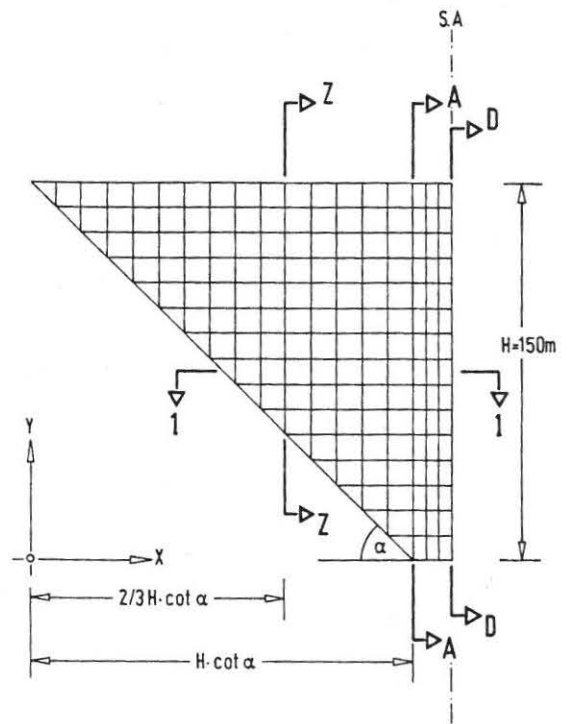
wandert nun mit abnehmender Rauigkeit etwas nach unten und nähert sich der Talflanke auf halber Dammhöhe (Bild 7.1/17, 29). Vom vorher kegel-förmigen Massiv der Vertikalverschiebungsgleichen bildet sich nun eine keulenförmige Erweiterung der Gipfelzone in horizontaler Richtung auf die Talflanke hin (Bild 7.1/16,,28). Dies ist nichts anderes als ein Hineinwandern der Verschiebungsmaxima zu dem Ort ihres Auftretens bei glatter Aufstandsfläche, wo diese gemeinsam in halber Dammhöhe auf die Talflanke zu liegen kommen (Bild 7.1/40 - 41). Die Wanderung der Orte der Spannungsmaxima ergibt ein ähnliches Bild.

Die Auftragung der Argumente entlang der Talflanke (Bild 7.4/5 - 6) zeigt ein unempfindliches Reagieren der Horizontal- und Vertikalspannungen auf eine weitgehende Herabsetzung der Rauigkeit in der Aufstandsfläche. Die Normalspannungen auf die Talflanke (Bild 7.4/7) nehmen mit abnehmender Rauigkeit in der Aufstandsfläche ebenso zu, wie mit abnehmender Talflankenneigung. Die Scherspannungen in der Talflanke (Bild 7.4/8) verringern sich dagegen mit abnehmender Rauigkeit und abnehmender Talflankenneigung¹. Bei größeren Talflankenneigungen als 1:1 nehmen die Scherspannungen jedoch nicht mehr wesentlich zu, weil sich die abnehmende Normalspannung und die zunehmende Scherverschiebung in ihrer Wirkung auf die Scherspannung kompensieren. Beim Eintreten des Scherbruches können die Scherspannungen jedoch auch bedeutend kleiner sein. Die aufnehmbaren Scherspannungen werden bei steilerer Talflankenneigung als 1:1 schon bei einer geringen Überschüttungshöhe überschritten. Anschließend nehmen jedoch bei steigender Überschüttung die Normalspannungen auf die Talflanke stark genug zu, um das System zu stabilisieren. Der Bereich des Scherbruches wandert an der Talflanke mit der Schütthöhe nach oben. Durch die eintretende Scherverschiebung wird die Schubbeanspruchung im Schüttmaterial herabgesetzt (Bild 7.4/9). Klaffende Risse entstehen jedoch

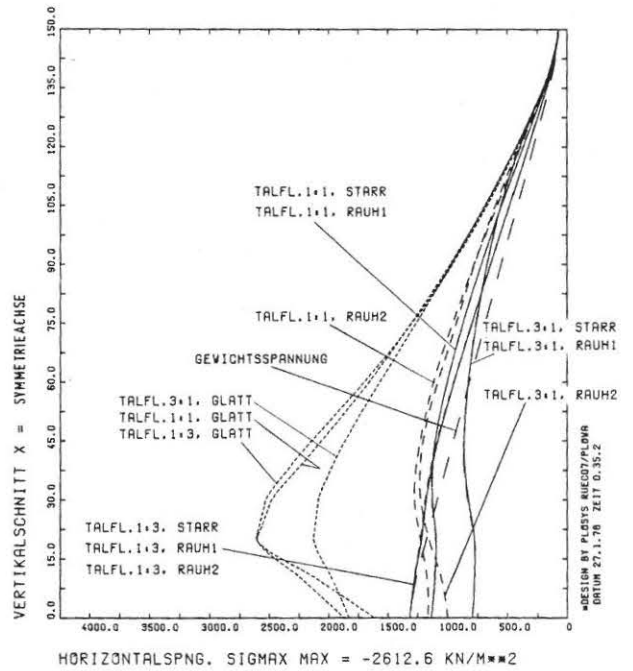
1) In den Bildern 7.4/7 - 8 sind die Normal- und Scherspannungen bei starrer Aufstandsfläche aus Kontinuumselementen zurückgerechnet worden. Im Vergleich mit den Ergebnissen aus JOINTEX-Elementen bei den übrigen Rauigkeiten ergeben sich wegen der unterschiedlichen geodätischen Lage etwas zu kleine Spannungen.



EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

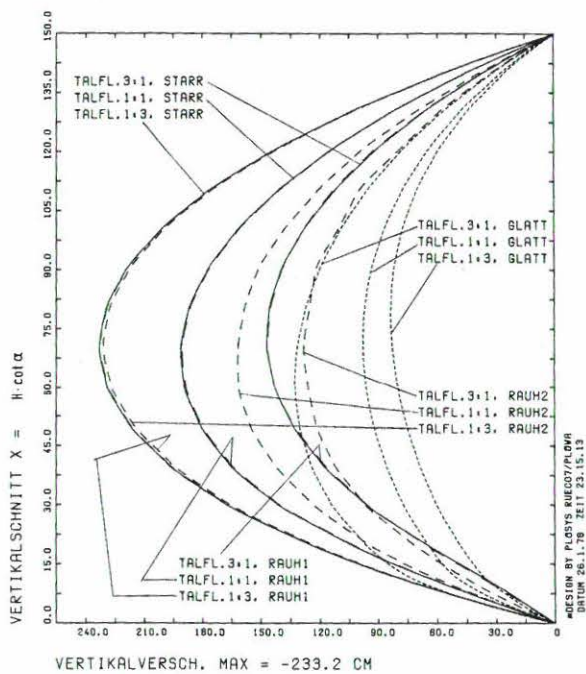


EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

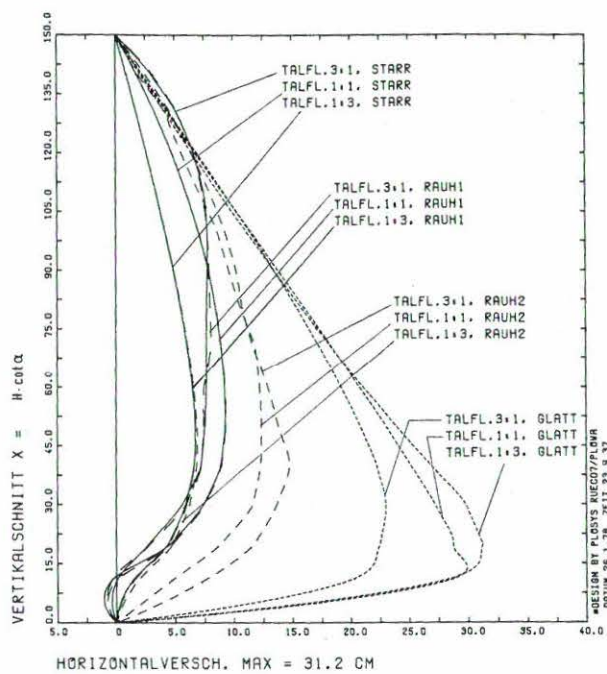


EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

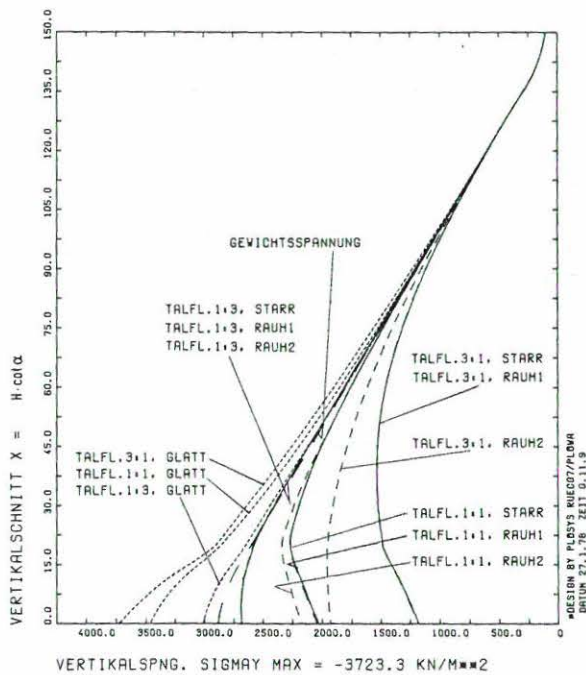
Bild 7.4/1 Einfluß der Rauigkeit in der Aufstandsfläche, Schnitt D-D, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m



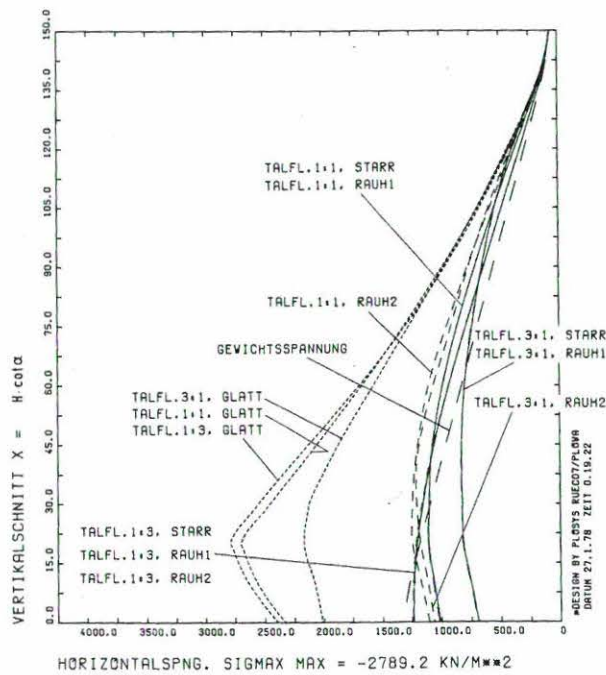
EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M



EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

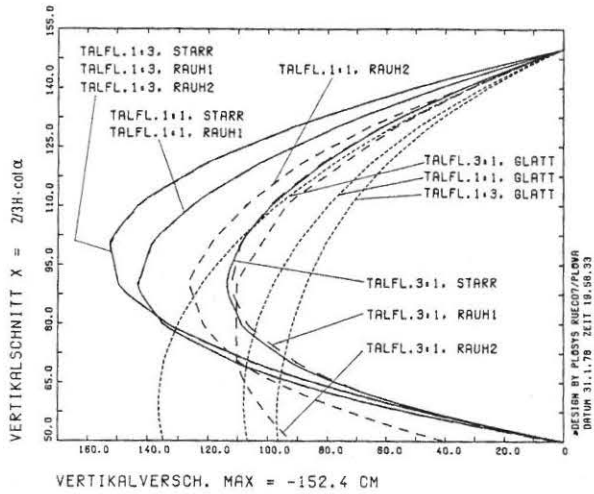


EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

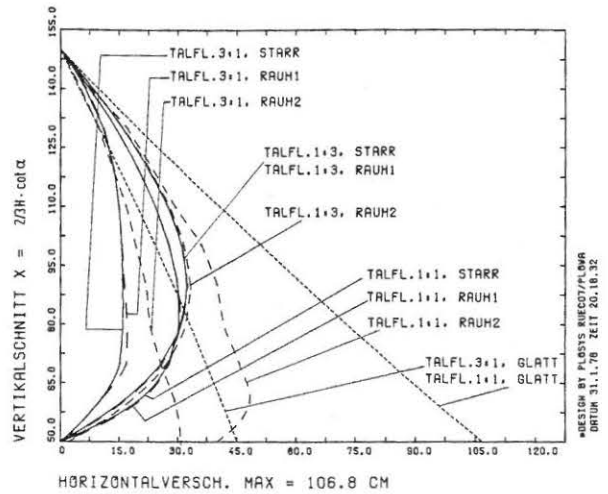


EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

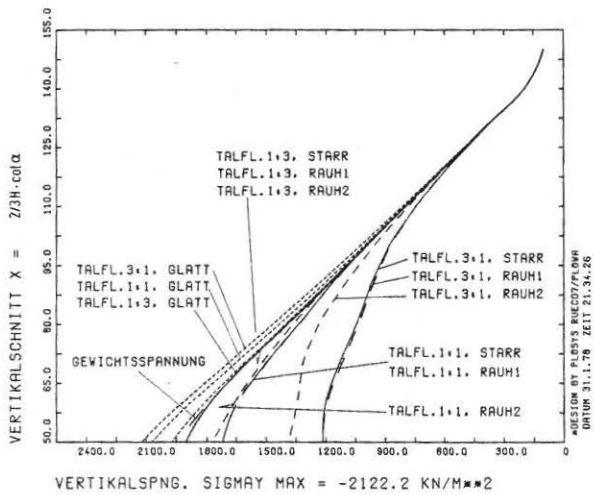
Bild 7.4/2 Einfluß der Rauigkeit in der Aufstandsfläche, Schnitt A-A, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m



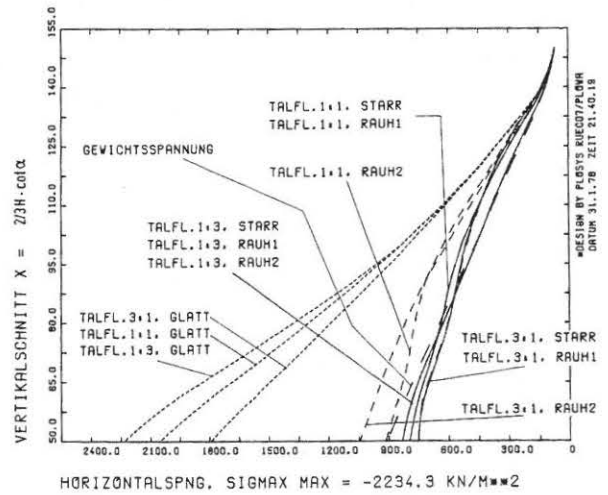
EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M



EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

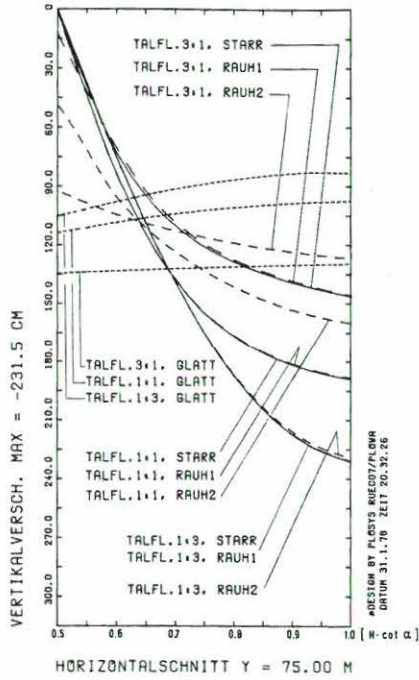


EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

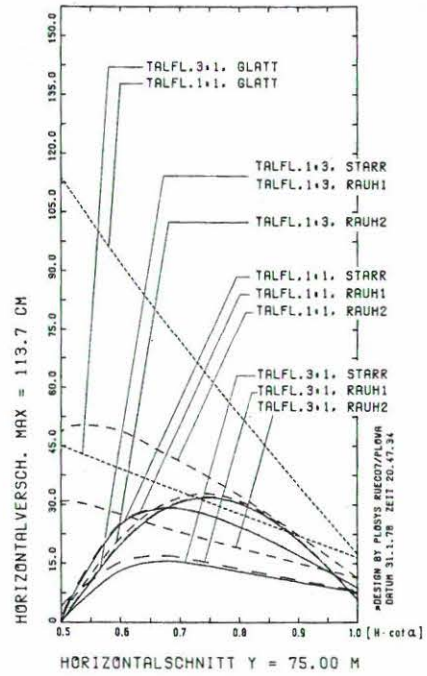


EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

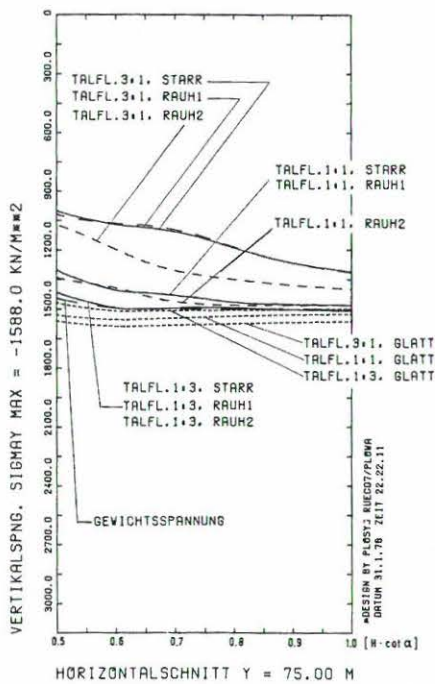
Bild 7.4/3 Einfluß der Rauigkeit in der Aufstandsfläche, Schnitt Z-Z, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m



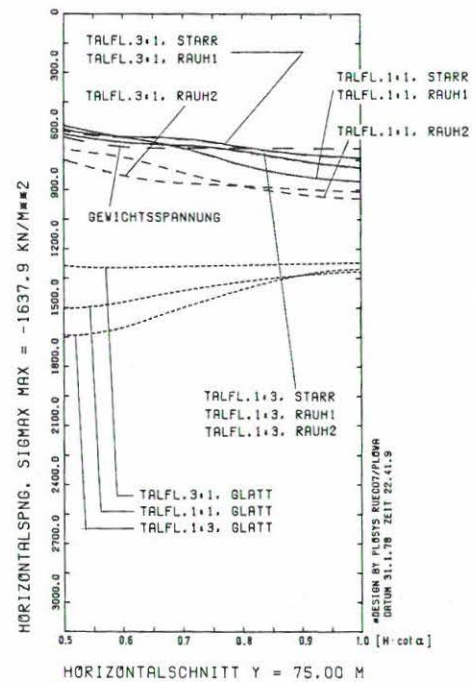
EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M



EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

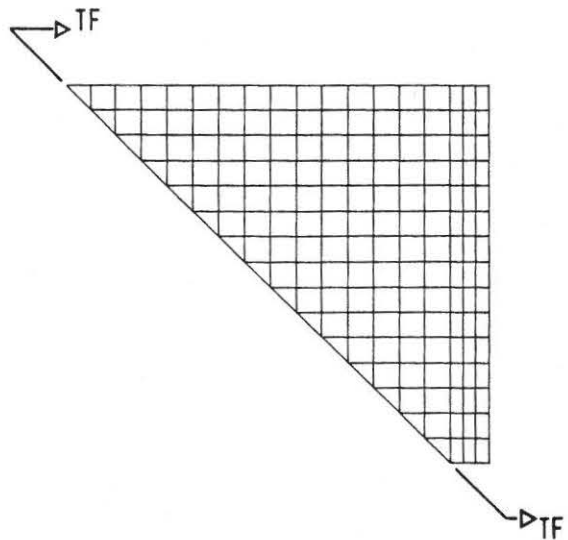
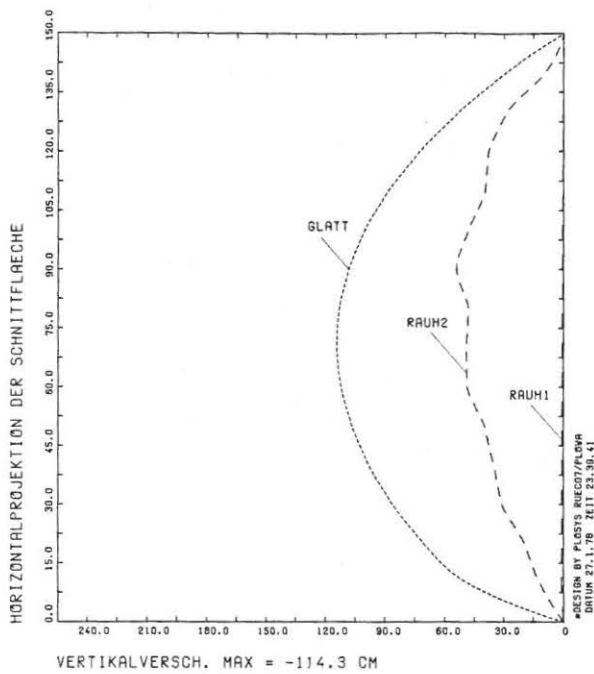


EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

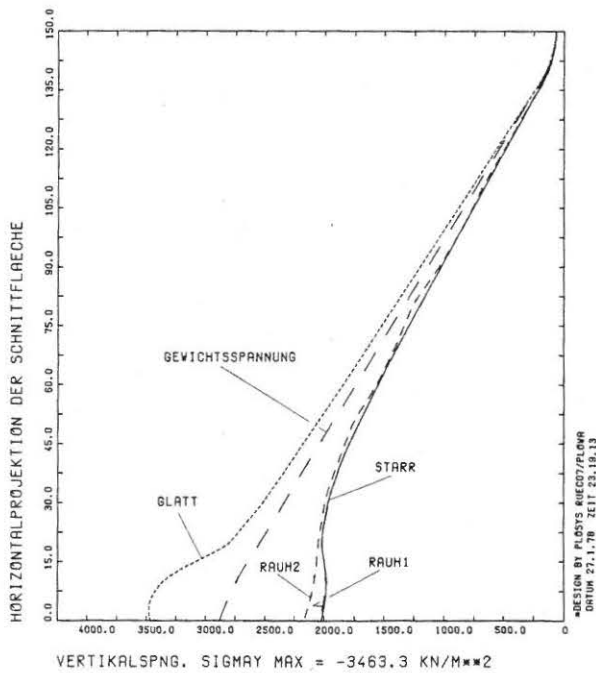


EINFLUSS RAUHIGKEIT DER TALFLANKEN, TALSOHLE 30M

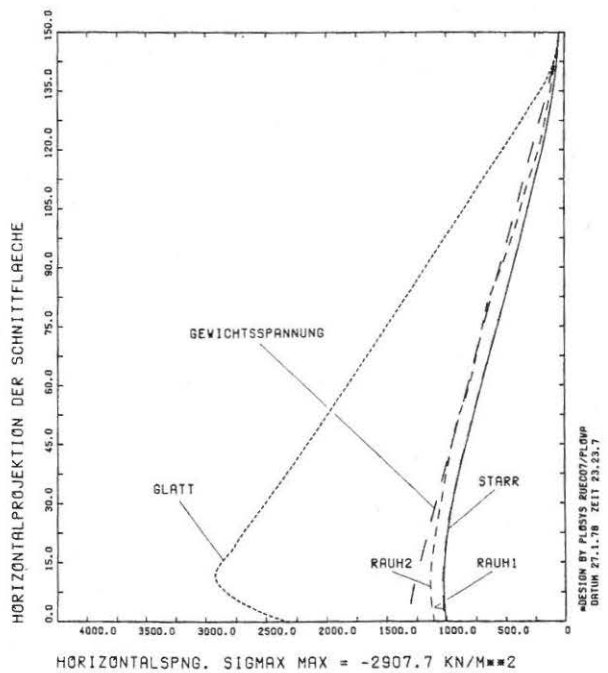
Bild 7.4/4 Einfluß der Rauigkeit in der Aufstandsfläche, Schnitt 1-1, Talflankenneigung 1:3/1:1/3:1, Talsohle 30m



EINFLUSS RAUHIGKEIT, TALFLANKE 1:1, TALSOHLE 30M

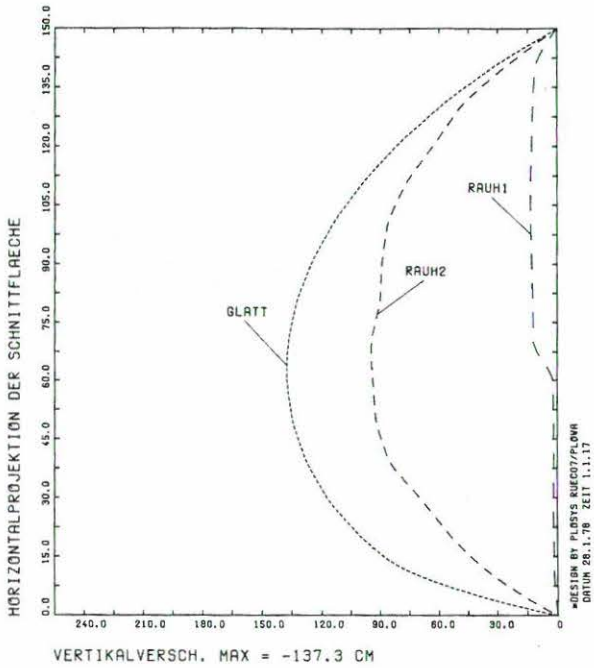


EINFLUSS RAUHIGKEIT, TALFLANKE 1:1, TALSOHLE 30M

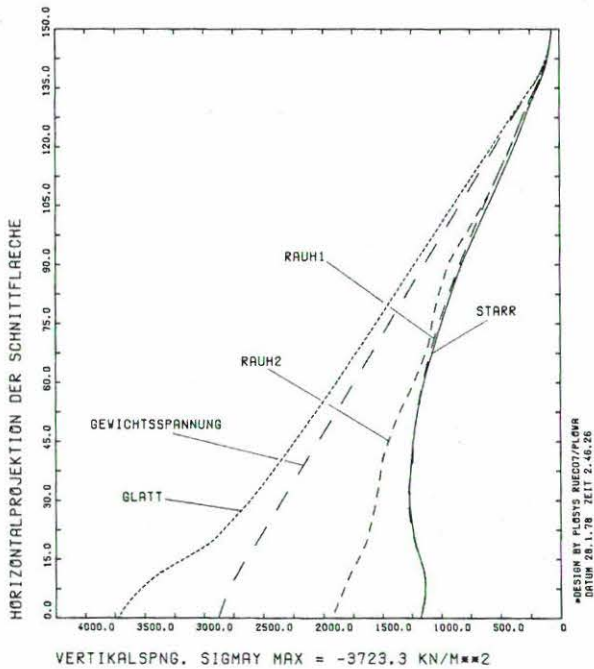
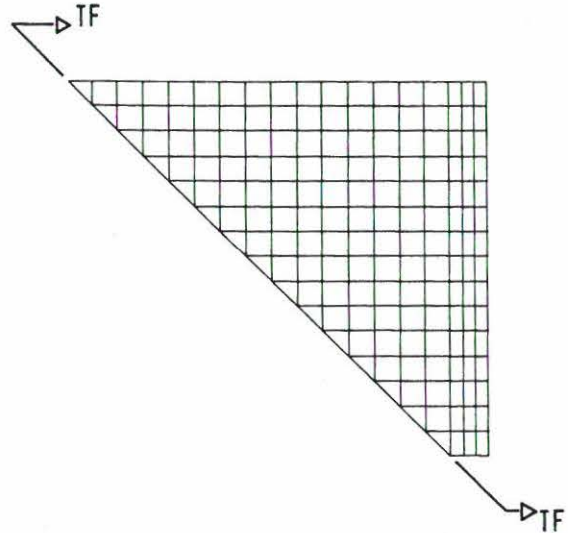


EINFLUSS RAUHIGKEIT, TALFLANKE 1:1, TALSOHLE 30M

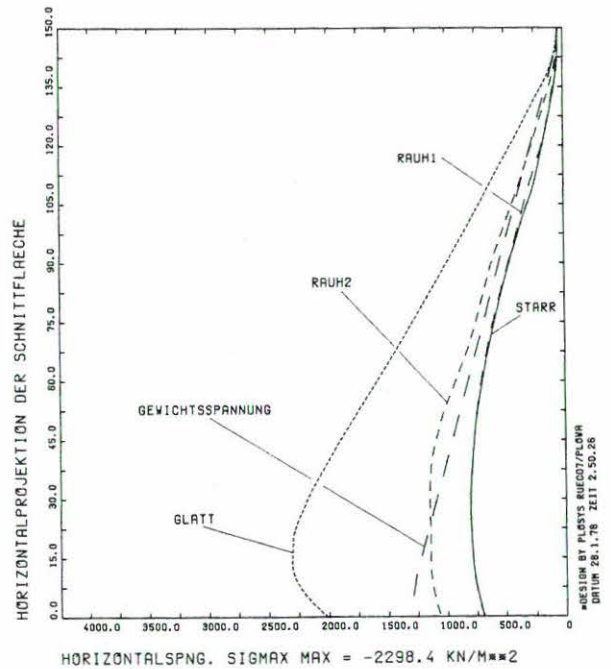
Bild 7.4/5 Einfluß der Rauigkeit in der Aufstandsfläche, Schnitt TF-TF, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30 m



EINFLUSS RAUHIGKEIT, TALFLANKE 3:1, TALSOHLE 30M



EINFLUSS RAUHIGKEIT, TALFLANKE 3:1, TALSOHLE 30M



EINFLUSS RAUHIGKEIT, TALFLANKE 3:1, TALSOHLE 30M

Bild 7.4/6 Einfluß der Rauigkeit in der Aufstandsfläche, Schnitt TF-TF, Talflankenneigung 3:1, Talsohle 30 m

bei dem vorliegenden Schüttmaterial im homogenen Steinschüttdamm mit ebenen Talflanken während des Bauzustandes nicht.

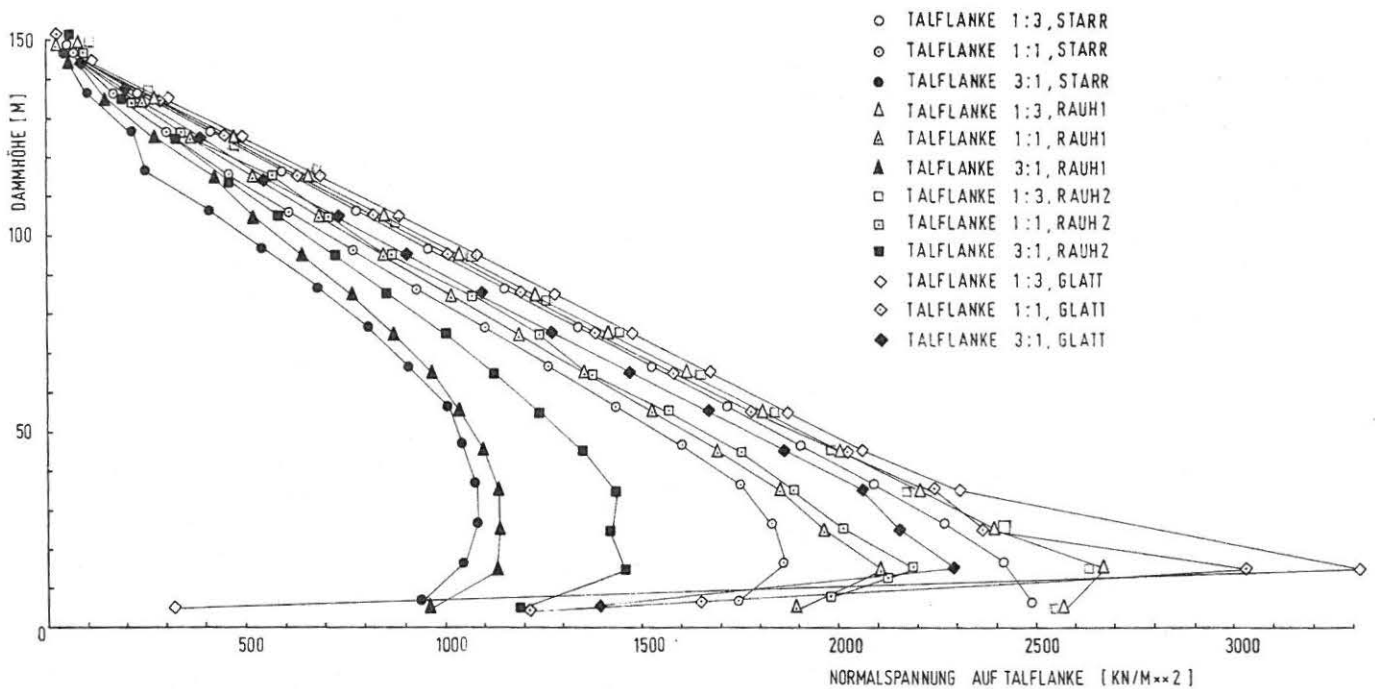


Bild 7.4/7 Normalspannung auf Talflanke bei verschiedenen Talflankenneigungen und -rauigkeiten, Talsohle 30 m

Abschließend kann festgestellt werden, daß eine Glättung des Hanges zwar bei steilen Talflanken den Spannungsabfall in der Taltiefe und die Setzungen vermindern kann, aber doch längst nicht die Wirkung zeigt, wie sie sich für eine rechnerisch glatte Talflanke ergibt. Die Beseitigung von Felsrippen und eine generelle Egalisierung des Talhanges bleibt trotzdem zu wünschen, wenn dadurch weitere Spannungsumlagerungen im Damm vermieden werden, die örtlich noch ungünstigere Spannungszustände hervorrufen und den Bestand des gesamten Bauwerkes in Frage stellen können¹. Dagegen erscheint eine künstliche Aufrauung des Talhanges nicht nur nicht sinnvoll sondern sogar in der Wirkung zweifelhaft. Zwar läßt sich der Reibungswinkel dadurch rech=

1) siehe Kapitel 8

nerisch noch erhöhen, aber das Verformungsverhalten entspricht bereits bei natürlicher Rauigkeit dem starren Verbund.

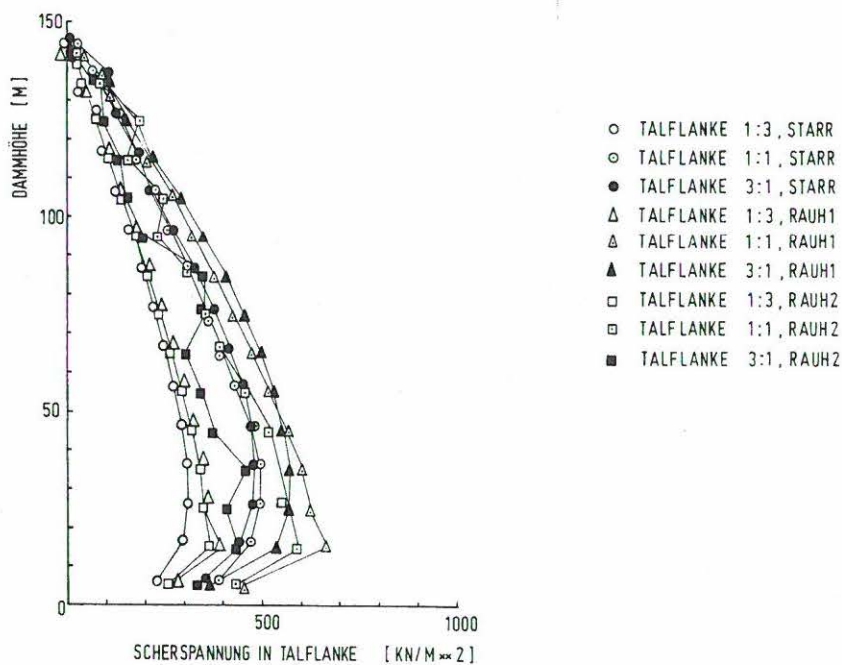


Bild 7.4/8 Scherspannung in Talflanke bei verschiedenen Talflankenneigungen und -rauigkeiten, Talsohle 30 m

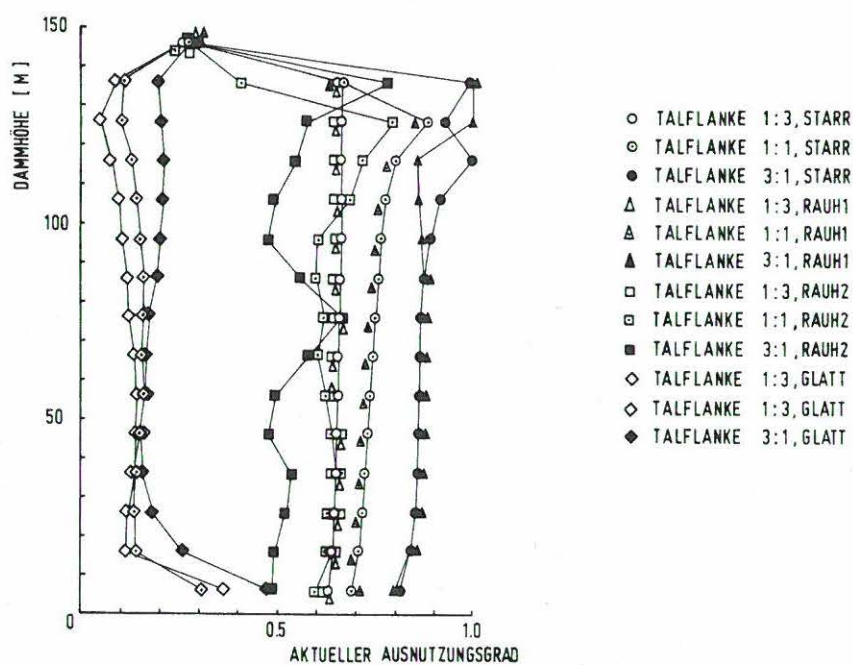


Bild 7.4/9 Aktueller Ausnutzungsgrad im Schüttmaterial an der Talflanke zu Ende des Bauzustandes bei verschiedenen Talflankenneigungen und -rauigkeiten, Talsohle 30 m

7.5 Einfluß der Talsohlenbreite

Die Ergebnisse werden für vier Talsohlenbreiten zwischen null und 120.0 m und eine Talflankenneigung von 1:1 vorgestellt (Bild 7.5/1 bis 7.5/12). Entsprechend der bisherigen Erkenntnisse genügt eine Untersuchung bei starrer Aufstandsfläche zur Darstellung der relevanten Abläufe in Bild 7.5/13 bis 7.5/18.

Eine Verbreiterung der Talsohle führt zum Eintritt größerer Verschiebungen. Die maximalen Vertikalverschiebungen betragen bei null Meter Talsohlenbreite 59% und bei 120.0 m Talsohlenbreite bereits 85% des Wertes bei unendlich breiter Talsohle. In einem Vertikalschnitt durch den Talflankenfußpunkt nehmen die Vertikalverschiebungen um 29% zu (Bild 7.5/16). Die Horizontalverschiebungen wachsen auf 0.2% der Dammhöhe an, während sich der Ort des Auftretens des Maximum vom unteren Drittelpunkt zur halben Dammhöhe hin bewegt. Die Spannungen weisen für null Meter Talsohlenbreite gleichermaßen durch den größten Abfall an Vertikalspannung und den größten Anstieg der Horizontalspannung auf die stärkste Ausbildung des Hauptgewölbes in der Spannrichtung von Talflanke zu Talflanke hin. Für größere Talsohlenbreiten wird der Unterschied in den Spannungen immer kleiner und die Spannungsumlagerung im Sinne des Hauptgewölbes nimmt fortwährend ab, ist aber selbst bei 120.0 m Talsohlenbreite noch gut erkennbar (Bild 7.5/13). Das Hauptgewölbe bewirkt zwar weiterhin eine Erhöhung der Horizontalspannung in seinem Scheitel, es ist aber so weit gespannt, daß die Vertikalspannungen nur noch in die Tallängsrichtung umgelagert werden können. Gleichzeitig wird das Nebengewölbe von Talflanke zu Talsohle manifest. Der Ort der größten Spannungsabschirmung ist immer der Talflankenfußpunkt, aber bereits bei 30 m Talsohlenbreite ist die Abschirmung nicht mehr wesentlich größer als sie sich auch bei 120.0 m Talsohlenbreite einstellt. Über der Talflanke sind die Vertikalspannungen weitgehend unabhängig von der Talsohlenbreite, während die Horizontalspannungen in ihrem geringen Abfallen die größere horizontale Zusammendrückbarkeit des Schüttmaterials

über der breiter werdenden Talsohle aufzeigen.

Hieran wird deutlich, daß die Beanspruchung des Schüttmaterials weitgehend unabhängig von der Talsohlenbreite ganz wesentlich von der Talflankenneigung beeinflußt wird. Ein Damm in einem breiten Tal birgt die gleichen Probleme wie ein Damm mit einer Talsohlenbreite von weniger als ein Fünftel seiner Höhe, aber gleicher Talflankenneigung.

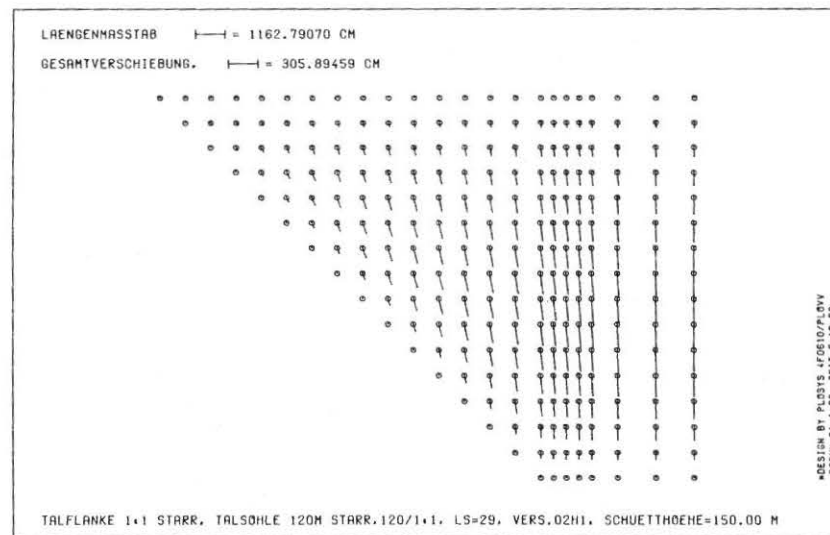
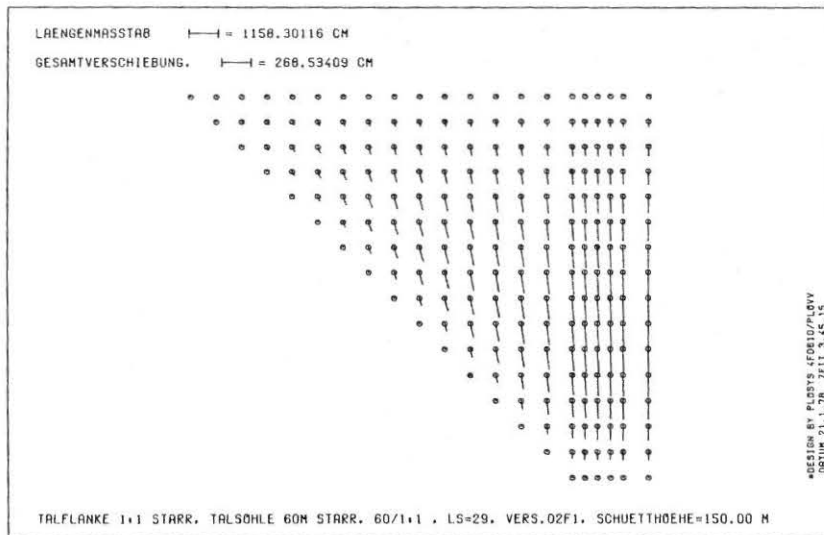
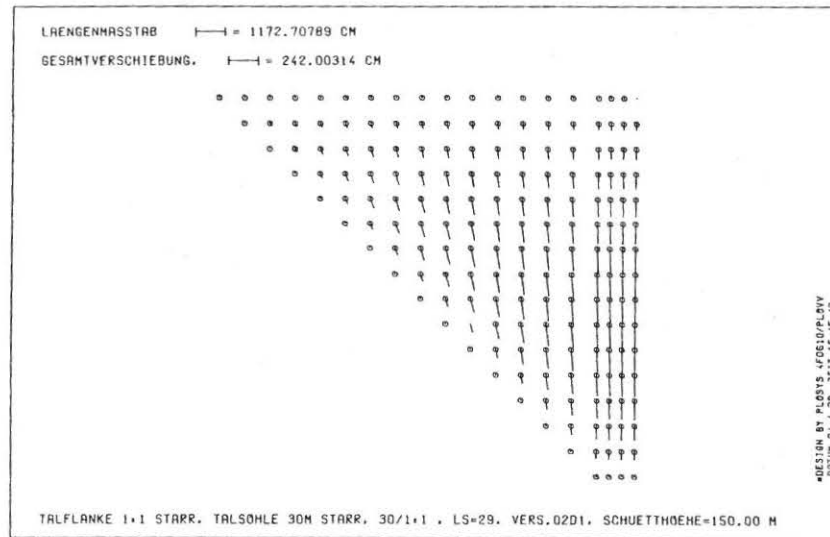
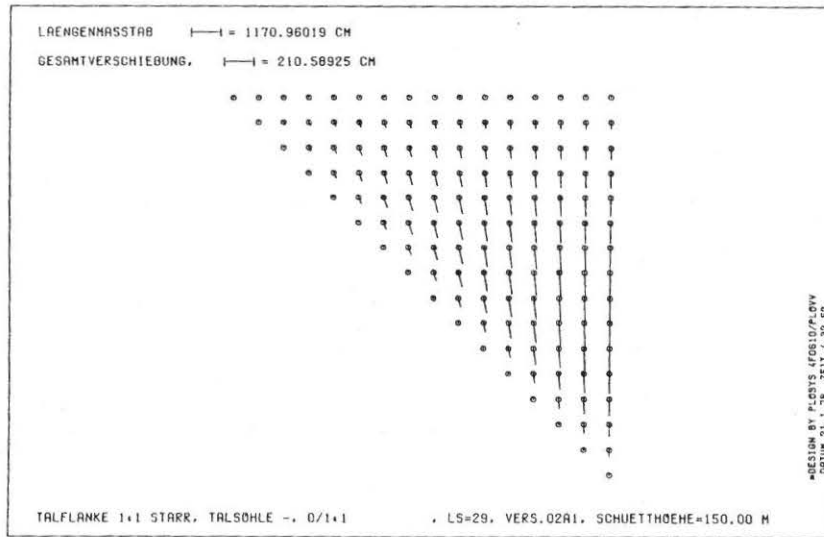


Bild 7.5/1 Gesamtverschiebung, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120 m

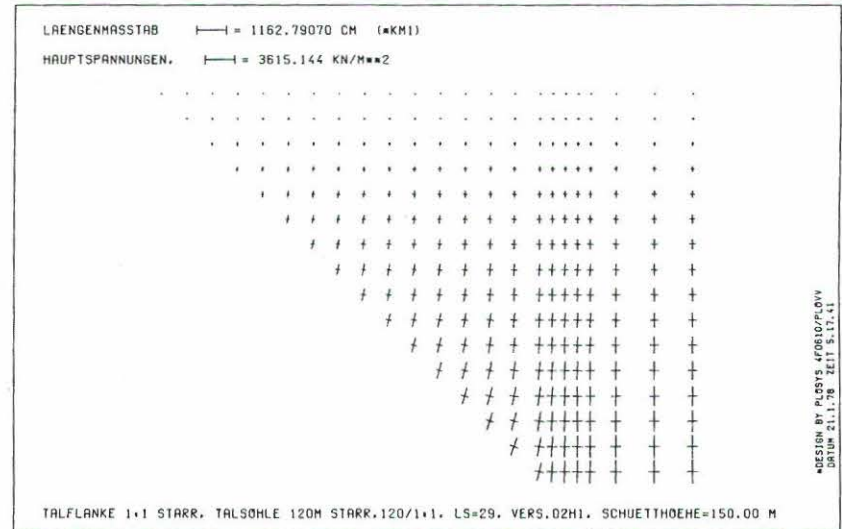
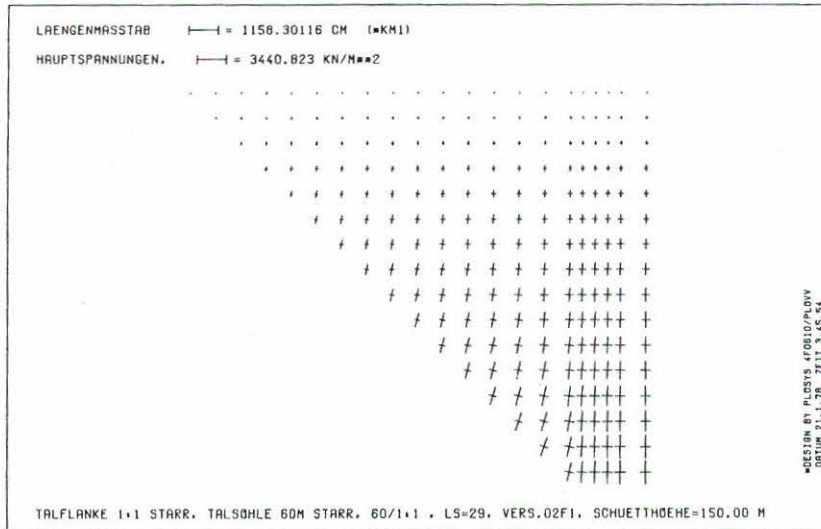
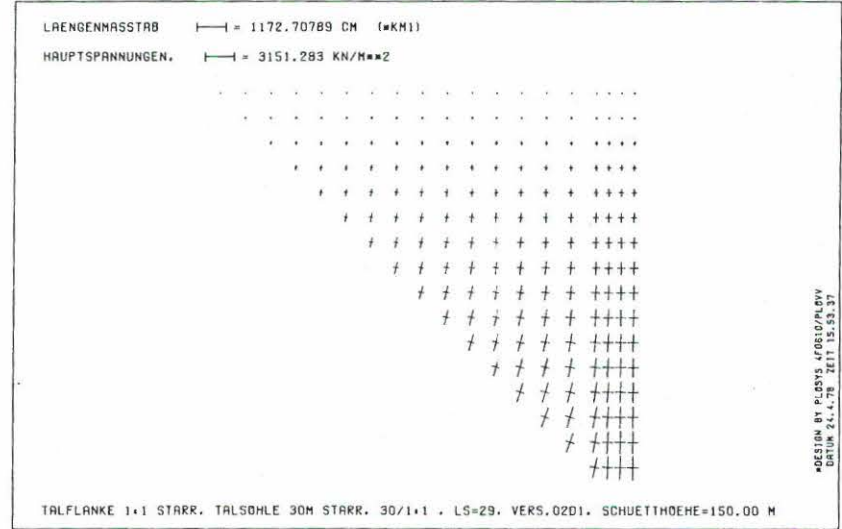
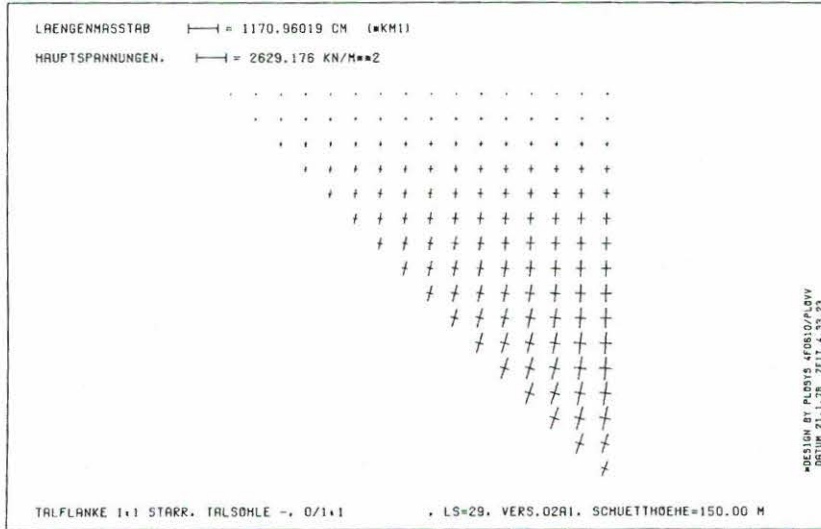


Bild 7.5/2 Hauptspannungen, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120 m

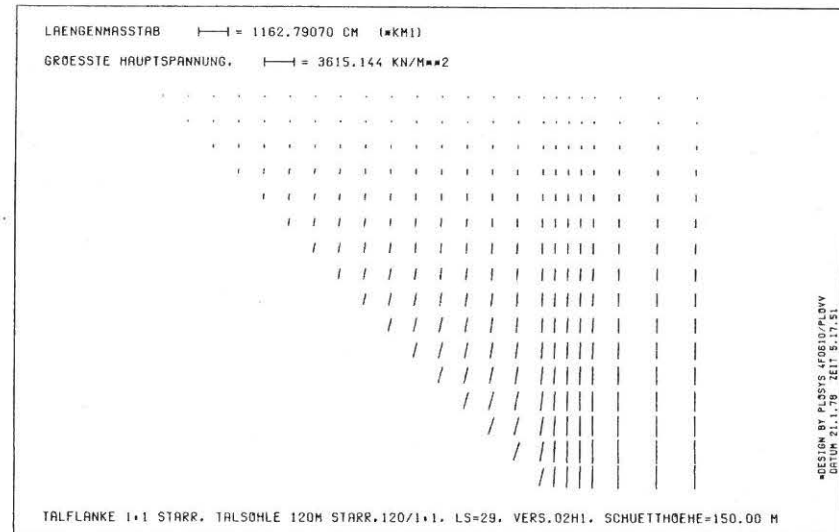
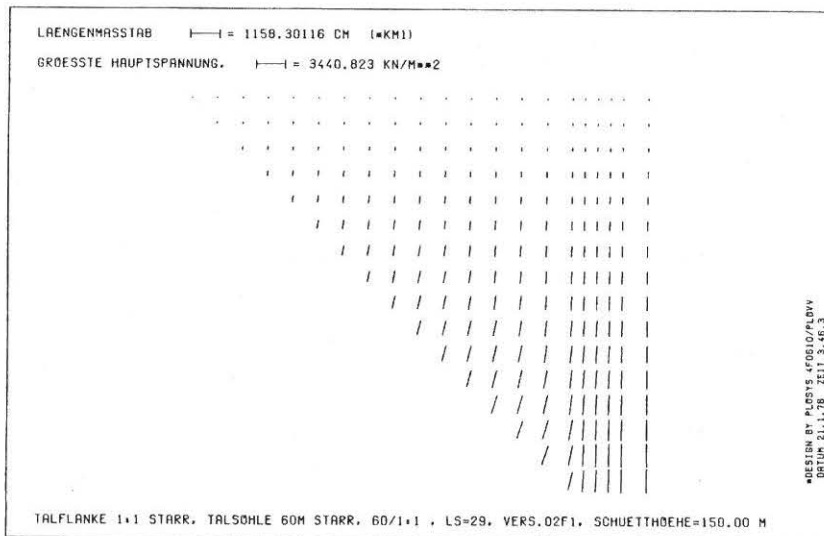
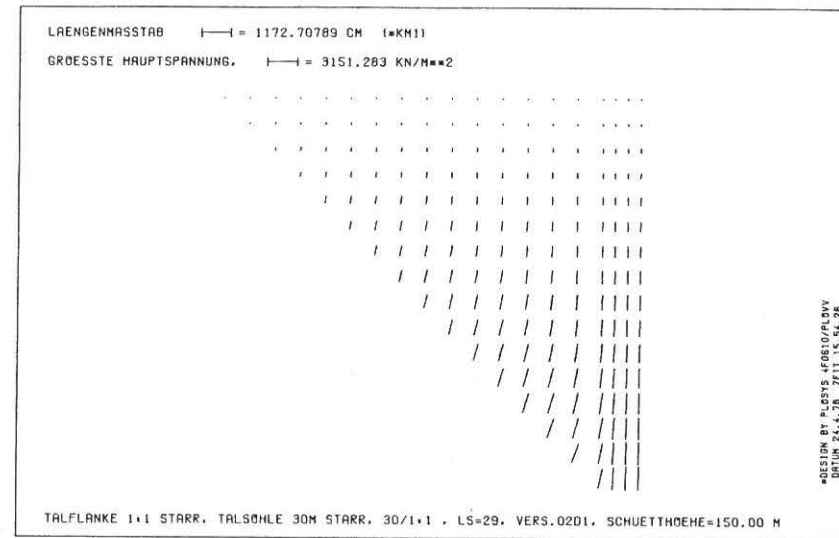
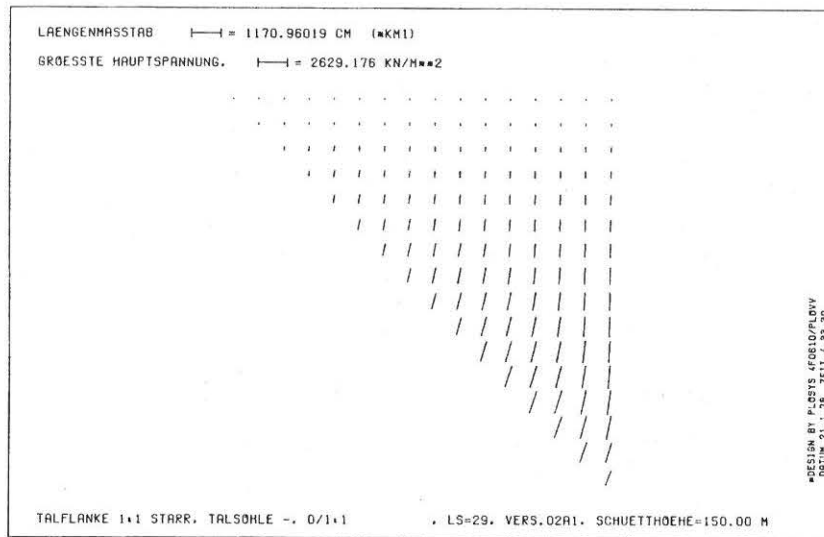


Bild 7.5/3 Größte Hauptspannung nach Größe und Richtung, Aufstandsfläche STARR, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120 m

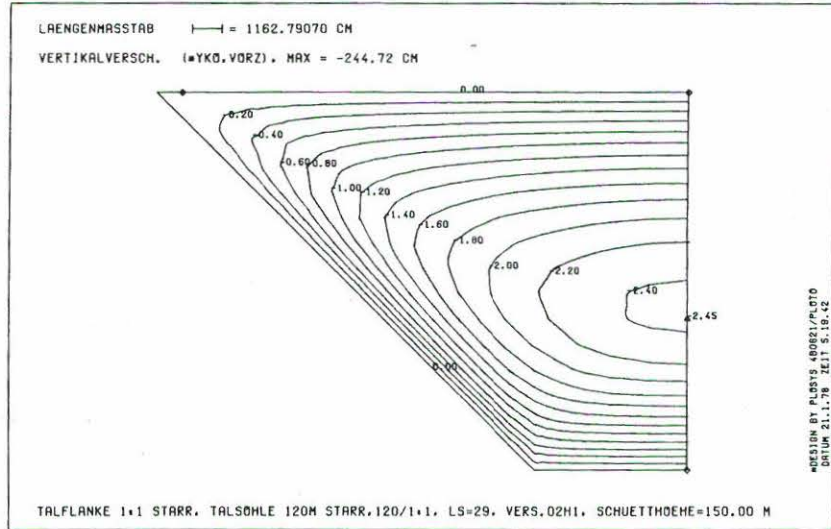
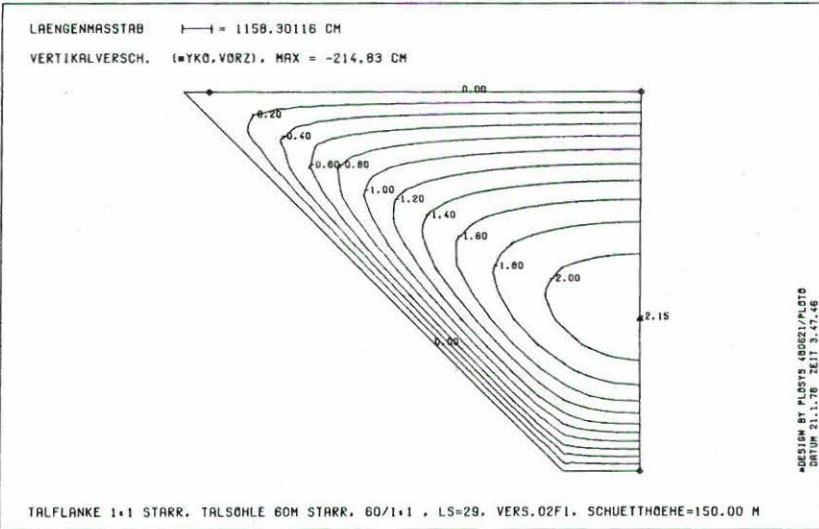
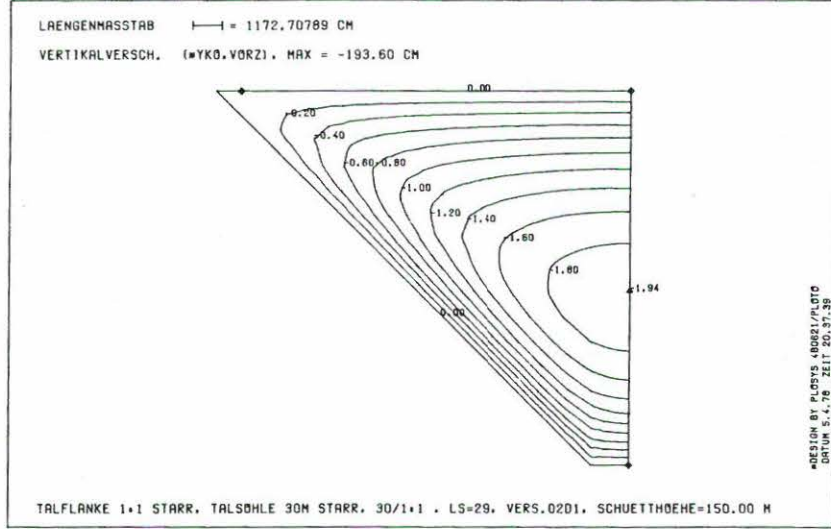
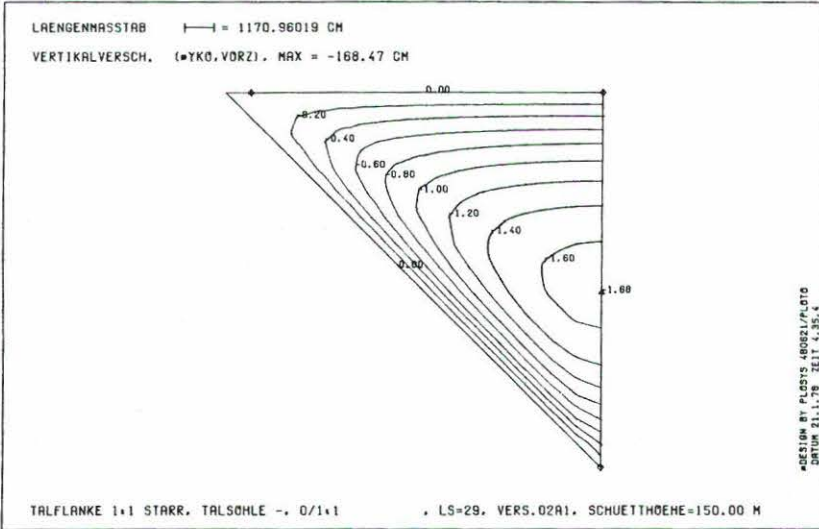


Bild 7.5/4 Vertikalverschiebung (m), Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120m

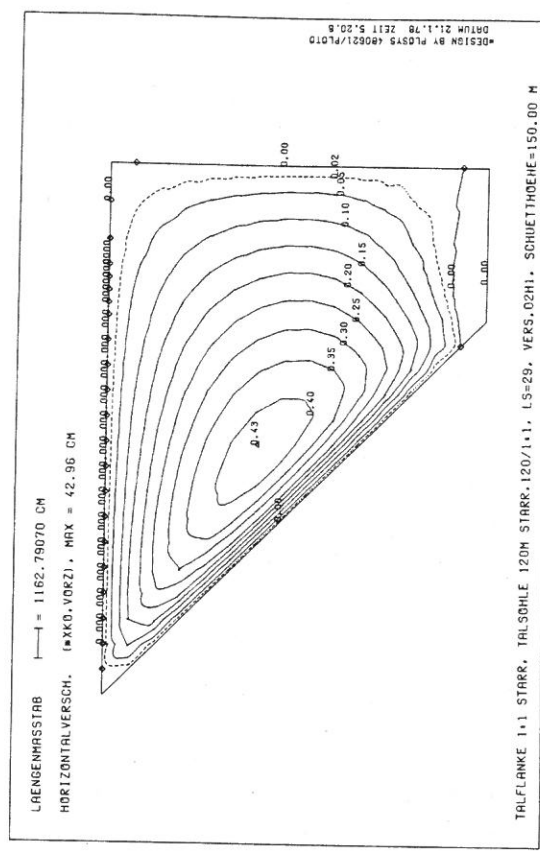
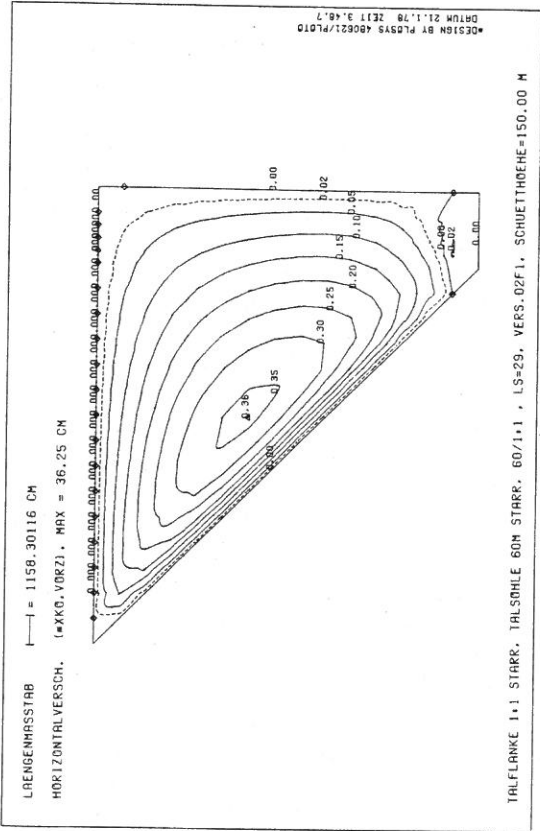
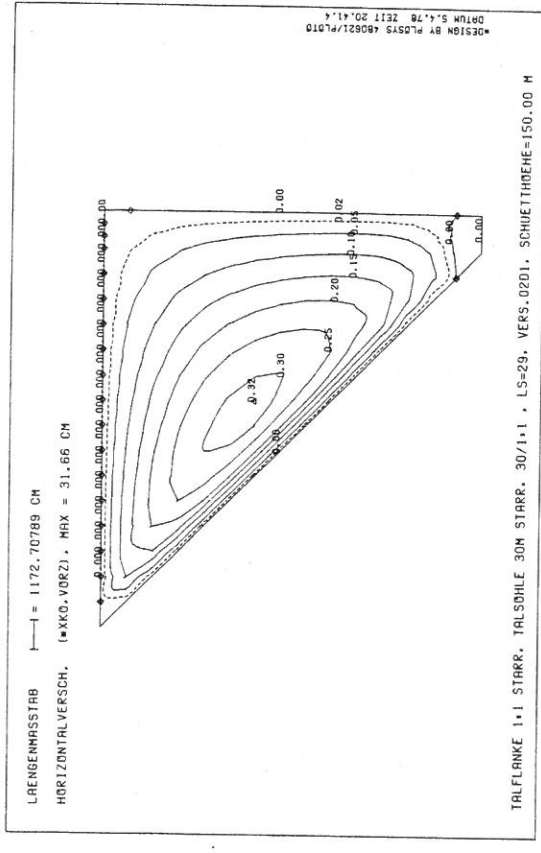
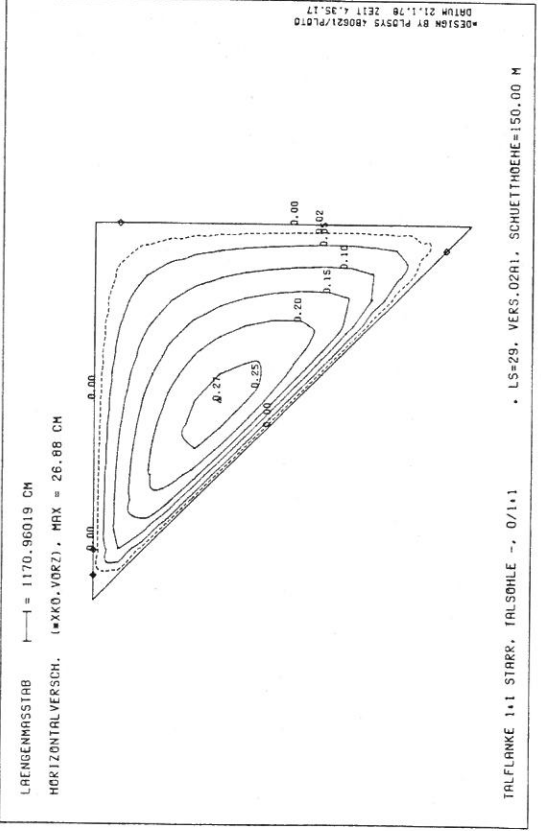


Bild 7.5/5 Horizontalverschiebung (m), Aufstandsfläche STARR, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120 m

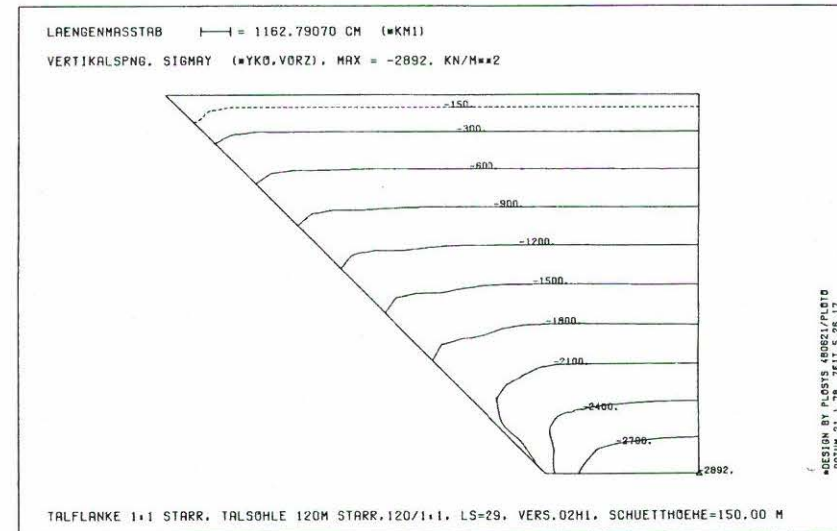
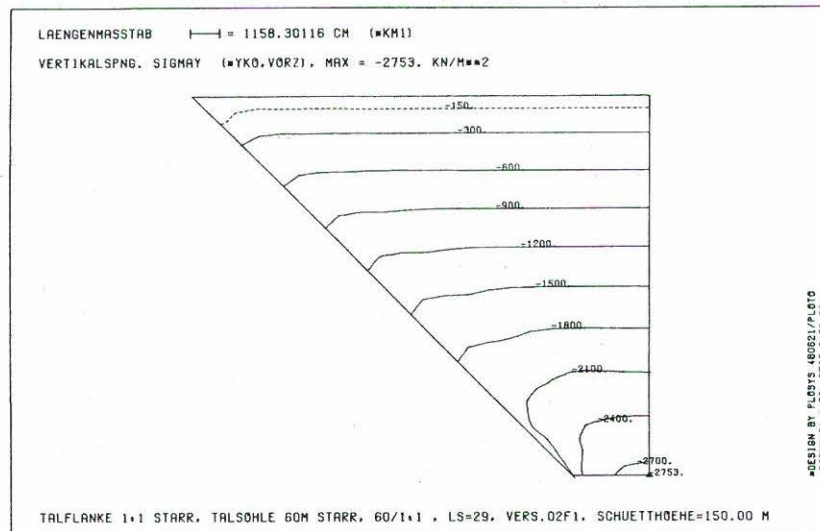
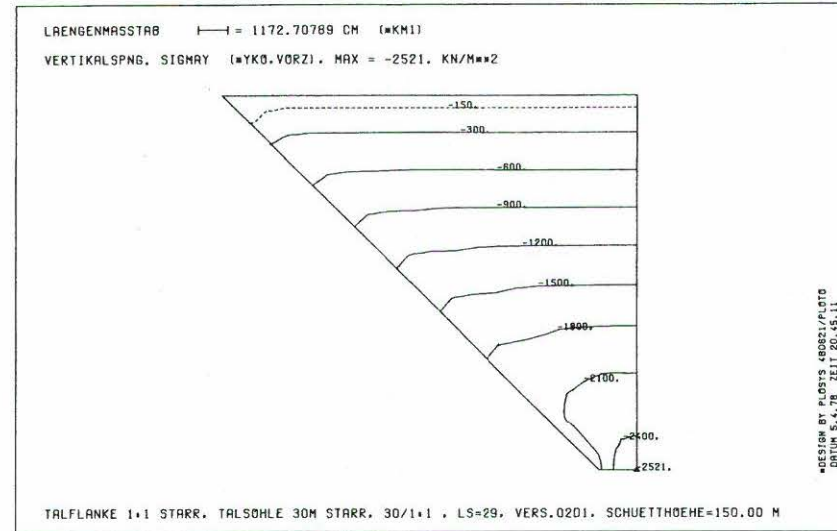
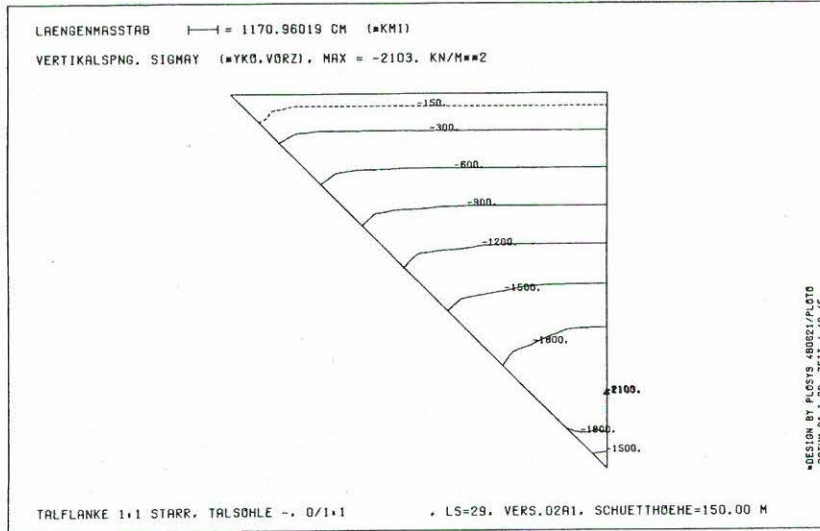


Bild 7.5/6 Vertikalspannung, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120m

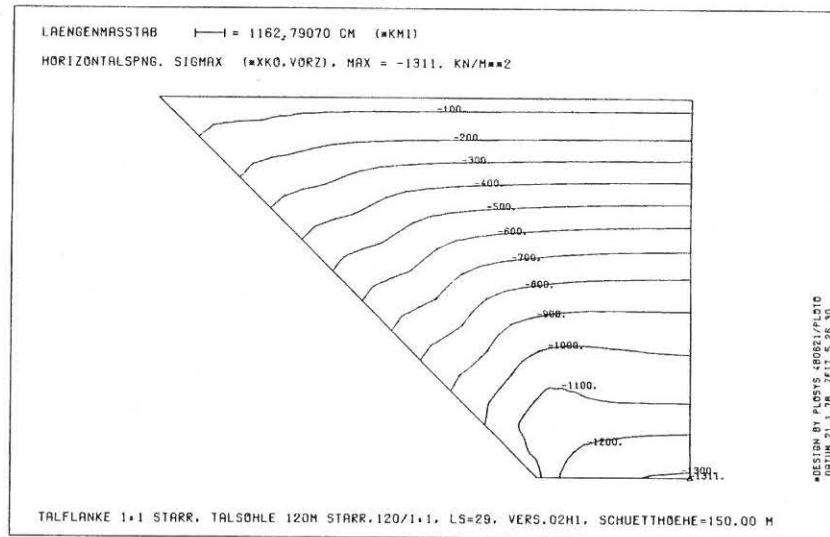
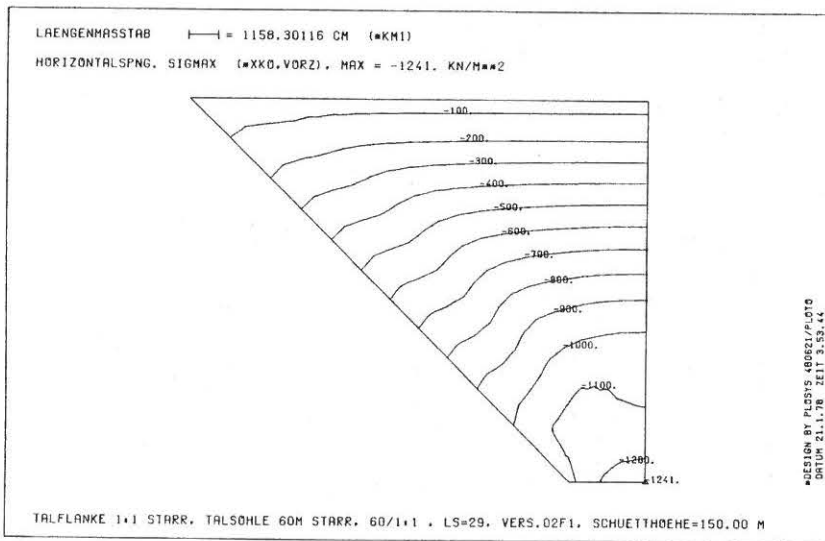
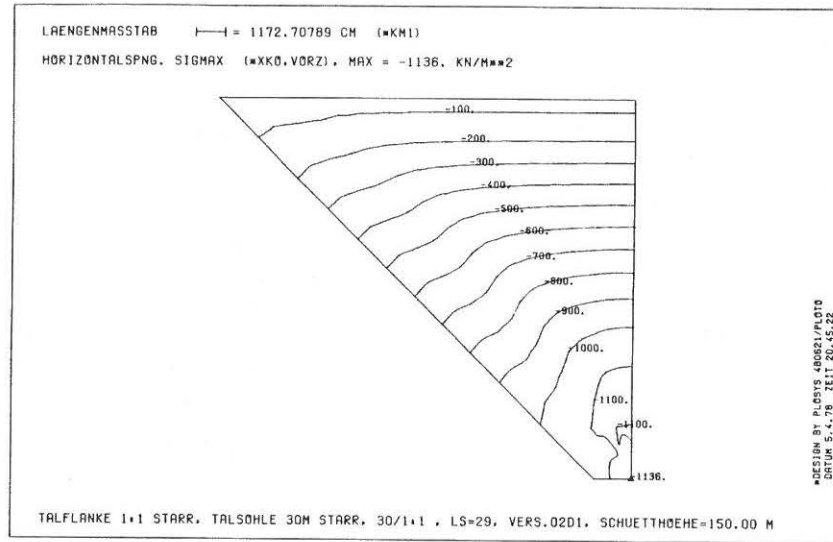
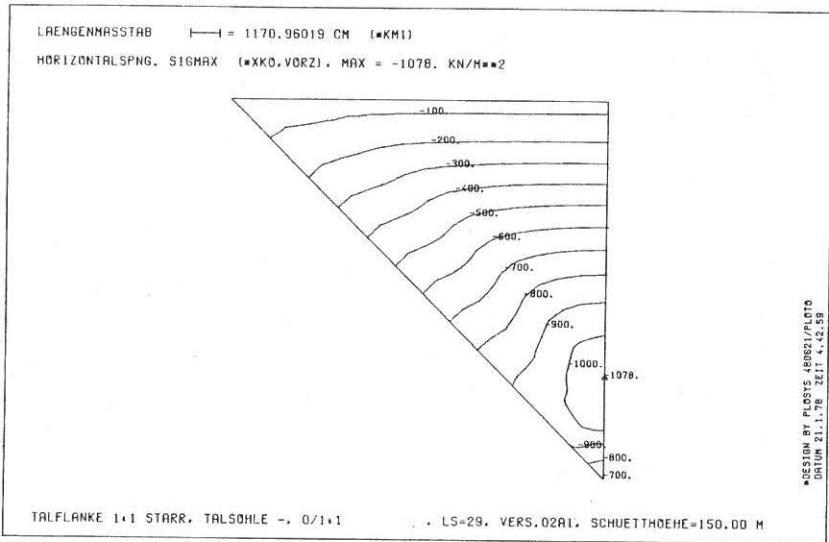


Bild 7.5/7 Horizontalspannung, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120 m

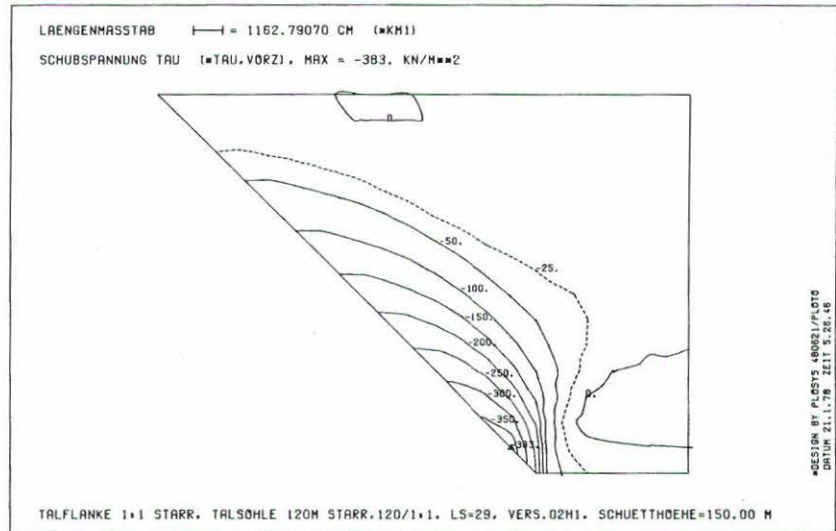
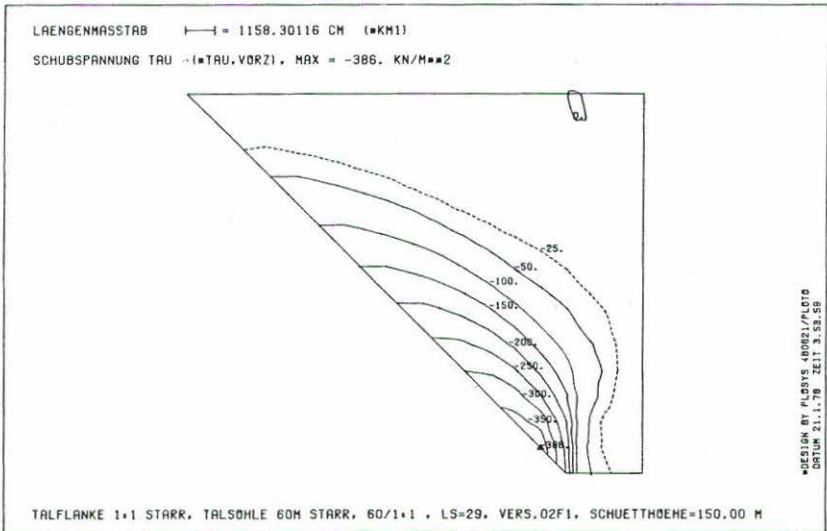
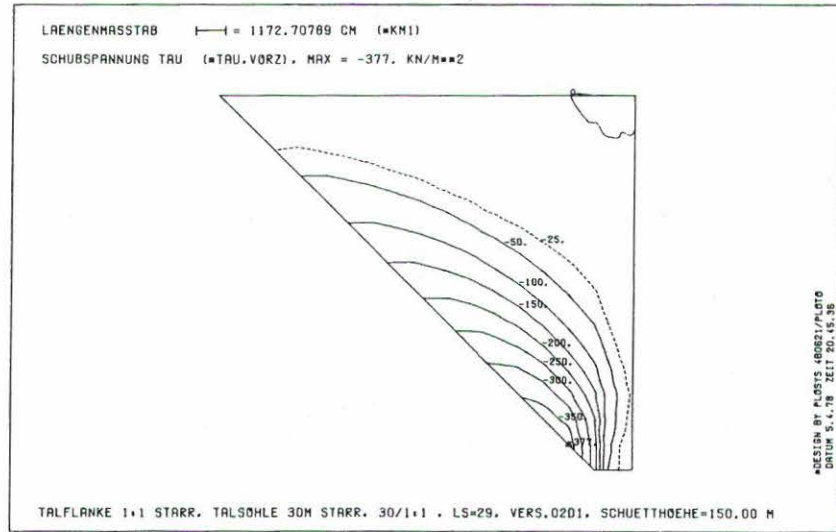
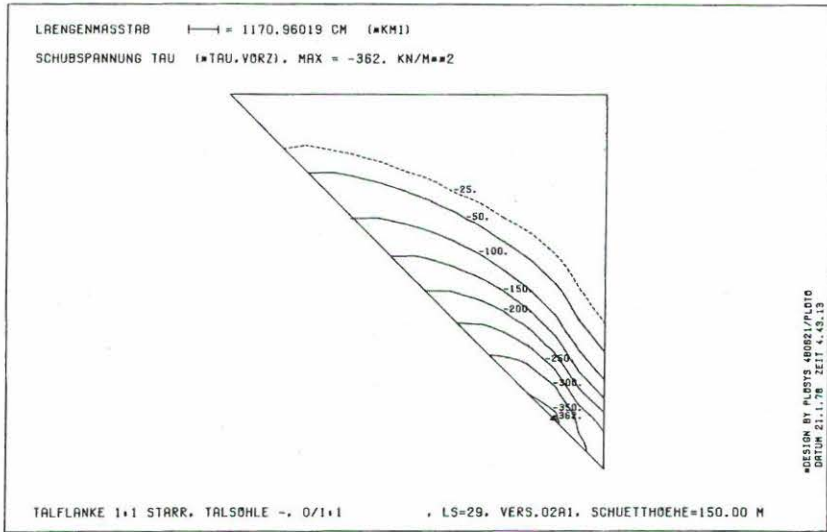


Bild 7.5/8 Schubspannung τ_{xy} , Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120 m

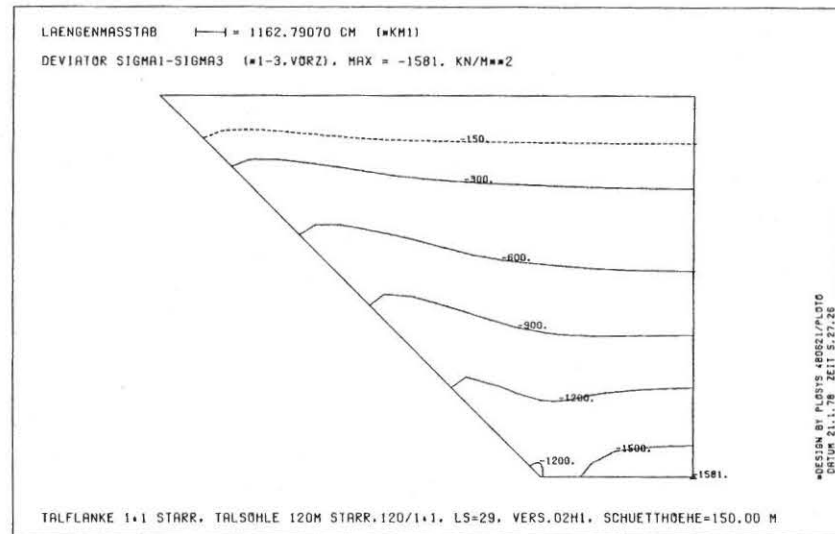
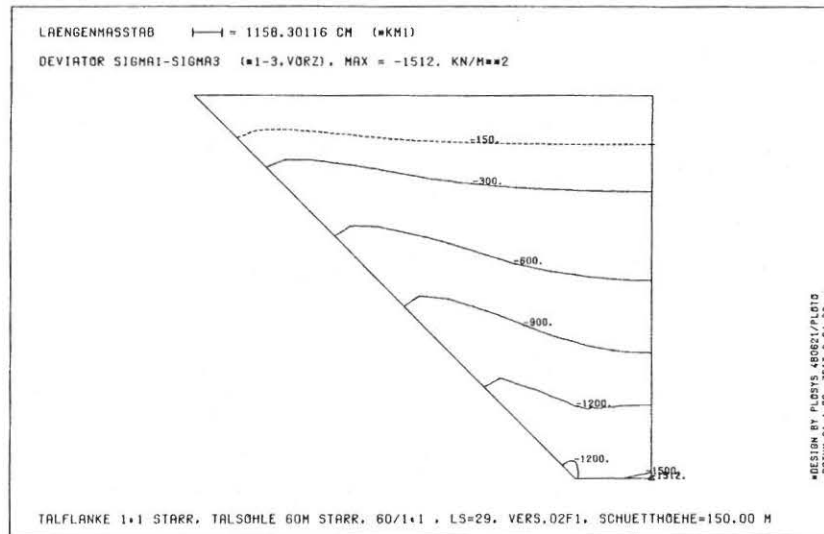
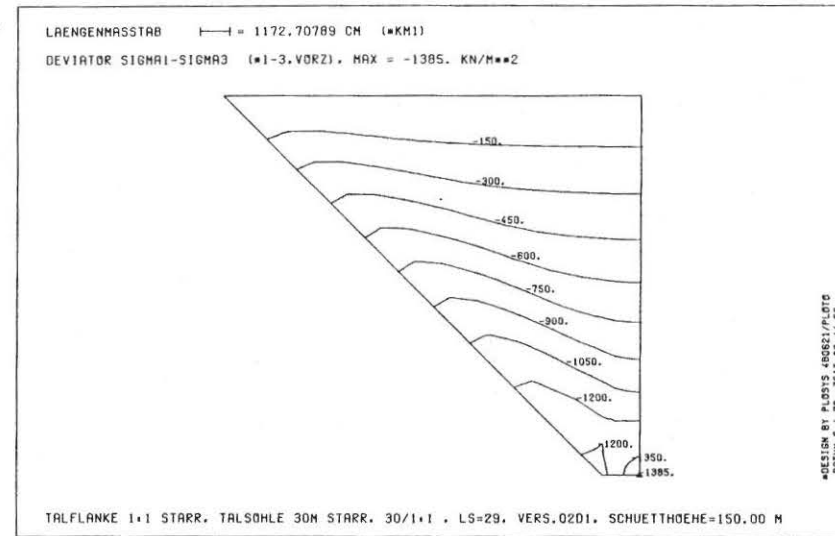
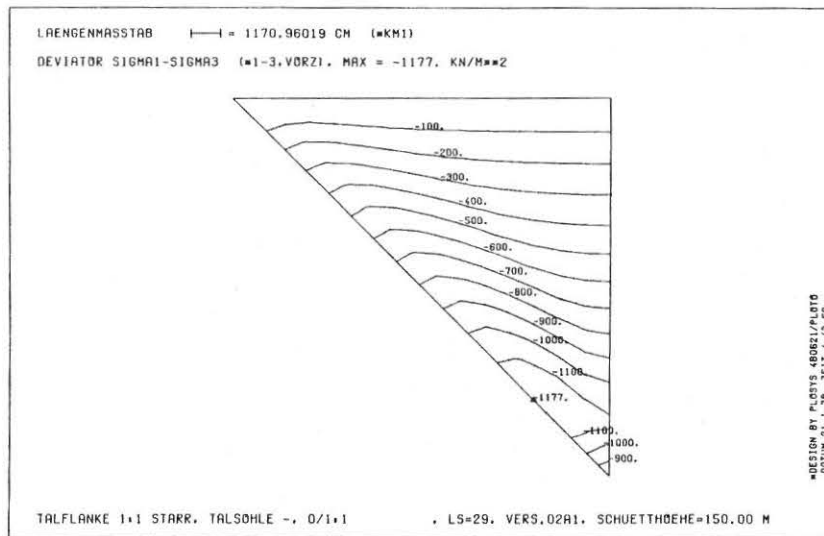


Bild 7.5/9 Hauptspannungsdifferenz, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120m

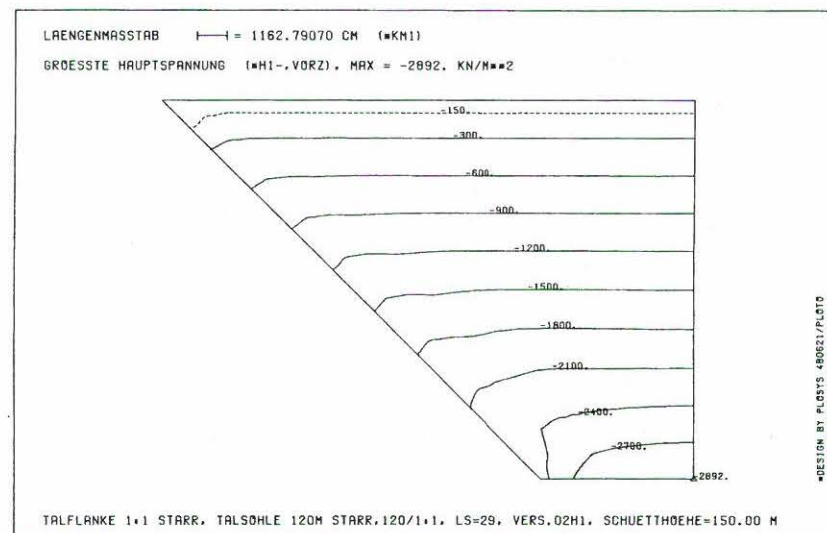
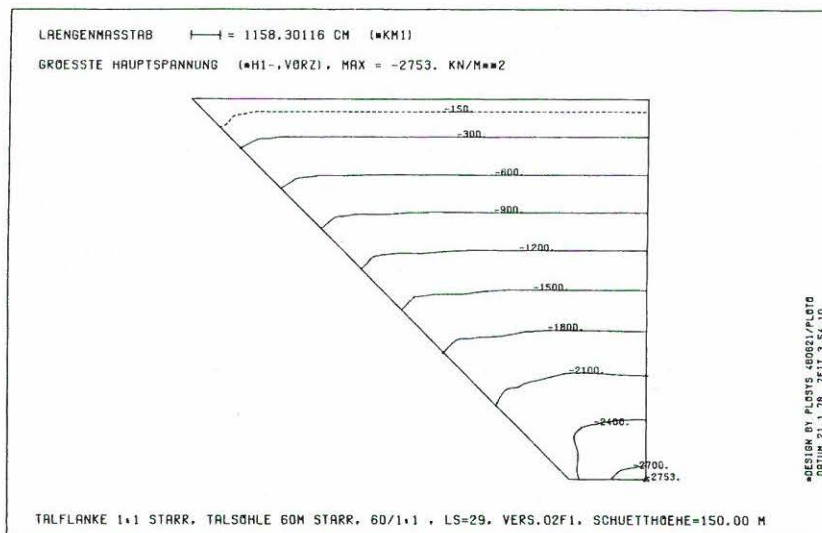
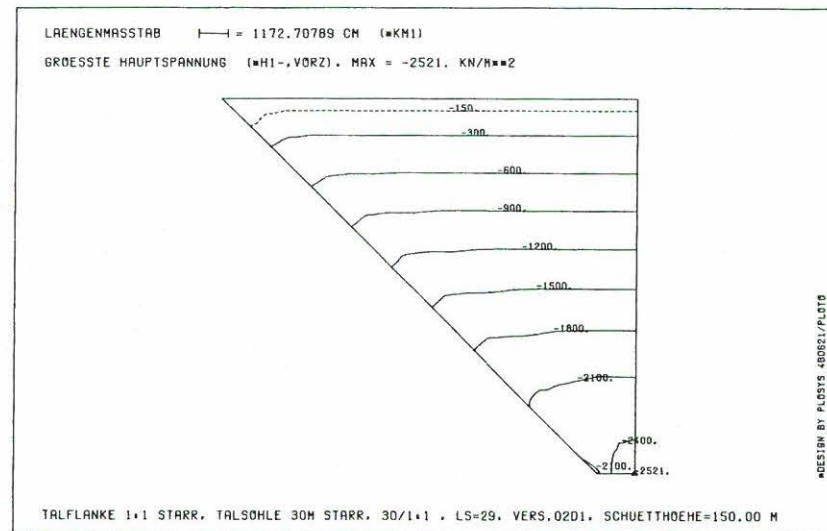
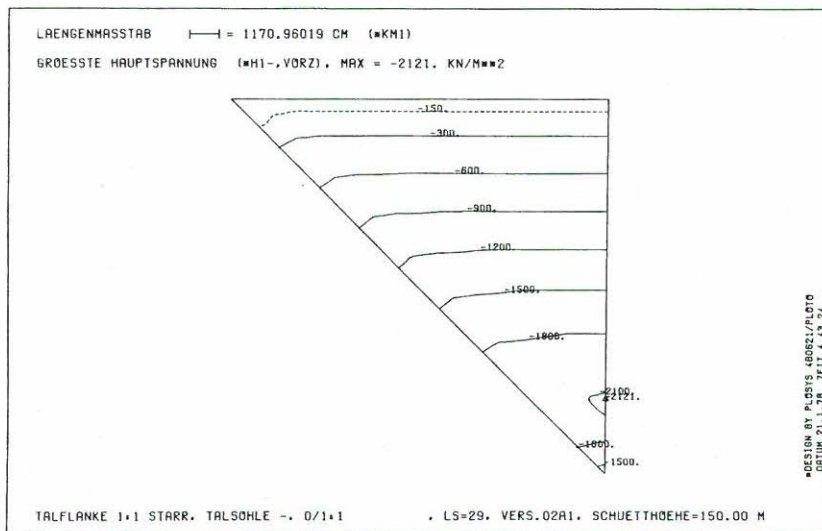


Bild 7.5/1o Gröbte Hauptspannung, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120 m

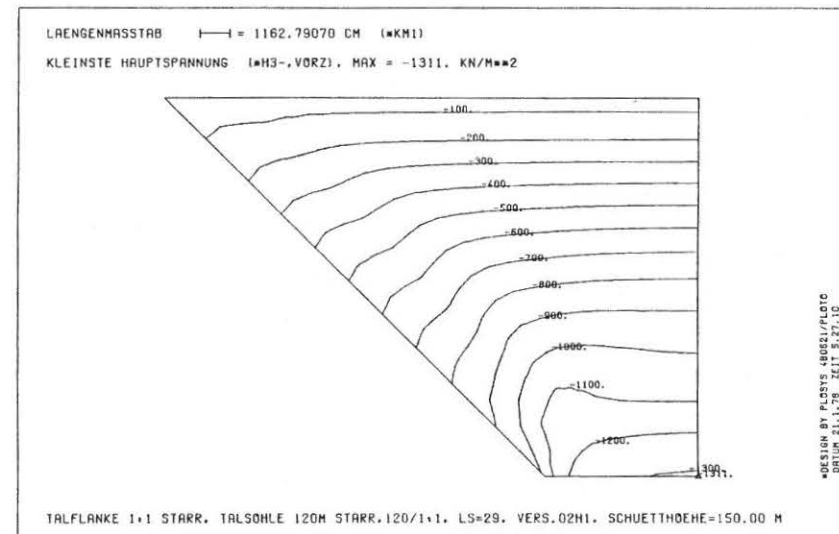
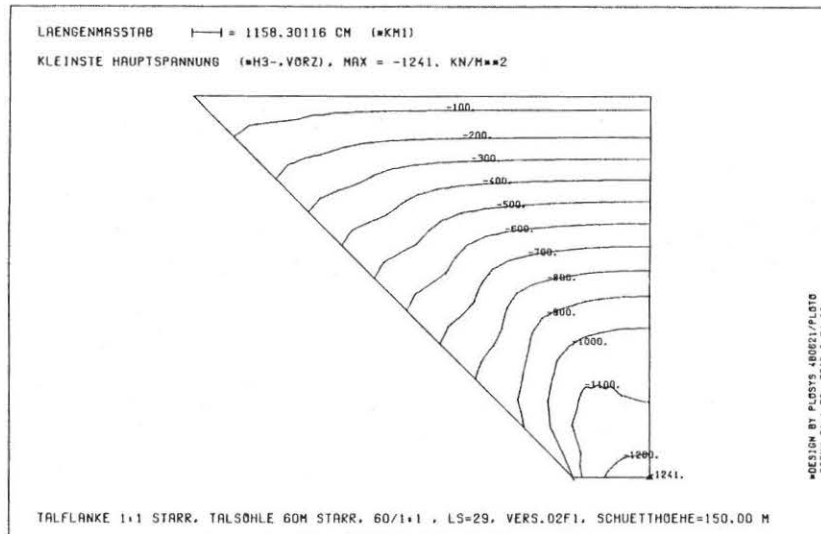
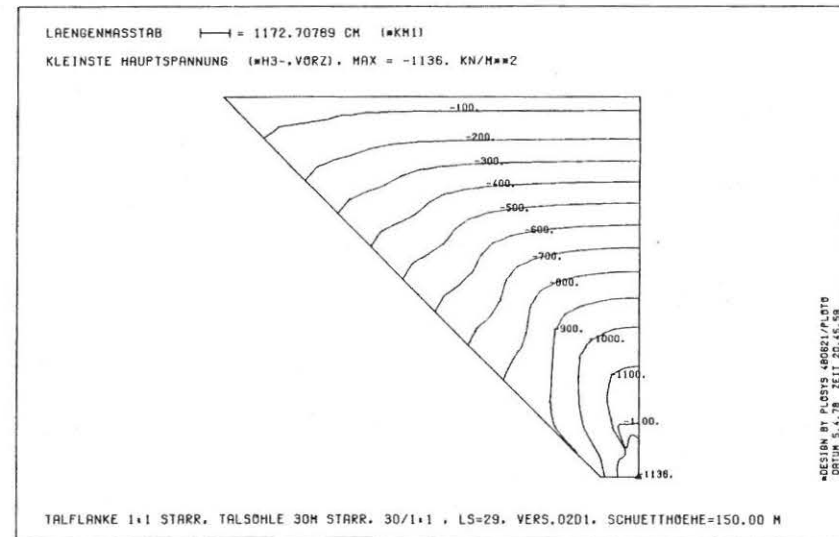
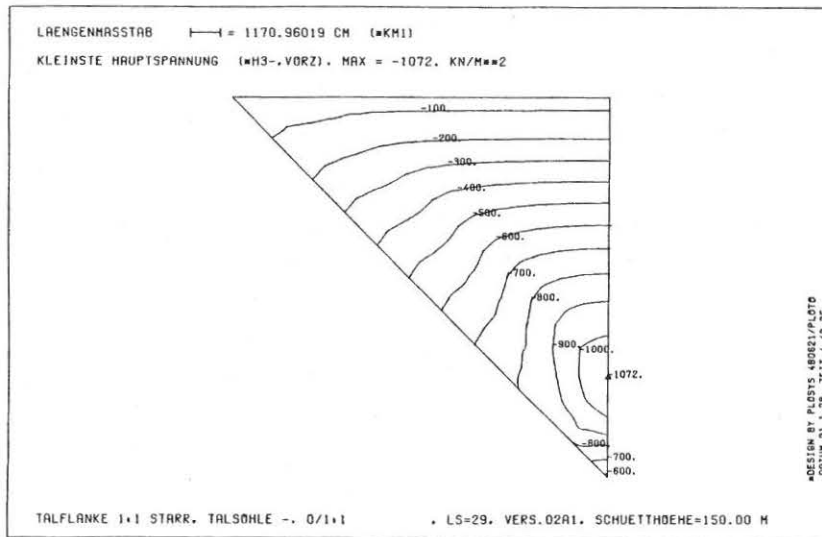


Bild 7.5/11 Kleinste Hauptspannung, Aufstandsfläche STARR,
 Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120 m

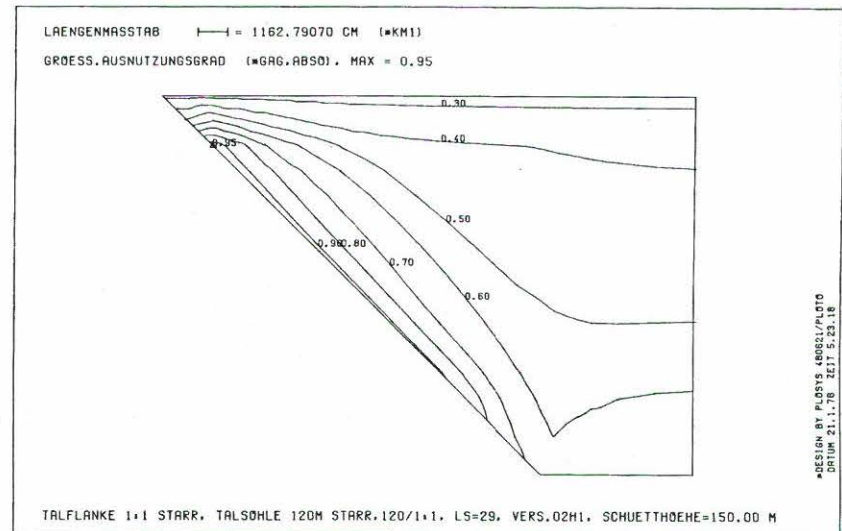
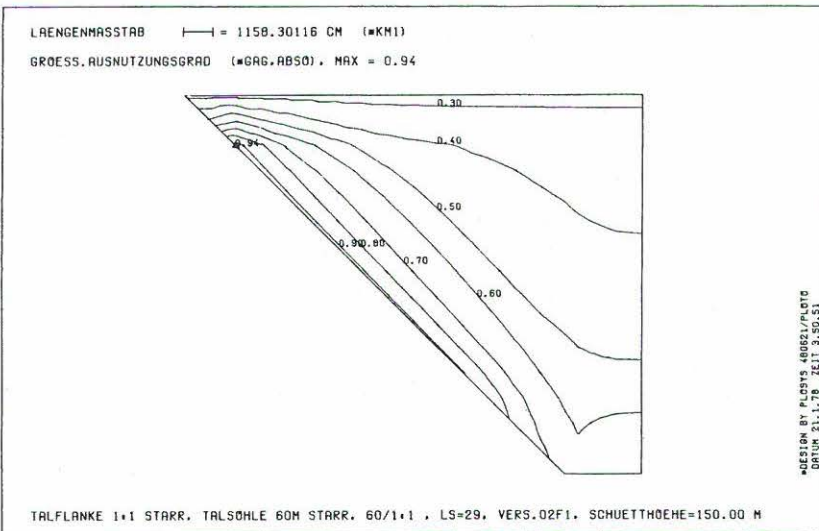
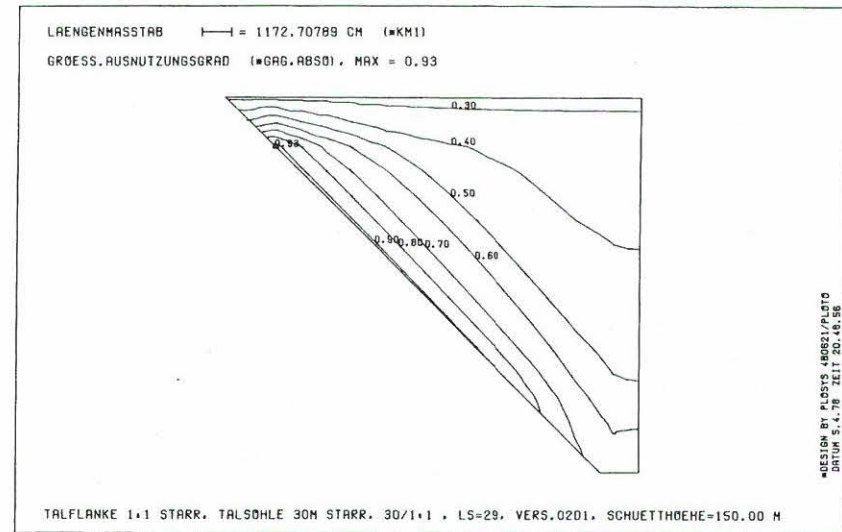
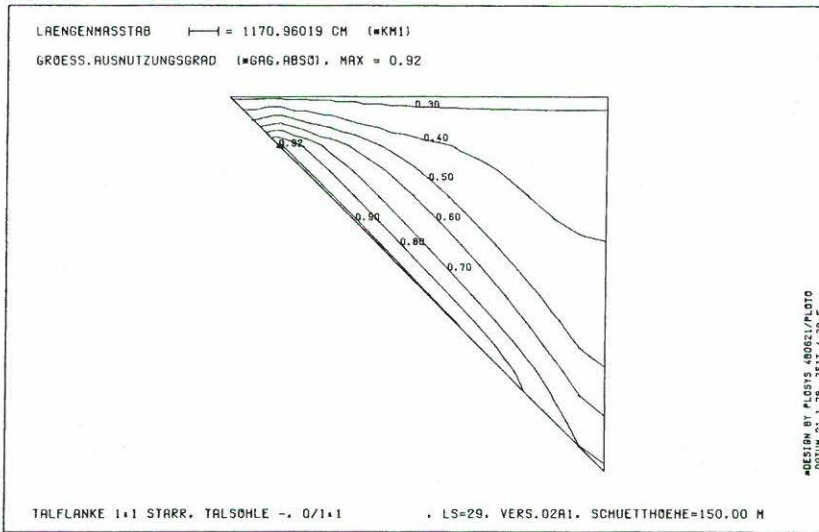
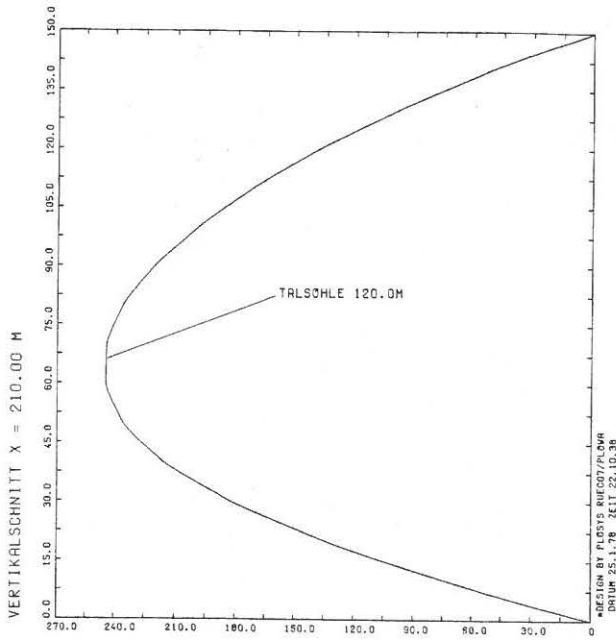
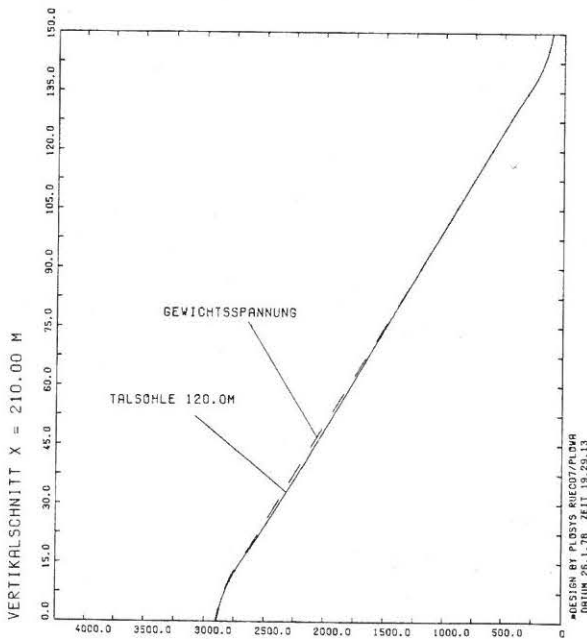
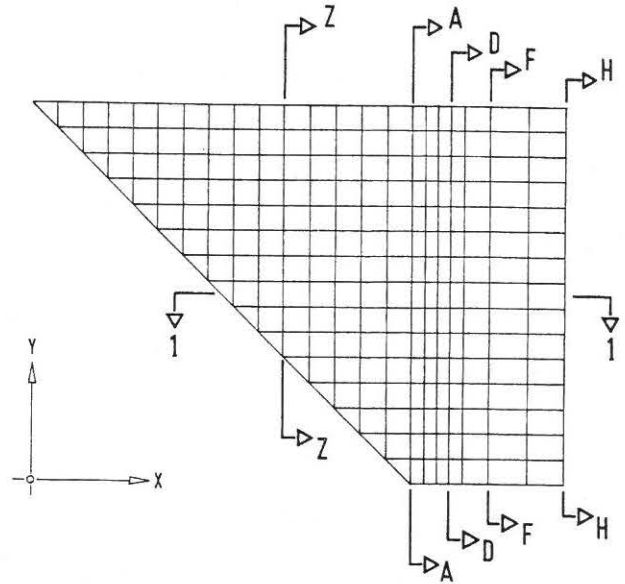


Bild 7.5/12 Größter bisher aufgetretener Ausnutzungsgrad der kritischen Schubspannungen, Aufstandsfläche STARR, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 0/30/60/120 m



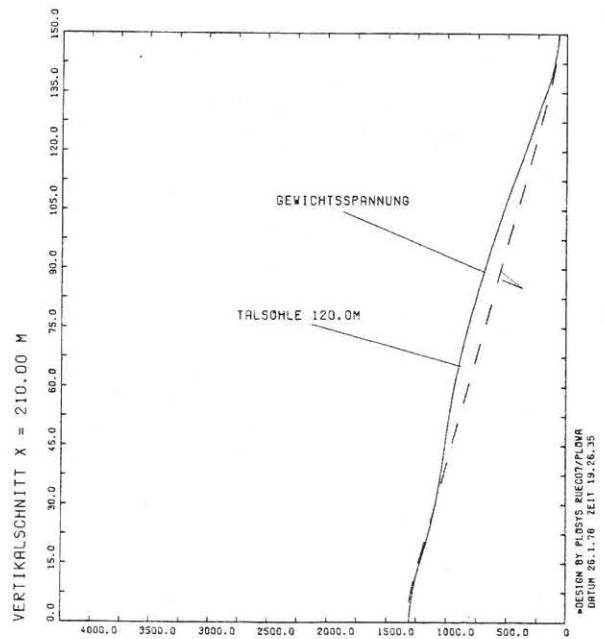
VERTIKALVERSCH. MAX = -244.7 CM

EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR



VERTIKALSPNG. SIGMAX MAX = -2900.0 KN/M**2

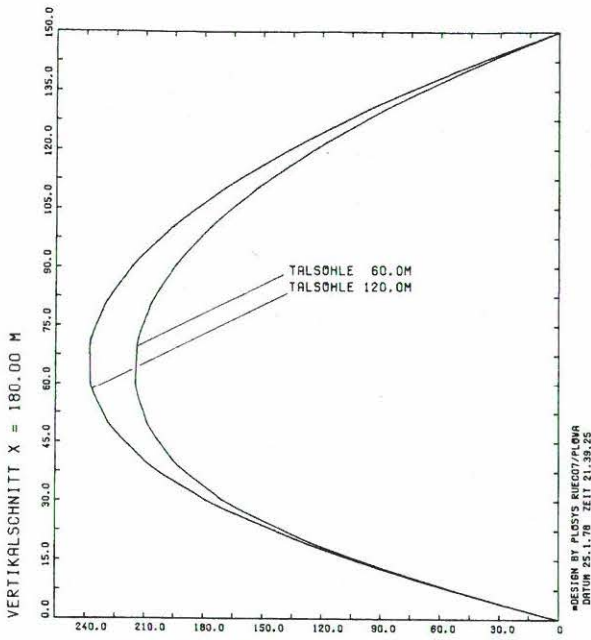
EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR



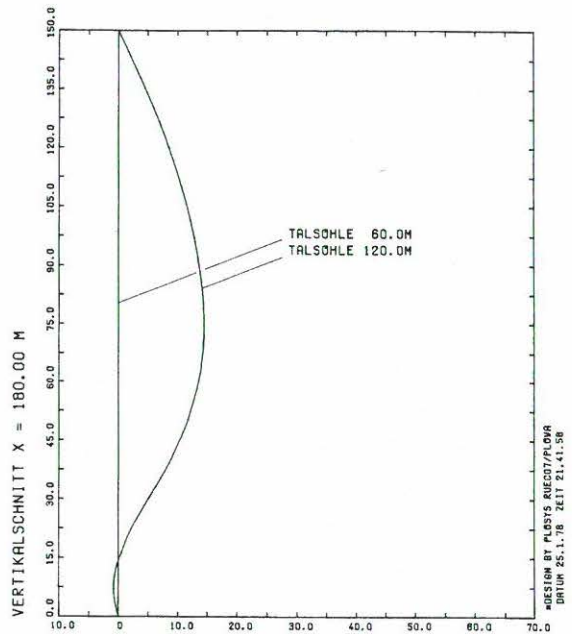
HORIZONTALSPNG. SIGMAX MAX = -2030.0 KN/M**2

EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

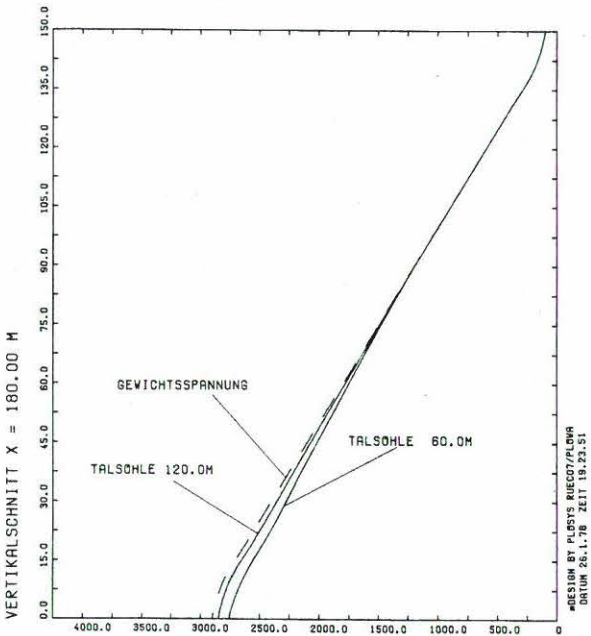
Bild 7.5/13 Einfluß der Talsohlenbreite, Schnitt H-H,
Aufstandsfläche STARR,
Talflankenneigung 1:1, Talsohle 120m



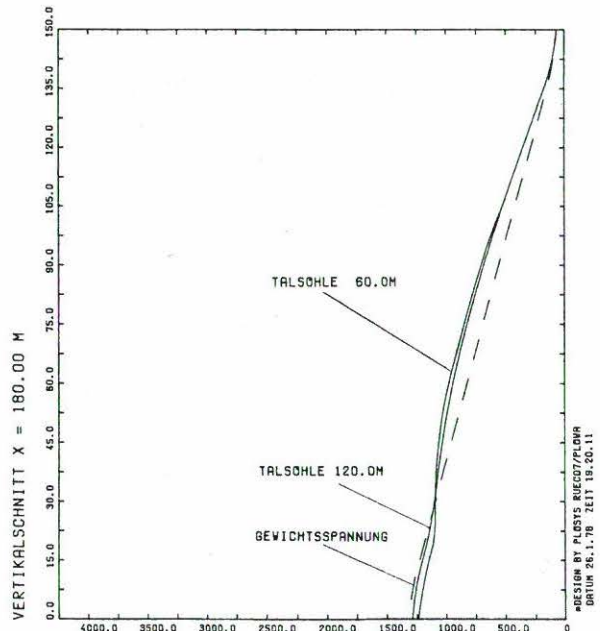
EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR



EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

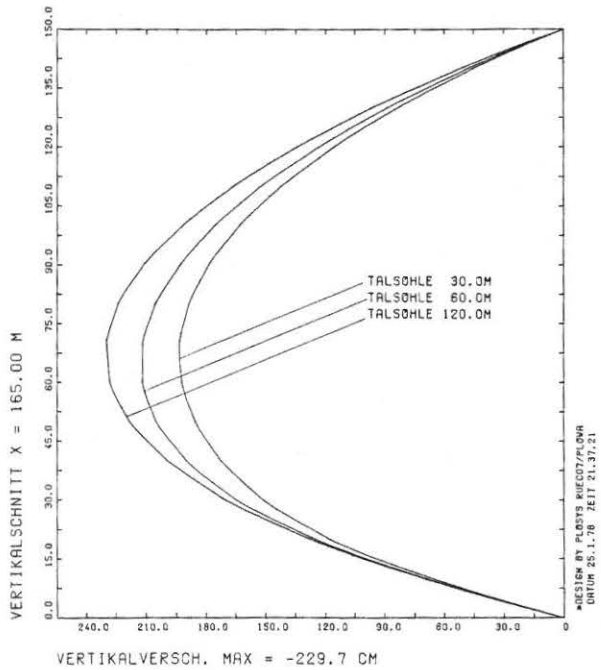


EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

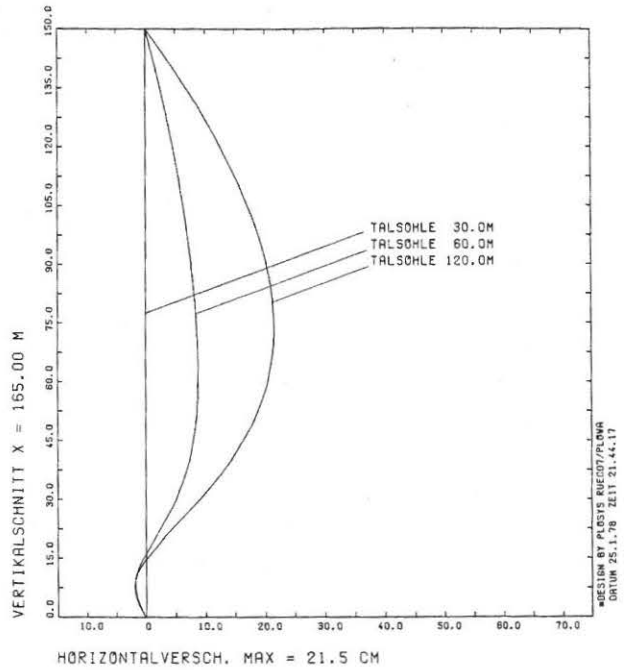


EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

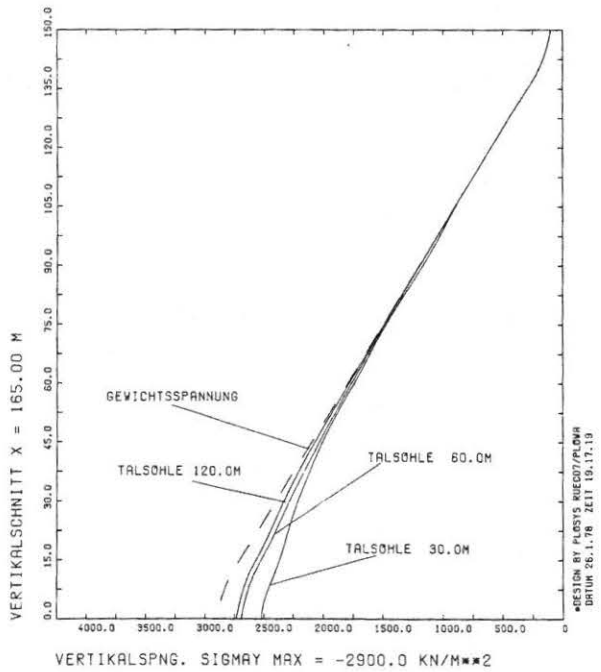
Bild 7.5/14 Einfluß der Talsohlenbreite, Schnitt F-F, Aufstandsfläche STARR, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 120/60 m



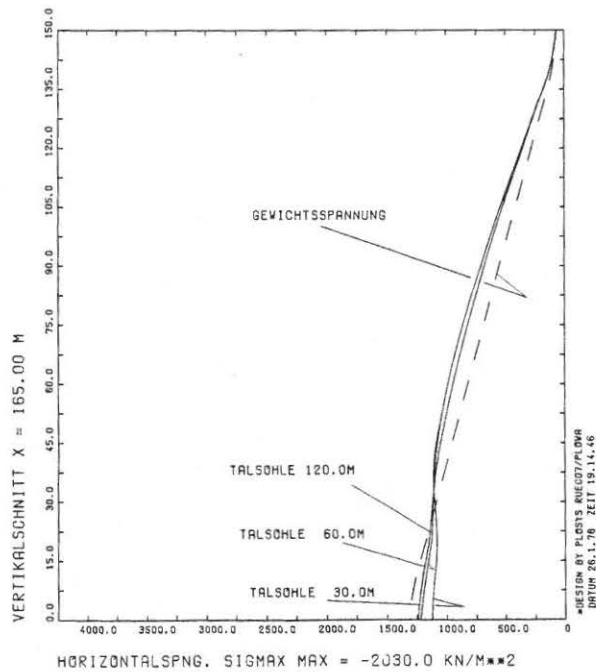
EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR



EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

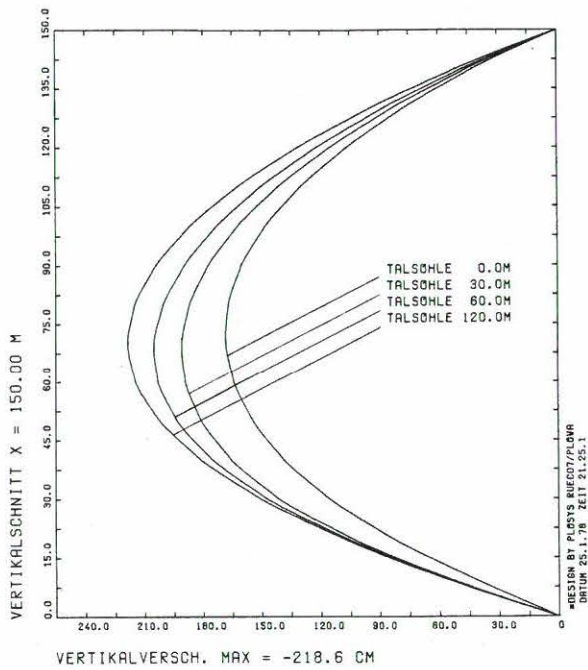


EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

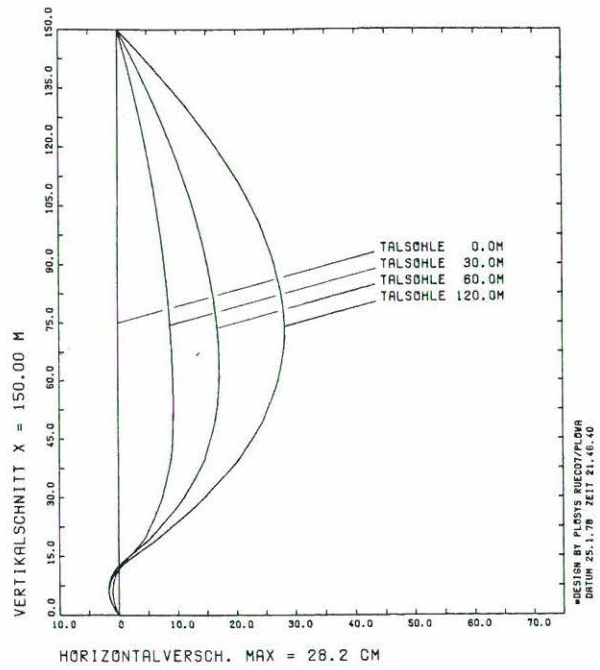


EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

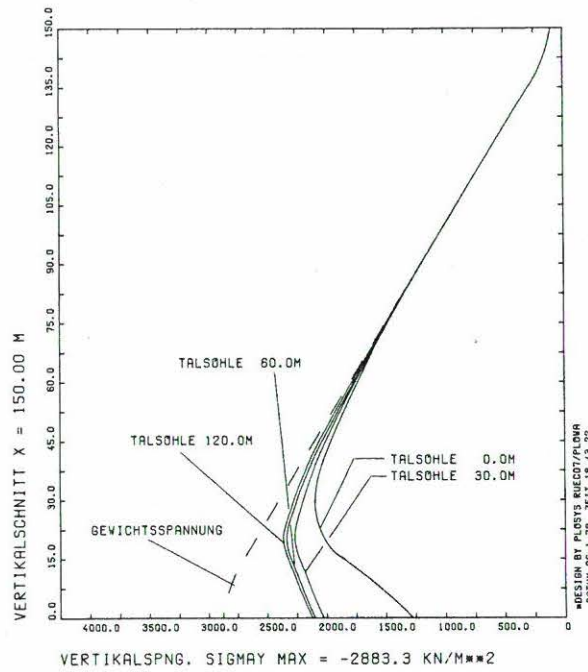
Bild 7.5/15 Einfluß der Talsohlenbreite, Schnitt D-D,
Aufstandsfläche STARR,
Talflankenneigung 1:1, Talsohle 120/60/30m



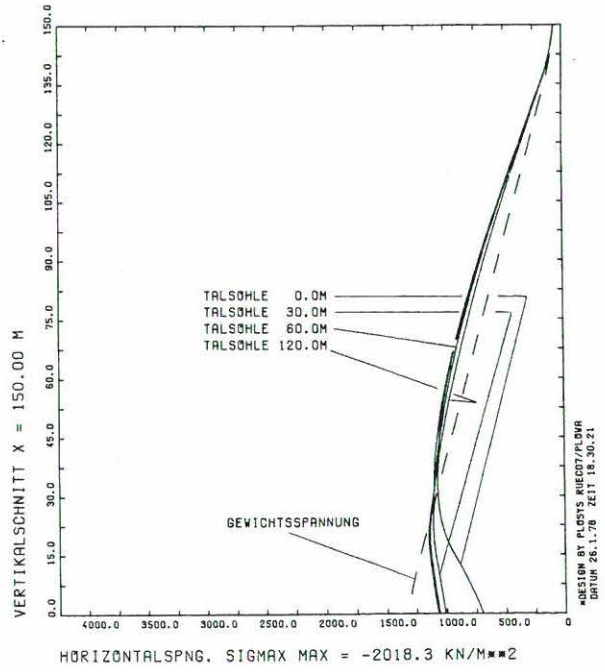
EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR



EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

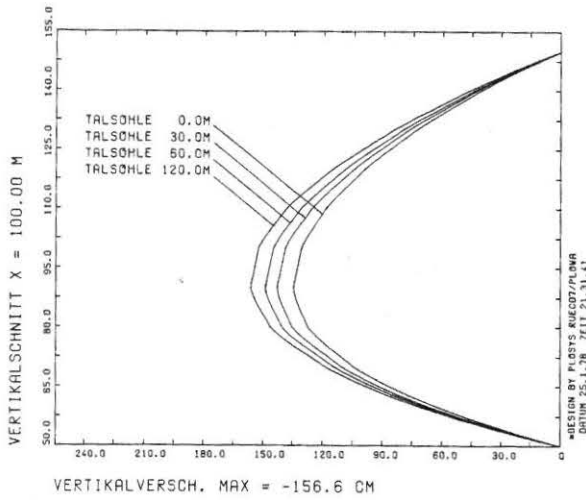


EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

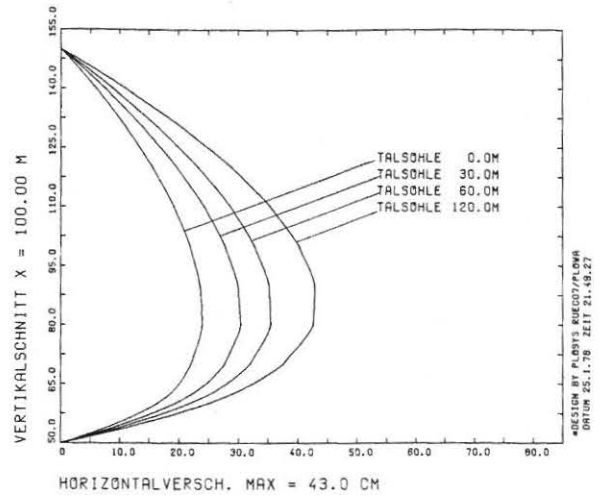


EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

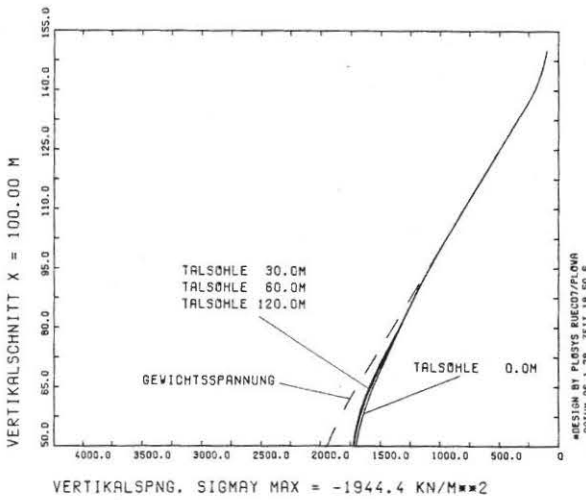
Bild 7.5/16 Einfluß der Talsohlenbreite, Schnitt A-A,
Aufstandsfläche STARR,
Talflankenneigung 1:1, Talsohle 120/60/30/0 m



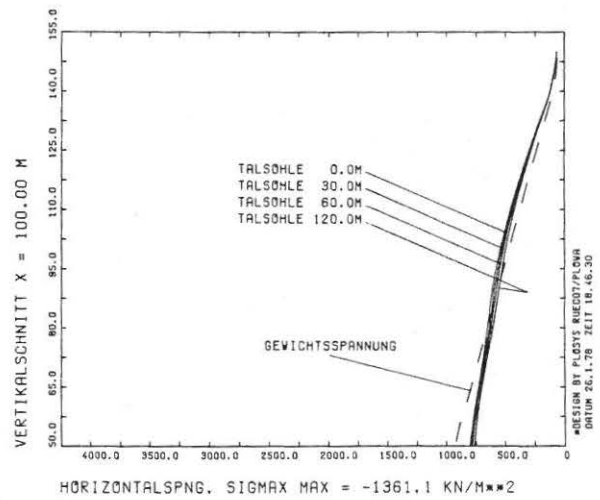
EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR



EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

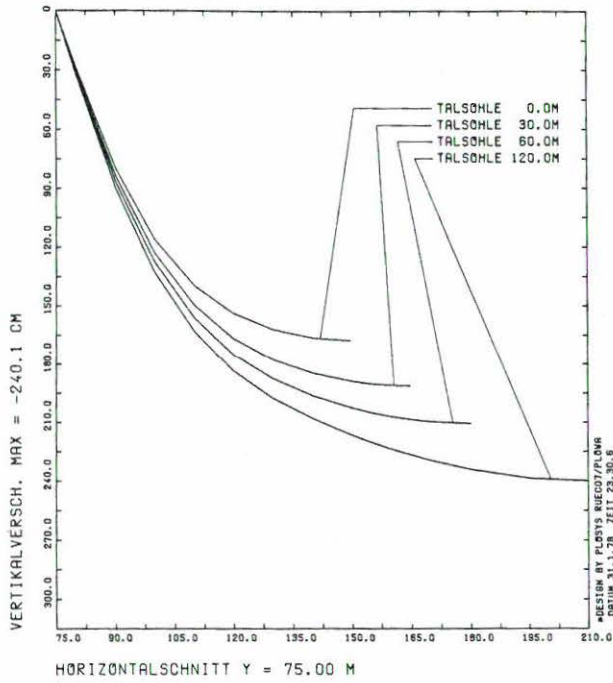


EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

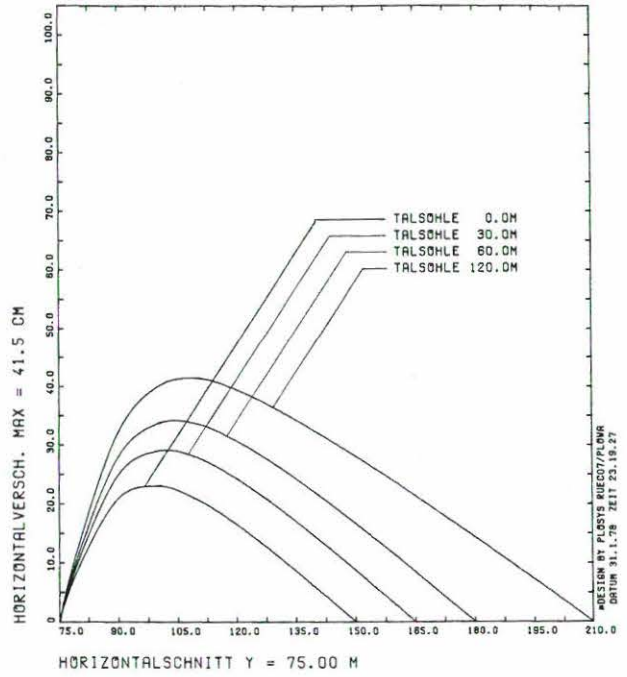


EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

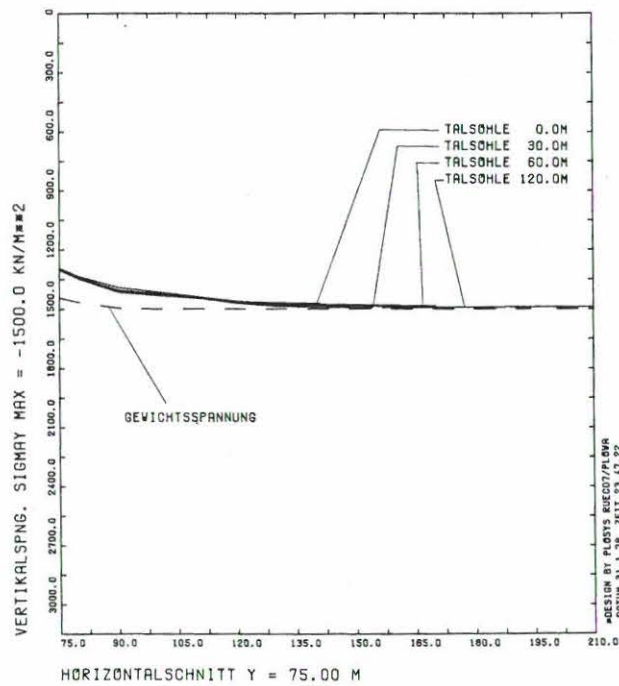
Bild 7.5/17 Einfluß der Talsohlenbreite, Schnitt Z-Z,
Aufstandsfläche STARR,
Talflankeneneigung 1:1, Talsohle 120/60/30/0 m



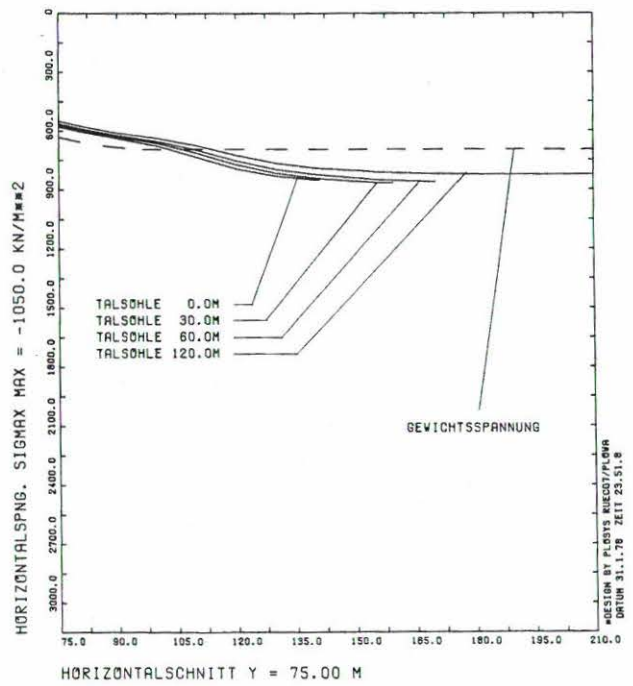
EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR



EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR



EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR



EINFLUSS TALSOHLENBREITE BEI TALFLANKE 1:1 STARR

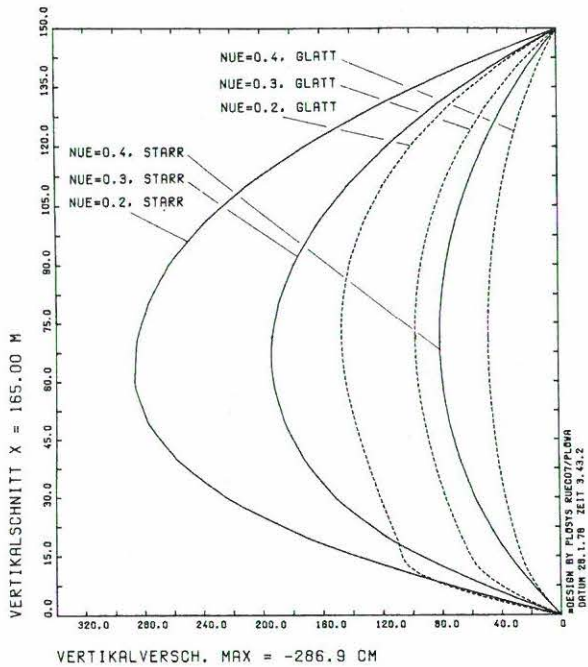
Bild 7.5/18 Einfluß der Talsohlenbreite, Schnitt 1-1,
Aufstandsfläche STARR,
Talflankeneneigung 1:1, Talsohle 120/60/30/0 m

7.6 Einfluß von Einbauverdichtung und Querdehnungszahl

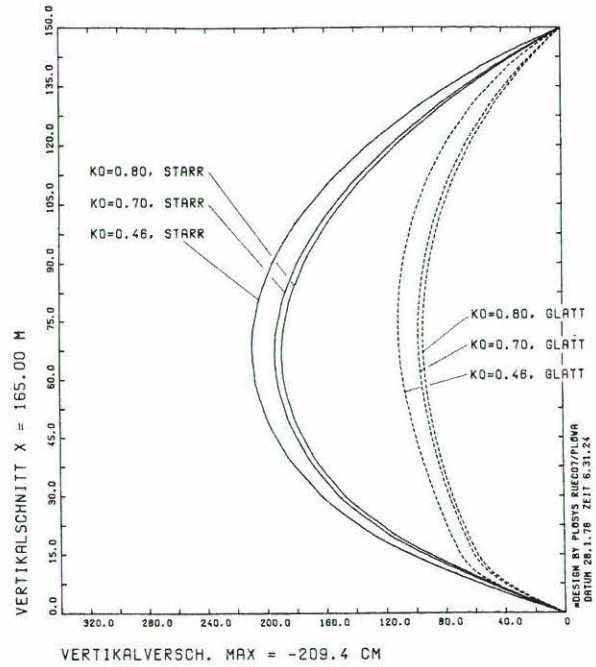
Die Untersuchungen werden für die Talflankenneigungen 1:1 und 30 m breite Talsohle bei starrer und glatter Aufstandsfläche durchgeführt. Die Ergebnisse sind aus Bild 7.6/1 bis 7.6/8 ersichtlich.

Die **E i n b a u v e r d i c h t u n g** wurde vom rechnerischen Ruhedruck 0.46 bis 0.80 bei Querdehnungszahl 0.3 gesteigert. Hervorstechendes Ergebnis ist, daß die errechneten Spannungen und Verformungen auf die unterschiedliche Einschätzung der Einbauverdichtung nur sehr unwesentlich reagieren. Trotzdem muß nicht notwendigerweise ein Verlust an horizontaler Verspannung die Ursache für dieses Phänomen sein. Der Verdichtungsvorgang bedeutet nichts weiteres als das Aufzwingen eines Anfangsspannungszustandes. Alle weiteren Spannungsänderungen durch zunehmende Überschüttung teilen sich dem Bodenelement aber in ganz anderer Weise mit, so daß sich das Seitendruckverhältnis nach einer Anzahl von Spannungsinkrementen geändert haben kann. Maßgeblich ist dafür die Querdehnungszahl und es wird empfohlen, die Einbauverdichtung mit deren Hilfe zahlenmäßig abzuschätzen (vgl. Kap. 7.2.2). Hieraus folgt, daß die Verdichtung des Schüttmaterials über die Spannungs-Dehnungsbeziehung und die Querdehnungszahl in die Berechnung eintritt, nicht dagegen über den Seitendruckbeiwert im Einbauzustand.

Die **Q u e r d e h n u n g s z a h l** hat dementsprechend maßgeblichen Einfluß auf die Verformungen und die Horizontalspannungen. Die Vertikal- und Horizontalverschiebungen betragen bei einer Querdehnungszahl von 0.4 nur ein Drittel des Wertes, den sie bei der Querdehnungszahl 0.2 haben. Dies gilt unabhängig von der Rauigkeit in der Aufstandsfläche. Mit steigender Volumenkonstanz nimmt die Neigung des Schüttmaterials zur Spannungsumlagerung und Gewölbebildung ab. Bei glatter Aufstandsfläche sind die Horizontalspannungen entsprechend der Lagerungsbedingung weniger von der Querdehnungszahl abhängig als bei starrer Aufstandsfläche. Trotzdem, und das ist das wichtigste Ergebnis, bleiben die Arten der Lastabtragung tendenzmäßig erhalten, wenn es auch zahlenmäßige Unterschiede gibt. So gesehen bildet die den anderen Berechnungen dieser Arbeit zugrunde liegende Querdehnungszahl von 0.3 ein günstiges Mittelmaß.



EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, $K_0=0.7$, TF 1:1 TS 30M



EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, NUE=0.9, TF 1:1 TS 30M

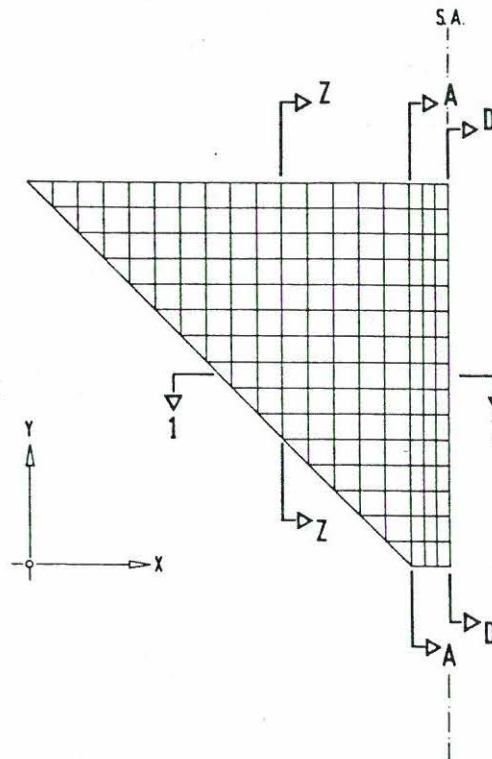
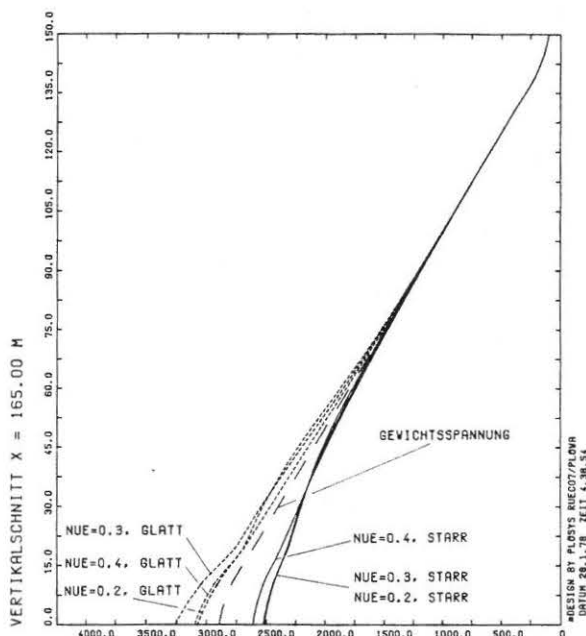
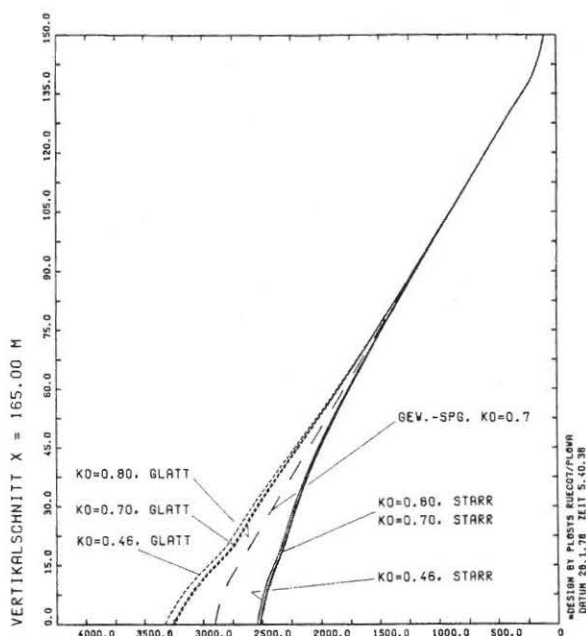


Bild 7.6/1 Einfluß von Einbauverdichtung und Querdehnungszahl auf die Verformungen im Schnitt D-D, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30 m



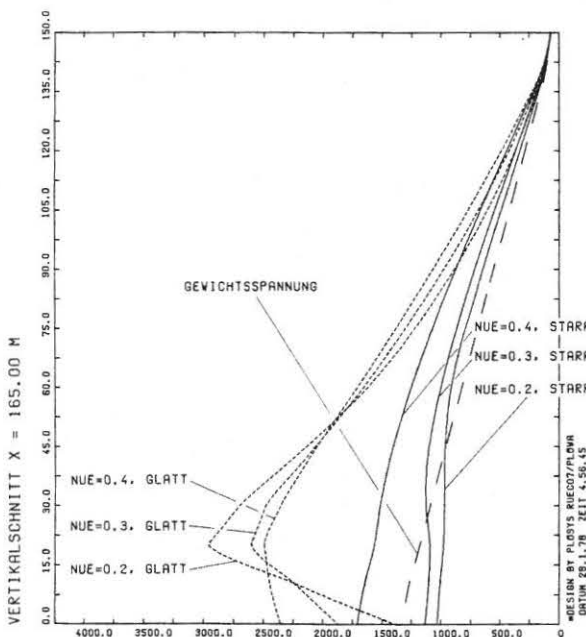
VERTIKALSPNG. SIGMAX MAX = -3258.5 KN/M**2

EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, KO=0.7, TF 1:1 TS 30M



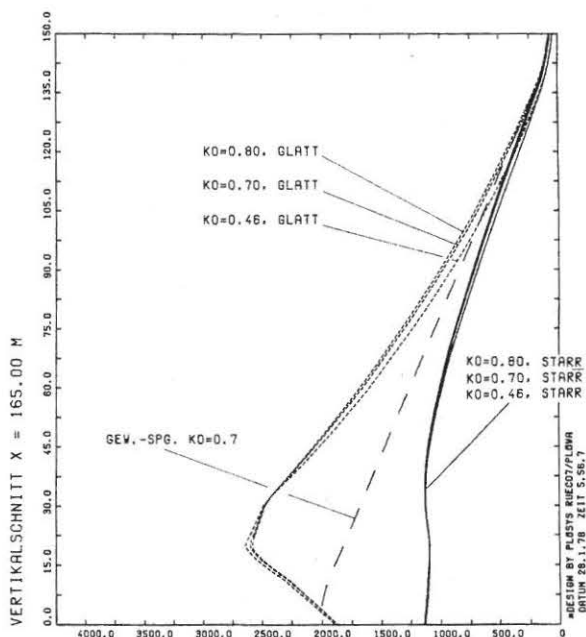
VERTIKALSPNG. SIGMAX MAX = -3325.8 KN/M**2

EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, NUE=0.3, TF 1:1 TS 30M



HORIZONTALSPNG. SIGMAX MAX = -2960.8 KN/M**2

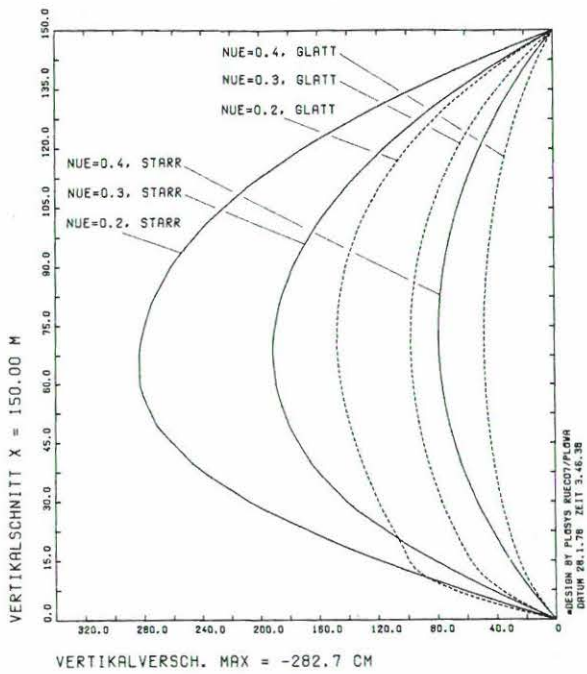
EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, KO=0.7, TF 1:1 TS 30M



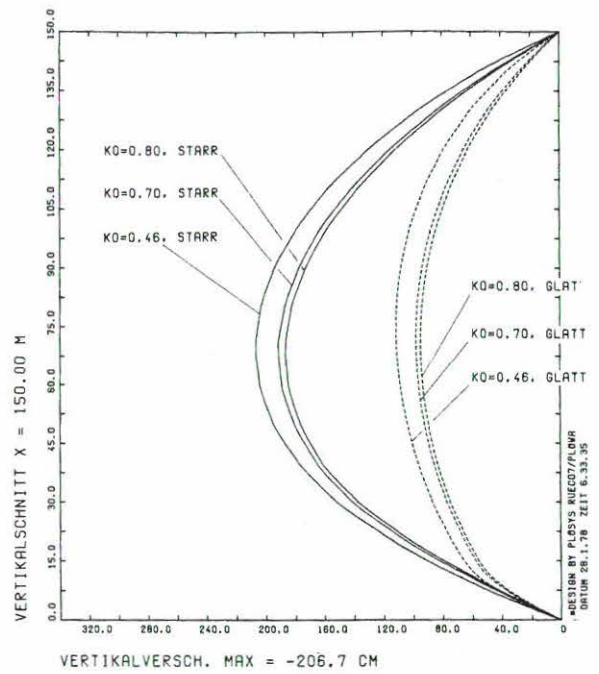
HORIZONTALSPNG. SIGMAX MAX = -2642.5 KN/M**2

EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, NUE=0.3, TF 1:1 TS 30M

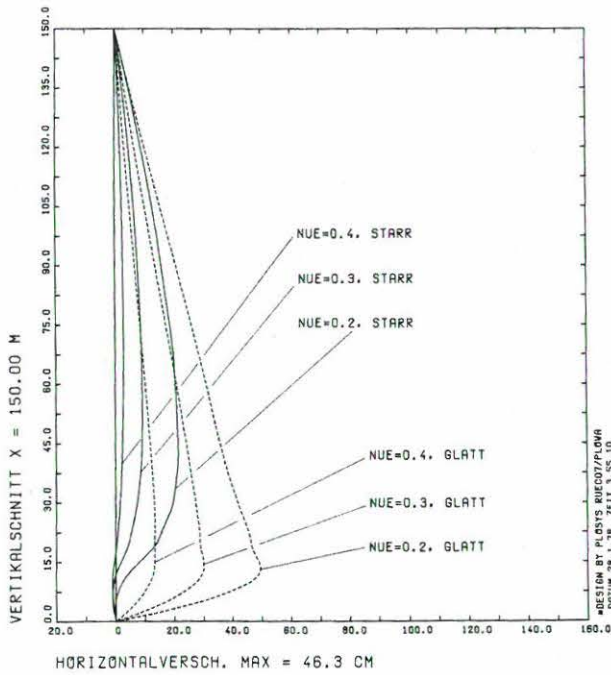
Bild 7.6/2 Einfluß von Einbauverdichtung und Querdehnungszahl auf die Spannungen im Schnitt D-D, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30 m



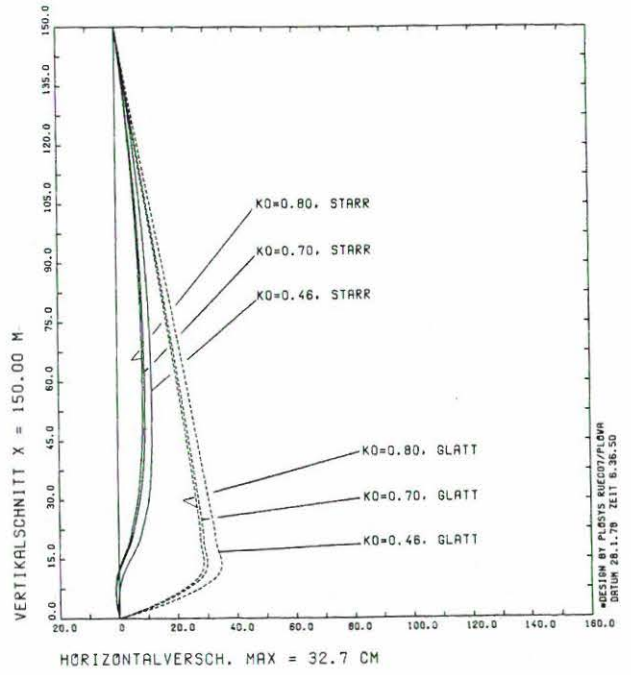
EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, $K_0=0.7$, TF 1:1 TS 30M



EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, $NUE=0.3$, TF 1:1 TS 30M

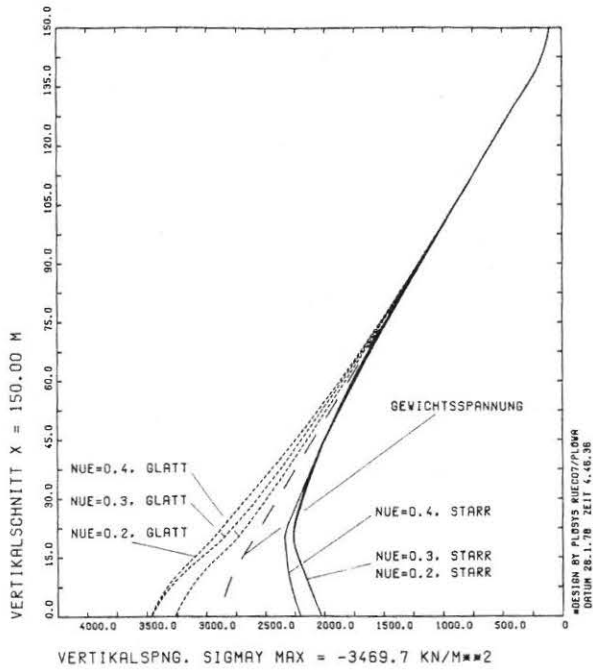


EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, $K_0=0.7$, TF 1:1 TS 30M

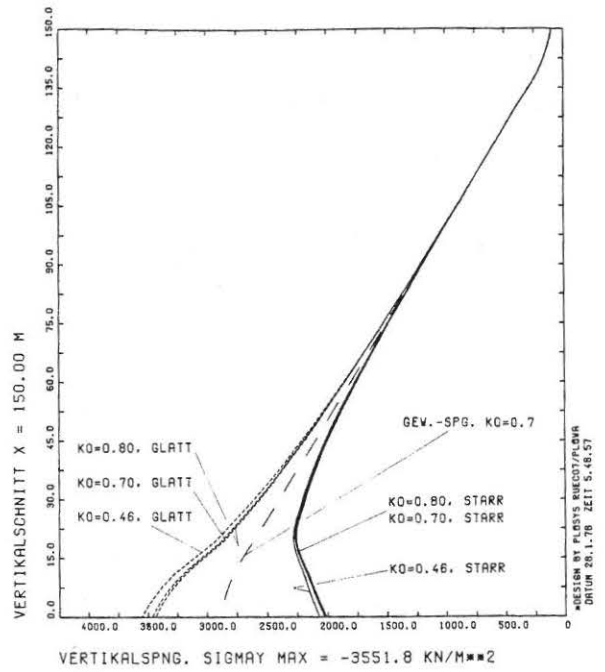


EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, $NUE=0.3$, TF 1:1 TS 30M

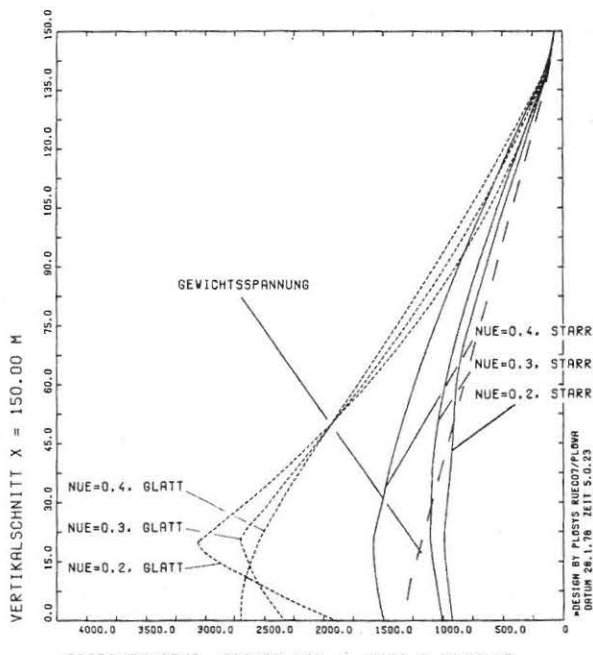
Bild 7.6/3 Einfluß von Einbauverdichtung und Querdehnungszahl auf die Verformungen im Schnitt A-A, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30m



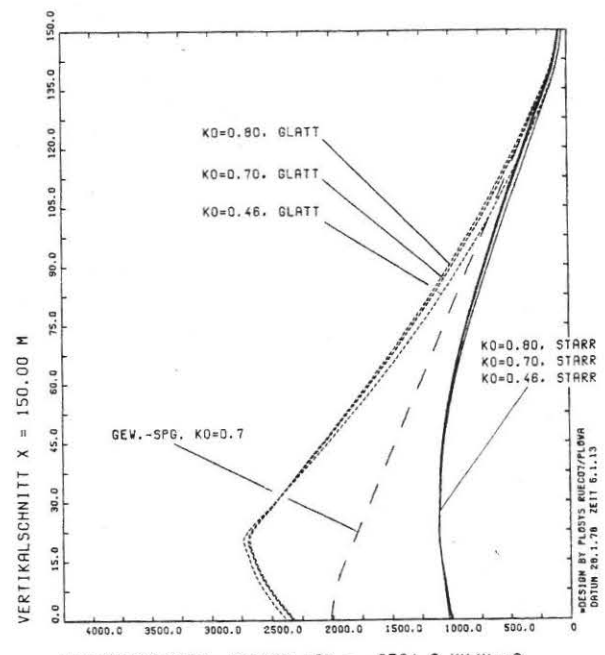
EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, KO=0.7, TF 1:1 TS 30M



EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, NUE=0.3, TF 1:1 TS 30M

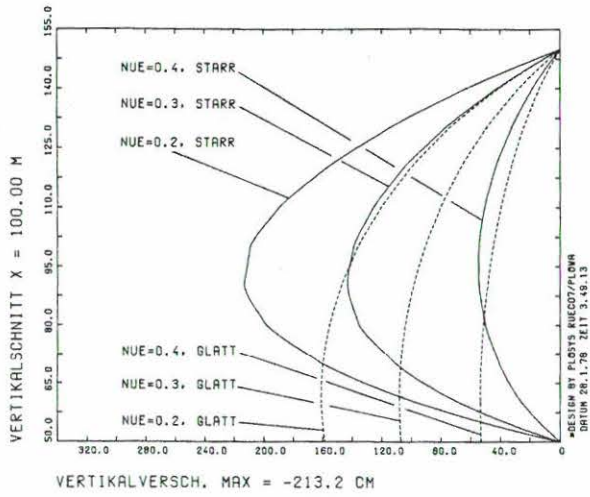


EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, KO=0.7, TF 1:1 TS 30M

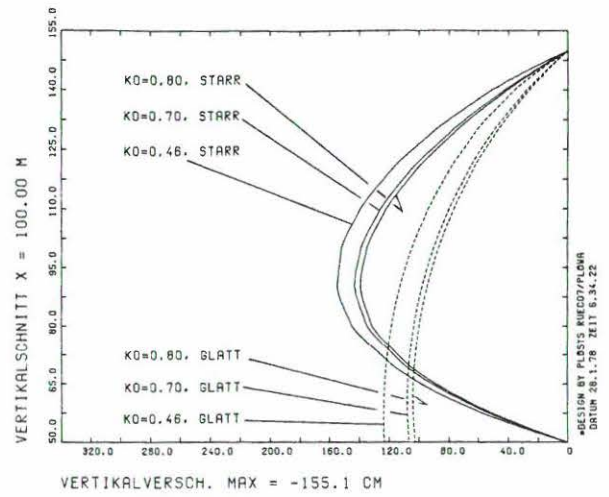


EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, NUE=0.3, TF 1:1 TS 30M

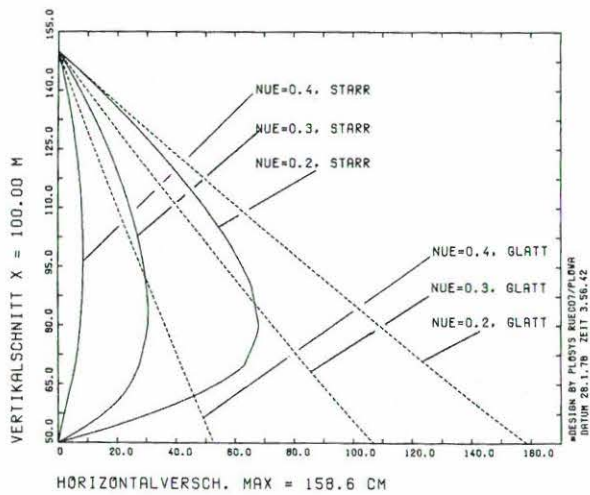
Bild 7.6/4 Einfluß von Einbauverdichtung und Querdehnungszahl auf die Spannungen im Schnitt A-A, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30m



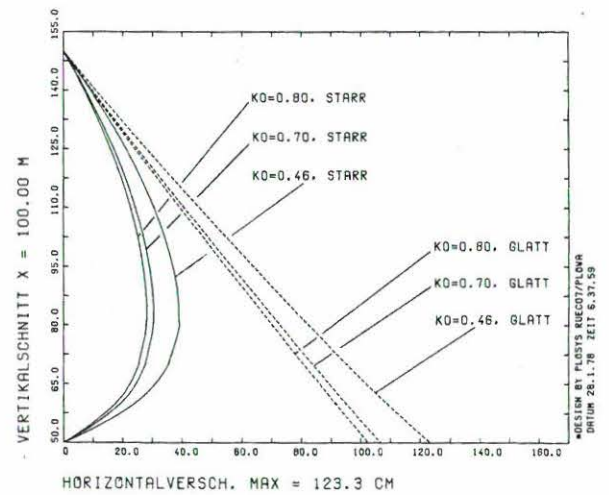
EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, $K_0=0.7$, TF 1:1 TS 30M



EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, $NUE=0.3$, TF 1:1 TS 30M

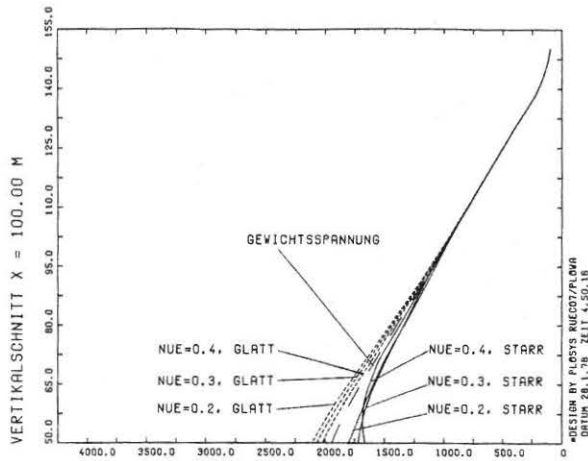


EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, $K_0=0.7$, TF 1:1 TS 30M



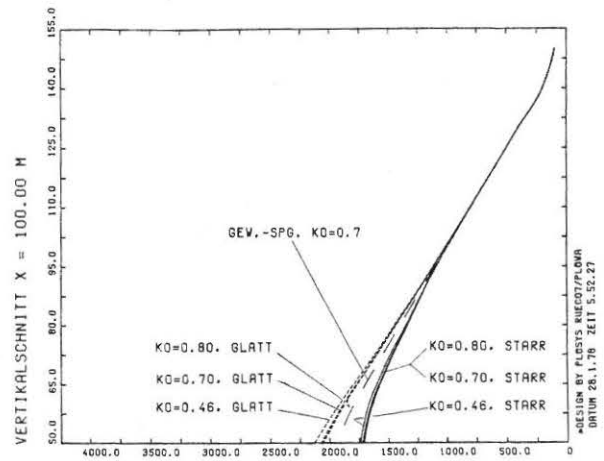
EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, $NUE=0.3$, TF 1:1 TS 30M

Bild 7.6/5 Einfluß von Einbauverdichtung und Querdehnungszahl auf die Verformungen im Schnitt Z-Z, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30 m



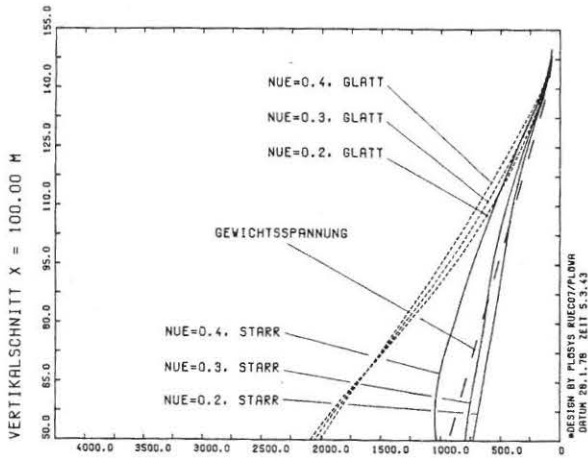
VERTIKALSPNG. SIGMA MAX = -2109.8 KN/M**2

EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, KO=0.7, TF 1:1 TS 30M



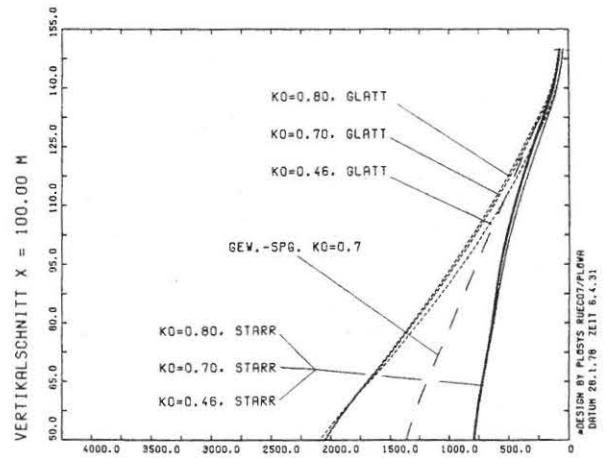
VERTIKALSPNG. SIGMA MAX = -2127.3 KN/M**2

EINFL. EINBAUVERDICHUNG, NUE=0.3, TF 1:1 TS 30M



HORIZONTALSPNG. SIGMAX MAX = -2092.9 KN/M**2

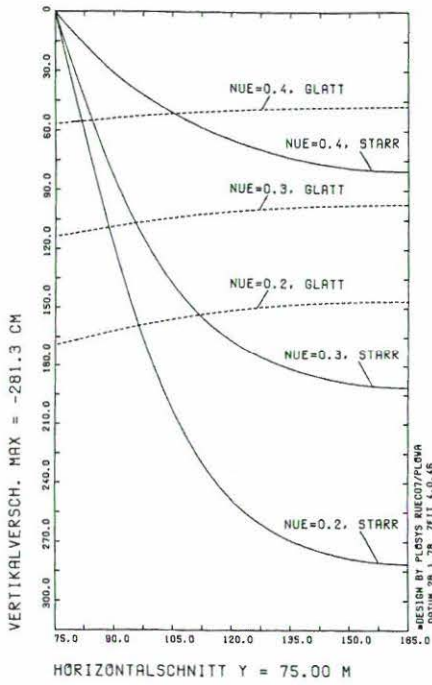
EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, KO=0.7, TF 1:1 TS 30M



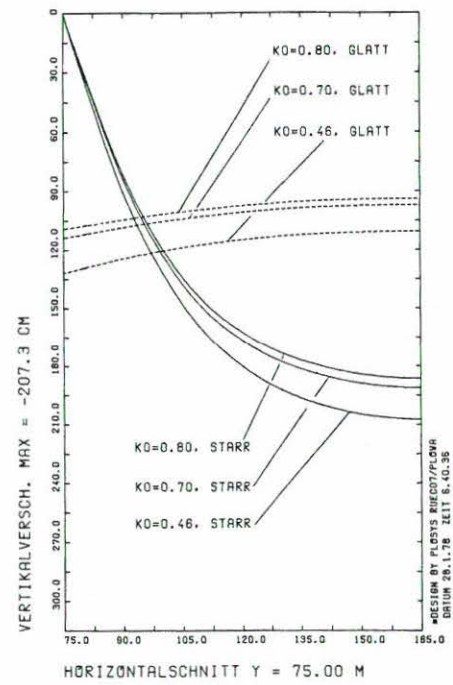
HORIZONTALSPNG. SIGMAX MAX = -2091.5 KN/M**2

EINFL. EINBAUVERDICHUNG, NUE=0.3, TF 1:1 TS 30M

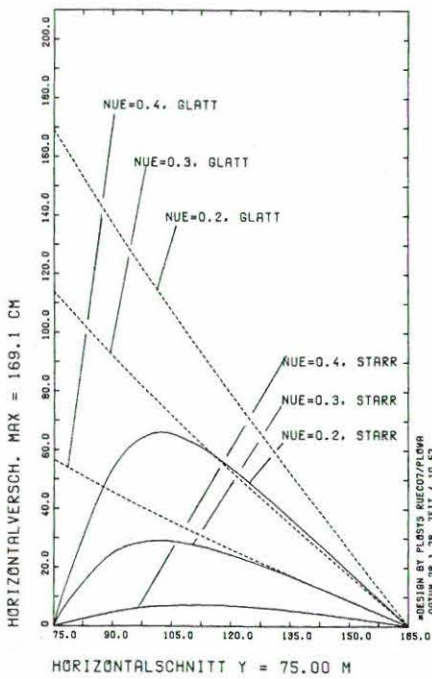
Bild 7.6/6 Einfluß von Einbauverdichtung und Querdehnungszahl auf die Spannungen im Schnitt Z-Z, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30m



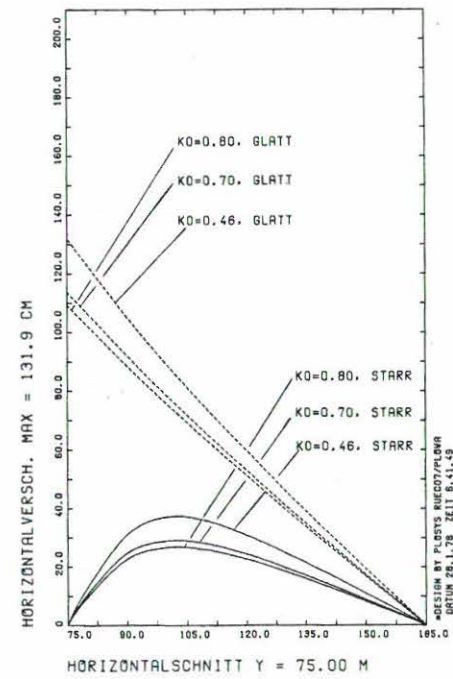
EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, $K_0=0.7$, TF 1:1 TS 30M



EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, $NUE=0.3$, TF 1:1 TS 30M

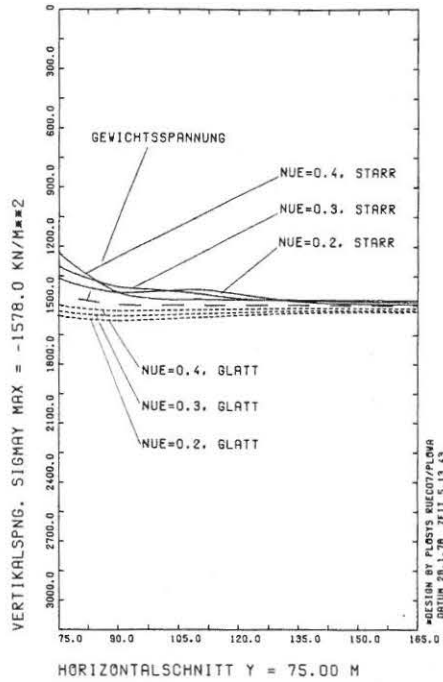


EINFLUSS QUERDEHNUNGSZAHL, $K_0=0.7$, TF 1:1 TS 30M

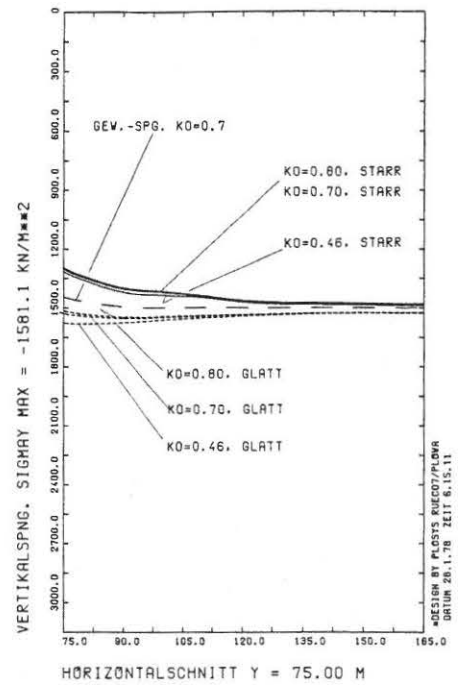


EINFL. EINBAUVERDICHTUNG, $NUE=0.3$, TF 1:1 TS 30M

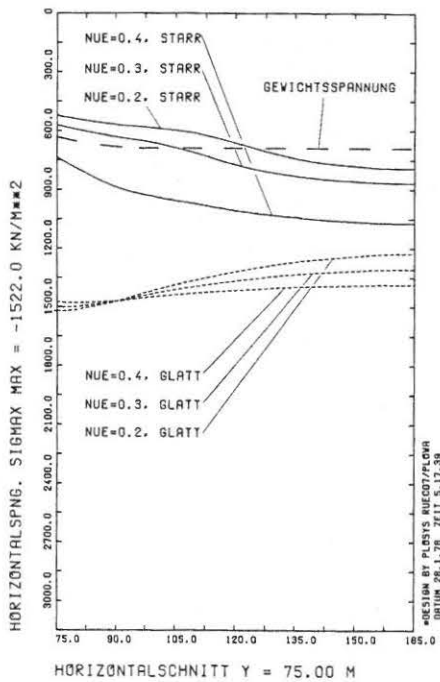
Bild 7.6/7 Einfluß von Einbauverdichtung und Querdehnungszahl auf die Verformungen im Schnitt 1-1, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30m



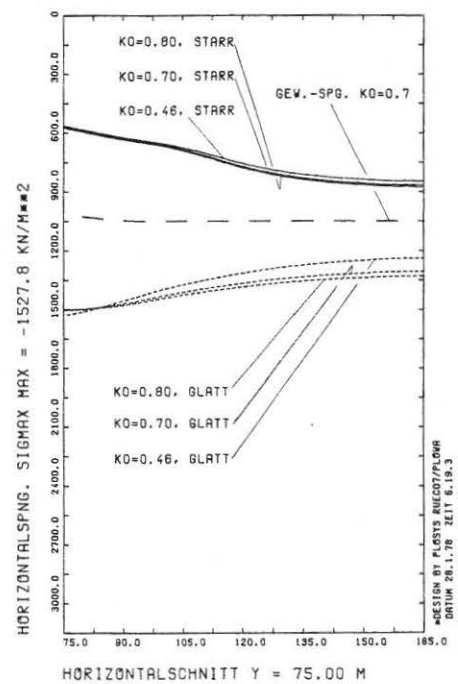
Einfluss Querdehnungszahl, $K_0=0.7$, TF 1:1 TS 30M



Einfl. Einbauverdichtung, $NUE=0.3$, TF 1:1 TS 30M



Einfluss Querdehnungszahl, $K_0=0.7$, TF 1:1 TS 30M



Einfl. Einbauverdichtung, $NUE=0.3$, TF 1:1 TS 30M

Bild 7.6/8 Einfluß von Einbauverdichtung und Querdehnungszahl auf die Spannungen im Schnitt 1-1, Aufstandsfläche STARR und GLATT, Talflankenneigung 1:1, Talsohle 30m

7.7 Einfluß der Elemententeilung

Hierzu wurde ein Querschnitt mit einer Talflankenneigung von 1:1 und 30 m breiter Talsohle bei unverschieblich festgehaltener Aufstandsfläche untersucht. Die Schüttung wurde mit der doppelten Anzahl von Schüttilagen simuliert, deren Eigengewicht jetzt allerdings jeweils in einem Lastschritt aufgebracht worden ist. Insgesamt ergeben sich so 30 Lastschritte. Das Elementnetz hat 555 Elemente und 589 Knoten.

Bei 3.7-facher Rechenzeit gegenüber dem Standardquerschnitt ist eine bemerkenswerte Übereinstimmung in den Spannungen und Verformungen festzustellen. So ergeben sich die maximalen Vertikalverschiebungen jetzt um 2.6% kleiner und die Horizontalverschiebungen 11.9% größer. Die maximalen Vertikalspannungen sind 1.2% und die Horizontalspannungen 3.2% größer als die entsprechenden Vergleichswerte des Standardquerschnittes.

Da die untere Grenze der Anzahl der Schüttilagen durch den erforderlichen Diskretisierungsgrad zur Erfassung der erwarteten Spannungsumlagerung in der Taltiefe vorgegeben war, stellt sich nun die den Untersuchungen zugrunde liegende Elemententeilung als äußerst wirtschaftlich zur realistischen Simulation des Schüttvorganges bei der Herstellung des Dammes heraus.

8. HINWEISE AUF KONSTRUKTIVE MASSNAHMEN AN DEN TALFLANKEN

Die Talflanke wirkt in doppelter Weise auf die Spannungen und Verformungen im Damm ein. Da sind einmal großflächige Unebenheiten wie Felsrippen, Rinnen und Furchen sowie plötzliche Änderungen des Gefälles der Talflanke. Diese *M a k r o r a u h i g k e i t* geht nahtlos von begrenzten örtlichen Störungen in eine Größenordnung über, durch die eine Talform in typischer Weise geprägt werden kann. Demgegenüber steht die *M i k r o r a u h i g k e i t* als Rauigkeit in der Trennfläche zwischen Felsuntergrund und Schüttmaterial.

Die natürliche Rauigkeit der Felsoberfläche wirkt, obwohl bei steigender Talflankenneigung Tangentialverschiebungen im Dezimeterbereich auftreten, für das Gesamtverhalten der Schüttung nicht anders, wie unverschiebliche Lagerung. Eine künstliche Herabsetzung der *M i k r o r a u h i g k e i t* durch Glättung bringt zwar rechnerisch für die Dichtung günstigere Spannungszustände, ist aber technisch in dem erforderlichen Maß kaum durchführbar, solange sich selbst nach Polieren der Oberfläche immer noch ein Reibungswinkel von 16° zwischen Fels und Steinschüttung einstellt. Außerdem muß sichergestellt sein, daß die auftretenden Relativverschiebungen den Anschluß der Dichtung an die Felsoberfläche nicht in seiner Wirksamkeit beeinträchtigen. Eine Erhöhung der Mikrorauigkeit durch Aufrauhen der Felsoberfläche ist zumindest für den Bauzustand weder nötig, noch wünschenswert.

Trotzdem kann eine Behandlung der Talhänge wünschenswert sein, nicht in bezug auf die Mikro- sondern in Hinblick auf die *M a k r o r a u h i g k e i t* (CZAPLA, 1976). Felsrippen und Unregelmäßigkeiten in der Talform können zu Spannungsumlagerungen und Abschirmungen sowie zu Setzungsprüngen führen, die schließlich den Bestand des Bauwerkes als Ganzes in Frage stellen. Im Einzelfall kann dann wiederum eine Finite-Element-Berechnung darüber Aufschluß geben, wie die Egalisierung der Felsoberfläche, eine Abrundung des Talflankenfußes, der Einbau eines Setzungspolsters oder eine modifizierte Aufbringung der Schüttlagen auf Spannungen und Verformungen wirken.

Bei alledem muß man sich bewußt sein, daß eine Herabsetzung der Makrorauigkeit nun nicht eine nennenswerte Relativverschiebung zwischen Felsuntergrund und Schüttmaterial möglich macht. Diese wird weitgehend durch die Mikrorauigkeit der natürlichen Felsoberfläche verhindert. Durch eine Herabsetzung der Makrorauigkeit werden dagegen Spannungs- und Verformungszustände gemildert, die örtlich noch ungünstiger als diejenigen sind, die sich bei egalisiertem Hang und natürlicher Mikrorauigkeit ergeben.

Die Untersuchungen zeigen, daß die Begriffe "enges" und "breites" Tal neu überdacht werden müssen. Unabhängig von der Talsohlenbreite tritt die größte Spannungsabschirmung am Hangfuß auf und ist ebenso wie die Schubbeanspruchung über dem Hang im wesentlichen von der Hangneigung abhängig. Demnach hat weniger die Breite der Talsohle als die Neigung der Talhänge einen Einfluß auf die Beanspruchung der Dichtung in einem Steinschüttdamm.

Obwohl die Schubbeanspruchung des Schüttmaterials stark zunimmt, sobald die Talflanken steiler als 1:1 geneigt werden, kommt es im Bauzustand zu keinen Zugrissen. Die Vertikalspannungen können in der Tal Tiefe bis unter die Hälfte des Überlagerungsgewichtes abfallen. Es ist jedoch zu erwarten, daß die beim Einstau auftretende und der Berechnung bisher noch nicht zugängliche Sättigungssetzung zu weiteren Spannungsumlagerungen - verbunden mit einem Abbau der Gewölbe - führt, wodurch die wirksamen Spannungen ansteigen und die Gefahr eines "hydraulic-cracking" gemildert wird.

Das rheologische Verhalten der Schüttung mußte ebenso ausgeklammert bleiben wie die Wirkung des Aufstaus. Beides sind Vorgänge, die zu weiteren Spannungsumlagerungen und zum Abbau der Gewölbe führen können. Unter diesen Umständen hat die Berechnung eines Damms als ebenes Verformungsproblem in Quer- und Längsrichtung durchaus ihre Berechtigung. Dies gilt besonders für Parameterstudien, mit denen Tendenzen aufgezeigt und die Auswirkungen konstruktiver Überlegungen auf die Vorgänge im Damm überprüft werden sollen.

9. NACHWORT

Die mit der Anwendung der Finite-Element-Methode im Grundbau befaßten Autoren lassen sich grundsätzlich in drei Gruppen unterteilen. Die erste Gruppe besteht aus Mechanikern, die im Grundbau eine Anwendungsmöglichkeit für die Finite-Element-Methode sehen. Dabei kommen oft höherwertige und aufwendige Finite Elemente mit stark vereinfachenden, z.B. linearen Stoffansätzen zur Anwendung. Die zweite Gruppe setzt sich aus Grundbau-Ingenieuren zusammen, für die die Finite-Element-Methode ein Weg zur Lösung ihrer Grundbauprobleme ist. Diese Gruppe verwendet häufig Programme mit einfachen Finiten Elementen und dem Stand der Forschung entsprechenden realistischen und aufwendigen Stoffgesetzen für den Boden. Schwierigere, der Berechnung nicht ohne weiteres zugängliche Probleme werden oft empirisch und in durchaus unkonventioneller Weise gelöst. Die dritte Gruppe beschäftigt sich schwerpunktmäßig mit der Formulierung von zutreffenden Stoffgesetzen für den Boden. Während in der Vergangenheit alle drei Gruppen in gleicher Weise voneinander profitieren konnten, ist dann der Anspruch an die Stoffgesetzformulierungen in dem Maße gestiegen, wie die Anwendung der Finite-Element-Methode im Grundbau zugenommen hat, ohne daß bisher ein Ende abzusehen ist. Auf dem Gebiet der Stoffgesetze wird also in Zukunft besondere Forschungsarbeit geleistet werden müssen.

In der vorliegenden Arbeit wurde gezeigt, daß sich die Finite-Element-Methode als Berechnungsverfahren für hohe Dämme - und andere geotechnische Probleme - auf einem hohen Entwicklungsstand befindet und zusammen mit dem leistungsfähigen und praxisorientierten Programmsystem STATAN-15 VERSION BODENMECHANIK viele Fragestellungen kurzfristig beantwortet werden können.

Wenn der aktuelle Stand des Programmsystemes auch langfristig erhalten bleiben soll, muß die Programmentwicklung weitergeführt werden. Dies wird durch den modularen Aufbau sehr erleichtert. Dann werden dynamische Probleme wie der Einfluß eines Erdbebens ebenso zu Routinelösungen ge-

hören wie die Berücksichtigung des Porenwasserdruckes in bindigen Böden und die realistische Simulation des Aufstaus. Die räumliche Berechnung, die bereits heute mit dem Programmsystem möglich ist, wird nach Implementierung der Substrukturtechnik endlich wirtschaftlich einsetzbar sein.

Dem Entwurfsbearbeiter ist so ein effizientes Hilfsmittel zum Entwurf wirtschaftlicher und sicherer Grundbauwerke zugewachsen. Dies gleichermaßen zu ermöglichen wie exemplarisch aufzuzeigen ist eines der Anliegen des Verfassers. Trotzdem, und das sei als Mahnung verstanden, kann die Berechnung nicht besser sein, als die Stoffgesetze und Stoffkennwerte, mit denen sie durchgeführt worden ist. Gerade wegen der komplexen Materie kann die zutreffende Beurteilung des Bodens in ihrem Wert gar nicht überschätzt werden und der Ermittlung der Stoffparameter ist ebensoviel Sorgfalt zu widmen wie der anschließenden Berechnung selbst.

10. ZUSAMMENFASSUNG

Am Beispiel eines 150 m hohen Steinschüttdammes wird mit Hilfe der Finite-Element-Methode der Einfluß der Neigung der Talflanken, der Breite der Talsohle und der Rauigkeit in der Dammaufstandsfläche auf die Spannungen und Verformungen im Bauzustand aufgezeigt. Durch Vergleich von unendlich langem Damm und unendlich langer Talauffüllung mit der unendlich ausgedehnten Schüttung wird die räumliche Wirkung des Tales abgeschätzt. Zur Relativierung der Berechnungsergebnisse in bezug auf einzelne Bodenkennwerte und die Element-einteilung werden schließlich der Einfluß der Querdehnungszahl und der Einbauverdichtung untersucht sowie die Höhe der Schüttlagen halbiert.

11. LITERATURVERZEICHNIS

1. Alvarez, A., Bravo, G.: A Composed-Core Rockfill Dam: The Canales Dam. Transactions, 12th International Congress on Large Dams, Mexico, 1976, C.20, pp. 1077-1097
2. Amann, P.: Über den Einfluß des Verformungsverhaltens des Frankfurter Tons auf die Tiefenwirkung eines Hochhauses und die Form der Setzungsmulde. Mitteilung der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 15, 1975
3. Benassini, A., Casales, V., Hungsberg, U., Canales, R., Esquivel, R.: Mexican National Committee on Large Dams, General Paper. Transactions, 12th International Congress on Large Dams, Mexico, 1976, G.P.9, pp. 609-660
4. Breth, H., Arslan, U., Rückel, H., Stroh, D.: Zur Setzung von Flachgründungen. Vorträge der Baugrundtagung in Nürnberg, 1976, S. 603-626
5. Breth, H., Hardt, G.: Hohe Steinschüttdämme mit Asphaltbeton-Innenabdichtung. Bauingenieur 51 (1976), S. 317-321
6. Clough, R.W., Woodward, R.J.: Analysis of Embankment Stresses and Deformations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM4, Proc. Paper 5329, July, 1967, pp. 529-549
7. Clough, G.W., Duncan, J.M.: Finite Element Analysis of Retaining Wall Behaviour. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM12, Proc. Paper 8583, Dec., 1971, pp. 1657-1673
8. Czapla, H.: Ermittlung der Stoffkennwerte R_f , K und n für das Stoffgesetz von Duncan/Chang am Beispiel einer Moräne. Technische Akademie e.V. Wuppertal, Seminar T470/4/9 (30.9. bis 1.10.1974)
9. Czapla, H.: Manual zum Graphischen Datenverarbeitungssystem PLOSYS. Darmstadt 1975

10. Czapla, H.: Manual zum Programm AUTODUNC zur Ermittlung der Stoffkennwerte für die Stoffgesetze von Duncan/Chang und Clough/Duncan. Darmstadt 1976
11. Czapla, H.: Manual zum nichtnumerischen Unterprogrammsystem NINUS. Darmstadt 1976
12. Czapla, H.: Spannungen und Verformungen im 100m hohen Staudamm Bolgenach im Bregenzer Wald während des Bauzustandes. Vortrag, gehalten beim Dammbau-Symposium am 11.11.1976 in Darmstadt
13. Czapla, H., Katzenbach, R., Rückel, H., Wanninger, R.: Manual zum Finite-Element-Programmsystem STATAN-15 VERSION BODENMECHANIK. Darmstadt 1978
14. Czapla, H., Katzenbach, R., Breth, H.: Anforderungen an den Asphaltbeton für die Innendichtung von Staudämmen. Veröffentlichung in Vorbereitung
15. Desai, C.S.: Nonlinear Analysis Using Spline Functions. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM10, Proc. Paper 8462, Oct., 1971, pp. 1461-1480
16. Dolezalova, M.: Effect of Steepness of Rocky Canyons Slopes on Cracking of Clay Cores of Rock-and-Earthfill Dams. Transactions, 10th International Congress on Large Dams, Montreal, 1970, Q.36, R.13, pp. 215-224
17. Duncan, J.M., Chang, C.Y.: Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM5, Proc. Paper 7513, Sept., 1970, pp. 1625-1653
18. Duncan, J.M.: Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Dams, Excavations and Slopes. State-of-the-Art Report, Proceedings of the Symposium on Applications of the F.E.M. in Geotechnical Engineering, Vicksburg, Mississippi, May 1-4, 1972, Vol. I, pp. 267-326
19. Eisenstein, Z., Krishnayya, A.V.G., Morgenstern, N.R.: An Analysis of Cracking in Earth Dams. Proceedings of the Symposium on Applications of the F.E.M. in Geotechnical Engineering, Vicksburg, Mississippi, May 1-4, 1972, Vol. I, pp. 431-456

20. Eisenstein, Z., Simmons, J.V.: Three-Dimensional Analysis of Mica Dam. Proceedings of an International Symposium held at Swansea (U.K.), Sept. 8-11, 1975, pp. 1052-1069
21. Feiner, A., Lehnert, J., Löhr, A.: Asphaltic Concrete Cores: Problems and their Solutions. Transactions, 12th International Congress on Large Dams, Mexico, 1976, Q.44, R.3, pp. 33-50
22. Gallagher, R.H.: Finite-Element-Analysis. Springer Verlag, 1976
23. Ghaboussi, J., Wilson, E.L., Isenberg, J.: Finite Element for Rock Joints and Interfaces. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM10, Proc. Paper 10095, Oct., 1973, pp. 833-848
24. Goodman, R.E., Taylor, R.L., Brekke, T.L.: A Model for the Mechanics of Jointed Rock. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM3, Proc. Paper 5937, May, 1968, pp. 637-659
25. Goodman, R.E., Dubois, J.: Duplication of Dilatancy in Analysis of Jointed Rocks. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM4, Proc. Paper 8853, April, 1972, pp. 399-422
26. Hardt, G.: Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 18, 1976
27. Hayashi, M.: Progressive Submerging Settlement during Water Loading to Rock Fill Dam Initial Strain Analysis, Material Property and Observed Results. Proceedings of an International Symposium held at Swansea (U.K.), Sept. 8-11, 1975, pp. 867-880
28. Kiessling, H., Rienössl, R., Schober, W.: Austrian National Committee, General Paper. Transactions, 12th International Congress on Large Dams, Mexico, 1976, G.P.4, pp. 465-493
29. Klüber, T.: Die instationäre Brunnenströmung im anisotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 17, 1975

30. Klüber, T., Breth, H.: Zur Standsicherheit eines Steinschüttdammes mit einem Leck in der Oberflächendichtung. *Wasserwirtschaft* 67 (1977) 1, S. 11-15
31. Kulhawy, F.H., Duncan, J.M., Seed, H.B.: Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Embankments During Construction. Report No. TE-69-4 to U.S. Army Engineers, Waterways Experiment Station, University of California, Berkeley, 1969
32. Kulhawy, F.H., Duncan, J.M.: Stresses and Movements in Oroville Dam. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 98, No. SM7, Proc. Paper 9016, July, 1972, pp. 653-665
33. Kulhawy, F.H., Gurtowski, T.M.: Load Transfer and Hydraulic Fracturing in Zoned Dams. *Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 102, No. GT9, Proc. Paper 12400, Sept., 1976, pp. 963-974
34. Lavania, B.V.K.: Theri Rockfill Dam. *Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT9, Proc. Paper 11587, Sept., 1975, pp. 963-976
35. Lee, K.L., Idriss, I.M.: Static Stresses by Linear and Nonlinear Methods. *Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT9, Proc. Paper 11542, Sept., 1975, pp. 871-887
36. Lefebvre, G., Duncan, J.M., Wilson, E.L.: Three-Dimensional Finite Element Analysis of Dams. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 99, No. SM7, Proc. Paper 9857, July, 1973, pp. 495-507
37. Marsal, R.J., de Arellano, L.R.: Performance of El Infiernillo Dam. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 93, No. SM4, Proc. Paper 5318, July, 1967, pp. 265-298
38. Martin, H.L.: A Three-Dimensional Deformation Analysis of the Storvass Dam. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, Vol. 2, Issue No. 1, Jan.-March 1978, pp. 3-18

39. Nataraja, M.: Discussion "Finite Element for Rock Joints and Interfaces" (Ghaboussi, Wilson, Isenberg). Geotechnical Engineering Division, ASCE, No. GT8, Aug., 1974, pp. 966
40. Naylor, D.J., Stagg, K.G., Zienkiewicz, O.C.: Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams. Swansea (U.K.), 1975
41. Palmerton, J.B.: Application of Three-Dimensional Finite Element Analysis. Proceedings of the Symposium on Applications of the F.E.M. in Geotechnical Engineering, Vicksburg, Mississippi, May 1-4, 1972, Vol. I, pp. 155-214
42. Penman, A.D.M., Charles, J.A.: Constructional Deformations in Rockfill Dam. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM2, Proc. Paper 9560, Febr., 1973, pp. 139-163
43. Rosteck, R.: Der Scherwiderstand von Lockergestein auf Felsuntergrund. Mitteilungen des Institutes für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur der Universität Innsbruck, Heft 1, 1977
44. Schober, W.: Entwurf und Ausführung von Erd- und Steinschüttdämmen. Vortrag, gehalten am 28. Juni 1978 in Darmstadt
45. Skermer, N.A.: Mica Dam Embankment Stress Analysis. Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT3, Proc. Paper 11162, March, 1975, pp. 229-242
46. Sommer, H.: Messungen, Berechnungen und Konstruktives bei der Gründung Frankfurter Hochhäuser. Bauingenieur 53 (1978), Juni, Heft 6, S. 205-212
47. Steffen, H.: The Experience with Impervious Asphaltic Elements and the Conclusions for their Design. Transactions, 12th International Congress on Large Dams, Mexico, 1976, Q.44, R.19, pp. 395-405

48. Stroh, D.: Berechnung verankerter Baugruben nach der F.E.M. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 13, 1974
49. Vasilescu, M.S.: Discussion "A Model for the Mechanics of Jointed Rock" (Goodman, Taylor, Brekke). Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM3, May, 1969, pp. 899-900
50. Wallace, B.J., Hilton, J.I.: Foundation Practices for Talbingo Dam, Australia. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM10, Proc. Paper 9273, Oct., 1972, pp. 1081-1098

Lebenslauf

1945	geboren am 8. Oktober in Bad Salzuflen
1952 - 1956	Volksschule in Barkhausen a. d. Porta
1956 - 1959	Bessel-Oberrealschule in Minden i. W.
1959 - 1965	Georg-Büchner-Schule (Gymnasium) in Darmstadt
1965	3. Februar Abitur an der Georg-Büchner-Schule
1965 - 1973	Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Darmstadt
1973	3. Juli Diplom-Prüfung an der TH Darmstadt
seit 1973	wissenschaftlicher Mitarbeiter von Prof. Dr.-Ing. H. Breth am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt

